الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ECHAHID CHEIKH LARBI TEBESSI - TEBESSA

FACULTE DES SCIENCES EXACTES ET DES SCIENCES DE LA NATURE ET DE LA VIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat en Sciences

Spécialité : Géologie appliquée
Option : Géologie de l'Ingénieur

Par

BOUSTILA Rédha

APPROCHE PHENOMENOLOGIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUFS CALCAIRES DE LA REGION DE SETIF DANS L'OPTIQUE D'UNE UTILISATION EN ASSISES DE CHAUSSEES

Soutenue publiquement le 18 janvier 2025, devant le Jury composé de :

F. BAALI	Professeur	Université Larbi Tébessi, Tébessa	Président
A. DEMDOUM	Professeur	Université Ferhat Abbas, Sétif 1	Directeur de thèse
C. FEHDI	Professeur	Université Larbi Tébessi, Tébessa	Co-directeur de thèse
D. ATHMANIA	Professeur	Université Larbi Tébessi, Tébessa	Examinateur
S. CHELLAT	Professeur	Université Constantine 1	Examinateur
M. DASSAMIOUR	MCA	Université Constantine 1	Examinateur
M. HAMLAOUI	MCA	Université Ferhat Abbas, Sétif 1	Invité

À la mémoire de mon père

À ma mère

REMERCIEMENTS

Cette thèse n'aurait pas pu voir le jour sans le soutien et l'apport précieux de nombreuses personnes et institutions.

Tout d'abord, mes remerciements les plus sincères vont à Monsieur A. Demdoum, Professeur à l'Université Ferhat Abbas – Sétif 1, pour avoir accepté de diriger ces travaux. Je le remercie également de m'avoir accompagné lors des nombreuses missions de terrain, parfois sous des températures caniculaires, mais toujours avec bonne humeur. Sa confiance constante tout au long de ce travail trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens en outre à exprimer ma reconnaissance envers Monsieur C. Fehdi, Professeur à l'Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi de Tébessa, pour sa codirection de cette thèse et pour m'avoir épargné bien des préoccupations liées à la distance tout au long de ces années.

Je souhaite aussi exprimer ma profonde gratitude envers l'Université de Liège (Belgique) qui a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires à la réalisation de cette thèse. La gentillesse, l'amabilité, la disponibilité et l'aide précieuse de tous les responsables m'ont permis de surmonter certaines difficultés qui semblaient insurmontables au départ.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble des membres de mon jury de soutenance. Je suis reconnaissant envers le Professeur F. Baali pour avoir accepté de présider la séance, ainsi qu'au Professeur D. Athmania, au Professeur C. Chellat, au Docteur M. Dassamiour et au Docteur M. Hamlaoui pour leur précieuse contribution à l'évaluation de cette thèse.

Ma reconnaissance va, par ailleurs, aux responsables et au personnel du complexe sidérurgique d'El-Hadjar (S.I.D.E.R.) pour la fourniture en laitier granulé de haut fourneau et pour avoir partagé une partie de la documentation concernant le laitier.

Je souhaite également remercier le personnel d'Air Algérie pour leur amabilité, leur gentillesse et leur compréhension face aux contraintes de poids.

Merci à tous les amis et collègues qui ont aidé à la réalisation de cette thèse.

Que tous ceux dont les connaissances ont été utilisées ou les travaux exploités soient remerciés, et que ceux qui ont été omis veuillent bien en excuser l'auteur.

Enfin, une pensée particulière va à mon père qui a tant fait pour moi et a toujours été un soutien infaillible, et un immense merci à ma mère à qui je dois tout.

RESUME

Les tufs calcaires représentent une ressource essentielle pour la construction des routes en Algérie, souvent comme unique solution dans de nombreuses régions. Malgré leur utilisation répandue depuis les années 50, leur sensibilité à l'eau et leurs caractéristiques mécaniques limitées restreignent de plus en plus leur usage, notamment dans des régions telles que Sétif, confrontées à un trafic routier lourd et intense.

Cependant, compte tenu des besoins considérables du pays en infrastructures routières, la promotion des matériaux locaux, tels que les tufs calcaires, est primordiale. Cette approche vise à combler le déficit en granulats de qualité et à réduire les coûts de construction, tout en limitant l'empreinte environnementale due à l'approvisionnement éloigné en matériaux de construction. Par conséquent, les ingénieurs routiers doivent trouver des solutions novatrices pour surmonter les défis posés par ces matériaux.

Dans ce contexte, l'Algérie se distingue par ses immenses étendues de tufs et sa production significative de laitier granulé de haut fourneau, offrant ainsi des opportunités intéressantes. Le traitement des tufs calcaires avec ce laitier semble prometteur, d'autant plus que le coût de ce matériau est bien inférieur à celui du ciment ou du bitume.

Les recherches actuelles visent à mieux comprendre le comportement spécifique des tufs calcaires, en particulier ceux de la région de Sétif, et à proposer des solutions pour améliorer leurs performances mécaniques, en vue de les utiliser efficacement comme assise de chaussée.

Mots clés : tufs calcaires, assise de chaussée, durcissement, déformations permanentes, laitier granulé, Sétif

الملخص

تمثل التوفات الكلسية مورداً أساسياً لبناء الطرق في الجزائر، وغالباً ما تكون الحل الوحيد في العديد من المناطق. على الرغم من استخدامها الواسع منذ الخمسينيات، إلا أن حساسيتها للماء وخصائصها الميكانيكية المحدودة تقيد استخدامها بشكل متزايد، لاسيما في مناطق مثل سطيف الخاضعة لحركة مرور كثيفة للوزن الثقيل.

ومع ذلك، ونظرا لاحتياجات البلاد الهائلة للبنية التحتية للطرق، فإن تعزيز استخدام المواد المحلية، مثل التوفات الكلسية، أمر أساسي. يهدف هذا النهج إلى سد النقص الحاد في الحصى ذات الجودة وتقليل تكاليف البناء، مع تقليل الآثار البيئية الناتجة عن الإمداد البعيد بمواد البناء. لذا، يجب على مهندسي الطرق إيجاد حلول مبتكرة لتجاوز التحديات المطروحة من طرف هذه المواد.

وفي هذا السياق، تتميز الجزائر بمساحاتها الشاسعة من التوفات الكلسية وإنتاجها الكبير للخبث المحبب لأفران الصهر العالية (البواقي المتحببة)، مما يوفر فرصًا هائلة. يبدو أن معالجة التوفات الكلسية بهذه البواقي واعدة، نظرا للتكلفة المنخفضة مقارنة بالإسمنت أو الزفت.

تهدف الأبحاث الحالية إلى فهم سلوك التوفات الكلسية بشكل أفضل، خاصة تلك الموجودة في منطقة سطيف، وتقديم حلول لتحسين أدائها الميكانيكي، لاستخدامها بشكل فعال كطبقة أساسية للطرق.

الكلمات المفتاحية : التوفات الكلسية ، قاعدة الطريق ، التصلب ، التشوهات الدائمة ، الخبث المحبب ، سطيف

ABSTRACT

Calcretes represent an essential resource for road construction in Algeria and are often the only solution in many regions. Despite their widespread use since the 1950s, their sensitivity to water and their limited mechanical characteristics increasingly restrict their use, particularly in regions such as Setif, which are facing heavy and intense road traffic.

However, given the country's considerable needs for road infrastructure, the promotion of local materials, such as calcretes, is essential. This approach aims to fill the gap in quality aggregates and reduce construction costs while limiting the environmental footprint due to the distant supply of construction materials. Therefore, road engineers must find innovative solutions to overcome the challenges posed by these materials.

In this context, Algeria stands out for its immense expanses of calcretes and its significant granulated blast furnace slag production, thus offering interesting opportunities. The treatment of calcretes with this slag seems promising, especially considering the significantly lower cost compared to cement or bitumen.

Current research aims to better understand the specific behaviour of calcretes, particularly those from the Setif region, and to propose solutions to improve their mechanical performance for effective use as a base layer.

Keywords: calcretes, base layer, hardening, permanent deformations, granulated slag, Setif

TABLE DES MATIERES

Remerciements ..... **i**
Résumé ..... **iii**
الملخص ..... **iv**
Abstract ..... **v**
Table des matières ..... **vi**
Liste des figures ..... **x**
Liste des tableaux ..... **xv**

******

Introduction générale **1**

Chapitre 1. Les tufs calcaires : état des connaissances géologiques **6**
1.1 Introduction 6
1.2 Définition générale 7
1.3 Répartition dans le monde 7
1.4 Formation des encroûtements calcaires 9
1.4.1 Les hypothèses anciennes 10
1.4.2 Les hypothèses récentes 12
1.5 Evolution des encroûtements calcaires 13
1.6 Classification des encroûtements calcaires 16
1.7 Aperçu climatologique du Maghreb 18
1.8 Age et Extension géographique des encroûtements calcaires 19
1.9 Recherche et choix des tufs calcaires sur le terrain 22
1.10 Eléments influant sur les caractéristiques des encroûtements calcaires 23
1.11 Conclusion 24

Chapitre 2. Cadre de formation et principaux caractères chimiques et minéralogiques des tufs calcaires de Sétif 25

2.1 Introduction 25

2.2 Aperçu géologique de l'Algérie 26

2.2.1 Le domaine interne 27

2.2.2 Le domaine des flyschs 27

2.2.3 Le domaine externe 28

2.2.4 La plateforme saharienne 31

2.2.5 Le Hoggar 31

2.3 Contextes géologiques, géomorphologiques, hydrogéologiques et pédologiques des tufs calcaires de la région de Sétif 31

2.4 Localisation et description des encroûtements étudiés 47

2.5 Identification minéralogique 54

2.5.1 Analyse minéralogique par diffractométrie X (DRX) 54

2.5.2 Observations au Microscope Electronique à Balayage (MEB) 61

2.6 Conclusion 68

Chapitre 3. Comportement hydromécanique des sols non saturés 69

3.1 Introduction 69

3.2 L'eau dans les sols non saturés 70

3.2.1 Sols non saturés 70

3.2.2 Etats hydriques 71

3.3 Interactions entre les phases constituantes du sol 75

3.3.1 Tension superficielle - Capillarité 75

3.3.2 Adsorption 78

3.3.3 Succion 78

3.3.4 Rôle des ponts liquides dans la cohésion des milieux granulaires non saturés 81

3.4 Microstructure des sols non saturés 82

3.4.1 Généralités 82

3.4.2 Microstructure des sols granulaires 82

3.5 Propriétés de rétention d'eau 87

3.5.1 Courbes de rétention d'eau 87

3.5.2 Phénomène d'hystérésis 90

3.6 Perméabilité à l'eau 93
3.7 Aspects fondamentaux du comportement hydromécanique des sols non saturés 97
3.7.1 Comportement volumique 98
3.7.2 Comportement déviatorique 100
3.8 Modélisation du comportement des sols non saturés 102
3.8.1 Contrainte effective dans les sols non saturés 102
3.8.2 Approche en variables indépendantes et concept de surface d'état 109
3.8.3 Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols non saturés non expansifs (BBM) 111
3.8.3.1 Modèle sous chargement isotrope : plan ($p^* - s$) 112
3.8.3.1.1 Définition des surfaces de charge 112
3.8.3.1.2 Formulation du modèle 114
3.8.3.1.3 Couplage entre SI et LC et loi d'écrouissage 116
3.8.3.2 Extension du modèle aux états de contraintes déviatoriques 118
3.8.3.3 Avantages et limites du modèle BBM : 120
3.9 Conclusion 121

Chapitre 4. Identification géotechnique et étude du comportement hydromécanique des tufs calcaires de Sétif 123
4.1 Introduction 123
4.2 Programme expérimental 124
4.2.1 Analyse chimique et essais d'identification géotechnique 124
4.2.2 Etude de comportement mécanique 126
4.2.2.1 Essais Proctor et CBR 126
4.2.2.2 Essais de résistance en compression simple et phénomène de durcissement 126
4.2.2.3 Essais de traction indirecte 127
4.2.2.4 Essais triaxiaux sous chargements statiques 128
4.2.2.5 Comportements particuliers des tufs calcaires 128
4.3 Résultats et discussions 130
4.3.1 Analyse chimique et identification géotechnique 130
4.3.2 Comportement au compactage et portance 135
4.3.3 Evolution de la résistance en compression simple durant le séchage 139
4.3.4 Essais de traction indirecte 142

4.3.5 Comportement sous chargements statiques 143
4.3.6 Aptitude à l'extrusion et conséquences 146
4.4 Conclusion 152

Chapitre 5. Traitement des tufs calcaires de Sétif au laitier granulé de haut fourneau 155
5.1 Introduction 155
5.2 Buts du traitement des tufs calcaires au laitier granulé de haut fourneau 156
5.3 Définition du laitier 156
5.4 Propriétés physico-chimiques du laitier granulé d'El-Hadjar 157
5.4.1 Humidité du laitier 157
5.4.2 Granulométrie du laitier 158
5.4.3 Composition chimique du laitier 158
5.4.4 Réactivité et hydraulicité du laitier 159
5.5 Rappel du mode de fonctionnement d'une chaussée 161
5.5.1 Différentes natures d'assises 161
5.5.2 Structure d'une chaussée 161
5.5.3 Transmission des charges dans une chaussée 162
5.6 Etude de comportement mécanique 165
5.6.1 Résistance à la compression simple 166
5.6.2 Résistance à la traction indirecte 167
5.6.3 Comportement sous chargements statiques 169
5.7 Avantages et inconvénients des techniques au laitier granulé 172
5.8 Fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques 173
5.9 Le retrait 174
5.9.1 Le retrait hydraulique 175
5.9.2 Le retrait thermique 176
5.10 Les phénomènes d'interfaces : les boues vertes ou blanches 176
5.11 Conclusion 177

Conclusion générale 179

Références bibliographiques 184

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1 – Répartition des encroûtements calcaires dans le monde (Ben Dhia 1983b)..... 9
FIGURE 1.2 – Circuit de formation des encroûtements calcaires (Ben Dhia 1983a, b)..... 13
FIGURE 1.3 – Schéma type d'un encroûtement mûr (Colombier 1988)..... 15
FIGURE 1.4 – Passages latéraux entre les diverses formes d'individualisation et d'accumulation du calcaire (Ruellan 1970)..... 16
FIGURE 1.5 – Exemples de profils calcaires de sols à profil calcaire différencié (Ruellan 1970)..... 18
FIGURE 1.6 – Limites des zones climatiques d'Afrique du Nord sur un extrait de la carte pluviométrique (1926-1950) (Dubief 1963)..... 19
FIGURE 1.7 – Carte des encroûtements en Algérie, d'après Durand (1959), simplifiée par Horta (1979)..... 21

FIGURE 2.1 – Coupe Nord-Sud montrant les principales unités structurales de l'Algérie (Haddoum 2015, modifiée)..... 26
FIGURE 2.2 – Répartition des affleurements de la dorsale calcaire (Bouillin 1992 modifiée, in Abbassene 2016)..... 27
FIGURE 2.3 – Situation géographique de la zone d'étude..... 32
FIGURE 2.4 – Carte géologique simplifiée de la région de Sétif (Vila 1977, in Boustila et al. 2023)..... 34
FIGURE 2.5 – Carte hypsométrique de la région de Sétif..... 35
FIGURE 2.6 – Carte des pentes de la région de Sétif..... 36
FIGURE 2.7 – Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien (Côte 1998a)..... 37
FIGURE 2.8 – Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien (données du 1er septembre 1921 au 31 août 1960 et du 1er Septembre 1968 au 31 août 1989) (A.N.R.H. 1993)..... 37
FIGURE 2.9 – Carte représentant la géomorphologie et le réseau hydrographique de la région de Sétif..... 38
FIGURE 2.10 – Exemples de dalles compactes et de croûtes calcaires rencontrées au niveau des hautes plaines sétifiennes (Boustila et al. 2023)..... 42
FIGURE 2.11 – Quelques types d'encroûtements rencontrés au niveau des hautes plaines sétifiennes (Boustila et al. 2023)..... 43
FIGURE 2.12 – Structure « fluffy » (microgrumeleuse ou floconneuse) due aux phénomènes de salinisation et d'alcalinisation (Boustila et al. 2023)..... 44

FIGURE 2.13 – Encroûtement moulouyen qui a été soumis à un lessivage du calcaire (Boustila et al. 2023) 45
FIGURE 2.14 – Encroûtement calcaire rubéfié (Boustila et al. 2023) 46
FIGURE 2.15 – Extrait de la carte des encroûtements en Algérie, avec localisation des tufs calcaires étudiés (Durand 1959; Horta 1979, in Boustila et al. 2023) 47
FIGURE 2.16 – Encroûtements types du gisement étudié (Boustila et al. 2023)..... 51
FIGURE 2.17 – Dalles et croûtes rencontrées au niveau du gisement de Bir-El-Arch (Boustila et al. 2023) 52
FIGURE 2.18 – Croûtes et concrétions du gisement de Bir-El-Arch (Boustila et al. 2023)..... 53
FIGURE 2.19 – Passage latéral de faciès (Boustila et al. 2023)..... 54
FIGURE 2.20 – Diffractogrammes de la fraction inférieure à 1 mm sur matériau global 59
FIGURE 2.21 – Diffractogrammes de la croûte sur fraction inférieure à 2 µm 60
FIGURE 2.22 – Schéma illustrant l'interaction entre un faisceau d'électrons et la surface d'un échantillon 61
FIGURE 2.23 – Echantillons de tufs calcaires métallisés à l'or..... 63
FIGURE 2.24 – Structure des tufs calcaires de Sétif observée au niveau de la croûte calcaire 63
FIGURE 2.25 – Cristaux de calcite 64
FIGURE 2.26 – Formes automorphes de la calcite 64
FIGURE 2.27 – Cristaux de quartz observés au niveau de la croûte calcaire 65
FIGURE 2.28 – Ponts de calcite reliant des agglomérats de cristaux (croûte calcaire) 66
FIGURE 2.29 – Présence d'attapulgite dans la dalle compacte 66
FIGURE 2.30 – Débris de silex observés au niveau de la croûte calcaire..... 67

FIGURE 3.1 – Les différents régimes hydriques d'un sol granulaire (Soulié 2005) : (a) régime hygroscopique, (b) régime pendulaire, (c) régime funiculaire, (d) saturation 73
FIGURE 3.2 – Les diverses formes de l'eau dans le sol (Li 1999) 73
FIGURE 3.3 – Illustration des forces agissant sur une molécule d'eau (Delage et Cui 2000b)..... 76
FIGURE 3.4 – Phénomène d'ascension capillaire (Delage et Cui 2000b)..... 77
FIGURE 3.5 – Etats de l'eau dans un sol non saturé (Delage et Cui 2000b)..... 79
FIGURE 3.6 – Influence des ponts liquides sur la cohésion dans les milieux granulaires non saturés (Li 1999)..... 81
FIGURE 3.7 – Exemples de microstructures des sols granulaires (Davalle 1991) 83
FIGURE 3.8 – Résistance au déplacement due aux irrégularités de surface (Soulié 2005)..... 84
FIGURE 3.9 – Influence de la rugosité sur le phénomène de capillarité (Soulié 2005) : (a) régime d'aspérités, (b) régime de rugosité, (c) régime sphérique..... 84
FIGURE 3.10 – Caractéristiques de la courbe de rétention d'eau (Côté 1997, in Ho 2013)..... 88

FIGURE 3.11 – Courbes de rétention d'eau de divers types de sols (Kassiff et al. 1979, in Delage 1987) 89
FIGURE 3.12 – Rétention d'eau et domaines de saturation d'un sol (Gras 2011) 90
FIGURE 3.13 – Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney 1952, in Delage et Cui 2000b) 91
FIGURE 3.14 – Mécanismes expliquant l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui 2000b) 92
FIGURE 3.15 – Perméabilité K_w d'un sol non saturé (Li 1999) 94
FIGURE 3.16 – Perméabilités relatives à l'air et à l'eau d'un sol non saturé (Vachaud et al. 1974, in Delage et Cui 2000b) 96
FIGURE 3.17 – Perméabilités relatives de divers sols fins non saturés (Daniel 1982, in Delage et Cui 2000b) 97
FIGURE 3.18 – Courbes de compressibilité à différents niveaux de succion (succion contrôlée) (Alonso et al. 1990, in Li 1999) 98
FIGURE 3.19 – Phénomènes de gonflement et d'effondrement (Li 1999) 99
FIGURE 3.20 – Déformations volumiques irréversibles induites par la variation de la succion (Alonso et al. 1990, in Li 1999) 99
FIGURE 3.21 – Relation entre gonflement et succion : cas d'un gonflement irréversible (Chu et Mou 1973, in Alonso et al. 1987) 100
FIGURE 3.22 – Evolution des propriétés de résistance au cisaillement (cohésion apparente et angle de frottement) en fonction de la succion pour différents types de sols (Delage et Graham 1995, in Delage et Cui 2000a) 101
FIGURE 3.23 – Essais triaxiaux : courbes contrainte-déformation (σ_3 constante) à différents niveaux de succion (Cui 1993) 101
FIGURE 3.24 – Variation du paramètre χ en fonction du degré de saturation pour divers types de sols (Jennings et Burland 1962) 104
FIGURE 3.25 – Relation entre le paramètre χ et le rapport de succion (Khalili et Khabbaz 1998) 106
FIGURE 3.26 – Essais de cisaillement direct : (a) sur argile à différentes succions (Escario et Saez 1986, in Gras 2011) (b) sur sable à différentes teneurs en eau (Richefeu 2005, in Gras 2011) 107
FIGURE 3.27 – (a) Formes non linéaires des points de rupture de l'argile dans le plan ($u_a - u_w$, τ_{max}). Essais sur argile (Escario 1988, in Gras 2011). (b) Evolution de la cohésion apparente en fonction de la teneur en eau pour un sable (Richefeu 2005, in Gras 2011) 108
FIGURE 3.28 – Surface d'état $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ (Matyas et Radhakrishna 1968) 110
FIGURE 3.29 – Déformations sous chargement isotrope (Modèle BBM) (Alonso et al. 1987) 113
FIGURE 3.30 – Illustration de l'effondrement d'un sol non saturé selon le modèle BBM (Alonso et al. 1987, in Delage et Cui 2000a) 114
FIGURE 3.31 – Couplages entre les surfaces de charge SI et LC (Alonso et al. 1990, in Delage et Cui 2000a) 117
FIGURE 3.32 – Surfaces de charge dans l'espace tridimensionnel ($p^* - q - s$) (Alonso et al. 1990) 118

FIGURE 3.33 – Surfaces de charge dans les plans (p^* – q) et (p^* – s) (Alonso et al. 1990)..... 119

FIGURE 4.1 – Orniérage important de la chaussée (région de Mezloug)..... 129
FIGURE 4.2 – Courbe granulométrique des tufs étudiés comparée en (a) au fuseau de spécification TUF 2 (0/20) et en (b) au fuseau de spécification des GNT (0/20) (CTTP 2001) (Boustila et al. 2023)..... 131
FIGURE 4.3 – Situation des tufs calcaires de Sétif par rapport aux classes de dureté admises en technique routière..... 134
FIGURE 4.4 – Désordres évoqués par Alonso et al. (1990, 2013) et observés dans la région de Sétif..... 137
FIGURE 4.5 – Formation de feuillets suite à un déficit en eau et à un compactage intensif (Boustila et al. 2023)..... 138
FIGURE 4.6 – Aération du sol après constatation du phénomène de matelassage (Boustila et al. 2023)..... 138
FIGURE 4.7 – Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la teneur en eau et du temps de séchage (Boustila et al. 2023)..... 139
FIGURE 4.8 – Effets de la température de séchage sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des tufs calcaires (Boustila et al. 2023)..... 140
FIGURE 4.9 – Dissolution d'un cristal de calcite (Boustila et al. 2023)..... 142
FIGURE 4.10 – Dépôt de cristaux de calcite (Boustila et al. 2023)..... 142
FIGURE 4.11 – Courbes contraintes-déformations des tufs calcaires de Sétif. Essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) tufs secs; (b) tufs humides (w = 10.5%) (Boustila et al. 2023)..... 143
FIGURE 4.12 – Rupture fragile d'une éprouvette de tuf sec..... 144
FIGURE 4.13 – Rupture ductile..... 144
FIGURE 4.14 – Représentation dans le plan [p', q] des chemins de contraintes effectives suivis lors des essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) tufs secs; (b) tufs humides (w = 10.5%) (Boustila et al. 2023)..... 145
FIGURE 4.15 – Courbes contrainte-temps des essais d'extrusion des tufs calcaires de Sétif. Influence de la teneur en eau et du diamètre de l'ouverture sur la contrainte d'extrusion (Boustila et al. 2023)..... 147
FIGURE 4.16 – Etat, après 5 minutes d'immersion dans de l'eau, de 2 échantillons de tufs calcaires de Sétif : (a) échantillon ayant subi une contrainte d'extrusion; (b) échantillon intact (Boustila et al. 2023)..... 150
FIGURE 4.17 – Mécanismes de cohésion observés au sein des milieux granulaires humides (Soulié 2005)..... 151

FIGURE 5.1 – Diagramme ternaire de Keil pour les différents liants..... 157
FIGURE 5.2 – Courbe granulométrique du laitier granulé d'El-Hadjar..... 158
FIGURE 5.3 – Diffractogramme du laitier granulé d'El-Hadjar..... 161
FIGURE 5.4 – Coupe-type d'une chaussée (Régis 1985)..... 162

FIGURE 5.5 – Transmission schématique des charges dans une grave non traitée (Colombier et al. 1980) 163
FIGURE 5.6 – Transmission schématique des charges dans une grave traitée (Colombier et al. 1980) 163
FIGURE 5.7 – Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche traitée reposant sur une couche non traitée (Colombier et al. 1980) 164
FIGURE 5.8 – Evolution de Rc en fonction du temps pour différents dosages en laitier granulé 166
FIGURE 5.9 – Evolution de Rt en fonction du temps pour différents dosages en laitier granulé 168
FIGURE 5.10 – Variation de la forme de l'éprouvette en cours d'essai (Nguyen et Derkx 1991) 169
FIGURE 5.11 – Courbes contraintes-déformations du mélange tuf-laitier. Essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) mélange tuf-laitier sec; (b) mélange tuf-laitier humide 170
FIGURE 5.12 – Représentation dans le plan [p', q] des chemins de contraintes effectives suivis lors des essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) mélange tuf-laitier sec; (b) mélange tuf-laitier humide 171
FIGURE 5.13 – Processus de dégradation d'une couche traitée aux liants hydrauliques (Chauvin 1987) 174

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1.1 – Classification et description macromorphologique des encroûtements calcaires (Ruellan 1970) 17
TABLEAU 1.2 – Chronologie des formations tuffeuses du Maghreb et comparaison avec le Quaternaire en Europe [dans la dernière colonne figurent les données de Ruellan (1970)] 20
TABLEAU 1.3 – Effets des principaux facteurs sur les caractéristiques des encroûtements calcaires (Ben Dhia 1983b) 24

TABLEAU 2.1 – Résultats de la préparation a (matériau global) 58
TABLEAU 2.2 – Résultats de la préparation b (minéraux argileux dans le matériau global) 58
TABLEAU 2.3 – Résultats de la préparation c (fraction argileuse) 58

TABLEAU 3.1 – Lois de perméabilité K_w en relation avec la succion s ou la saturation S_{rw} (Li 1999) 95

TABLEAU 4.1 – Résultats de l'analyse chimique sommaire (Boustila et al. 2023) 131
TABLEAU 4.2 – Résumé des principales caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des tufs calcaires étudiés (Boustila et al. 2023) 132
TABLEAU 4.3 – Influence de la teneur en $CaCO_3$ sur la dureté des tufs calcaires (Boustila et al. 2023) 134
TABLEAU 4.4 – Résultats des essais de traction indirecte 142
TABLEAU 4.5 – Paramètres des chemins de contraintes des essais triaxiaux (Boustila et al. 2023) 146

TABLEAU 5.1 – Résultats de l'analyse chimique sommaire du laitier granulé d'El-Hadjar 159
TABLEAU 5.2 – Paramètres des chemins de contraintes des essais triaxiaux réalisés sur tufs calcaires non traités et sur tufs calcaires traités au laitier granulé de haut fourneau 171

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, le développement des infrastructures routières est confronté à un défi majeur en raison du manque de granulats de qualité dans de nombreuses régions et d'une demande croissante. Pour remédier à cette pénurie, les tufs calcaires, qui sont abondamment disponibles, représentent souvent la seule alternative viable. Leur disponibilité locale renforce leur attrait économique et contribue à réduire l'impact environnemental des chantiers (Colombier 1988).

L'intérêt des géotechniciens et ingénieurs routiers pour les encroûtements calcaires, également appelés tufs calcaires, principalement en Afrique du Nord (Horta 1979), a émergé dans les années 50. Au fil du temps, ces matériaux, autrefois négligés, sont devenus indispensables pour le développement du réseau routier algérien.

Contrairement aux granulats routiers traditionnellement utilisés, les tufs calcaires se caractérisent par des propriétés mécaniques relativement faibles, pouvant considérablement diminuer en présence d'eau (Horta 1979; Alloul 1981; Ben Dhia 1983a, b; Struillou et Alloul 1984; Colombier 1988). Leur nature particulière les rend difficiles à classer selon les normes habituelles en raison, essentiellement, de caractéristiques géotechniques qui ne correspondent pas aux critères standards, ainsi que d'une mise en œuvre complexe et d'une sensibilité accrue

à l'eau. Malgré cela, dans des conditions réelles, ces matériaux présentent un comportement satisfaisant (Ben Dhia 1983a, b; Colombier 1988).

Bien que l'expérience passée présente un bilan positif de l'utilisation des tufs calcaires en assises de chaussées et que leur utilisation semble maîtrisée, il serait risqué de continuer à les utiliser sans prendre des mesures préventives pour éviter la survenue de dégradations importantes (Struillou et Alloul 1984). Ces dernières années, avec une densification significative du trafic, en particulier des poids lourds, leur utilisation nécessite de prendre de nombreuses précautions telles que le choix des tufs les plus résistants, un bon drainage du corps de chaussée, l'application de traitements aux liants hydrauliques…

En Algérie, de nombreuses études ont été réalisées concernant l'utilisation des tufs calcaires en assises de chaussées (Capeille 1957; Ponton 1964; Horta 1979; Alloul 1981; Struillou et Alloul 1984; Morsli 2007; Morsli et al. 2007; Goual 2012; Goual et al. 2012; Cherrak et al. 2015; Loualbia 2017; Loualbia et al. 2017, 2018; Daheur et al. 2019; Akacem et al. 2020; Loualbia et al. 2021). Ces études se concentrent sur plusieurs aspects spécifiques à ces matériaux, en particulier leur mise en œuvre, et proposent des solutions pour améliorer leurs propriétés mécaniques. Ces améliorations peuvent être réalisées par l'ajout d'autres matériaux tels que les sables et les graves classiques, ou par le recours à des traitements aux liants hydrauliques.

Actuellement, l'usage persistant des tufs calcaires en assises de chaussées nécessite une meilleure appréhension de la nature très particulière de ces matériaux, notamment en approfondissant notre connaissance de leur comportement mécanique. En effet, ce dernier demeure encore mal compris malgré l'expérience acquise jusqu'à présent.

Notre recherche sur les tufs calcaires de la région de Sétif vise à éclaircir certaines de leurs particularités, comme celles liées à leur mise en œuvre pendant le compactage et à l'origine du phénomène de durcissement. Nous accordons, par ailleurs, une attention particulière au rôle essentiel de l'eau et à son influence sur leurs caractéristiques intrinsèques.

Les résultats de notre étude nous ont conduits à examiner de près le problème de l'apparition de dégradations graves et rapides, engendrées par d'importantes déformations permanentes sur certaines sections de chaussées soumises à un trafic dense et lourd pendant la période hivernale. Pour mieux comprendre cette situation, nous avons entrepris une approche comparative avec la craie, un matériau également réputé pour sa sensibilité à l'eau et son

comportement spécifique. Cette démarche a permis de mettre en évidence l'influence déterminante de la teneur en eau et d'identifier de nouveaux types de comportements mécaniques jusqu'alors inconnus pour ce type de matériaux.

Par ailleurs, les tufs calcaires sont le plus souvent utilisés sous forme de graves non traitées (non liées). Ils ne peuvent donc pas supporter un fort trafic routier sans subir d'importantes déformations permanentes en raison de leur forte sensibilité à l'eau et leurs faibles performances mécaniques. Le traitement par un liant hydraulique pourrait constituer une solution adéquate, puisque courant dans de nombreux pays. Les questions environnementales et celles liées au réchauffement climatique étant devenues incontournables, nous avons opté pour l'utilisation du laitier granulé de haut fourneau plutôt que le ciment. En effet, la construction routière étant fortement consommatrice de ressources naturelles minérales qui ne se renouvellent pas, l'utilisation de ce sous-produit industriel permet leur préservation et évite leur gaspillage. Ce choix permet également d'économiser de l'énergie, soit celle liée aux approvisionnements lointains, soit celle nécessaire pour fabriquer le clinker du ciment et de réduire ainsi considérablement la pollution générée. En dernier lieu, l'utilisation du laitier granulé permet d'éliminer les dépôts disgracieux et de préserver l'environnement.

L'objectif de ce travail de thèse est d'étudier les différents aspects de l'emploi des tufs calcaires de la région de Sétif en assises de chaussées. Il a pour ambition de permettre une meilleure compréhension du comportement de ces matériaux et de dégager des perspectives pouvant mener à améliorer leur utilisation. Le résultat escompté est d'utiliser les tufs calcaires en assises de chaussées de manière plus systématique afin de préserver les autres sources de granulats. Tout cela dans le but d'optimiser le réseau routier et les investissements engagés.

Ce mémoire de thèse s'articule autour de cinq chapitres :

- Le premier chapitre offre un aperçu des connaissances géologiques actuelles concernant les tufs calcaires. Il commence par présenter quelques généralités avant d'examiner les différentes hypothèses sur leur formation. Ensuite, il explore l'évolution, la classification, l'âge, la répartition géographique ainsi que les méthodes de recherche et de sélection de ces matériaux. Enfin, il propose une synthèse de leurs caractéristiques les plus importantes afin de fournir une base solide pour l'analyse et la modélisation de leurs comportements.

- Le deuxième chapitre, consacré à l'étude du cadre de formation des tufs calcaires de Sétif, débute par un aperçu géologique de l'Algérie. Par la suite, il examine les contextes géologiques, géomorphologiques, hydrogéologiques et pédologiques des tufs calcaires de la région de Sétif, lesquels conditionnent leur formation. Cette section du mémoire présente également une description des divers profils et faciès rencontrés, en mettant l'accent sur les processus de décalcarification, de salinisation, d'alcalinisation et de rubéfaction des sols, des phénomènes courants dans la région. Enfin, une étude minéralogique est réalisée à l'aide de la diffractométrie X (DRX) et des observations au microscope électronique à balayage (MEB).

- Dans le troisième chapitre, nous entreprenons une étude bibliographique sur le comportement hydromécanique des sols non saturés, ainsi que sur le phénomène d'effondrement décrit par Alonso et al. (1987, 1990). Après avoir défini la notion de succion et présenté les particularités des sols triphasiques en mécanique des sols non saturés, nous proposons un résumé des propriétés fondamentales des sols non saturés non expansifs. Ensuite, ce chapitre passe en revue les principaux résultats existants sur les sols non saturés, avant de conclure par la présentation du modèle de Barcelone applicable aux sols non saturés non expansifs. Les connaissances acquises dans cette étude seront ensuite exploitées dans le chapitre suivant pour analyser les résultats expérimentaux obtenus à partir de l'étude du comportement hydromécanique des tufs calcaires de Sétif.

- Le quatrième chapitre regroupe l'ensemble des essais expérimentaux réalisés sur les tufs calcaires de Sétif, visant à les identifier et à étudier leur comportement hydromécanique, ainsi que l'interprétation des résultats obtenus. Ces recherches explorent divers aspects de leur comportement mécanique dans les assises de chaussées, examinant notamment les défis liés au processus de compactage, les mécanismes de durcissement et les effets néfastes de l'eau sur leurs propriétés mécaniques. Elles visent également à expliquer les graves dégradations observées, résultant de déformations permanentes importantes sur certaines sections soumises à un trafic dense en hiver. Ces travaux ont permis de mettre en lumière l'importance cruciale de la teneur en eau et d'identifier de nouveaux comportements qui peuvent avoir de lourdes conséquences économiques.

- Le cinquième et dernier chapitre concerne le comportement mécanique des tufs calcaires de Sétif traités au laitier granulé de haut fourneau. Les essais entrepris visent à déterminer si une amélioration notable de leurs propriétés mécaniques est constatée, particulièrement en cas d'augmentation de la teneur en eau dans la chaussée. De plus, ce chapitre aborde la question de la fissuration de ce type d'assise.

Les résultats des travaux réalisés et présentés aux chapitres 2 et 4 ont fait l'objet d'une publication dans une revue internationale :

Boustila, R., Demdoum, A. & Fehdi, C. Aspects particuliers du comportement mécanique des tufs calcaires de Sétif (Algérie) en assises de chaussées. Bull Eng Geol Environ 82, 40 (2023). https://doi.org/10.1007/s10064-022-03033-y

CHAPITRE 1

LES TUFS CALCAIRES : ETAT DES CONNAISSANCES GEOLOGIQUES

1.1 Introduction

Les sols méditerranéens présentent très souvent des horizons où le calcaire s'accumule et s'individualise. Ils sont décrits et classés en fonction de la teneur en calcaire des matériaux originels dans lesquels il se forme et de sa répartition verticale et horizontale dans les différents horizons des sols. La forme sous laquelle il se présente aide également à les identifier, à en établir la classification et à émettre des théories sur leur formation.

En Algérie, l'extension très large des encroûtements calcaires a suscité l'intérêt des chercheurs depuis de nombreuses années. Ils ont fait l'objet de nombreuses études et discussions de la part de géologues, pédologues, géomorphologues, botanistes et agronomes. Cependant, les explications avancées pour leur formation sont extrêmement variées.

L'accumulation de calcaire dans les sols en Algérie, notamment la formation fréquente d'horizons et d'encroûtements calcaires, rend ces formations caractéristiques de nos régions. En effet, il suffit de quelques sorties sur le terrain pour se rendre compte de l'abondance des gisements de croûtes calcaires.

Ce premier chapitre, essentiellement bibliographique, présente l'état actuel des connaissances géologiques et fournit les bases nécessaires pour la suite de notre travail.

1.2 Définition générale

Parmi les nombreuses définitions proposées par les auteurs et qui, en fait, varient en fonction de leur spécialité (pédologue, géologue ou ingénieur routier), nous pouvons retenir celles données par :

- Hamrouni (1975) : « les tufs se définissent comme des roches tendres, friables, poreuses, légères et de couleur claire ». Cette définition fût complétée par Ben Dhia (1983b) : « Elles datent du Quaternaire. Ces roches sont de constitution variable et résultent d'un certain nombre d'échanges par dissolution et précipitation. Suivant leur composition, les tufs se regroupent en trois catégories : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs mixtes ».

- Goudié (1975), cité par Colombier (1988) : « la croûte calcaire est un matériau terrestre composé essentiellement, mais pas exclusivement de carbonate de calcium. Les croûtes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré ; elles sont dues à la cémentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantités plus ou moins grandes de sols, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration ».

1.3 Répartition dans le monde

Les encroûtements calcaires se rencontrent dans un contexte géographique et climatique bien précis. Ils se trouvent principalement dans les régions semi-arides et arides au relief relativement plat. Ils se rencontrent notamment dans les pays suivants (Ben Dhia 1983a, b; Colombier 1988) (figure 1.1) :

Amérique

- USA : essentiellement, Texas, Kansas, Oklahoma, Arizona, Californie
- Mexique : Plaine de Mexico
- Argentine : Buenos-Aires, La Pampa, Neuquen

Afrique

- Algérie : hauts plateaux
- Tunisie
- Maroc
- Libye : plaine de Djefara, bassin de Benghazi

- Somalie
- Kenya : dépressions du Nord
- Tanzanie : steppes
- Afrique du Sud
- Botswana
- Madagascar
- Mozambique
- Namibie
- Angola

Moyen et Extrême-Orient

- Liban
- Syrie
- Jordanie
- Arabie Saoudite
- Indes

Australie

Les encroûtements calcaires sont fréquents dans les plaines littorales

Europe

Les encroûtements calcaires y sont peu abondants sauf dans certaines régions méditerranéennes et notamment en Espagne

Ainsi, à travers le monde, les tufs calcaires prennent différentes appellations (Ben Dhia 1983a, b; Colombier 1988) :

Calcarete	dans les pays anglophones
Caliche	Etats-Unis d'Amérique
Croûtes et encroûtements calcaires	Afrique du Nord
Gatch	Koweit
Kalkrust	Allemagne et Afrique du Sud-Est
Kunkur ou Kankar	Afrique de l'Est, Inde et Australie
Nari	Palestine

Kafkalla et havara	Chypre
Tosca ou Tosca dura	Argentine et Espagne
Tuf	Afrique du Nord

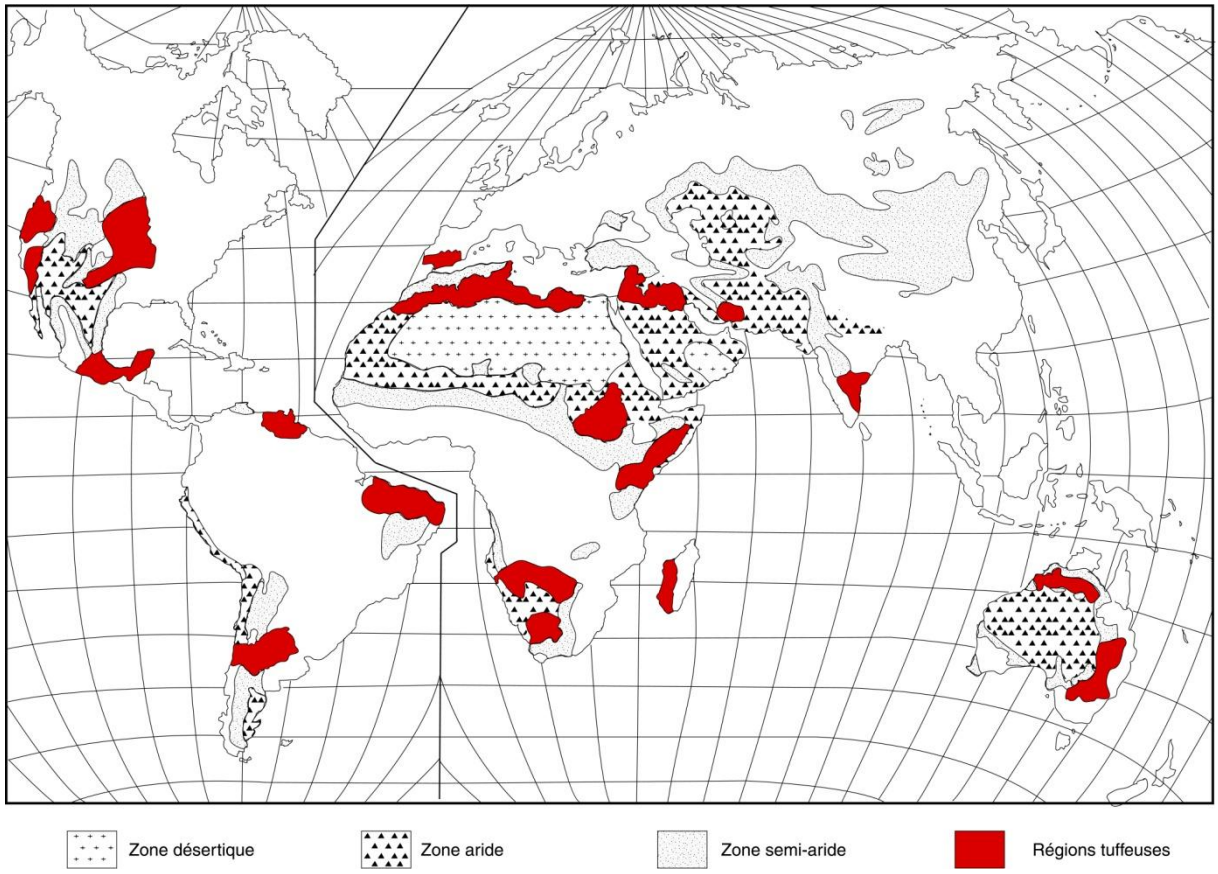


FIGURE 1.1 – Répartition des encroûtements calcaires dans le monde (Ben Dhia 1983b)

Cette diversité des appellations régionales a fini par semer la confusion entre des encroûtements totalement différents de par leur minéralogie et leurs caractéristiques géotechniques. C'est pourquoi, pour la suite de ce travail, nous emploierons indifféremment les termes de "tufs calcaires", "croûtes calcaires" et "encroûtements calcaires" pour désigner ces matériaux.

1.4 Formation des encroûtements calcaires

Depuis plus d'un siècle et jusqu'à aujourd'hui, la question de la formation des croûtes calcaires a été l'objet de controverses parmi les spécialistes. Les pédologues ont été les premiers à s'intéresser à la façon dont se sont mises en place ces formations.

1.4.1 Les hypothèses anciennes

Le nombre et la diversité des travaux recensés et analysés par Durand (1959) montrent bien l'intérêt que soulèvent l'origine et la genèse des croûtes calcaires. Il serait trop long de détailler toutes les hypothèses émises. Seules les principales théories seront brièvement rappelées dans ce cadre. Ainsi, selon Durand (1959), en Algérie, la croûte a été initialement décrite par Renou (1848). Il en donne la description suivante pour celle qui recouvrait les grès et les conglomérats du "Koudiat Aty" de Constantine : « C'est une croûte calcaire de quelques centimètres, crayeuse dans l'intérieur, mais présentant une surface unie et plus dure. Cette croûte se présente dans toute l'Algérie : c'est un enduit de surface qui couvre tous les terrains indistinctement, surtout les terrains d'eau douce et les poudingues, et qui suit toutes les ondulations de la surface ; il n'a rien de géologique et le mécanisme de sa formation me paraît difficile, jusqu'à présent, à bien expliquer ».

En 1852, Ville, cité par Durand (1959) et Horta (1979), confirme la grande extension de la "croûte" et la définie comme un « calcaire terreux qui recouvre une grande partie des terres de l'Algérie comme d'un immense linceul blanc ».

Fraas (1865), évoqué par Agafonoff (1935, 1936) (in Durand 1959), est le premier à tenter d'en expliquer la formation. Selon lui, elle résulterait des dépôts de sources.

Plus tard, Pomel (1889) mentionné par Durand (1959) et Horta (1979), tenta d'expliquer la formation de « cette carapace ». Il avança l'hypothèse que cette croûte résulte de « l'évaporation des eaux plus ou moins salées et séléniteuses qui remontent par capillarité ».

Depuis, le terme de croûte fût largement admis, mais la question de l'origine ne cessa d'alimenter les controverses. Ainsi, Dranitzine (1913), rapporté par (Durand 1959), considère que la croûte est un processus inhérent au sol lui-même ; elle résulte du lessivage du sol, où les carbonates éliminés des horizons supérieurs s'accumulent en profondeur dans les horizons illuviaux.

Agafonoff (1935, 1936), d'après Durand (1959), l'attribue à « des apports du bas et des côtés ».

Selon Durand (1959), Gaucher (1947, 1948) a réexaminé la théorie de Fraas en distinguant deux aspects de la croûte : la croûte zonaire et l'encroûtement. Gaucher a suggéré

que l'encroûtement pourrait être un dépôt de source, tandis que la croûte zonaire serait l'horizon illuvial d'un sol. C'est la première fois qu'un chercheur a fait une distinction entre la croûte zonaire et les autres éléments constituant cette formation.

Cependant, Durand (1959) rappelle que Gobert (1948) a fait remarquer que le terme de "croûte" était bien vague et qu'il désignait toutes sortes de choses, ce qui provoque des confusions. Durand (1959) note également qu'Aubert (1947) l'avait déjà signalé.

Durand (1959) indiqua que « le résultat de cette imprécision a été que chacun a émis une théorie sur le mode de formation de la "croûte" qu'il décrit puis qu'il généralise de bonne foi, sans que jamais le terme "croûte" ait été nettement défini ». Ceci montre « tout l'intérêt qu'il y a à définir aussi exactement que possible les termes employés ».

Durand (1952), cité par Horta (1979), souligna en Algérie « le rôle des phénomènes sédimentaires en milieu lacustre ». En 1963, il ajouta que « la diversité d'hypothèses ne peut être attribuée qu'au fait qu'il existe plusieurs sortes de croûtes d'origines différentes ».

Boulaine (1957) estima que la formation des croûtes calcaires est due à des processus pédologiques, contrairement à Durand (1959) qui l'attribuera à des phénomènes essentiellement géologiques.

Néanmoins, Boulaine (1957) et Ruellan (1967) rappellent que la plupart des auteurs sont d'accord sur certains faits :

- les phénomènes d'accumulation du calcaire dans les sols et les carapaces calcaires ne sont pas restreints, mais plutôt répandus sur de vastes étendues dans de nombreuses régions ;
- les carapaces calcaires semblent être distribuées de manière spécifique selon le climat, étant davantage localisées dans les régions à climat méditerranéen et surtout dans les zones arides et semi-arides ;
- les accumulations de calcaires présentent une grande variété de faciès ;
- elles ont tendance à être proches de la surface du sol et peuvent atteindre une épaisseur assez importante ;
- certains types de faciès sont caractérisés par une faible quantité de débris clastiques ;
- la majorité des carapaces calcaires sont anciennes, datant au moins du Tensiftien, et beaucoup d'entre elles se sont développées durant le Villafranchien ;

- il n'existe pas de théorie unique ni de processus universel qui puisse expliquer l'ensemble des cas d'individualisation et d'accumulation du calcaire.

1.4.2 Les hypothèses récentes

Ruellan (1970) et Colombier (1988) soulignent, à juste titre, que trois questions clés doivent être abordées pour que les théories proposées soient jugées pertinentes :

- quelle est l'origine du calcaire ?
- quels mécanismes ont été impliqués dans son transport ?
- quelles sont les étapes du processus qui a permis au calcaire de se redéposer et de se mettre en place ?

Parmi les différentes théories avancées, nous considérons celle de Ruellan (1967, 1970) qui se fonde sur des processus pédologiques pour expliquer la genèse de ces formations. Selon cette théorie, le $CaCO_3$ provient de la solubilisation des massifs calcaires environnants, puis est transporté par les eaux de pluie (figure 1.2). Sa solubilité dans l'eau dépend principalement de la teneur en CO_2 dissous dans celle-ci. Elle augmente avec une plus grande concentration en CO_2 et une plus basse température de l'eau.

Les carbonates solubilisés pénètrent dans les sols des plaines et sont drainés vers les nappes phréatiques. Lors de la saison sèche, la baisse du niveau des nappes provoque la précipitation du calcaire dissous, en raison de l'élévation de la température. L'évaporation et particulièrement l'évapotranspiration qui est due à la présence du couvert végétal, renforcent le phénomène de précipitation du calcaire en créant une succion capillaire qui favorise le dégagement du CO_2 dissous.

La précipitation du $CaCO_3$ est régie par les réactions chimiques ci-après :

$$H_2O + CO_2 \rightarrow H_2CO_3 \text{ (acide carbonique)}$$

$$CaCO_3 + 2H_2CO_3 \rightarrow Ca(HCO_3)_2 + H_2O + CO_2$$

A l'équilibre :

$$CaCO_3 + H_2O + CO_2 \leftrightarrow Ca(HCO_3)_2$$

(Carbonate peu soluble) (Bicarbonate soluble)

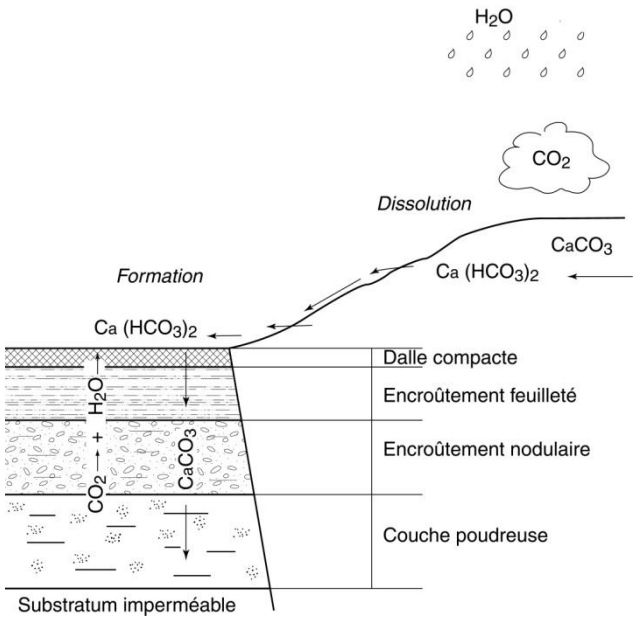


FIGURE 1.2 – Circuit de formation des encroûtements calcaires (Ben Dhia 1983a, b)

En outre, l'implication de l'activité biologique (bactéries, rhizosphère, etc.) est essentielle à l'accomplissement du processus physico-chimique en fournissant du CO_2 à l'environnement (Durand 1959, 1963; Ruellan 1970; Vaudour et Clauzon 1976; Colombier 1988).

Les sols s'encroûtent lorsque les carbonates se développent avec le temps et cimentent les grains de sol pour former une roche poreuse. Cependant, le durcissement du liant calcaire est un processus lent, ce qui explique pourquoi les encroûtements ne se forment pas dans les régions humides ou les zones à forte pente soumises à un lessivage fréquent.

1.5 Evolution des encroûtements calcaires

Selon Ruellan (1970), l'évolution des encroûtements calcaires est étroitement liée à la répartition verticale du calcaire dans le sol. Le calcaire se concentre et se répartit en plusieurs étapes dans les sols. Initialement, il est présent de manière *diffuse* sous forme d'éléments fins, invisibles à l'œil nu. La teneur en calcaire ne dépasse pas 40% et la couleur du sol reste inchangée. Ensuite, lorsque la teneur en calcaire se situe entre 40% et 60%, la couleur du sol s'atténue et des concentrations de calcaire apparaissent de manière *discontinue*, sous forme de veines ou d'amas friables et de nodules durs. Lorsque la teneur en carbonates du sol dépasse 60%, les concentrations deviennent *continues* et la couleur d'origine du sol disparaît, formant ainsi *les encroûtements calcaires proprement dits.* Ces encroûtements peuvent être non feuilletés (massifs ou nodulaires) ou bien feuilletés. Dans le cas des encroûtements calcaires

feuilletés, leur évolution finale mène à la formation d'un encroûtement *mûr*, qui présente, du haut vers le bas, les horizons suivants (figure 1.3) :

- *Horizon A*

  Il s'agit de la couche de terre végétale. Lorsqu'elle est présente, son épaisseur peut atteindre quelques décimètres. En raison de l'activité biologique qui contribue à l'apport en CO_2 au milieu, cet horizon est peu ou non calcaire (Alloul 1981).

- *Horizon Bca*

  Egalement connu sous le nom d'horizon d'accumulation et de différenciation du calcaire, cet horizon, qui constitue l'encroûtement proprement dit, peut présenter une épaisseur allant de quelques décimètres à plusieurs mètres. Habituellement, il comprend, du haut vers le bas :

  – *une dalle compacte*, extrêmement dure et fortement enrichie en carbonates ($CaCO_3$ > 80%), pouvant avoir une épaisseur d'environ vingt centimètres. Parfois, elle peut être recouverte par des pellicules rubanées, également très dures et riches en calcaire ($CaCO_3$ > 70%), dont l'épaisseur varie de quelques millimètres à quelques centimètres. Cependant, sur le plan géotechnique, ces formations se confondent avec la dalle compacte (Horta 1979) ;
  – *une croûte*, formée par l'empilement de feuillets durcis, mais non pétrifiés (Ruellan 1970). Le feuilletage de la croûte résulte des cycles d'assèchement et d'humidification (Alloul 1981). Comparée à la dalle compacte, la croûte est moins dure. Sa teneur en $CaCO_3$ varie d'habitude entre 60% et 80%, mais peut atteindre des fois 90% à son sommet. Son épaisseur est variable, allant jusqu'à quelques mètres ;
  – *un encroûtement nodulaire*, qui marque la transition vers le sol d'origine. Sa teneur en $CaCO_3$ est d'environ 60%. Il est constitué de nodules durs dispersés au sein de la masse d'ordinaire pulvérulente de l'horizon. Nous pouvons, de plus, y trouver des amas calcaires plus ou moins friables (Ruellan 1970). L'épaisseur de l'encroûtement nodulaire varie de quelques dizaines de centimètres à un ou deux mètres.

- *Horizon C*

  Il correspond au niveau du sol originel. Bien que le calcaire y soit toujours présent, sa quantité est réduite. Nous pouvons, cependant, y trouver quelques nodules.

La limite supérieure de l'horizon *Bca* est généralement clairement discernable. Au contraire, le passage de l'horizon *Bca* à l'horizon *C* s'effectue de manière progressive, rendant ainsi difficile l'établissement d'une limite précise.

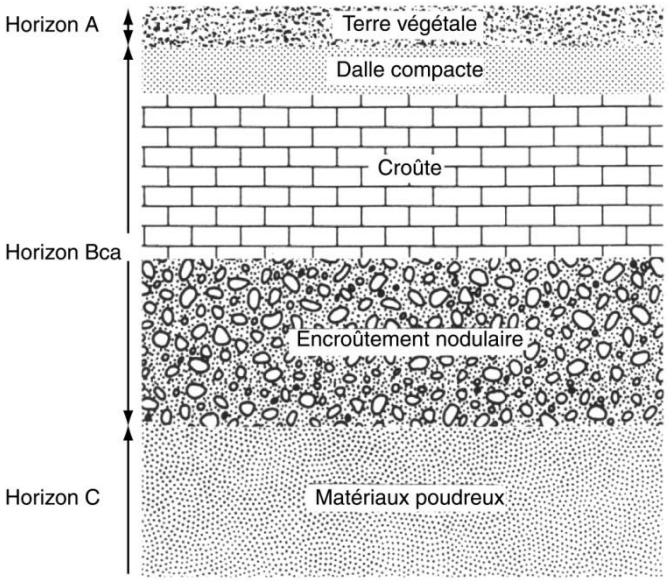


FIGURE 1.3 – Schéma type d'un encroûtement mûr (Colombier 1988)

Ruellan (1970) explique la répartition du calcaire dans le sol, sous forme d'horizons, comme suit :

- le calcaire ne précipite pas dans l'horizon *A*, pourtant riche en solutions concentrées, à cause de l'activité biologique qui fournit du CO_2 au milieu ;
- le processus pédologique principal qui donne naissance à l'encroûtement des sols est le déplacement oblique du calcaire par l'eau (apports latéraux d'eaux chargées en calcaire par ruissellement superficiel puis pénétration dans le sol). Ensuite, le manque de CO_2 dans l'horizon *Bca*, résultant d'une activité biologique moins importante et d'une porosité plus faible, provoque la précipitation du calcaire ;
- le résultat de la précipitation rapide du calcaire dans les vides se traduit par la formation de nodules et d'amas friables ;

- le feuilletage de la croûte et le durcissement de la dalle compacte résultent des cycles d'assèchement et d'humidification de la partie supérieure de l'encroûtement ;
- la formation des pellicules rubanées est due à l'évaporation rapide des nappes superficielles.

Par ailleurs, les passages latéraux de faciès de l'horizon *Bca* sont courants et variés. Ils résultent essentiellement de la circulation de l'eau sous l'horizon *A*, ce qui entraîne le déplacement du carbonate de calcium de l'amont vers l'aval et sa reconcentration en différents endroits poreux des sols (Ruellan 1970; Alloul 1981). Par conséquent, l'enrichissement en calcaire s'effectuera via un déplacement graduel et continu du front d'accumulation de l'aval vers l'amont (Ruellan 1970; Horta 1979; Alloul 1981) (figure 1.4).

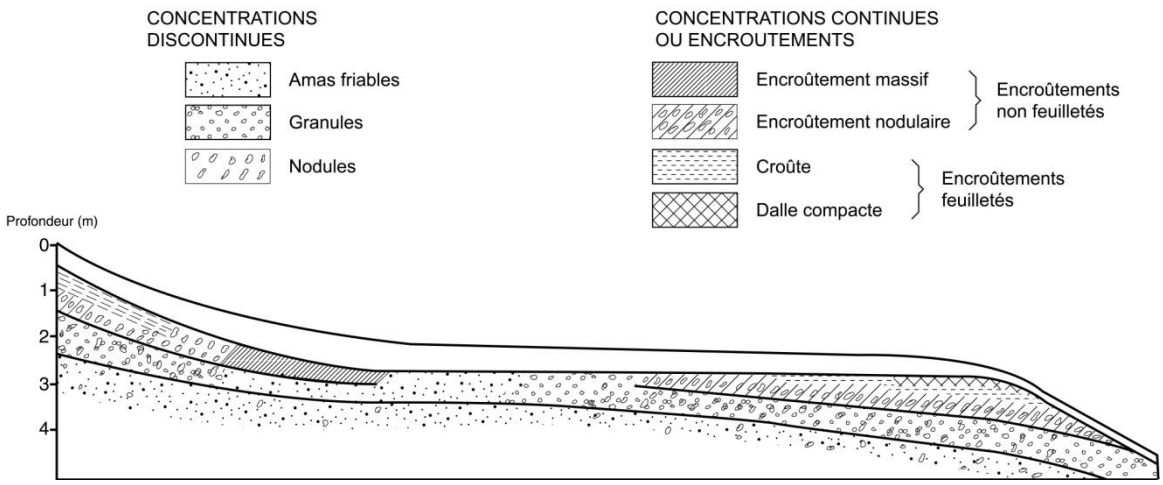


FIGURE 1.4 – Passages latéraux entre les diverses formes d'individualisation et d'accumulation du calcaire (Ruellan 1970)

Ainsi, les passages latéraux de faciès de l'horizon *Bca* confirment l'importance des apports obliques dans l'accumulation du calcaire (Ruellan 1970).

Par ailleurs, la détection de ces variations latérales lors de la prospection est essentielle pour garantir une production de granulats de qualité homogène.

1.6 Classification des encroûtements calcaires

Au fil du temps, l'étude des encroûtements calcaires a donné lieu à plusieurs classifications. La première, réalisée par Durand (1959), a grandement contribué à une meilleure compréhension de ces formations. Une classification plus récente, élaborée par

Ruellan (1970) pour la géologie du Maghreb (tableau 1.1), s'est appuyée sur des observations et des analyses des sols de la Basse Moulaya au Maroc. Cette classification est presque identique à celle de Netterberg (1971), qui a été établie à partir d'études menées en Afrique du Sud, en Australie et au Texas, conférant ainsi une portée universelle à la classification de Ruellan.

TABLEAU 1.1 – Classification et description macromorphologique des encroûtements calcaires (Ruellan 1970)

DENOMINATION		DESCRIPTION	TENEUR EN $CaCO_3$ (%)	EPAISSEUR	RAPPORTS MUTUELS
Encroûtements non feuilletés	Encroûtements massifs	Structure massive ou polyédrique	> 60%	0,3 à 2,0 m le plus souvent	Sous les encroûtements non feuilletés, il y a toujours des amas friables avec ou sans nodules.
	Encroûtements nodulaires	Structure nodulaire et polyédrique			
Encroûtements feuilletés	Croûtes sensu stricto	Feuillets superposés et discontinus d'encroûtement massif ou nodulaire d'épaisseur millimétrique à centimétrique croissant du bas vers le haut.	>70%	Quelques centimètres à > 1m	Sous les croûtes, il y a presque toujours des encroûtements non feuilletés. Les dalles compactes n'existent qu'au sommet des croûtes et peuvent remplacer entièrement celles-ci. Des pellicules rubanées sont presque toujours associées à la dalle compacte dont elles tapissent la surface supérieure et les fissures.
	Dalles compactes	Feuillets de croûtes pétrifiés, épaisseur de quelques centimètres à plusieurs décimètres.			

Ruellan (1970) établit une distinction entre les encroûtements feuilletés et non feuilletés.

- **Les encroûtements non feuilletés**

  Ils peuvent être subdivisés en :

– *encroûtements massifs* : d'aspect crayeux et de couleur homogène à tendance claire (rose, crème ou blanc avec parfois des taches noires) (Ruellan 1970). La dureté est généralement faible. Ces encroûtements correspondent à ce que Durand (1959) appelait les formations pulvérulentes.

– *encroûtements nodulaires* : ce sont des nodules durs pris dans une gangue calcaire (Colombier 1988).

- **Les encroûtements feuilletés**

  Ils correspondent à la coupe proposée pour un encroûtement mûr (figure 1.3). La teneur en calcaire de l'horizon *Bca* diminue progressivement du haut vers le bas. Sa dureté est plus élevée vers le sommet. Le coefficient *Los Angeles* de la dalle compacte est voisin de 25% à l'état non altéré (Horta 1979).

Cette classification pédologique, proposée par Ruellan (1970), est donc basée sur l'importance du calcaire et sa distribution verticale dans l'encroûtement.

La figure 1.5 reprend quelques exemples de la variation de la teneur en carbonates de différents profils étudiés par Ruellan (1967, 1970).

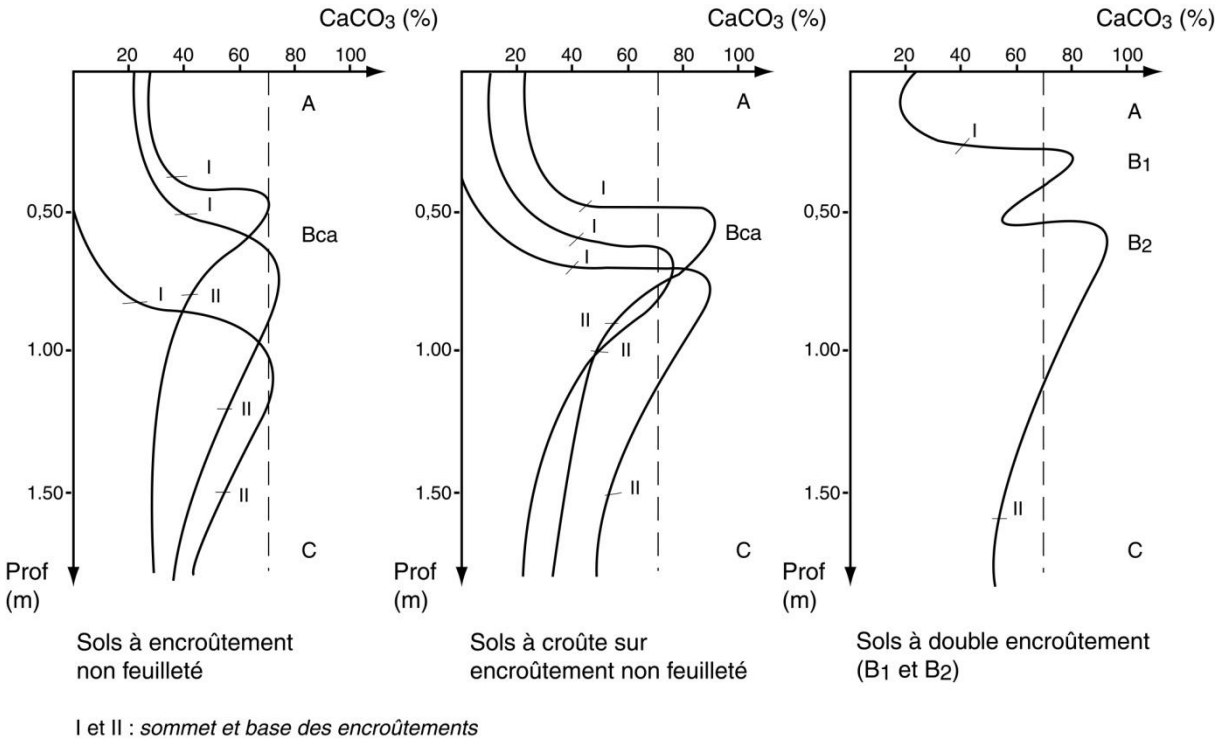


FIGURE 1.5 – Exemples de profils calcaires de sols à profil calcaire différencié (Ruellan 1970)

1.7 Aperçu climatologique du Maghreb

Le Maghreb est marqué par un climat méditerranéen, qui se traduit par des étés chauds et secs ainsi que des hivers relativement froids et pluvieux. La hauteur moyenne des précipitations annuelles *H* permet de définir les zones climatiques suivantes :

– Zone I : Méditerranéenne humide $H \geq 600$ mm

– Zone II : Méditerranéenne subhumide $600 > H \geq 350$ mm

– Zone III : Semi-aride ou steppique $350 > H \geq 100$ mm

– Zone IV : Aride ou désertique $H < 100$ mm

Un extrait de la carte pluviométrique de Dubief (1963) (figure 1.6) permet de constater une zonalité climatique dont semble dépendre l'existence des encroûtements calcaires. Ces zones ont une direction Est-Ouest.

L'altitude et certains couloirs à microclimat sont à l'origine de la présence ou de l'absence des tufs dans des zones qui sont, à priori, respectivement défavorables ou favorables à leur formation.

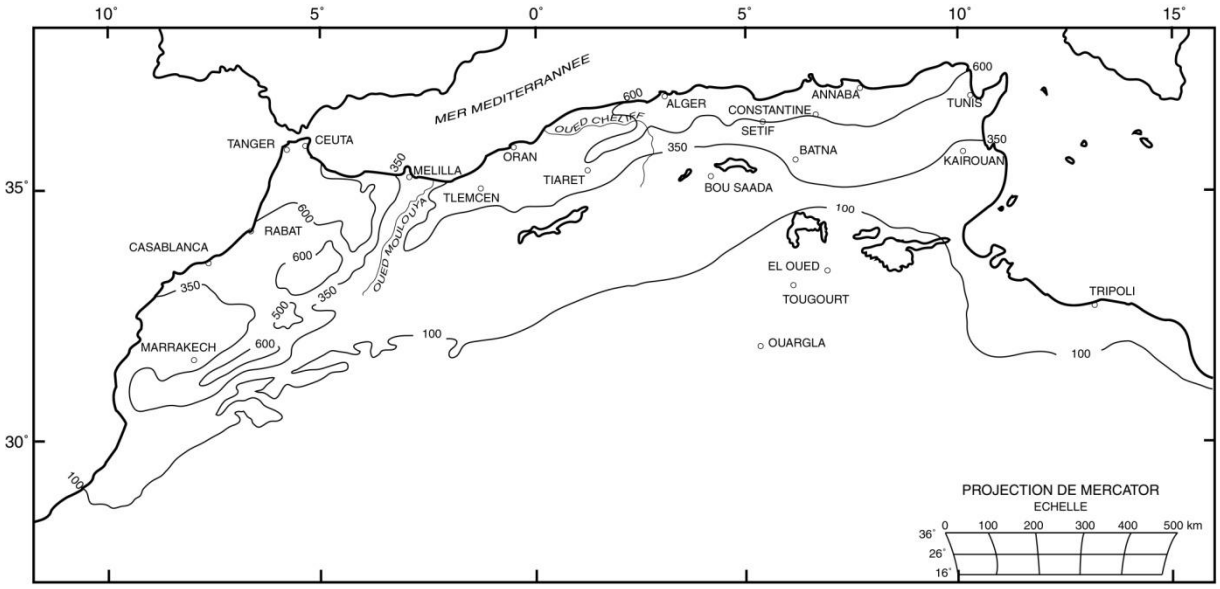


FIGURE 1.6 – Limites des zones climatiques d'Afrique du Nord sur un extrait de la carte pluviométrique (1926-1950) (Dubief 1963)

1.8 Age et Extension géographique des encroûtements calcaires

Les encroûtements calcaires sont des formations du Quaternaire, allant du Villafranchien jusqu'à l'Actuel. D'après Ruellan (1970), les encroûtements les plus récents datent d'environ 20 000 ans, tandis que les encroûtements les plus anciens ont quelques centaines de milliers d'années.

Le tableau 1.2 résume les différentes formations en Afrique du Nord et leurs âges respectifs, tout en mentionnant la correspondance des étages européens et maghrébins.

TABLEAU 1.2 – Chronologie des formations tuffeuses du Maghreb et comparaison avec le Quaternaire en Europe [dans la dernière colonne figurent les données de Ruellan (1970)]

			Europe		Maghreb		
Ages (Ma)	**Etages géologiques**		**Etages marins**	**Etages continentaux (glaciations)**	**Niveaux eustatiques**	**Etages continentaux (pluviaux)**	**Encroûtements**
0.000	**Holocène**	**Actuel**	Dunkerkien		Mellahien supérieur	Gharbien	***Accumulations diffuses***
				Subboréal			
0.020		**Récent**	Flandrien		Mellahien inférieur	Soltanien	***Accumulations discontinues***
0.100	**Pléistocène**	**Sup.**		Würm			
			Tyrrhénien		Ouljien Monastirien	Tensiftien	***Carapaces fréquentes, dalles rares***
				Riss			
0.300			Hoxnien		Anfatien	Amirien	***Carapaces rares***
		Moyen		Mindel			
			Sicilien		Maarifien	Salétien	***Carapaces assez développées***
		Inf.		Günz			
2 à 3			Calabrien	Villafranchien		Moulouyen Villafranchien inférieur	***Carapace puissante avec dalle***

La carte de Durand (1959) pour l'Algérie montre la localisation des encroûtements calcaires et gypseux (figure 1.7). Les encroûtements calcaires couvrent approximativement une superficie de 300 000 km^2. Ils occupent les zones climatiques II et III.

Dans la zone climatique subhumide (zone II), les encroûtements calcaires remontent au Quaternaire moyen, plus exactement à l'interpluvial qui succéda au Salétien (Horta 1979). Ils sont finement feuilletés et la dalle compacte est mince. Contrairement à la zone subhumide, la zone semi-aride (zone III) se caractérise par des encroûtements, moulouyens et salétiens, beaucoup plus puissants. Ils sont également très répandus au Sahara (Horta 1979).

Les encroûtements calcaires sont peu abondants en zone I (zone humide) et se présentent à l'état peu différencié.

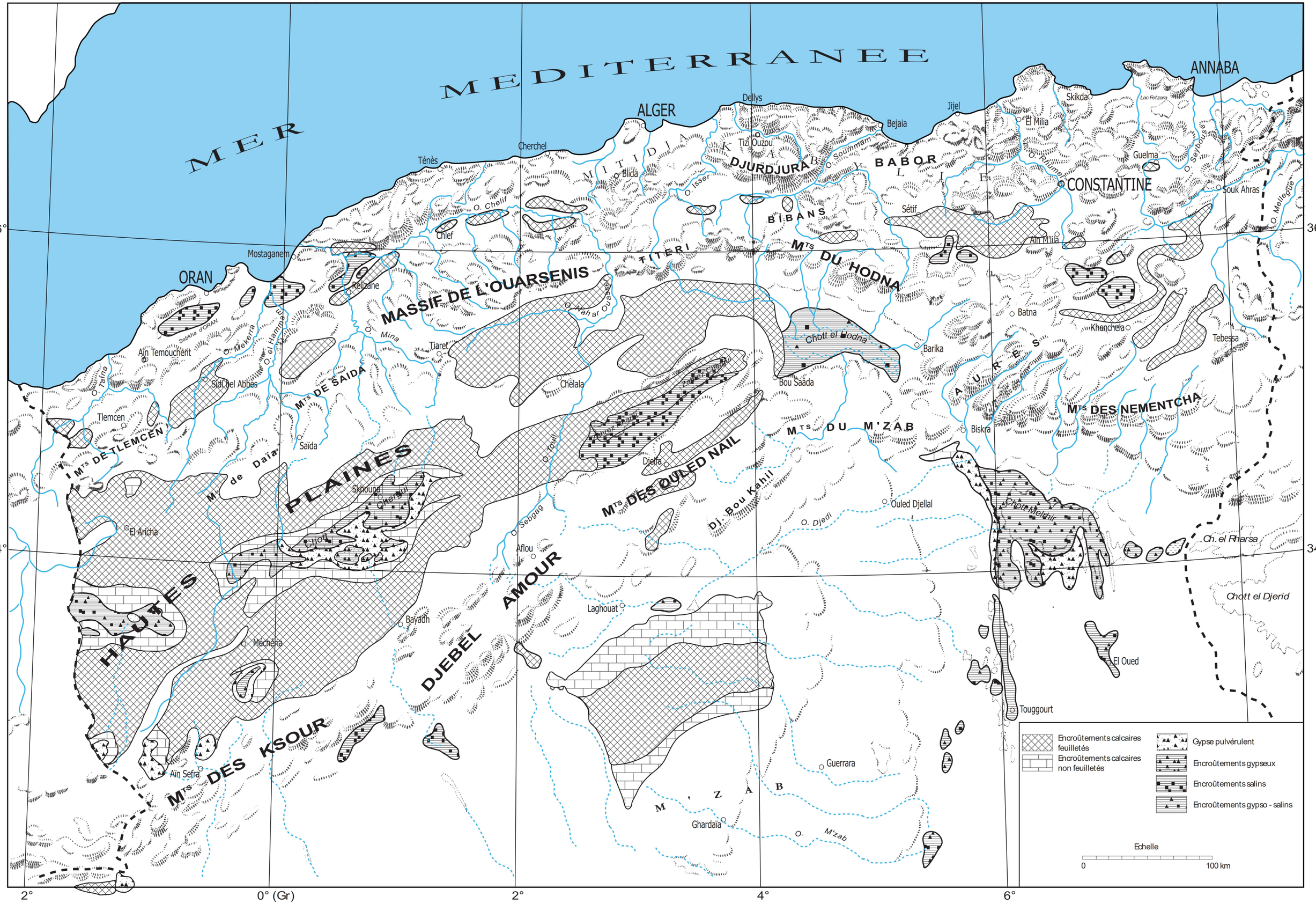


Figure 1.7 - CARTE DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES EN ALGERIE, d'après DURAND (1959), simplifiée par HORTA (1979)

1.9 Recherche et choix des tufs calcaires sur le terrain

Horta (1979) a fait remarquer que « la grande abondance des encroûtements calcaires dans certaines régions ne rend pas superflue leur prospection ». En effet, il est important de garder présent à l'esprit que les meilleurs tufs sont ceux qui ont des caractéristiques géotechniques qui se rapprochent le plus possible de celles des graves classiques. Ces matériaux ne peuvent donc provenir que des encroûtements feuilletés et des encroûtements nodulaires.

Lors de la recherche d'un gisement de tufs calcaires, il conviendra de définir :

- les gîtes les plus proches du tracé ;
- l'importance de la découverte ;
- l'épaisseur exploitable ;
- l'homogénéité du matériau ;
- les conditions d'exploitation.

La formation des croûtes calcaires requiert la convergence d'éléments favorables, tels que le climat (zones arides et semi-arides), la topographie (relief à faible pente) et une période de temps suffisante (Ruellan 1970; Ben Dhia 1983a, b; Colombier 1988). Nous rechercherons donc les zones où leur formation est possible.

La recherche de gisements d'encroûtements calcaires se déroule en deux étapes successives. Tout d'abord, une étude préliminaire basée sur l'examen de documents tels que des cartes (climatiques, pluviométriques, topographiques, géologiques, pédologiques...) et des photographies aériennes. Ensuite, une prospection sur le terrain est réalisée pour confirmer les résultats de l'étude préliminaire et localiser précisément les gisements.

Plusieurs indicateurs peuvent aider à circonscrire les zones de recherche. Ces indicateurs sont : le climat, la topographie, la végétation (présence de plantes calciphiles), les indices liés à l'habitat (présence de dalles dans les champs cultivés, la construction d'habitations ou de murets en pierre de tuf ou encore les déblais de puits…) (Ben Dhia 1983b; Colombier 1988).

En procédant par élimination, les régions susceptibles de renfermer des encroûtements calcaires sont identifiées. Elles feront par la suite l'objet d'une reconnaissance, par des

méthodes géophysiques et par sondages mécaniques, afin de confirmer cette existence et de préciser la nature et l'importance du gisement (Ben Dhia 1983b; Colombier 1988).

Les méthodes géophysiques offrent une solution économique pour une première évaluation de la qualité et de la puissance d'un gisement. Elles permettent également une meilleure orientation de l'implantation des sondages. Ces derniers sont indispensables, car ils permettent de réaliser les prélèvements nécessaires à l'analyse des matériaux. Pour cela, les équipements habituels tels que la tarière, la foreuse et la carotteuse sont utilisés.

Les sondages manuels par puits sont très importants et présentent, outre la possibilité d'examiner en détail les différents niveaux de la formation, l'avantage de pouvoir revenir sur le terrain pour d'autres visites (Ben Dhia 1983b).

Lors de la prospection, il est essentiel de prendre en compte les passages latéraux afin d'éviter de prélever des matériaux indésirables. Ainsi, il convient de se limiter à extraire uniquement les encroûtements feuilletés et nodulaires. De plus, il est recommandé d'éviter les zones basses, habituellement plus humides, où les encroûtements pourraient avoir été altérés suite à la redissolution et au lessivage du calcaire (Horta 1979).

1.10 Eléments influant sur les caractéristiques des encroûtements calcaires

Les caractéristiques des encroûtements calcaires varient considérablement selon la roche-mère où le calcaire se développe et s'individualise (Ruellan 1970).

Dans des conditions identiques de climat, les encroûtements calcaires se développent généralement mieux dans un sol peu perméable. Une perméabilité plus élevée réduit le dépôt de calcaire en raison d'un lessivage excessif (Ben Dhia 1983b).

A l'inverse, un drainage insuffisant peut empêcher leur formation, même si tous les autres facteurs sont réunis. En effet, (Ben Dhia 1983b) indique que « la hauteur de l'encroûtement est d'autant plus grande que la roche au sein de laquelle se fait la formation favorise un meilleur drainage ».

Enfin, (Horta 1979) rappelle que « la courbe Proctor modifié des tufs prélevés dans des encroûtements lessivés est caractérisée par une très faible densité sèche maximum (< 1,75) et par une très forte teneur en eau optimum, voisine de 20% ou encore plus élevée ».

Le tableau 1.3 recense quelques facteurs qui ont une incidence sur les caractéristiques des encroûtements calcaires. Il montre également que la différence des caractéristiques entre les encroûtements est étroitement liée aux conditions de leur formation (Ben Dhia 1983b).

TABLEAU 1.3 – Effets des principaux facteurs sur les caractéristiques des encroûtements calcaires (Ben Dhia 1983b)

		Compacité	Dureté	Friabilité	Plasticité	Teneur en $CaCO_3$	Hauteur	Age
Roche ou sol au sein de la formation	Riche en $CaCO_3$	↗	↗	↘	↘	↗	↗	
	Riche en SiO_2		↗		↘	↘	↗	
	Plastique	↗	↘	↘	↗	↘	↘	
	Etat pulvérulent	↘	↘	↗	↘		↗	
	A grande perméabilité		↘	↗	↘		↗	
	Terrain de haute altitude	↗	↗	↘	↘	↗		↗
	Terrain en dépression		↘		↗			↘

1.11 Conclusion

Les encroûtements calcaires sont largement répandus en Algérie, principalement dans les régions au climat aride, semi-aride, et dans une moindre mesure, subhumide. Ces formations, en grande partie superficielles, remontent au Quaternaire, les plus anciennes et les plus épaisses datant du Villafranchien.

Leur formation est due à la cimentation du sol par le $CaCO_3$ qui provient essentiellement de la solubilisation des massifs montagneux. Les différentes étapes de leur circuit de formation sont alors conditionnées par les facteurs suivants : la roche-mère (nature, drainage…), le relief et le microrelief, le climat, le couvert végétal et les caractères pédologiques des sols.

Le mode de formation des tufs calcaires et leur stade d'évolution auront donc des implications directes sur leur exploitation et leur utilisation comme granulats routiers.

CHAPITRE 2

CADRE DE FORMATION ET PRINCIPAUX CARACTERES CHIMIQUES ET MINERALOGIQUES DES TUFS CALCAIRES DE SETIF

2.1 Introduction

En Algérie et dans de nombreux pays bordant la Méditerranée, il est fréquent de trouver du calcaire dans les sols, souvent présent dans un ou plusieurs de leurs horizons. Cette particularité s'explique par la présence courante de carbonates dans les roches de ces régions ainsi que par des conditions climatiques peu propices à une infiltration profonde des solutions.

Dans les hautes plaines sétifiennes, caractérisées par un climat méditerranéen semi-aride, on observe d'immenses étendues de sols encroûtés datant du Quaternaire, témoignant de l'extension importante de ces sols à croûte calcaire. La morphologie de ces formations varie considérablement en fonction de plusieurs facteurs, notamment l'âge de la surface encroûtée, la nature du matériau et la topographie. Il convient de noter que depuis les travaux de Ruellan (1970), une certaine harmonisation a été atteinte en ce qui concerne la terminologie utilisée pour décrire ces accumulations calcaires dans les sols, et c'est cette nomenclature que nous adoptons pour la description des profils étudiés.

Par ailleurs, les sols calcaires des régions semi-arides et désertiques présentent, pour la plupart, un profil calcaire différencié, marqué par la formation d'un horizon Bca d'accumulation du calcaire dans la partie moyenne du sol.

A l'issue de cette étude réalisée dans les hautes plaines sétifiennes, et qui porte essentiellement sur cet horizon Bca, des observations nouvelles nous permettent :

- de préciser quelques aspects morphologiques et pédologiques des sols à croûte calcaire ;
- d'esquisser un schéma de leur évolution au niveau des hautes plaines sétifiennes.

De plus, dans le cadre de cette recherche, nous avons réalisé des analyses chimiques ainsi qu'une étude minéralogique des échantillons prélevés. Ces données complémentaires apportent un éclairage précieux sur les mécanismes de formation et d'évolution de ces sols, renforçant ainsi notre compréhension globale de ces environnements particuliers.

2.2 Aperçu géologique de l'Algérie

Le secteur étudié se situe au niveau des hautes plaines de la région de Sétif, faisant ainsi partie des zones externes de la chaîne des Maghrébides qui s'étend du Sud de l'Espagne jusqu'en Calabre, soit sur une distance supérieure à 2000 km. Cette chaîne qui relève de l'orogène alpin péri-méditerranéen (Durand-Delga 1969; Wildi 1983; Bouillin 1986) datant du Tertiaire, présente, en Algérie, une organisation complexe. Du Nord vers le Sud, elle comprend des zones internes (socle kabyle et dorsale kabyle), une zone médiane dans laquelle se sont déposés des flyschs (flyschs maurétaniens, massyliens et numidiens) et des zones externes, connues sous le nom de zones telliennes. Cet ensemble constitue l'une des deux unités tectoniques majeures qui structurent l'Algérie. Plus au Sud, s'étend l'immense plate-forme saharienne qui se prolonge par la grande chaîne du Hoggar. Cette seconde unité est séparée de la première par l'accident sud-atlasique. La figure 2.1 permet de visualiser ces grandes unités géologiques.

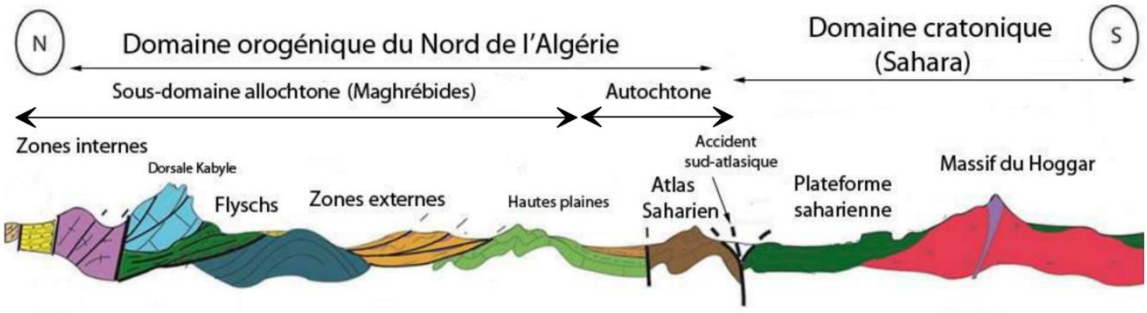


FIGURE 2.1 – Coupe Nord-Sud montrant les principales unités structurales de l'Algérie (Haddoum 2015, modifiée)

2.2.1 Le domaine interne

Appelé également *Kabylides*, il se compose principalement du ***socle kabyle*** qui se manifeste, d'Ouest en Est, à travers les massifs du Chenoua (Tipaza), d'Alger, de Grande Kabylie et de Petite Kabylie. Ce socle se compose d'un ensemble cristallophyllien métamorphique et d'une couverture sédimentaire paléozoïque, peu ou pas métamorphique. A certains endroits, des dépôts détritiques oligo-miocènes discordants le recouvrent, formant ce que l'on appelle l'***Oligo-Miocène kabyle***. Au Sud, le socle kabyle est limité par la ***dorsale kabyle***, une structure étroite, qui se présente souvent sous forme d'écailles redressées. Les formations de la dorsale kabyle, datant du méso-cénozoïque, sont visibles au Cap Ténès et au Chenoua, ainsi qu'au Sud-Est d'Alger (massif de Bou Zegza) et au Sud du socle de Grande Kabylie (Djurdjura). Elle affleure de nouveau de manière continue de Djebel Sidi Driss, au Nord de Constantine, jusqu'au Sud d'Annaba (Bouillin 1992) (figure 2.2). Cette dorsale est subdivisée, du Nord vers le Sud, en trois unités : dorsale interne, dorsale médiane et dorsale externe (Raoult 1969, 1974; Vila 1980).

Cet ensemble kabyle a subi un processus d'écaillage en raison d'une tectonique tangentielle à la fin de l'Eocène (Raoult 1969).

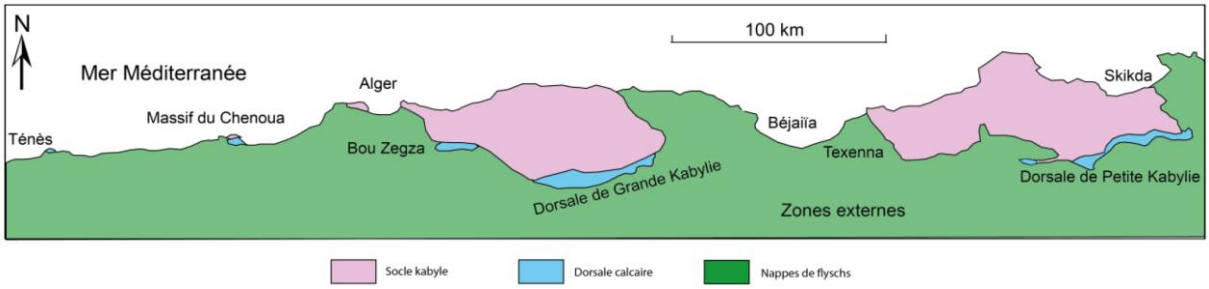


FIGURE 2.2 – Répartition des affleurements de la dorsale calcaire (Bouillin 1992 modifiée, in Abbassene 2016)

2.2.2 Le domaine des flyschs

Il est sujet à de nombreuses incertitudes, que ce soit en ce qui concerne leur nomenclature, leur âge ou leur paléogéographie. La classification de ces formations demeure confuse en raison des multiples critères pris en compte, tels que la position géographique, les faciès et la nature lithostratigraphique. Cependant, il est essentiel de noter que l'ensemble de ces nappes s'est formé entre le Crétacé et l'Eocène, principalement à partir de dépôts de mer profonde. Nous pouvons distinguer :

a - Les flyschs maurétaniens

Ils présentent une épaisseur significative et occupent une position interne au sein du domaine des flyschs. Ces dépôts se caractérisent par des alternances de couches argileuses, calcaires et gréseuses. Le début de la série est marqué par des radiolarites rouges du Dogger-Malm, et s'achève par des niveaux conglomératiques du Paléocène (Bouillin 1977).

b - Les flyschs massyliens

Ce terme a été introduit par Raoult (1969) pour désigner, au Nord de Constantine (Kef Sidi Driss), une série pélito-quartzitique albo-aptienne surmontée de phtanites noires et blanches d'âge Cénomanien et d'un ensemble marno-microbréchique datant du Sénonien. Ces formations occupent une position externe dans le domaine des flyschs.

c - Les flyschs numidiens

Le terme "numidien" fût introduit par Ficheur (1890) pour décrire une série constituée de bancs de grès "numidiens", épais, de couleur généralement jaunâtre ou blanchâtre, et qui reposent sur des argiles versicolores oligocènes appelées "argiles sous-numidiennes". La série se conclue par des argiles, marnes et silexites, désignées sous le nom de "supra-numidiennes". Cette nappe est nettement moins tectonisée du fait que les sédiments qui la composent sont postérieurs à la tectonique tangentielle fini-éocène. Elle recouvre anormalement les zones internes et occupent une position allochtone par rapport aux zones externes.

2.2.3 Le domaine externe

Il comprend les nappes telliennes mais inclut également des unités encore plus méridionales. Ces dernières englobent les séries de l'avant-pays allochtone (l'ensemble allochtone sud-sétifien, les séries néritiques constantinoises et les unités de type Sellaoua) ainsi que les séries de l'avant-pays para-autochtone et autochtone (parautochtone et autochtone hodnéens, les monts du Bélezma ainsi que les monts des Aurès).

a - Les nappes telliennes

Ce sont des formations allochtones principalement constituées de marnes, d'âge Méso-Cénozoïque, charriées vers le Sud sur environ une centaine de kilomètres. Du Nord au Sud, nous pouvons distinguer : les nappes ultra-telliennes, les nappes telliennes sensu-stricto et les nappes péni-telliennes.

Les nappes ultra-telliennes, présentes exclusivement dans la partie orientale de l'Algérie, trouvent leur exemple typique dans la série du Djebel Bou Sbaa (Vila et al. 1968). Cette série comprend des formations crétacées marneuses et un Eocène caractérisé par des marnes sombres intercalées de couches de calcaire à silex noir.

Les nappes telliennes sensu-stricto, où se succèdent, de bas en haut, un Lias carbonaté massif de type plate-forme, surmonté d'un Jurassique carbonaté et d'un Crétacé initialement marno-pélitique présentant des passées gréseuses notables et parfois des argiles. Par la suite, les séries deviennent exclusivement marneuses et marno-calcaires jusqu'à l'Eocène. Du Nord au Sud, on peut observer les séries de type Brek-Gouraya-Arbalou, de type Barbacha, de type Draa el Arba, de type Béni-Abdallah, de type bibanique (Vila et Leikine 1976) et de type Djemila (Vila et al. 1975). Cependant, peu de ces séries sont connues de manière complète (Vila 1980).

Les nappes péni-telliennes se distinguent principalement par leur faciès néritique prédominant et sont datées du Jurassique à l'Eocène. En effet, dans la partie orientale de l'Algérie, ces séries présentent de fortes similitudes avec l'unité néritique constantinoise ainsi qu'avec les unités sud-sétifiennes. Il est à noter que le terme de "péni-tellien" a été introduit pour caractériser une série allochtone localisée sur le versant nord du Djebel Zouaoui, au sein du massif du Chettaba, à proximité de Constantine. L'association, dans la région de Tadjenanet, d'un Sénonien similaire à celui du Djebel Chettaba à des formations éocènes riches en Nummulites suggère que ces dernières pourraient constituer la couverture éocène des nappes péni-telliennes (Vila 1980).

Il s'avère que l'ensemble des séries telliennes ait été affecté par une tectonique de nappes survenue au Priabonien (Vila 1977; Vila et al. 1978).

b - Les séries de l'avant-pays allochtone

- **L'organisation sétifienne**

Les formations sétifiennes se matérialisent à travers plusieurs massifs, notamment les Djebels Guergour et Anini situés au Nord-Ouest de Sétif, la Koudiat Della, le Djebel Zdimm, ainsi que les Djebels Youssef et Braou au Sud de Sétif. On les retrouve également dans les massifs des Djebels Sékrine, Kalaoun, Tella et Tafourer à la limite septentrionale des montagnes du Hodna, ainsi que dans les Djebels Agmérouel, Zana, Mestaoua, Hammam, Azraouat, Guedmane et Tizourirt au Nord des montagnes du Bélezma. Sa présence est par

ailleurs observée à l'Ouest, dans la région des Bibans, à travers la fenêtre des Azerou (Vila 1980).

Cet ensemble, formé de matériel essentiellement carbonaté et marneux, datant du Jurassique au Miocène, est structuré comme un vaste empilement d'écailles, circonscrit par des accidents cisaillants. De plus, il affiche un caractère de plate-forme subsidente.

- **L'organisation Constantinoise :**

✓ ***Les séries néritiques constantinoises***

Ce sont des formations carbonatées, épaisses, allant du Trias au Sénonien (Vila 1980). Elles forment la majeure partie des reliefs calcaires comprenant les monts de Tadjenanet, d'Oued Athménia, de Constantine, d'Aïn M'lila, d'Hammam Meskhoutine et de Guelma. D'autre part, Vila (1980) note qu'aucune formation éocène ne vient compléter ces séries néritiques constantinoises.

✓ ***Les séries de type Sellaoua (écailles)***

Les formations de type Sellaoua se retrouvent dans les régions d'Ain M'lila, d'Ain Fakroun, et d'Ain Babouche, où elles forment la Chebka des Sellaoua. Elles s'étendent de manière remarquable, créant des empilements impressionnants de Ksar Sbahi jusqu'à Souk-Ahras (Vila 1980).

Ce sont des formations marneuses à marno-calcaires allant du Valanginien à la fin du Maestrichtien. Les plissements datent de l'Eocène supérieur, les écaillages et les chevauchements du Tortonien. En outre, des faciès de transition entre les séries néritiques constantinoises septentrionales et les séries de type Sellaoua se manifestent clairement au niveau de la série du Djebel Djaffa.

Par ailleurs, il semble exister des faciès de transition entre les formations néritiques constantinoises du Nord et les séries de type Sellaoua, comme en témoigne la série du Djebel Djaffa (Vila 1980).

c - Les séries de l'avant-pays autochtones et parautochtones

Ce vaste territoire englobe les monts du Hodna et du Bélezma, la partie septentrionale des monts des Aurès, les hautes plaines d'Oum el Bouaghi et d'Ain Beida, les montagnes de

Souk-Ahras, et plus au Sud, la région très étendue des diapirs (Djebels El Ouasta, Ouenza-Bou Khadra, Mesloula, etc.) (Vila 1980). Dans la partie Nord de ces ensembles montagneux, des phénomènes tectoniques (écaillage, renversement de séries…) se manifestent, contribuant à la délimitation de formations parautochtones, dont l'enracinement est variable.

Ce domaine se caractérise par des séries sédimentaires allant du Lias au Crétacé moyen, essentiellement composées de carbonates et de marnes. Ces séries, affectées par des plissements dus à une tectonique qui s'est produite à la fin de l'Eocène (phase atlasique) (Guiraud 1973), sont remarquablement épaisses, en particulier dans la région de l'Ouenza. Entre le Néocomien supérieur et l'Albien, on observe des intercalations gréseuses. L'Eocène n'est identifié qu'à deux endroits : les monts du Hodna et les monts de Tébessa, où on retrouve les niveaux à phosphates.

2.2.4 La plateforme saharienne

Principalement identifiée à travers les explorations pétrolières, elle se compose d'un socle métamorphique antécambrien, de formations paléozoïques modérément plissées et de dépôts secondaires et tertiaires qui forment une couverture sub-horizontale. De plus, d'importantes étendues quaternaires, comprenant les dunes du Grand Erg oriental et occidental ainsi que les regs caillouteux, complètent ce paysage.

2.2.5 Le Hoggar

Ce massif cristallophyllien, présumé d'âge cambrien, délimite la partie méridionale du Sahara algérien. Il est associé à un magmatisme tardif. Autour de ce massif s'étendent des formations sédimentaires, allant du Primaire au Secondaire, composées de grès et d'argiles, et adoptant une disposition tabulaire ou plissée.

2.3 Contextes géologiques, géomorphologiques, hydrogéologiques et pédologiques des tufs calcaires de la région de Sétif

La zone d'étude considérée, qui appartient à la région des hautes plaines sétifiennes, se situe au Nord-Est de l'Algérie (figure 2.3). Cette zone se caractérise par de vastes plateaux semi-arides, s'élevant en moyenne à 1000 mètres d'altitude, et parsemés par quelques reliefs isolés désignés sous le terme de "djebels" (Durand-Delga 1955). Au Nord, elle est délimitée par la chaîne montagneuse des Babors qui comprend, d'Ouest en Est, les crêtes marquant la terminaison orientale des Bibans, ainsi que les Djebels Guergour, Anini, Mégriss, Medjounès,

et les hauteurs de Djemila (figure 2.4). Au Sud, elle est circonscrite par les monts du Hodna (Vila 1977) (figure 2.4). Cette région appartient aux zones externes de la chaîne des Maghrébides (Durand-Delga 1969; Guiraud 1971; Vila 1980).

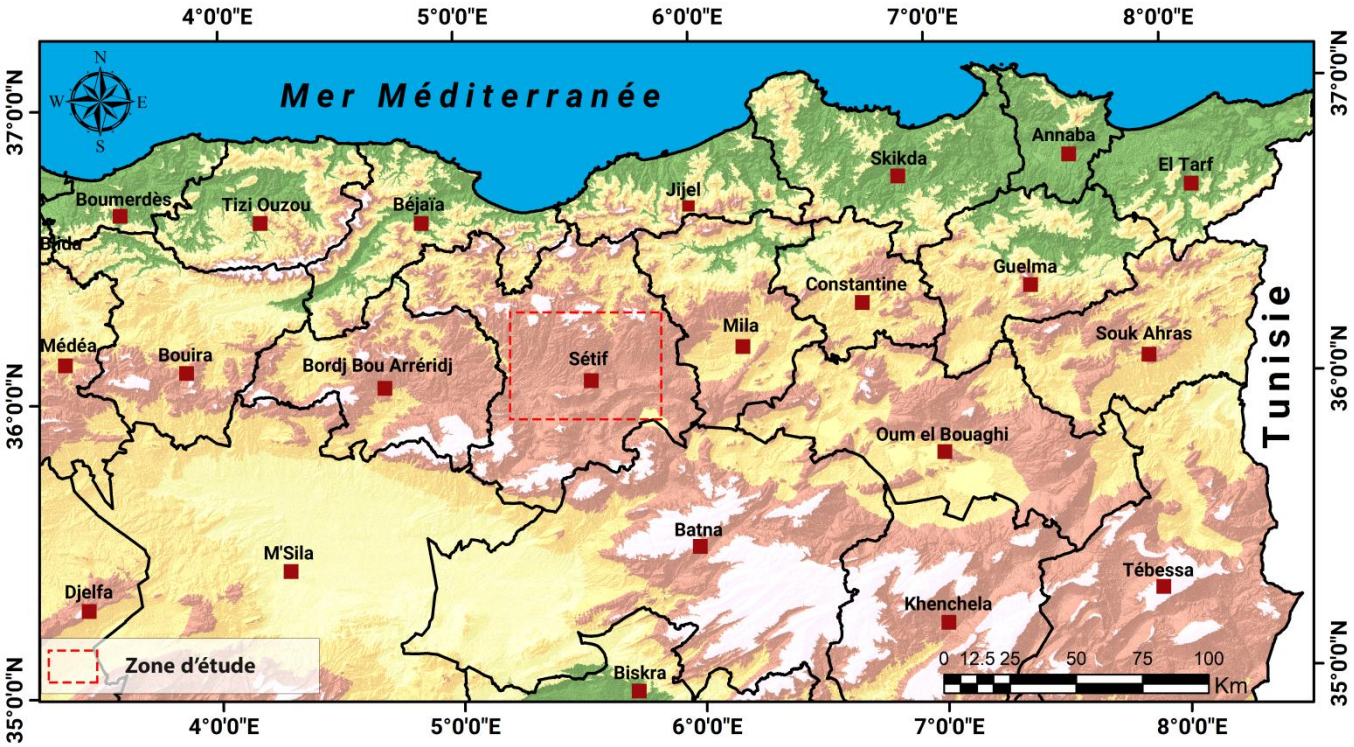


FIGURE 2.3 – Situation géographique de la zone d'étude

Une synthèse des études menées par Vila (1977, 1980) et Guiraud (1990) permet de dresser un aperçu des formations géologiques caractéristiques des hautes plaines sétifiennes (figure 2.4).

Le début de la séquence lithostratigraphique est marqué par le Trias, caractérisé principalement par une composition argilo-gypseuse. Il se positionne le long des contacts tangentiels anormaux, sauf dans les régions autochtones méridionales où il adopte une position anticlinale manifestement extrusive.

En passant au Jurassique inférieur, on observe des formations marno-calcaires qui deviennent davantage carbonatées à partir du Dogger et du Malm. Le Crétacé inférieur présente des caractéristiques calcaro-dolomitiques au Barrémien, puis devient marneux et carbonaté durant l'Aptien-Albien. Le Paléocène est essentiellement marneux, tandis que l'Eocène se distingue par des calcaires clairs à silex.

L'entrée dans le Miocène marin transgressif débute par des conglomérats rougeâtres, et se poursuit par des calcaires gréseux roux et des marnes. Les formations du Mio-Pliocène continental présentent au début un ensemble complexe d'argiles, de limons et de conglomérats rougeâtres, évoluant ensuite vers des poudingues grossiers et des argiles gypseuses. Enfin, des dépôts puissants de calcaires lacustres et de marnes concluent la série.

Le Quaternaire se compose d'alluvions récentes ou actuelles, d'éboulis à blocs, de glacis polygéniques, de sebkhas et de formations dunaires. Cependant, l'élément le plus distinctif des hautes plaines sétifiennes est la présence de croûtes calcaires, parmi lesquelles les plus puissantes datent du Villafranchien (Durand 1959, 1963; Horta 1979). S'étendant sur de grandes distances, ces croûtes épousent les formes des paléoreliefs très peu prononcés (Guiraud 1990).

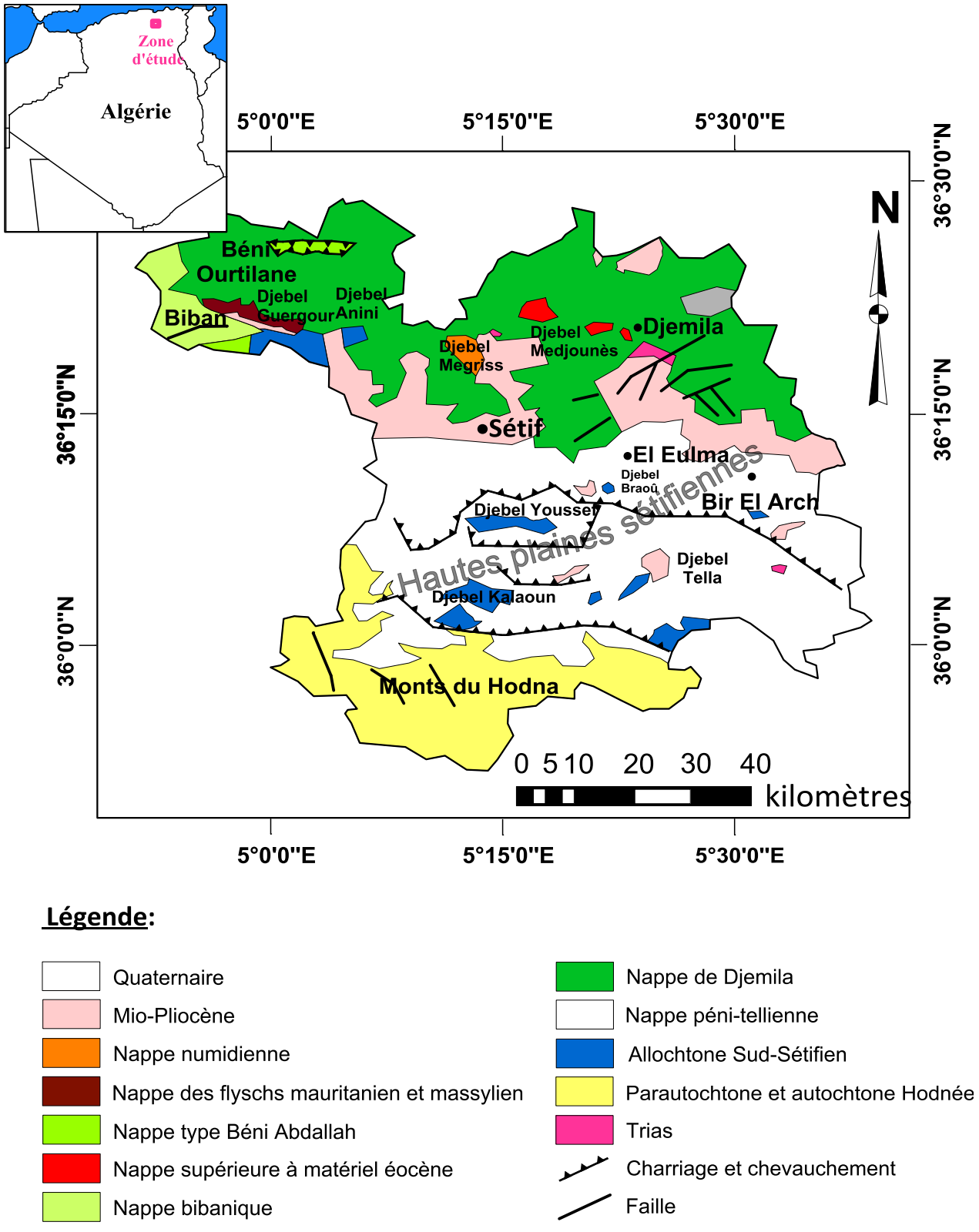


FIGURE 2.4 – Carte géologique simplifiée de la région de Sétif (Vila 1977, in Boustila et al. 2023)

Le contexte géomorphologique se distingue par une transition topographique très nette qui sépare la partie septentrionale des hautes plaines sétifiennes de la portion méridionale des Babors. La partie Nord présente une ligne de crête oscillant entre 1461 m et 1737 m (Vila 1977) (figure 2.5).

A partir de cette chaîne de montagnes, le relief diminue progressivement, permettant au versant sud de ces djebels de se fondre doucement dans le territoire des hautes plaines sétifiennes (figure 2.6).

Au centre, une plaine élevée et peu accidentée prédomine, avec une altitude moyenne d'environ 900 m (figure 2.5). Elle abrite plusieurs dépressions fermées, communément appelées sebkhas.

Le tiers méridional est occupé par les premiers contreforts septentrionaux des monts du Hodna, dont les altitudes varient entre 1251 et 1830 m (Vila 1977) (figure 2.5).

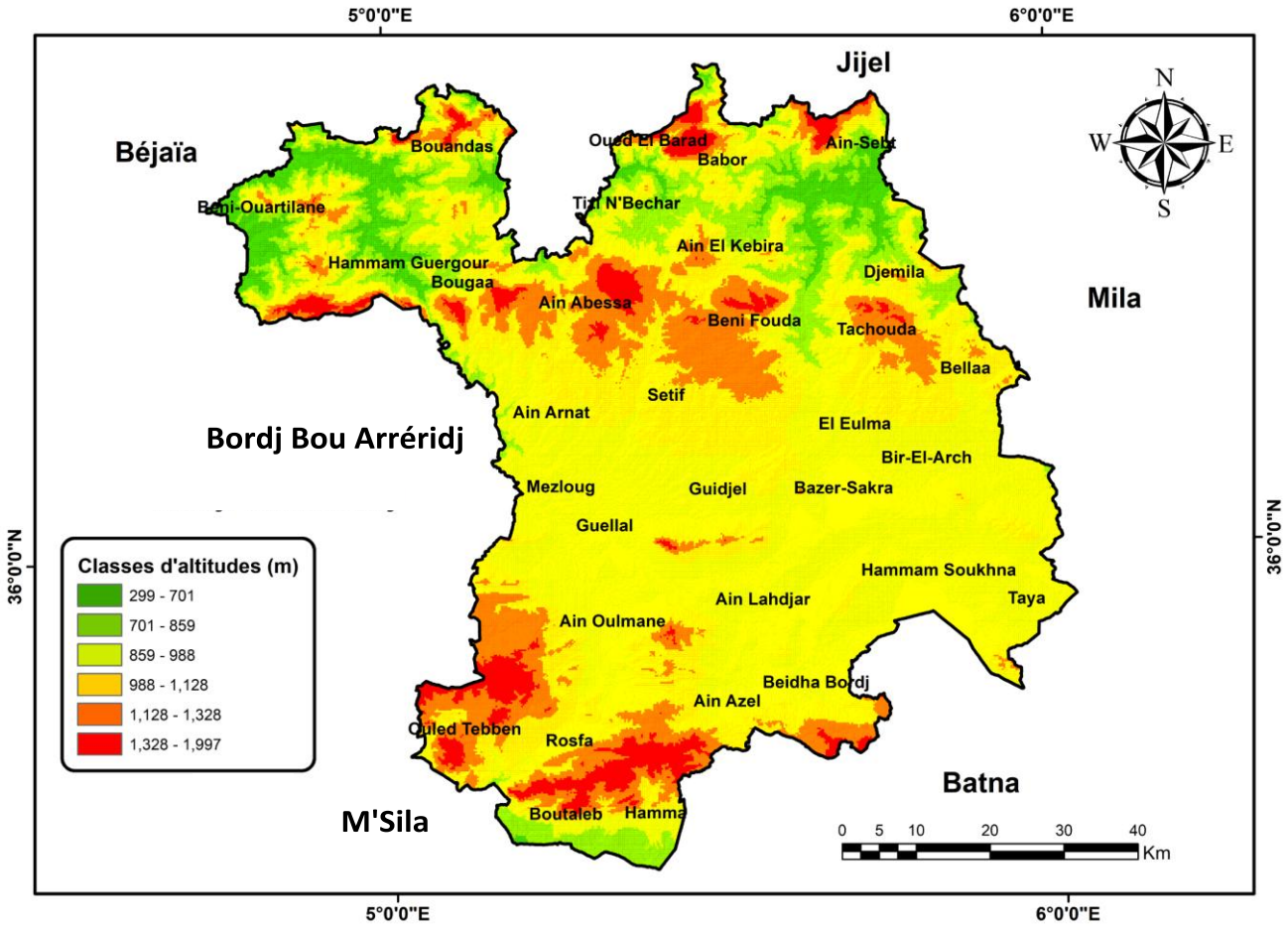


FIGURE 2.5 – Carte hypsométrique de la région de Sétif

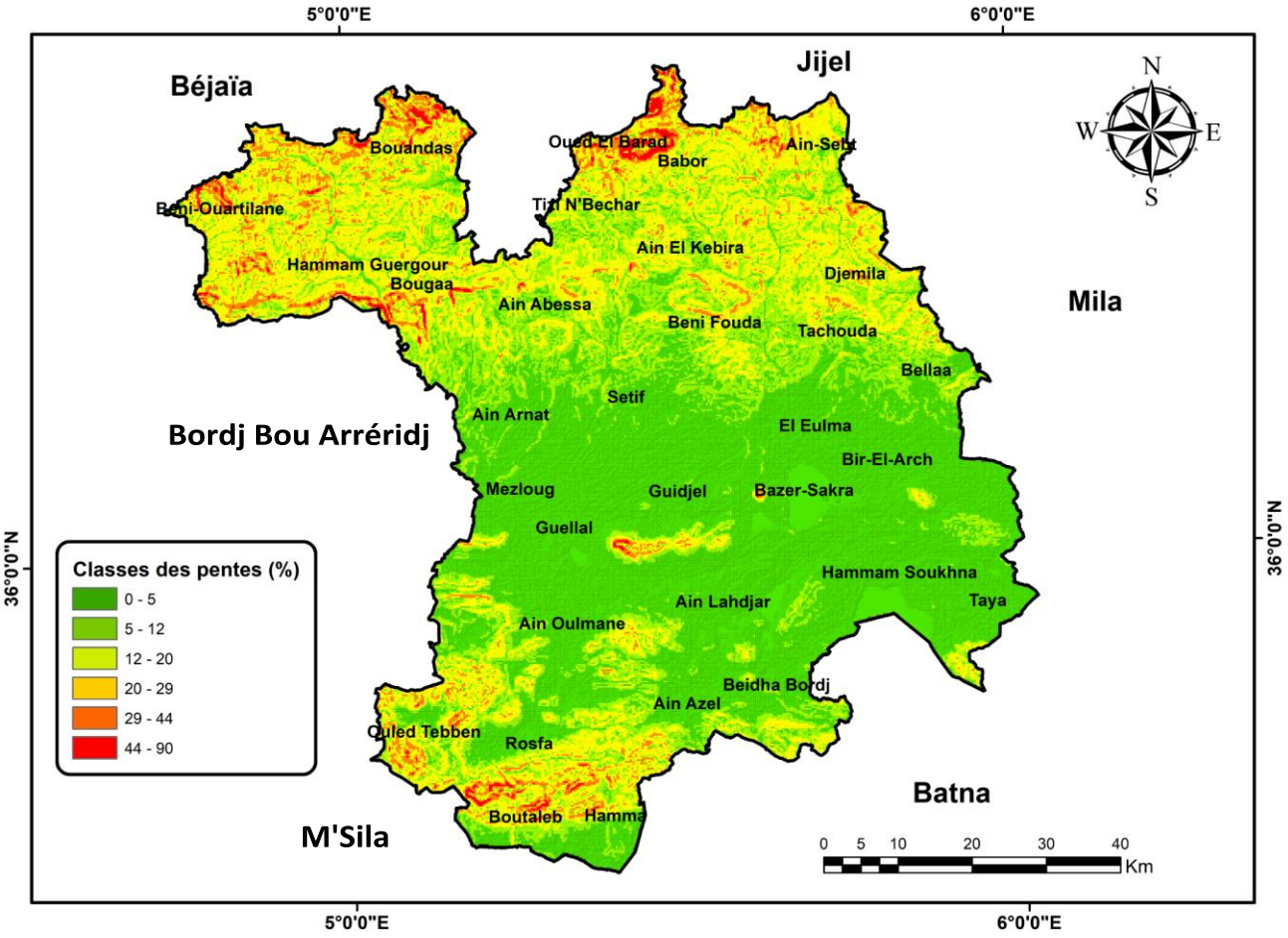


FIGURE 2.6 – Carte des pentes de la région de Sétif

La partie centrale et méridionale de la région des hautes plaines sétifiennes est actuellement marquée par un climat de type méditerranéen semi-aride, se caractérisant par des variations saisonnières prononcées (figure 2.7).

Les hivers sont relativement froids et humides, tandis que les étés sont très chauds et secs. Les précipitations annuelles se situent entre 325 et 450 mm en moyenne, et la température moyenne annuelle s'établit aux alentours de 15 °C (Demdoum 2010).

Dans la partie septentrionale de la région, le climat est subhumide, avec des précipitations annuelles pouvant parfois dépasser les 600 mm (Boudoukha 1998; Djenba 2015; Kouadra et Demdoum 2020) (figure 2.8).

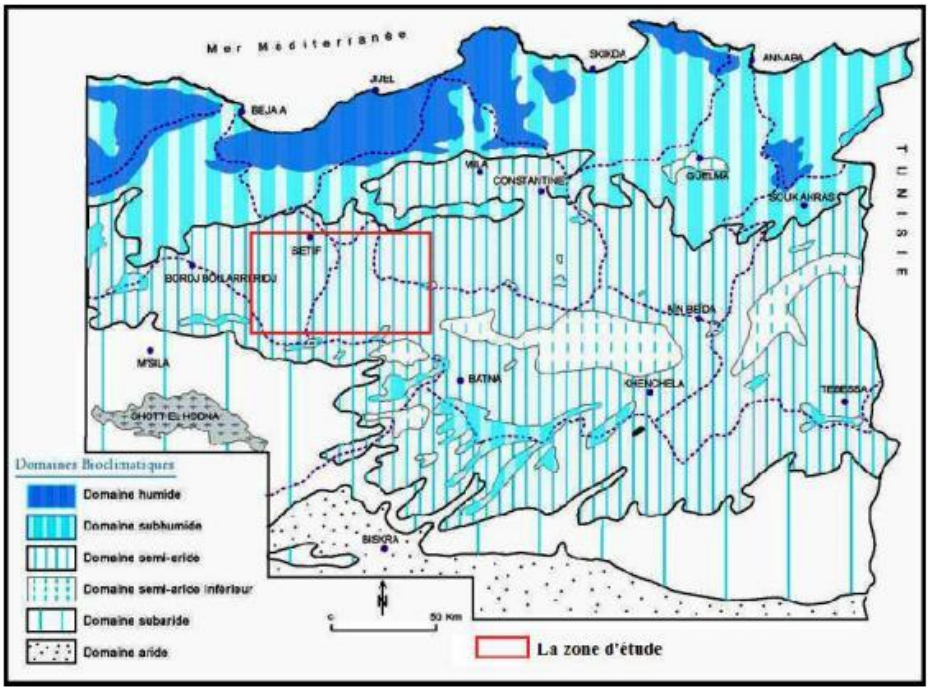


FIGURE 2.7 – Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien (Côte 1998a)

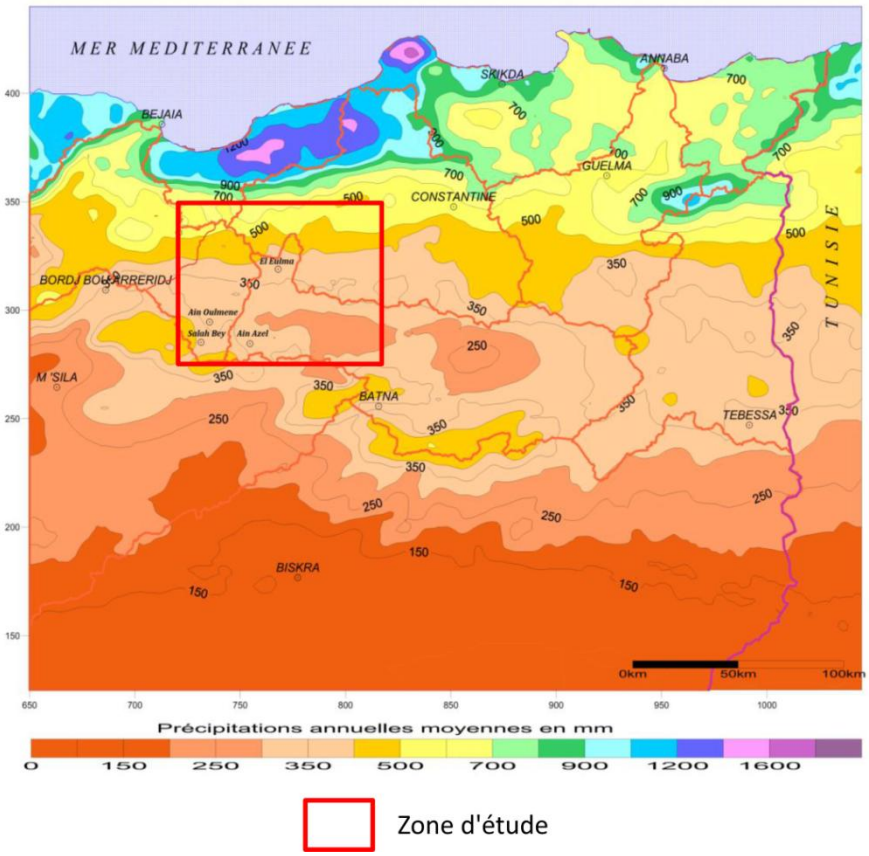


FIGURE 2.8 – Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien (données du 1er septembre 1921 au 31 août 1960 et du 1er Septembre 1968 au 31 août 1989) (A.N.R.H. 1993)

La conjonction entre le caractère semi-aride du climat et la configuration topographique des terrains a engendré un phénomène d'endoréisme, responsable de la formation de cuvettes fermées (sebkhas et chotts) disséminées à travers toute la région (Vila 1977, 1980; Boudoukha 1988; Guiraud 1990; Demdoum 1996, 2010). Dans ces zones basses quaternaires (figure 2.9), où les précipitations sont limitées, cette situation d'endoréisme compense donc le faible apport de précipitations en entravant l'écoulement des eaux (Vila 1977).

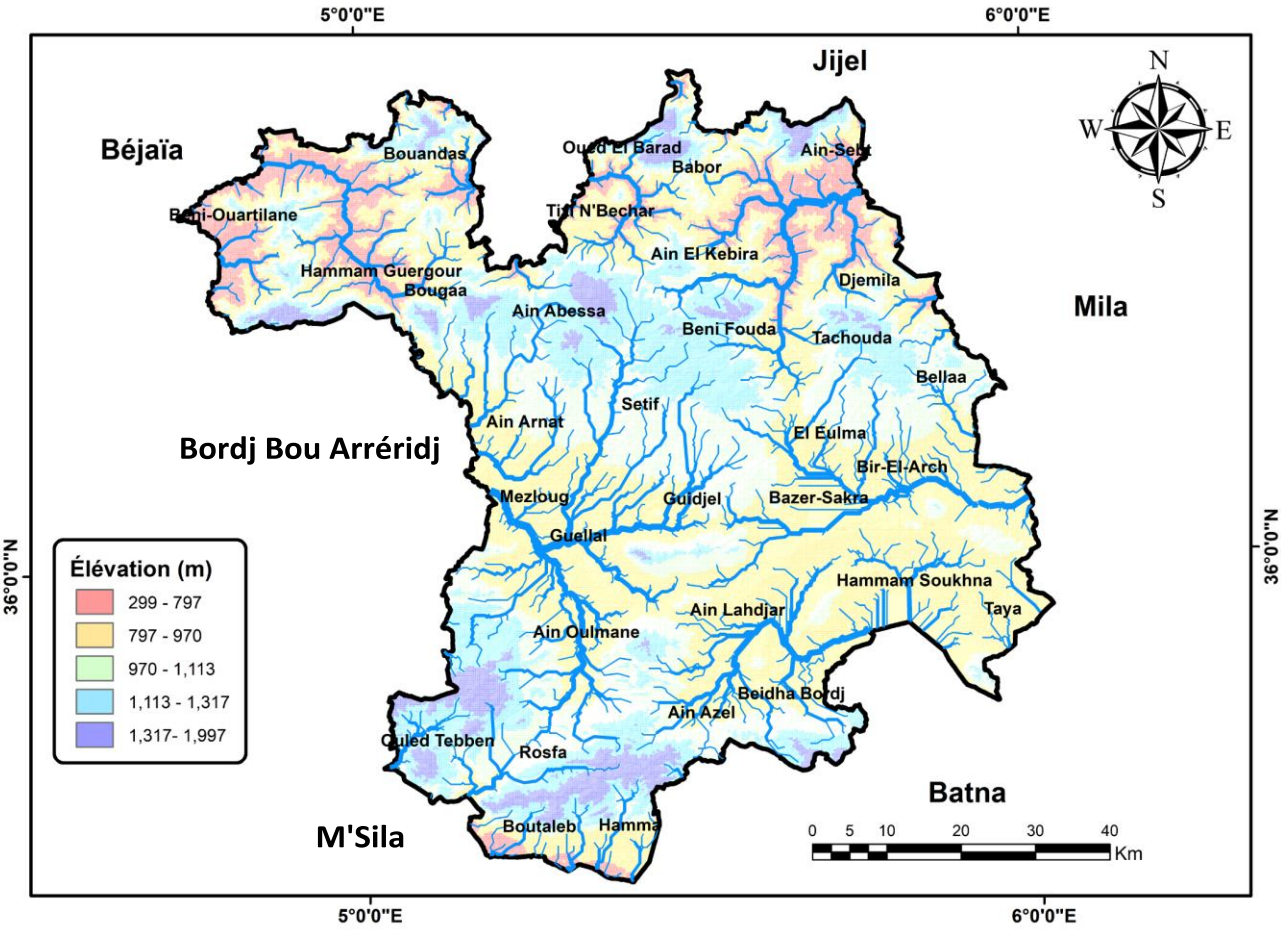


FIGURE 2.9 – Carte représentant la géomorphologie et le réseau hydrographique de la région de Sétif

Sur le plan hydrogéologique, deux aquifères majeurs ont été distingués à partir de l'analyse de données lithostratigraphiques et d'études hydrogéologiques (Vila 1977, 1980; Boudoukha 1998; Athamena 2006; Demdoum 2010; Boudoukha et Athamena 2012; Kouadra et Demdoum 2020).

Le premier, appelé aquifère profond Jurassique-Crétacé-Eocène, est constitué de formations calcaro-dolomitiques. Il est alimenté par l'eau météorique qui s'infiltre

verticalement à travers les fractures et les fissures (Boudoukha 1988; Demdoum 1996, 2010). Cet aquifère, caractérisé par une porosité de fissure, est exploité au moyen de puits profonds (200 m en moyenne) (Athamena 2006; Kouadra et Demdoum 2020).

Le second est désigné comme l'aquifère superficiel Mio-Pliocène-Quaternaire, principalement composé de calcaires lacustres, de conglomérats du Mio-Pliocène et d'alluvions récentes du Quaternaire. Cet aquifère est alimenté à la fois par l'infiltration des précipitations et par le drainage des massifs calcaires environnants des hautes plaines sétifiennes (Vila 1977; Demdoum 2010). Il s'agit d'un réservoir à porosité d'interstice (Boudoukha 1988; Demdoum 1996, 2010). Les eaux de cette nappe superficielle imbibent les formations quaternaires jusqu'à quelques mètres de profondeur seulement (Vila 1977). Les nombreux puits d'eau qui exploitent cet aquifère ont des profondeurs variant de 1 à 20 mètres (Kouadra et Demdoum 2020).

Les vastes étendues des hautes plaines sétifiennes sont majoritairement recouvertes par des croûtes calcaires datant du Quaternaire (Vila 1977, 1980; Guiraud 1990). A proximité des chotts, le gypse se substitue partiellement au calcaire (Durand 1963; Horta 1979). Ces formations constituent la majorité des reliefs tabulaires ou légèrement inclinés (Ruellan 1970; Vaudour et Clauzon 1976; Horta 1979; Vila 1980; Alloul 1981). Leur genèse est étroitement liée à l'évolution morphotectonique et à l'influence des oscillations climatiques cycliques caractéristiques du Quaternaire (Vila 1980; Vogt 1989; Guiraud 1990). Ainsi, les hautes plaines sétifiennes se définissent comme des plaines d'érosion au relief faible, voire nul, ayant conservé les surfaces aplanies héritées du Quaternaire. Par ailleurs, l'existence des dépressions fermées telles que les sebkhas et les chotts, qui ponctuent l'étendue des hautes plaines sétifiennes d'Ouest en Est, trouve son explication essentiellement dans les processus tectoniques (Demdoum 2010).

En Afrique du Nord, nous pouvons observer les encroûtements calcaires sur divers types de substrats (Ruellan 1970; Vila 1977, 1980; Vogt 1989; Guiraud 1990). Dans la région des hautes plaines sétifiennes, ces dépôts sont fréquemment superposés, en discordance, aux formations du Secondaire et du Tertiaire (Vila 1977, 1980; Guiraud 1990; Demdoum 2010). Leur distribution coïncide avec celle de la zone climatique semi-aride (350 mm/an > P ≥ 100 mm/an). Cependant, l'association étroite entre les encroûtements calcaires et le domaine semi-aride actuel ne permet pas de présumer avec certitude des conditions climatiques ayant conduit à leur formation. Selon Ruellan (1970), il est fort probable que des variations

climatiques ont eu lieu au cours du Quaternaire. Elles ont pu influencer la vitesse du processus d'encroûtement en l'accélérant ou en le ralentissant, ainsi que certains aspects sensibles tels que le couvert végétal et le régime hydrique. Toutefois, Ruellan (1970) soutient que ces changements climatiques semblent avoir été mineurs, car aucune preuve ne témoigne d'une différence nette de climats au niveau des sols. Cette perspective remet en question les idées traditionnelles qui suggèrent que le Quaternaire ait connu des climats extrêmement contrastés.

D'autre part, les travaux de Ruellan (1967, 1970) et Horta (1979) indiquent que ces sols calcaires continuent à évoluer. En effet, dans les régions où le climat est subhumide (600 mm/an > P ≥ 350 mm/an), des dépôts récents de calcaire paraissent encore se former aujourd'hui. Un exemple en est donné par certains encroûtements calcaires de la région de Mostaganem, dans le Nord-Ouest algérien (Horta 1979). Cependant, lorsque les précipitations sont inférieures à 200 mm/an et que les horizons encroûtés sont particulièrement durs, compacts et épais, les processus actuels d'évolution sont limités (Pouget 1980). Ruellan (1967, 1970) explique que cela est attribuable à la présence d'une carapace calcaire très dure, composée d'une croûte et d'une dalle compacte, qui restreint l'enracinement de la végétation et les échanges d'eau. Dans les régions à climat aride (P < 100 mm/an), les précipitations insuffisantes pour dissoudre et acheminer le calcaire vers les nappes phréatiques entravent la poursuite du développement des encroûtements calcaires (Horta 1979). On pourrait supposer alors que le climat actuel favorise au moins la préservation des encroûtements existants dans les zones climatiques arides, tandis que les processus d'encroûtement demeurent actifs dans les régions semi-arides et subhumides. Il convient de noter enfin que les encroûtements calcaires ne se forment pas dans les zones à climat humide (P ≥ 600 mm/an), car les apports en eau pendant l'hiver sont suffisamment abondants pour lessiver le calcaire des sols (Horta 1979).

De nombreuses études ont été consacrées à l'étude géologique et pédologique de ces croûtes calcaires. Cependant, les hypothèses avancées pour expliquer leur formation varient considérablement. Les interprétations pédologiques, biologiques, hydrogéologiques, cryogéniques, sédimentaires et éoliennes témoignent du fait qu'un consensus sur le processus de formation de ces structures n'a pas encore été atteint (Colombier 1988). Néanmoins, leur origine a un impact direct sur la qualité des granulats extraits à partir de ces encroûtements.

Les origines des croûtes calcaires sont multiples et ne peuvent être attribuées à un seul processus (Ruellan 1967, 1970; Vaudour et Clauzon 1976; Vogt 1989). Les encroûtements formés dans la région de Sétif trouvent leur source principale de calcaire dans la dissolution des massifs calcaires environnants qui dominent les plaines. Ce calcaire est ensuite transporté par les eaux de pluie (Vila 1977, 1980; Guiraud 1990).

La différenciation des sols résulte de processus pédologiques qui engendrent des transformations au sein du sol et conduisent à la création d'horizons pédologiques (Ruellan 1970). Cependant, il convient de souligner, qu'au sein d'un système endoréique de la zone méditerranéenne semi-aride, tel que celui de la région de Sétif, les phénomènes sédimentaires et pédologiques interagissent en permanence (Ruellan 1970; Vaudour et Clauzon 1976). Malgré cette interaction, les horizons qui se forment demeurent des horizons pédologiques et non des niveaux sédimentaires (Ruellan 1967, 1970).

Par ailleurs, notre attention se porte sur l'horizon Bca en tant que matériau potentiel pour les chaussées, étant le seul susceptible de fournir des granulats routiers. Sa teneur en $CaCO_3$ ainsi que sa dureté sont plus élevées dans la partie supérieure et diminuent graduellement vers le bas. Les encroûtements les plus anciens et les plus différenciés présentent un intérêt particulier. Il est donc essentiel de garder présent à l'esprit que le processus de différenciation de l'horizon Bca est lent, et que les profils calcaires les plus développés ne se trouvent qu'au niveau des sols moulouyens (villafranchiens) et salétiens (Ruellan 1967, 1970; Horta 1979). En effet, dans les régions où le climat est subhumide, les encroûtements calcaires remontent au Quaternaire moyen (Horta 1979). La dalle compacte y est très peu épaisse et la croûte se montre finement feuilletée. Par contre, dans les zones à climat semi-aride, les encroûtements se révèlent nettement plus puissants, puisque datant du Moulouyen (Villafranchien) et du Salétien (Ruellan 1967, 1970; Horta 1979). De ce fait, Ruellan (1967, 1970) avance l'idée que les propriétés des tufs calcaires, comme l'épaisseur de l'encroûtement, la présence ou non de la dalle compacte, l'épaisseur des feuillets de la croûte..., semblent être davantage conditionnées par leur âge que par les zones climatiques, qu'elles soient anciennes ou actuelles.

Des exemples de dalles compactes, de croûtes et d'encroûtements calcaires observés au niveau des hautes plaines sétifiennes sont illustrés par la figure 2.10 et la figure 2.11.

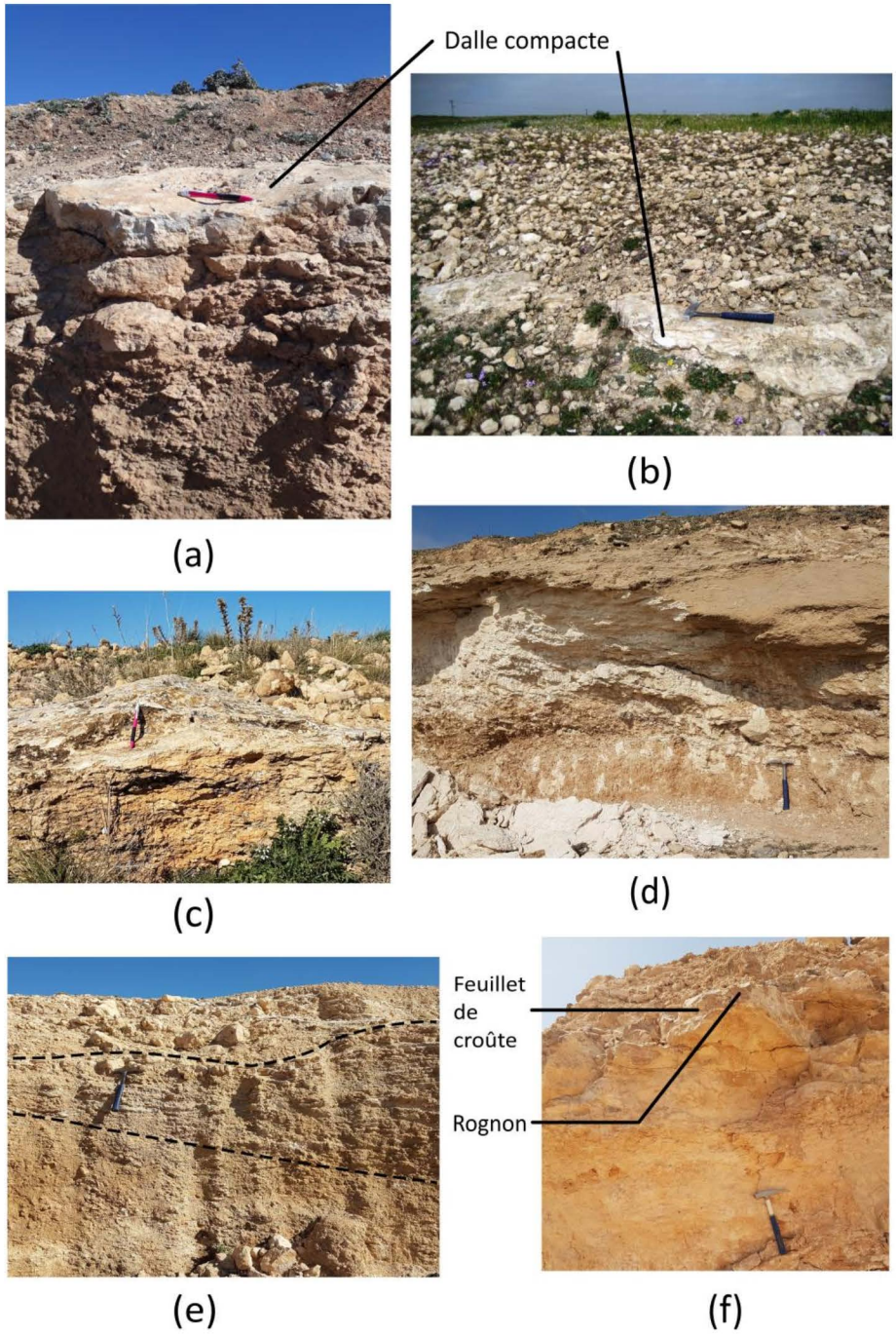


FIGURE 2.10 – Exemples de dalles compactes et de croûtes calcaires rencontrées au niveau des hautes plaines sétifiennes (Boustila et al. 2023) : (a) dalle compacte en feuillets (gisement de Bir-El-Arch) ; (b) dalle compacte massive (RN 5, près de Tadjenanet) ; (c) dalle compacte + croûte: parfois la limite entre les deux est diffuse. La croûte est tellement dure et compacte qu'elle se confond avec la dalle (RN 5, près d'El Mahdia) ; (d) croûte calcaire très crayeuse et très friable, finement feuilletée, s'effondrant sous son propre poids (RN 5, près d'El Eulma) ; (e) croûte à feuillets fins mais durs (gisement de Bir-El-Arch) ; (f) croûte à feuillets très durs et épais, renfermant nodules et rognons (gisement de Bir-El-Arch)

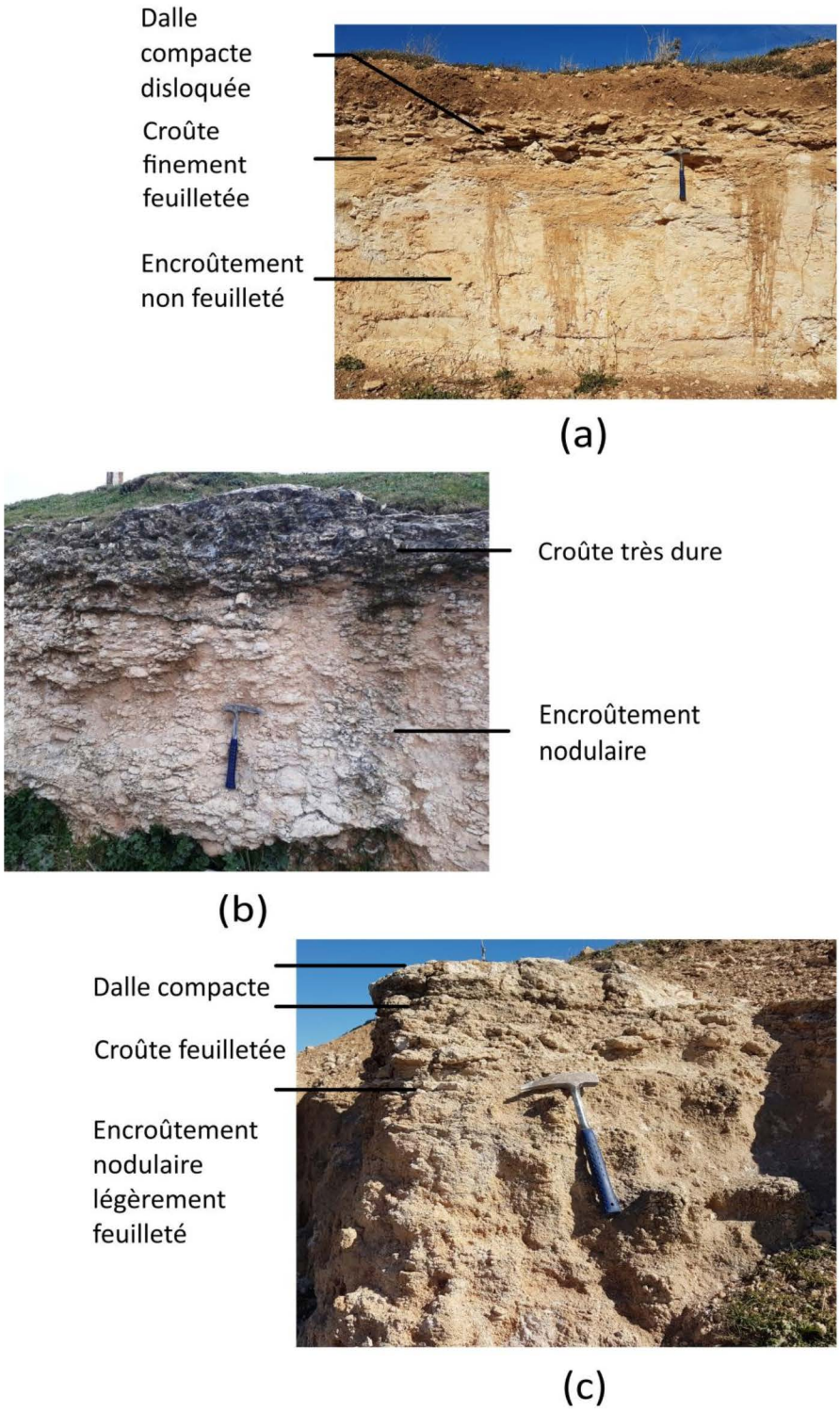


FIGURE 2.11 – Quelques types d'encroûtements rencontrés au niveau des hautes plaines sétifiennes (Boustila et al. 2023) : (a) encroûtement présentant une ébauche de croûte, surmontée d'une dalle compacte disloquée, reposant sur un encroûtement non feuilleté (RN 75, près de Ain Trick) ; (b) encroûtement nodulaire coiffé d'une croûte très dure qui a tendance à évoluer en dalle compacte (RN 5, près de Tadjenanet) ; (c) encroûtement mûr composé d'une dalle compacte, d'une croûte calcaire et d'un encroûtement nodulaire (RN 5, près d'El Eulma)

En outre, comme mentionné précédemment, les encroûtements moulouyens peuvent présenter une gypsification partielle en bordure des chotts (Durand 1963; Ruellan 1970; Horta 1979). Etant donné la solubilité marquée du gypse, leur utilisation dans la construction routière doit être proscrite dans les régions à climat subhumide et semi-aride.

La proximité d'une sebkha (dépression inondable et salée) a souvent pour conséquence une salinisation et une alcalinisation importantes, qui affectent principalement les encroûtements bien différenciés (Ruellan 1970). Un exemple de cela se trouve en bordure de Sebkhet Melloul, située à 28 km au Sud de Sétif. La figure 2.12 illustre un encroûtement présentant une structure qualifiée de "fluffy" (microgrumeleuse ou floconneuse), attribuable à l'accumulation d'amas salés très friables qui recouvrent et masquent les différents horizons de l'encroûtement et lui donnent une apparence enflée.



FIGURE 2.12 – Structure « fluffy » (microgrumeleuse ou floconneuse) due aux phénomènes de salinisation et d'alcalinisation. L'encroûtement présente un aspect gonflé (RN 28, près de Sebkhet Melloul) (Boustila et al. 2023)

Après leur formation, les encroûtements feuilletés sont susceptibles de subir un processus de décalcarification qui les rend extrêmement friables, leur conférant ainsi un aspect fortement crayeux (Ruellan 1970; Horta 1979) (figure 2.13).



FIGURE 2.13 – Encroûtement moulouyen qui a été soumis à un lessivage du calcaire. Notons l'aspect crayeux de la croûte devenue très friable (CW 113, près de Guidjel) (Boustila et al. 2023)

Par ailleurs, dans la région de Hammam Sokhna, localisée à environ 40 km au Sud-Est de Sétif, nous avons constaté les effets d'un autre phénomène physico-chimique sur les encroûtements calcaires. En effet, nous avons observé que ces encroûtements présentaient une rubéfaction, caractérisée par une coloration rouge-brun très marquée à leur base (figure 2.14).

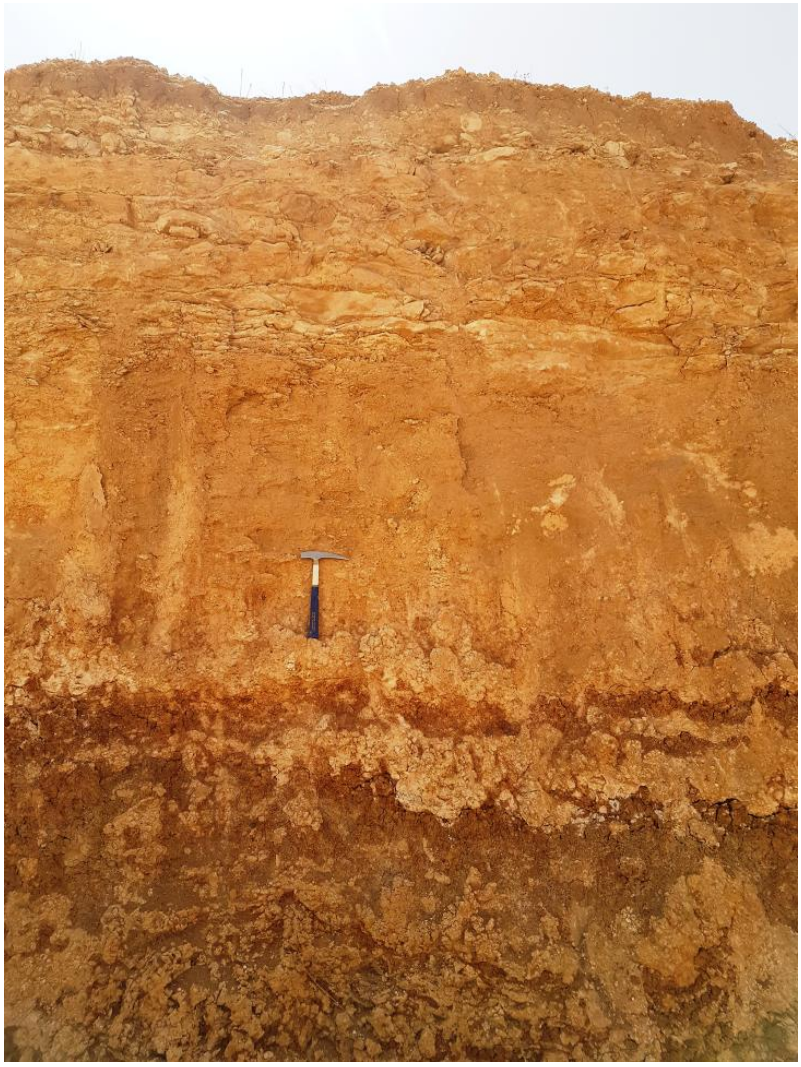


FIGURE 2.14 – Encroûtement calcaire rubéfié. Notons, à la base, la coloration rouge-brun (RN 75, près de Hammam Sokhna) (Boustila et al. 2023)

En outre, les passages latéraux de l'horizon Bca sont très courants et se manifestent généralement de manière imprévisible (Ruellan 1967, 1970; Horta 1979; Alloul 1981). Ces variations résultent en grande partie du fait que le calcaire provient principalement, selon Ruellan (1967, 1970), des apports latéraux ou obliques, c'est-à-dire de l'amont vers l'aval. Le front d'accumulation du calcaire se déplace alors graduellement de l'aval vers l'amont, influencé par plusieurs facteurs tels que le relief, le microrelief, le climat, le couvert végétal et l'âge des sols. Ainsi, il n'est pas rare de passer d'une croûte à une dalle compacte, d'un encroûtement non feuilleté à une croûte, ou encore d'un encroûtement nodulaire à un encroûtement massif… (Ruellan 1967, 1970).

2.4 Localisation et description des encroûtements étudiés

Située à une distance de 300 km à l'Est d'Alger, la région de Sétif abrite d'importants gisements de tufs calcaires qui s'étendent sur des dizaines de kilomètres le long de la RN 5, reliant les villes de Sétif et de Constantine (figure 2.15).

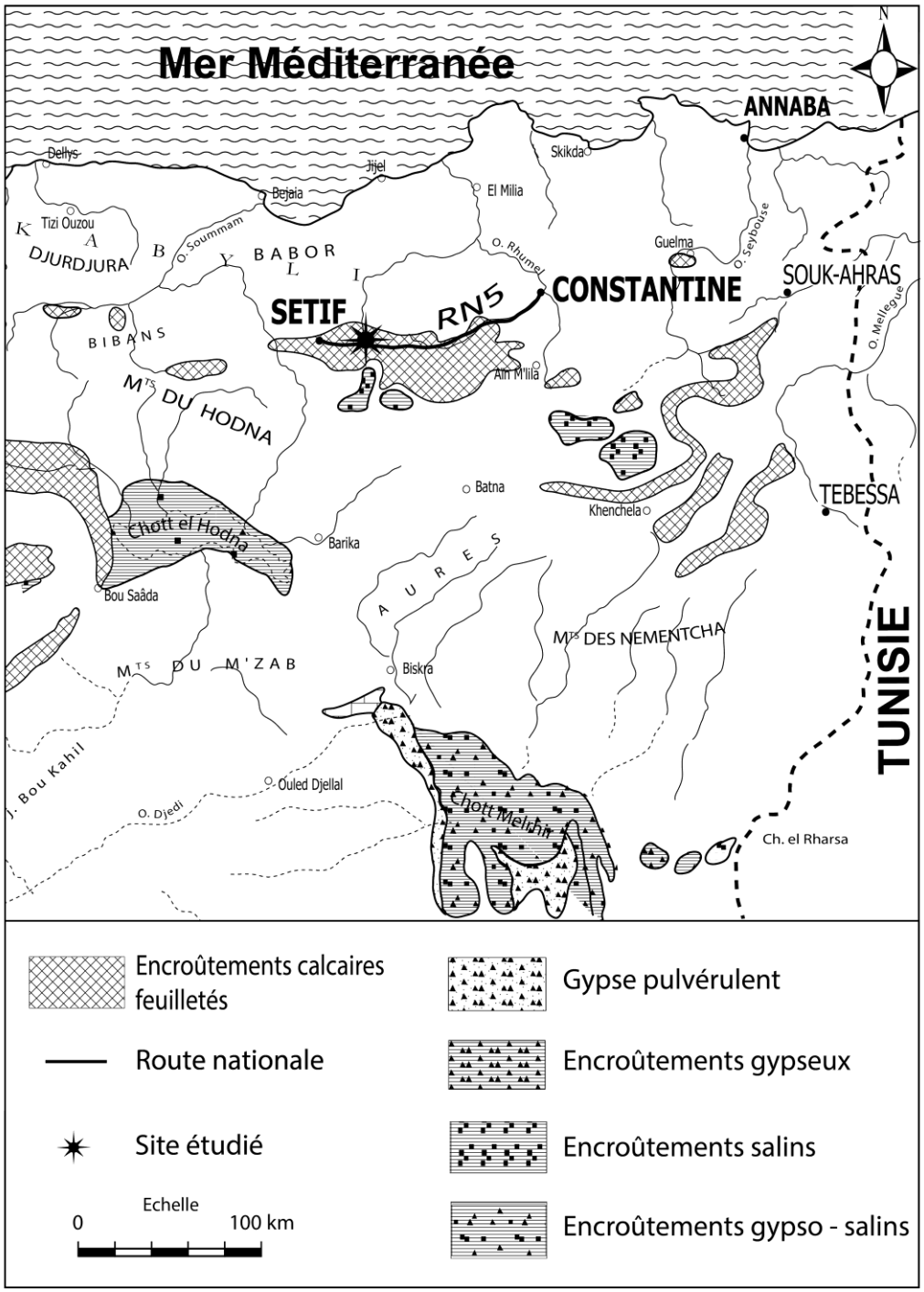


FIGURE 2.15 – Extrait de la carte des encroûtements en Algérie, avec localisation des tufs calcaires étudiés (Durand 1959; Horta 1979, in Boustila et al. 2023)

Les raisons justifiant le choix des tufs calcaires de la région de Sétif pour cette étude sont les suivantes :

- ces formations calcaires ont déjà démontré des performances mécaniques satisfaisantes ;
- la zone d'étude est caractérisée par un climat semi-aride (zone III) avec des précipitations généralement limitées à environ 350 mm/an. Cependant, il est important de noter que certaines années peuvent enregistrer des précipitations plus abondantes, incluant parfois des épisodes prolongés de chutes de neige. Par conséquent, le CTTP (2001), l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, a jugé plus approprié de classer la région en zone subhumide (zone II) en raison de précipitations pouvant atteindre 600 mm/an. Durant la période hivernale, ces précipitations s'associent à des températures basses, limitant ainsi l'évapotranspiration. Ce dernier aspect peut avoir des conséquences notables en cas d'imbibition du corps de chaussée. A mesure que le trafic croît en intensité et en poids, il s'avère essentiel de déterminer les limites de ces matériaux pour anticiper d'éventuels désordres et établir les mesures de précaution à adopter (Colombier 1988). Ceci nous a donc incités à privilégier l'étude des tufs calcaires de cette région, compte tenu de leur exposition à un trafic soutenu, contrairement à d'autres régions où les niveaux de circulation restent encore relativement modérés ;
- en dernier lieu, il convient de noter que cette région possède un réseau routier dense principalement construit à partir d'encroûtements calcaires, ce qui offre l'opportunité de tirer parti d'une expertise étendue accumulée sur plusieurs décennies.

Les matériaux utilisés dans le cadre de ce travail proviennent d'un gisement localisé à environ 45 km à l'Est de la ville de Sétif, près de la localité de Bir-El-Arch (figure 2.15).

Cette formation, de couleur jaunâtre, a une épaisseur moyenne qui oscille entre 3 et 6 mètres. Le gisement présente une structure feuilletée composée, du haut vers le bas, des horizons suivants (figure 2.16) :

- *Horizon A,* constitué d'une mince couche de terre végétale, dont l'épaisseur peut varier entre 10 et 30 centimètres.

- *Horizon Bca*, comprenant, du haut vers le bas :
  - *une dalle compacte*, de couleur blanche, parfois disloquée en morceaux très durs d'une épaisseur moyenne de 15 à 20 centimètres (figure 2.17a). Lorsqu'elle est intacte et continue, comme c'est généralement le cas, elle se présente sous forme de feuillets pétrifiés très durs, chacun mesurant environ 10 centimètres d'épaisseur (figure 2.17b). Ces feuillets, superposés, peuvent atteindre jusqu'à 40 centimètres d'épaisseur (figure 2.17c). Des pellicules rubanées très dures, d'une épaisseur moyenne d'une dizaine de centimètres, la recouvrent de manière discontinue (figure 2.17d). Ces pellicules montrent à l'œil nu une stratification en plusieurs lamelles très fines, souvent claires avec des filets sombres. Lorsque la dalle compacte est extrêmement dure, sa couleur tend habituellement vers le saumon. Elle est rarement absente du sommet de l'encroûtement étudié.
  - *Une croûte*, d'une épaisseur variant de 1 à 2 mètres, s'étendant sur l'ensemble du gisement. Sa couleur blanc crème évolue, par endroits, vers le jaune brun. Elle se présente sous forme de feuillets dont l'épaisseur peut varier, sans jamais dépasser les deux centimètres lorsque la croûte est finement feuilletée (figure 2.17b). Cependant, la plupart du temps, les feuillets sont bien développés, atteignant une épaisseur moyenne de 15 centimètres. A proximité du sommet de l'encroûtement, il est assez courant d'observer que les feuillets deviennent très durs, compacts et plus épais, ressemblant ainsi à la dalle compacte (figure 2.18a). Fréquemment, ils renferment une quantité considérable de nodules et de rognons calcaires. Ces feuillets, qui sont donc principalement constitués d'amas durs (nodules et rognons), généralement ovoïdes et de tailles variables (de quelques centimètres à quelques décimètres), apparaissent également, de manière isolée, dans les parties tendres et crayeuses de la croûte (figure 2.18b). Les nodules calcaires, qu'ils soient concrétionnés ou farineux, ainsi que les rognons, résultent du lessivage des horizons supérieurs et prennent forme lorsque le calcaire dissous atteint un milieu moins perméable, d'où leur disposition subhorizontale (Durand 1963; Ruellan 1970; Alloul 1981). Par ailleurs, la présence conséquente de nodules dans l'encroûtement (figure 2.18c) est souvent attribuée, d'après Vaudour et Clauzon (1976), à l'hydromorphie des sols dans les régions semi-arides lorsqu'une nappe d'eau est à proximité de la surface. Cette situation prévaut

ici, étant donné que ces formations ont constamment été imbibées par la nappe Mio-Plio-Quaternaire (Vila 1977). En outre, on peut noter la présence abondante de débris de silex dans les parties tendres et friables de la croûte, probablement liée au remaniement de la formation éocène. De plus, les dimensions des blocs extraits de la dalle compacte et de la croûte calcaire fournissent des informations sur la capacité du gisement à approvisionner en granulats les projets de construction routière (figure 2.18d).

  - *Un encroûtement nodulaire,* composé essentiellement de nombreux nodules très durs. On peut également y trouver des amas friables. La dureté de l'encroûtement est généralement élevée lorsqu'il est sec. Son épaisseur est d'environ un mètre et des débris de silex y sont par ailleurs abondants. Il peut parfois présenter un aspect finement feuilleté.

- *Horizon C,* souvent présent sous forme d'amas friables lorsqu'il est dégagé. Quelques nodules concrétionnés peuvent quelquefois être observés.

En outre, l'étude du gisement révèle la présence de passages latéraux de faciès. Cet aspect est illustré par la figure 2.19, où est montré le passage d'un encroûtement non feuilleté, comportant une dalle à son sommet, vers une croûte surmontée, elle aussi, d'une dalle.

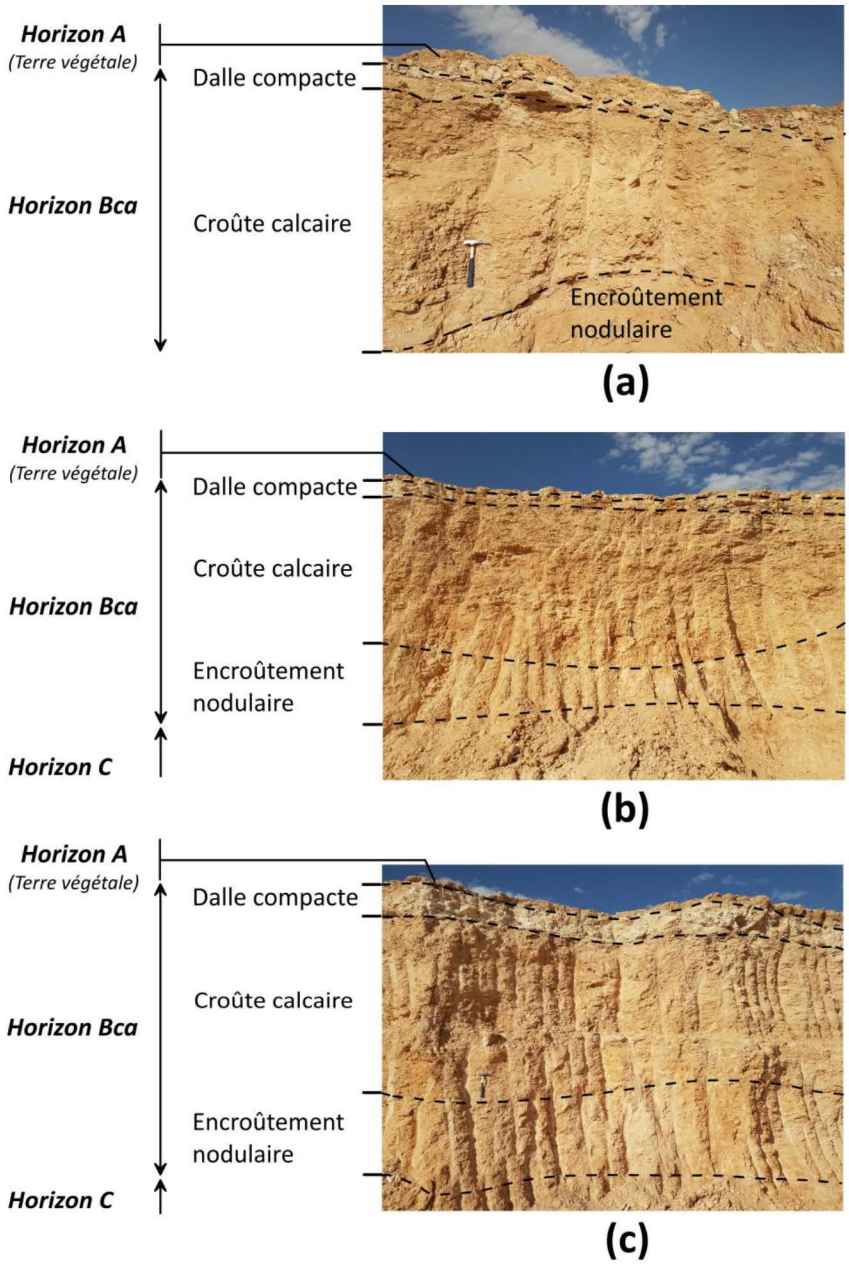


FIGURE 2.16 – Encroûtements types du gisement étudié (Boustila et al. 2023). Chaque encroûtement est constitué, du haut vers le bas, d'une dalle compacte, d'une croûte calcaire feuilletée et d'un encroûtement nodulaire. On voit en : (a) une dalle de 0,1 m d'épaisseur, une croûte de 1 m d'épaisseur en moyenne et un encroûtement nodulaire qui n'est pas complètement dégagé. Il présente une forte concentration en nodules ; (b) une dalle compacte puissante de 0,3 m, une croûte de 1,5 m et un encroûtement nodulaire de 1 m, composé de nodules durs et d'amas friables ; (c) une dalle compacte de plusieurs feuillets, très puissante (0,4 à 0,5 m en fonction de la présence ou non de pellicules rubanées), une croûte épaisse (1,5 m). L'encroûtement nodulaire a une épaisseur de 1 m. La présence de nodules y est faible

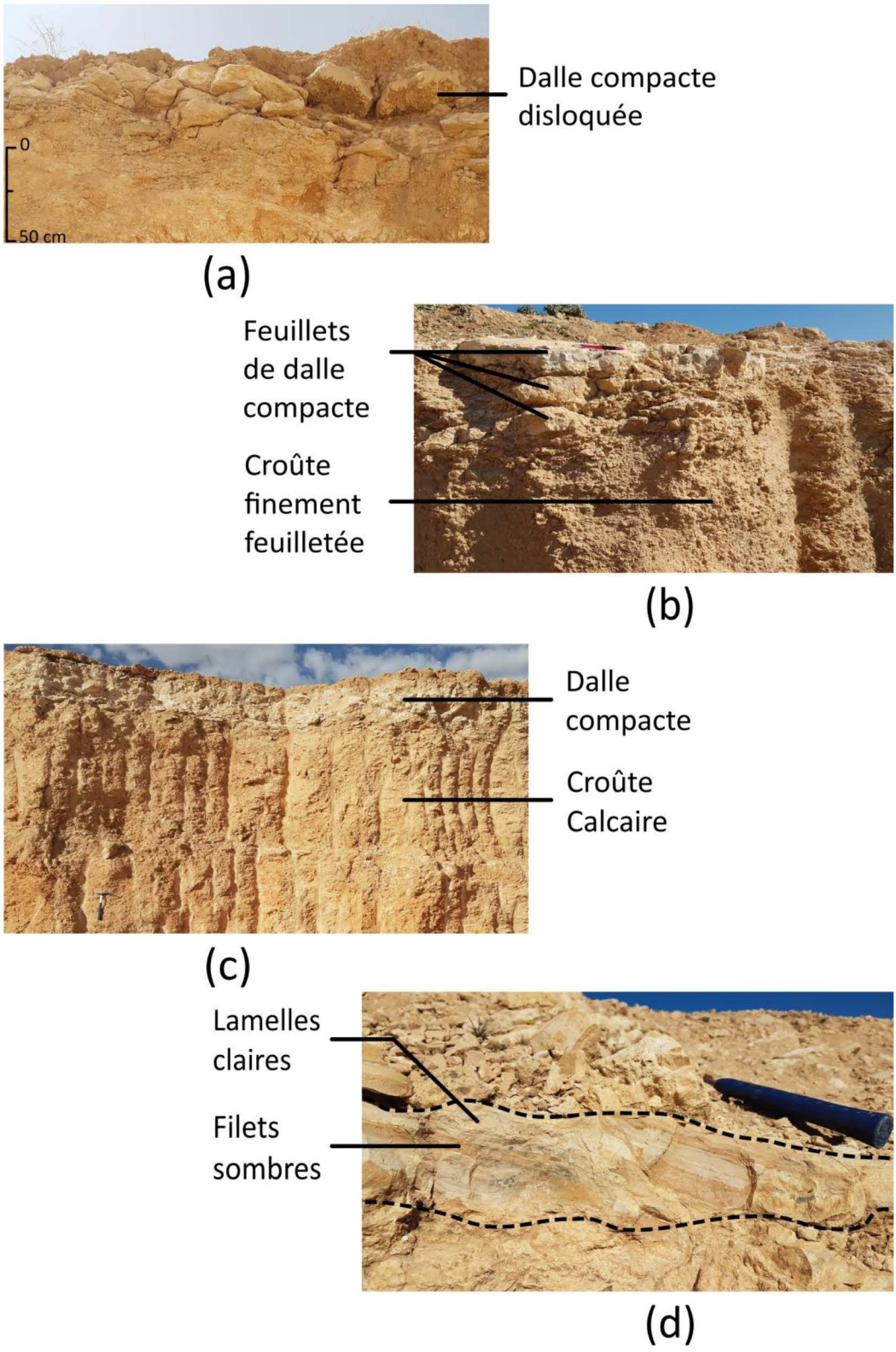


FIGURE 2.17 – Dalles et croûtes rencontrées au niveau du gisement de Bir-El-Arch (Boustila et al. 2023) : (a) dalle compacte à feuillets disloqués ; (b) croûte finement feuilletée surmontée d'une dalle compacte à plusieurs feuillets ; (c) dalle compacte très puissante ; (d) pellicules rubanées

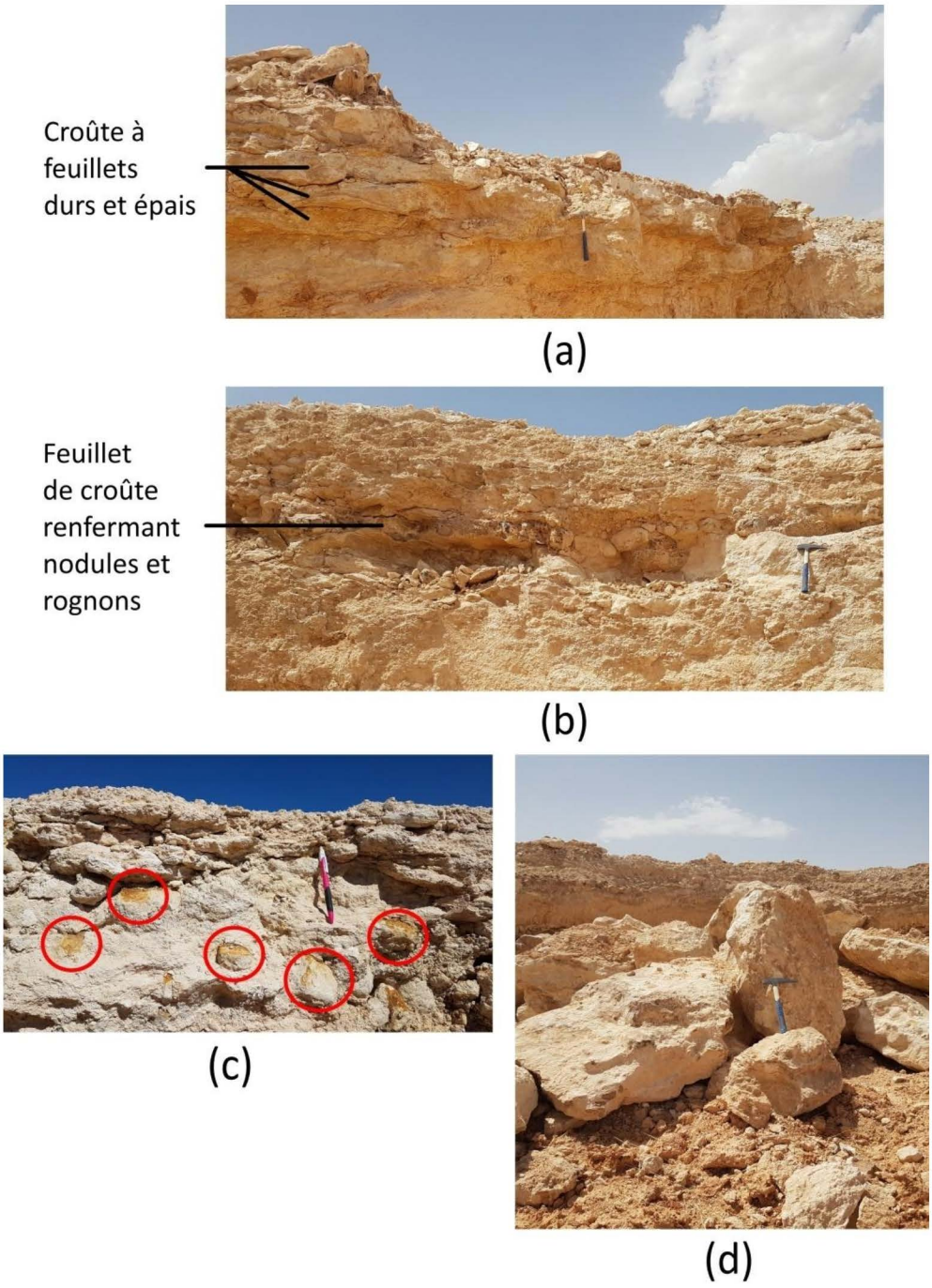


FIGURE 2.18 – Croûtes et concrétions du gisement de Bir-El-Arch (Boustila et al. 2023) : (a) croûte à feuillets puissants, renfermant nodules et rognons de forme ovoïde ; (b) feuillet de croûte constitué essentiellement d'amas durs (nodules et rognons), le plus souvent ovoïdes, de dimensions variables (de quelques centimètres à quelques décimètres) pris dans les parties tendres et crayeuses de la croûte ; (c) Nodules calcaires pris dans une matrice friable à l'aspect crayeux (l'encroûtement est lessivé à cet endroit). Les tâches jaunes de limonite entourant les nodules calcaires sont très caractéristiques des encroûtements lessivés ; (d) blocs extraits de la croûte calcaire

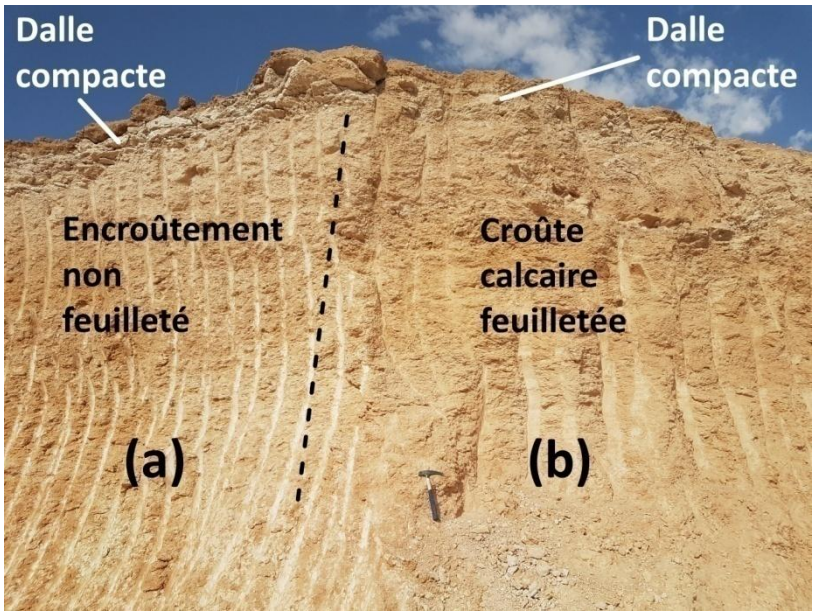


FIGURE 2.19 – Passage latéral de faciès (Boustila et al. 2023) : passage d'un encroûtement non feuilleté (a) à une croûte feuilletée (b). Les deux faciès sont surmontés d'une épaisse dalle compacte

2.5 Identification minéralogique

L'étude minéralogique des tufs calcaires revêt une importance primordiale. Elle vise d'abord à caractériser ces matériaux, puis à mieux appréhender leur comportement mécanique et leurs particularités.

Notre recherche, qui se concentre sur l'utilisation des tufs calcaires comme assises de chaussées, accorde une attention particulière à l'horizon Bca, pour lequel nous avons analysé les différents niveaux.

Pour cela, nous avons utilisé des méthodes classiques, notamment la diffractométrie X (DRX) et l'observation au microscope électronique à balayage (MEB).

2.5.1 Analyse minéralogique par diffractométrie X (DRX)

La diffractométrie X, une technique d'analyse fondée sur la diffraction des rayons X, permet de mesurer les distances entre les plans réticulaires des cristaux, permettant ainsi d'identifier leur nature.

En cristallographie, les rayons X utilisés sont des rayonnements électromagnétiques de longueurs d'onde courtes (1 à 10 Å).

Lorsqu'un faisceau de rayons X incident atteint un cristal, il est diffracté dans différentes directions, un phénomène qui dépend fortement de la nature du matériau irradié. La relation entre l'angle d'un faisceau diffracté et la distance qui sépare les plans atomiques au sein de la structure cristalline est régie par la loi de Bragg. Cette loi définit cette relation ainsi :

$$2d\ sin\theta = n\ \lambda$$

où :

d : distance entre plans réticulaires ;

θ : angle d'incidence ;

λ : longueur d'onde ;

n : ordre de la diffraction (nombre entier).

Dans le cas de la diffractométrie sur poudre, le spectre de diffraction est enregistré soit par photographie, soit à l'aide d'un compteur de photons, ce qui permet de générer le diagramme de Debye et Scherrer. A partir de ce diagramme et de la loi de Bragg, il est possible de déterminer les distances interréticulaires associées à chaque raie de diffraction, ce qui permet en fin de compte d'identifier les diverses espèces minérales présentes dans l'échantillon analysé.

Quand un matériau est mal cristallisé, les raies de diffraction s'élargissent et deviennent moins distinctes, ce qui rend impossible la détection de corps amorphes. La diffractométrie des rayons X permet donc d'évaluer le degré de cristallisation d'un minéral en fonction de la netteté de ses raies. De plus, la concentration, dans un matériau, d'un minéral spécifique, notée "i", peut être estimée en utilisant l'intensité "I_i" de sa raie de référence.

$$I_i = K_{xi} / \rho_I [x_i\ \mu_i + (1 - x_i)\ \mu_M]$$

où :

ρ_i : masse volumique du minéral ;

μ_i : coefficient massique d'absorption de ce minéral ;

μ_M : coefficient massique d'absorption du mélange ;

K : constante qui dépend des conditions expérimentales.

La diffractométrie par rayons X offre ainsi la possibilité de réaliser des analyses qualitatives et quantitatives des espèces minérales qui composent un matériau.

L'analyse minéralogique par diffractométrie X a été réalisée à l'unité de recherche "Argiles, Géochimie et Environnements sédimentaires (AGEs)" du Département de Géologie de l'Université de Liège.

Trois échantillons ont été soumis à l'analyse, correspondant, dans un profil d'encroûtement calcaire type (cf. figure 1.3), à la dalle compacte, à la partie dure de la croûte, ainsi qu'à ses composantes friables (fraction < 1 mm).

Ces trois échantillons ont subi trois tests d'identification minéralogique par DRX :

- *préparation a* : sous forme de poudre totale désorientée ;
- *préparation b* : matériau (argileux) résiduel global après décarbonatation, préparé sous forme d'un agrégat orienté par suspension-pâte orientée ;
- *préparation c* : fraction argileuse inférieure à 2 microns, préparée sous forme d'agrégats orientés.

Afin de préserver les particules les plus fines, il est essentiel d'effectuer une décarbonatation avec de l'acide fortement dilué, une procédure qui, toutefois, s'avère être longue.

Les agrégats orientés (préparations b et c) ont été analysés sous trois formes :

- après séchage au laboratoire ;
- après solvatation aux vapeurs d'éthylène glycol (EG) ;
- après chauffage à 500°C.

Les minéraux présents dans le matériau global (préparation a) ont été quantifiés selon la méthode habituelle de l'unité de recherche "Argiles, Géochimie et Environnements sédimentaires (AGEs)", c'est-à-dire au départ de la mesure des intensités stratégiques des minéraux sur les diffractogrammes de poudre désorientée. Ces intensités sont corrigées par un facteur spécifique aux minéraux. Les valeurs indiquées sont plus ou moins absolues à 5-10% près.

Quant à l'estimation quantitative des minéraux argileux dans les préparations b et c, qui est également basée sur l'intensité de certaines réflexions (001) selon les tests (N, EG, 500), elle reste strictement semi-quantitative et n'a pas fait l'objet d'application de facteurs correctifs spécifiques (selon la nature des minéraux) pour deux raisons : la première est liée au fait qu'il n'existe aucune méthode de quantification qui soit standardisée et universellement appliquée. La seconde raison, dans le cas présent, est dépendante de la nature de certains minéraux argileux dont les réflexions (001) sont superposées dans les trois tests (N, EG et 500).

L'estimation semi-quantitative est encore plus délicate à établir, car certains minéraux argileux, simples et interstratifiés, reconnus, ne sont pas eux-mêmes bien cristallisés, ce qui fausse la mesure des intensités. Il apparaît que certains post-traitements (saturation au Mg) auraient pu contribuer à une meilleure distinction, en particulier entre la smectite sensu lato et l'interstratifié chlorite-smectite, encore que ces post-traitements n'auraient pas éliminé les problèmes d'identification (Thorez 1976, 1987). Par ailleurs, l'occurrence d'attapulgite (palygorskite) est mise en évidence dans les diffractogrammes, mais il y aurait lieu de procéder à une vérification par microscopie électronique (présence ou non de baguettes ou cristaux en forme d'aiguilles caractéristiques de l'attapulgite) parce que les réflexions de ce minéral sont superposées sur celles d'autres minéraux argileux.

Compte tenu des interférences des réflexions appartenant à l'interstratifié chlorite-smectite (14c-14sm) et de la smectite sensu lato Sm (en réalité correspondant à un interstratifié irrégulier illite-smectite (10-14sm) dans les diffractogrammes), il n'est pas possible de quantifier le taux de gonflement.

Nous pouvons juste considérer, en première approximation, que le taux de gonflement de l'interstratifié irrégulier illite-smectite (10-14sm) ne dépasse pas 35% (donc 35% de l'estimation quantitative relative attribuée à ce composant dans les trois échantillons). Quant au taux de gonflement de l'interstratifié chlorite-smectite (14c-14sm), il ne doit normalement pas dépasser 40% (donc 40% de gonflement de la contribution de ce composant dans l'assemblage argileux des préparations b et c).

Les tableaux 2.1, 2.2 et 2.3 reprennent les résultats de l'analyse DRX.

TABLEAU 2.1 – Résultats de la préparation a (matériau global)

	Calcite (%)	Dolomite (%)	Quartz (%)	Argile globale (%)
Dalle	91,2	4,9	3,9	Traces
Croûte	53	3,3	15,2	28,5
Fraction < 1 mm	53,4	3,1	17	26,5

TABLEAU 2.2 – Résultats de la préparation b (minéraux argileux dans le matériau global)

	Illite (%)	Attapulgite (%)	Chlorite (%)	Interstratifié (10-14c) (%)	Interstratifié (10-14sm) (%)	Interstratifié (14c-14sm) (%)
Dalle	18,7	25	25	18,7	12,6	-
Croûte	24	-	9,6	17,3	15,4	33,7
Fraction < 1 mm	10,6	-	18,8	6,4	36,1	28

TABLEAU 2.3 – Résultats de la préparation c (fraction argileuse)

	Illite (%)	Attapulgite (%)	Kaolinite (%)	Chlorite (%)	Interstratifié (10-14c) (%)	Interstratifié (10-14sm) (%)	Interstratifié (14c-14sm) (%)	Al17* (%)	Alm-17 (%)
Dalle	13	12	20	20	8	21	-	-	4
Croûte	10,7	18,9	-	10,8	8,1	2,9	45,9	2,7	-
Fraction < 1 mm	12,3	15,4	-	12,3	9,2	3	45	2,8	-

***** *Fraction smectitique à aluminium hydroxylée.*

Le dépouillement des spectres (figures 2.20 et 2.21) révèle donc que la fraction argileuse des tufs calcaires de Sétif est principalement constituée d'illite, de kaolinite, d'attapulgite et d'interstratifiés.

La découverte de l'existence de l'interstratifié illite-smectite permet de mieux comprendre les phénomènes observés tels que la sensibilité à l'eau, la fissuration…

De plus, les résultats confirment la variation de la composition minéralogique en fonction de la profondeur dans la formation, permettant ainsi de distinguer une dalle très carbonatée d'une croûte moins carbonatée, mais plus riche en silice et en argiles (tableau 2.1).

Figure 2.20
Tuf calcaire de Sétif
Diffractogrammes de la fraction inférieure à 1 mm
sur matériau global
¤
Unité de recherche (AGEs)

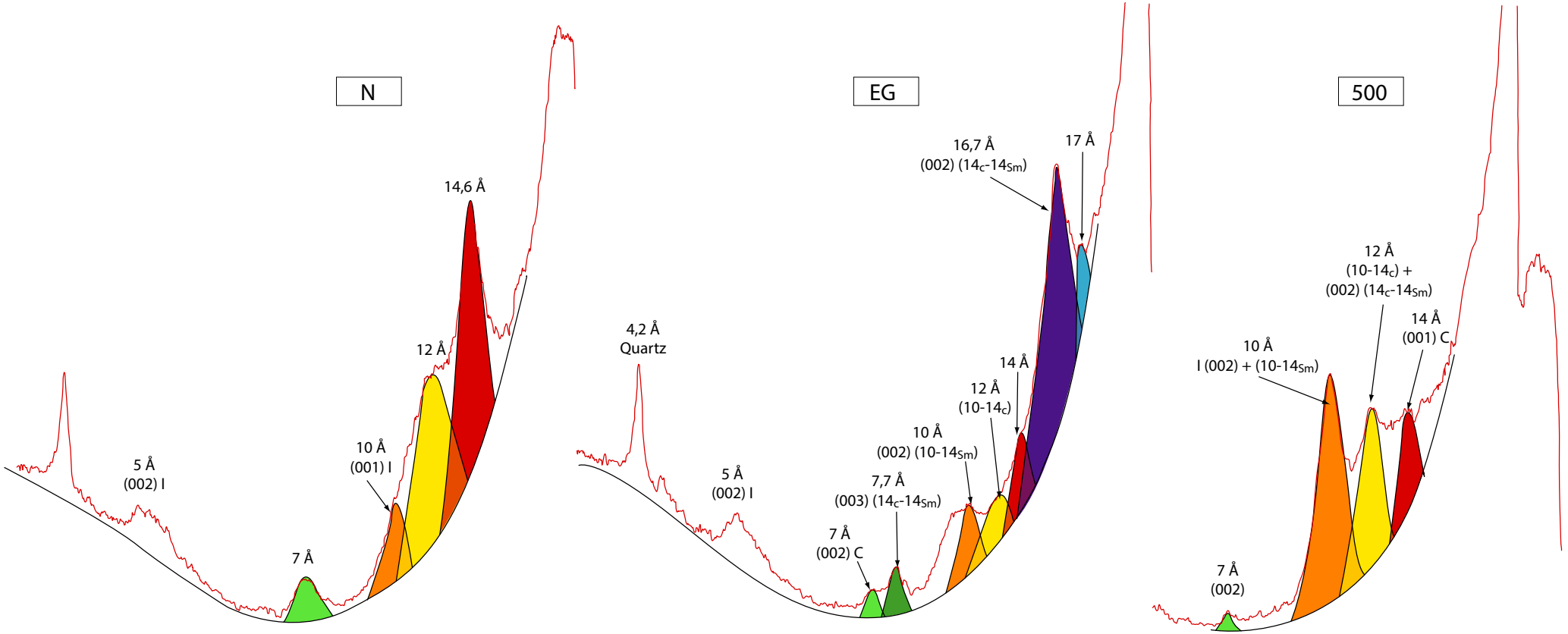
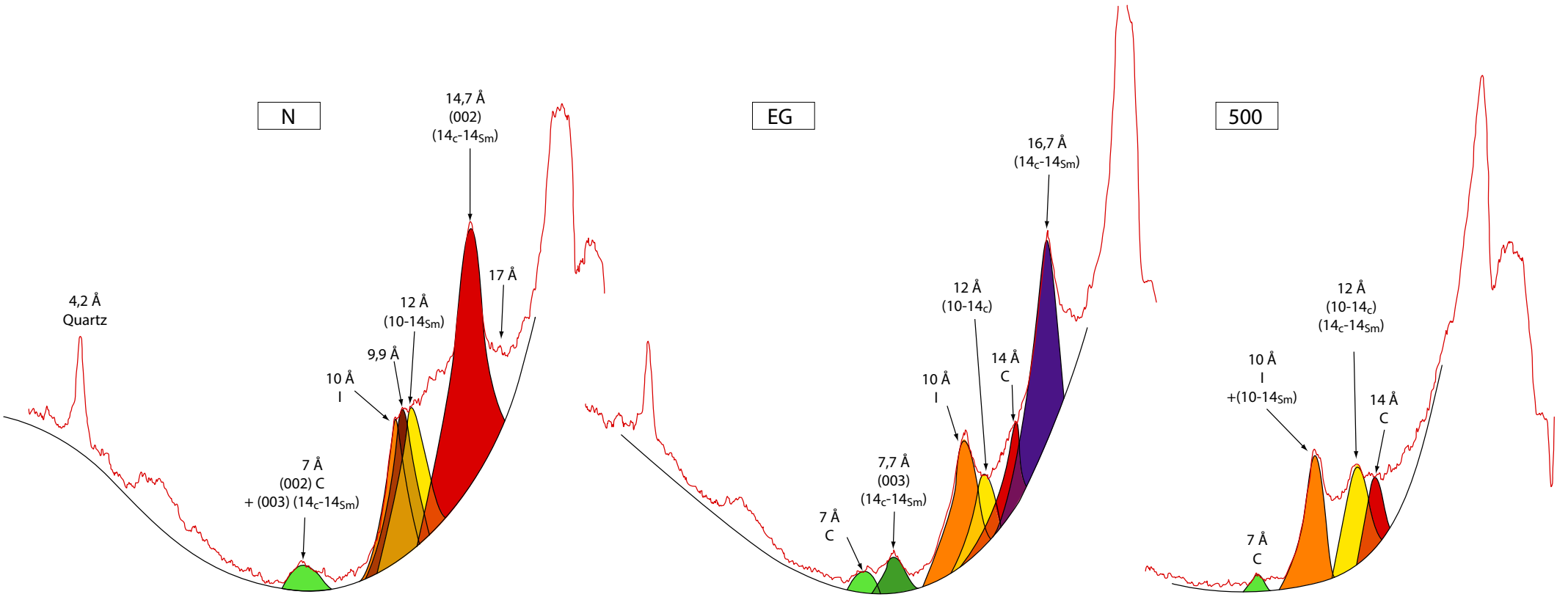


Figure 2.21
Tuf calcaire de Sétif
Diffractogrammes de la croûte
sur fraction inférieure à 2 µm
¤
Unité de recherche (AGEs)



2.5.2 Observations au Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Le principe du microscope électronique à balayage (MEB) consiste à balayer un échantillon massif au moyen d'un faisceau extrêmement fin d'électrons monocinétiques.

Pour effectuer une observation, il est essentiel d'examiner une cassure fraîche de l'échantillon. Etant donné que les roches sont généralement non-conductrices, il est nécessaire d'appliquer une fine couche métallique sur la surface de l'échantillon afin de la rendre conductrice.

L'image est générée sur l'écran de manière séquentielle, point par point, à mesure que la sonde d'électrons primaires se déplace sur la surface de l'échantillon. L'image observée est donc le résultat de l'émission d'électrons secondaires provenant de la surface irradiée et des électrons primaires qui sont rétrodiffusés. En effet, lorsque le faisceau d'électrons atteint la surface de l'échantillon, il induit les interactions suivantes (figure 2.22) :

- des électrons secondaires ;
- des électrons rétrodiffusés ;
- des RX …

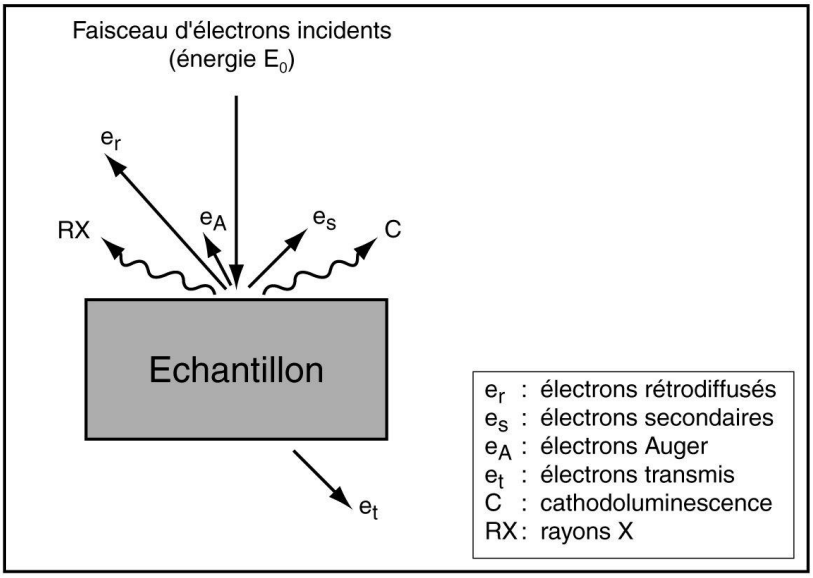


FIGURE 2.22 – Schéma illustrant l'interaction entre un faisceau d'électrons et la surface d'un échantillon

L'émission des électrons est conditionnée par l'énergie du faisceau incident ainsi que par la composition de la cible.

Les électrons secondaires sont émis lorsque le faisceau primaire, ayant perdu de l'énergie, stimule les atomes de l'échantillon. En raison de leur énergie réduite, ces électrons sont aisément captés, assurant ainsi une image avec un rapport signal/bruit optimal. De plus, leur déplacement limité dans l'échantillon garantit une résolution remarquable.

Les images générées par la détection des électrons secondaires offrent donc, principalement, une visualisation de la topographie de l'échantillon.

D'autre part, les électrons rétrodiffusés correspondent aux électrons du faisceau primaire qui ont interagi de manière quasi-élastique avec les atomes de l'échantillon. Ils sont renvoyés dans une direction proche de leur trajectoire initiale avec une perte d'énergie minime.

Le détecteur d'électrons rétrodiffusés est habituellement positionné verticalement par rapport à l'échantillon pour maximiser la collecte de ces électrons. Cependant, cette configuration ne permet pas une visualisation optimale du relief de l'échantillon.

Il est important de noter que les éléments chimiques ayant un numéro atomique élevé génèrent un plus grand nombre d'électrons rétrodiffusés que ceux ayant un numéro atomique plus faible. Par conséquent, les zones de l'échantillon composées d'éléments à numéro atomique élevé apparaîtront plus claires que celles composées d'éléments à numéro atomique bas. Ce phénomène est appelé "contraste de phase" et se révèle particulièrement utile pour évaluer l'homogénéité chimique de l'échantillon.

La préparation de l'échantillon à étudier, bien que très simple, revêt une grande importance, car elle conditionnera la possibilité et la qualité des observations.

Pour ce faire, l'échantillon, d'un volume d'environ 1 cm^3, est séché modérément afin de préserver ses liaisons et sa structure. Ensuite, il est fixé sur un support métallique. Après cette étape, il est placé dans une cellule et métallisé sous vide avec un métal lourd, généralement de l'or. Ce processus, qui dure approximativement 15 minutes, vise à recouvrir l'échantillon d'une fine couche métallique pour rendre sa surface conductrice (figure 2.23).



FIGURE 2.23 – Echantillons de tufs calcaires métallisés à l'or

Pour l'identification des minéraux cristallisés et non cristallisés, ainsi que pour analyser l'arrangement spatial des grains et leurs liaisons, nous avons utilisé le microscope électronique à balayage (MEB) de l'Université de Liège.

Les observations réalisées indiquent l'absence d'une cristallisation particulière, et montrent plutôt une structure continue en forme de renflements et de cavités, créant une image similaire à une formation karstique due à la dissolution (Alloul 1981) (figure 2.24). Cette apparence de karst suggère des phénomènes de circulation d'eau qui semblent dissoudre la calcite et la remobiliser à d'autres emplacements (Alloul 1981).

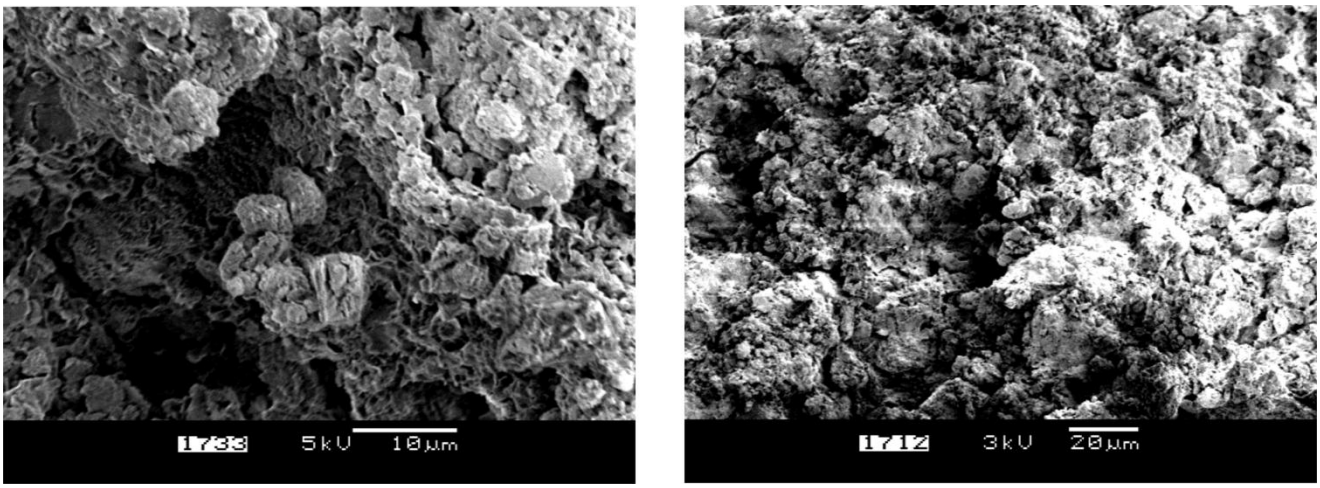


FIGURE 2.24 – Structure des tufs calcaires de Sétif observée au niveau de la croûte calcaire. L'aspect caverneux est dû vraisemblablement à des phénomènes de circulation d'eau

La calcite se présente sous forme de petits cristaux accolés (1/10µ à 10µ), créant des assemblages bien enchevêtrés (figure 2.25).

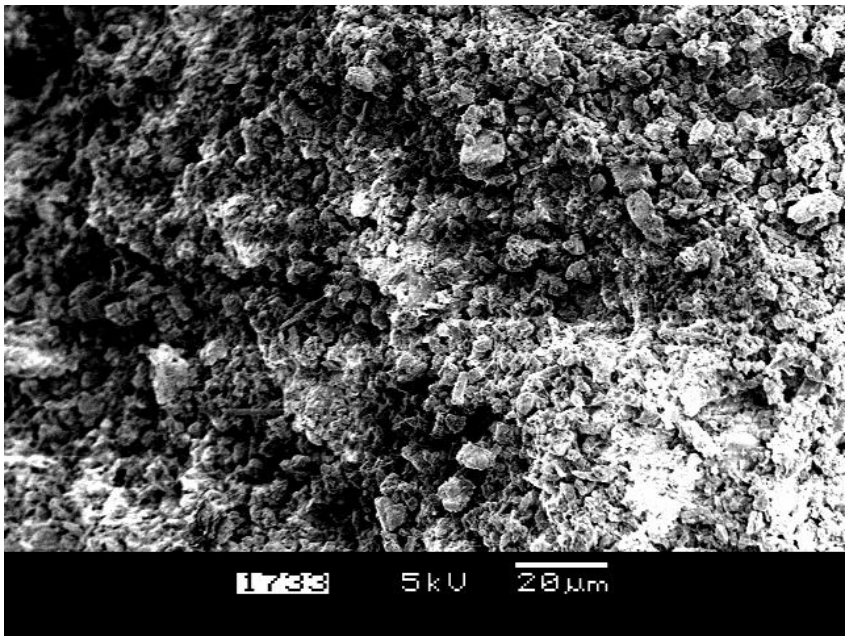


FIGURE 2.25 – Cristaux de calcite. Notons la petite taille des cristaux

On peut parfois observer des formes classiques de calcite automorphe. De plus, une cristallisation en bâtonnets est également discernable (figure 2.26).

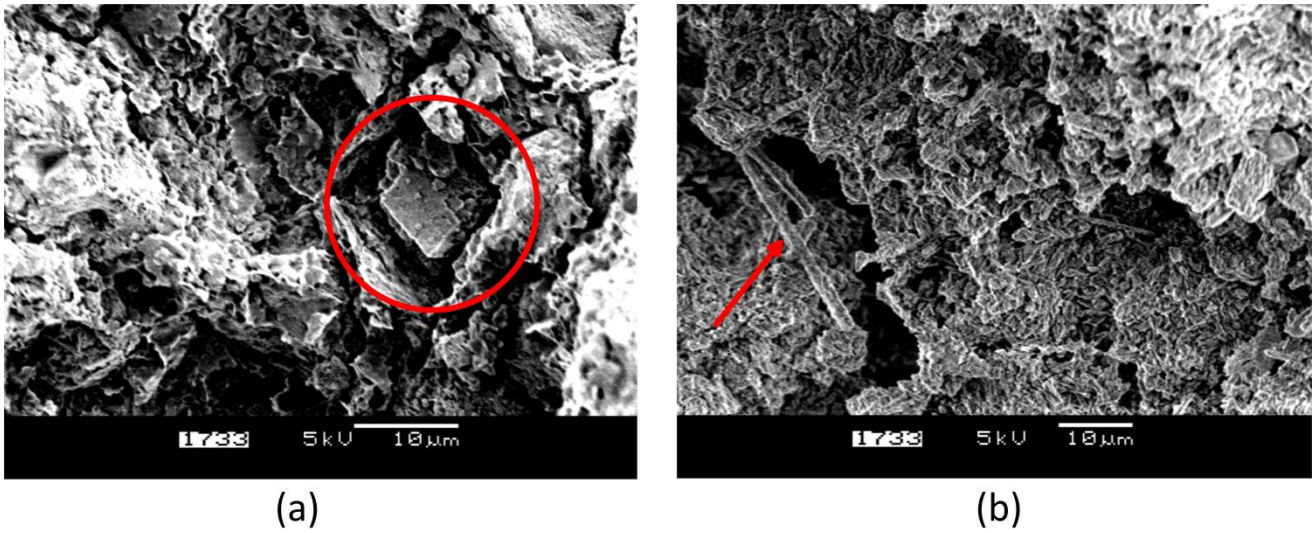


FIGURE 2.26 – Formes automorphes de la calcite : (a) Calcite en fins rhomboèdres observée au niveau de la dalle compacte. (b) Calcite en bâtonnets observée au niveau de la croûte calcaire

Par ailleurs, des cristaux de quartz érodés peuvent être distingués (figure 2.27).

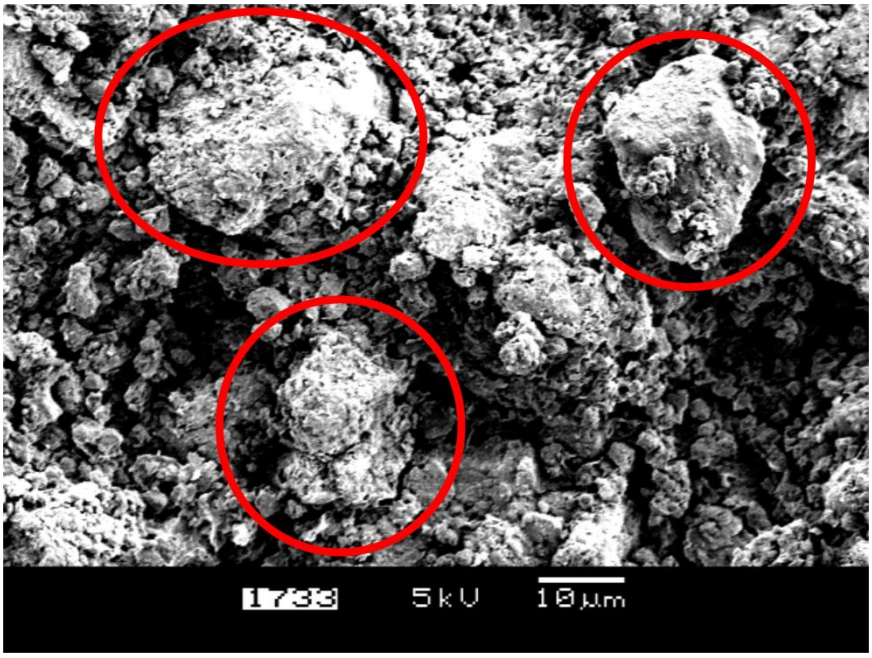


FIGURE 2.27 – Cristaux de quartz observés au niveau de la croûte calcaire. Notons l'usure des arêtes due à des actions mécaniques

Une analyse plus détaillée a révélé les diverses morphologies des agrégats de cristaux de calcite ainsi que leurs arrangements variés.

Les assemblages bien imbriqués des cristaux de calcite sont dus à l'existence de liaisons spécifiques. Les cristaux sont collés les uns aux autres grâce à des membranes extrêmement fines (Ben Dhia 1983a). En effet, le carbonate de calcium dissous tapisse les parois des cristaux en formant une mince pellicule qui se solidifie au fil du temps. Ce dépôt agit comme un liant pour le matériau, lui conférant ainsi une cohésion significative (Ben Dhia 1983a).

En outre, lorsqu'il existe une cavité entre deux amas de cristaux, la liaison est établie par l'intermédiaire d'un pont constitué de cristaux de carbonate de calcium, couramment désigné sous le terme de "pont de calcite" (figure 2.28). Ces liaisons sont décrites par (Ben Dhia 1983a) comme étant de nature mécanique.

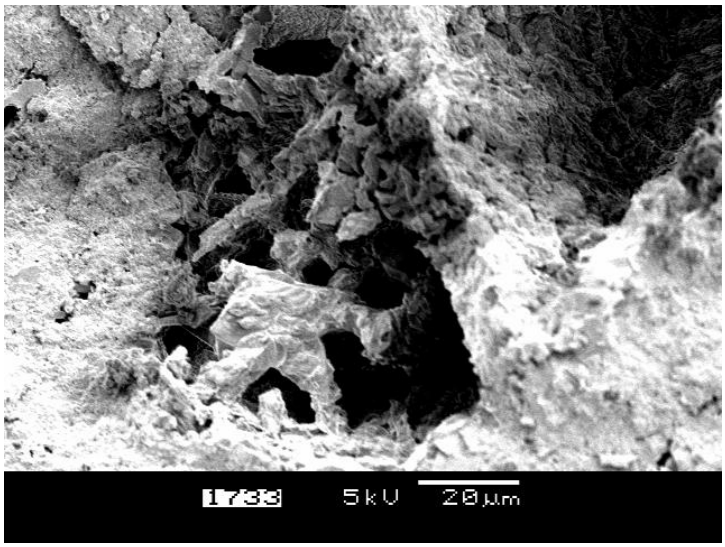


FIGURE 2.28 – Ponts de calcite reliant des agglomérats de cristaux (croûte calcaire)

D'autre part, l'observation d'un morceau de la dalle compacte au MEB, a permis de confirmer la présence de l'attapulgite, argile fibreuse, mise en évidence par la diffractométrie X (figure 2.29).

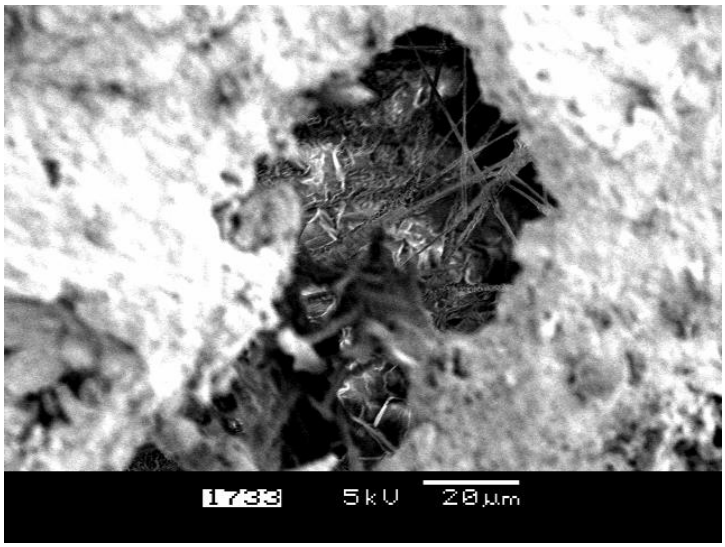


FIGURE 2.29 – Présence d'attapulgite dans la dalle compacte

L'origine de cette présence a suscité l'intérêt de plusieurs études. En 1969, Conrad, cité par Alloul (1981), mentionne que l'attapulgite était largement répandue dans les formations quaternaires des régions arides et semi-arides. Alloul (1981) souligne l'absence totale de ce minéral dans les roches et les sols des montagnes qui ont contribué à l'alimentation en $CaCO_3$ de ces encroûtements. Toutefois, les travaux de Ruellan (1970) ont apporté des éclaircissements importants, notant que :

- l'attapulgite est largement présente dans les épais dépôts du Villafranchien ;
- sa fréquence diminue dans les formations plus récentes ;
- on la trouve dans les sols à des profondeurs de plus en plus faibles à mesure que les conditions deviennent plus arides, moins drainées et les horizons plus riches en calcaire ;
- elle abonde dans les horizons Bca bien différenciés, en particulier lorsque ces horizons sont épais et très calcaires ;
- étant donné son absence totale dans les roches et les sols des régions montagneuses, l'hypothèse d'une origine héritée a été exclue. Par conséquent, il a été admis que l'attapulgite s'était formée ultérieurement dans les plaines ;
- cette néoformation a débuté au Villafranchien et a été particulièrement importante. Elle a eu lieu dans des environnements confinés, au sein de formations alimentées par des solutions particulièrement enrichies en calcaire, ainsi que, dans une moindre mesure, en silice, magnésium et aluminium.

Pour conclure, l'observation au microscope électronique à balayage témoigne de la présence de débris de silex au sein de la croûte (figure 2.30).

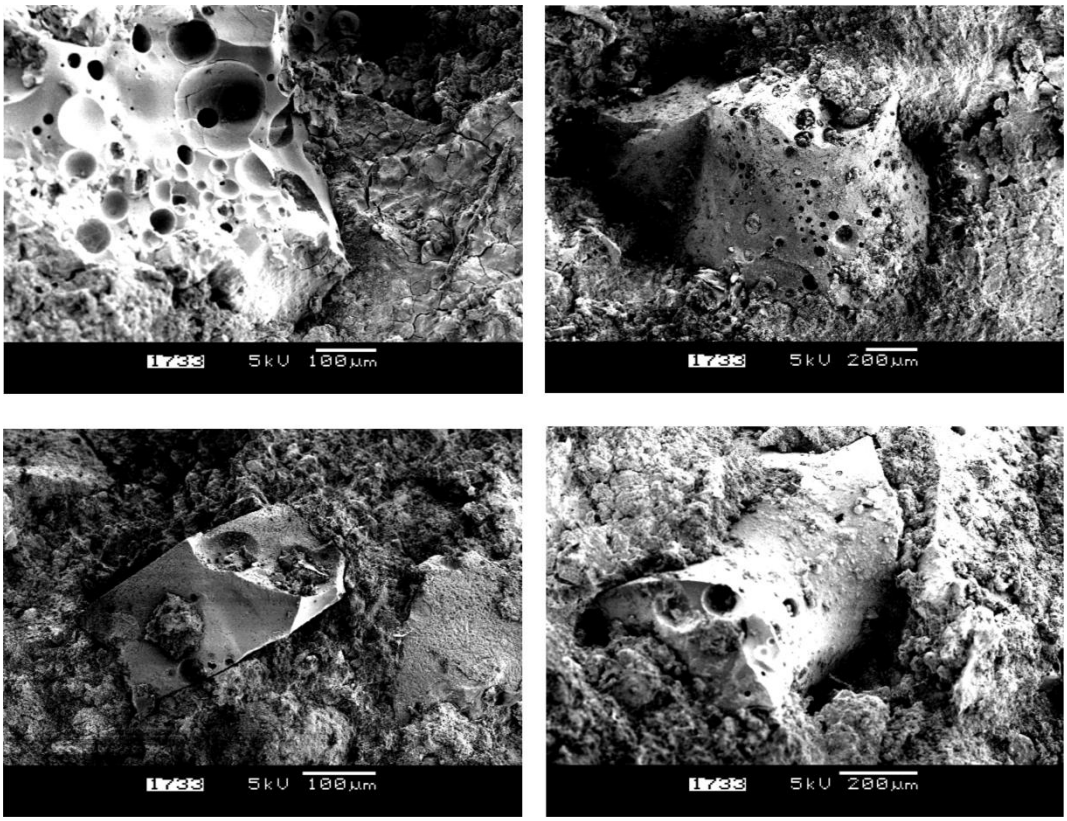


FIGURE 2.30 – Débris de silex observés au niveau de la croûte calcaire

2.6 Conclusion

Les encroûtements calcaires de la région de Sétif sont le plus souvent feuilletés et bien différenciés. Ils présentent un profil composé, du haut vers le bas, des horizons suivants :

- une dalle calcaire, d'une épaisseur moyenne de 15 à 20 centimètres, caractérisée par une teneur élevée en $CaCO_3$, mais renfermant également de la silice et des argiles ;
- une croûte, présentant une teneur moindre en calcaire, mais une concentration plus élevée en silice et en argiles ;
- un encroûtement nodulaire, composé essentiellement de nombreux nodules très durs. On peut également y trouver des amas friables.

La composition minéralogique de ces encroûtements varie en fonction de leur position dans la formation. De plus, des débris de silex sont fréquemment observés dans ces formations.

Sous les climats les plus arides, l'augmentation de la teneur en calcaire s'accompagne d'une néoformation d'attapulgite.

Comme mentionné par Alloul (1981), la quantité et la composition des fines calcaires et argileuses sont des facteurs déterminants de la qualité des matériaux, et par conséquent, de la stabilité de la chaussée.

Enfin, les processus de décalcarification, de salinisation, d'alcalinisation et de rubéfaction des sols, sont des phénomènes assez répandus et ne doivent pas être négligés.

CHAPITRE 3

3 COMPORTEMENT HYDROMECANIQUE DES SOLS NON SATURES

3.1 Introduction

Longtemps, les recherches en mécanique des sols ont largement privilégié l'étude des sols saturés ou parfaitement secs au détriment des sols non saturés, pourtant très répandus, notamment dans les régions arides et semi-arides. Déjà, Terzaghi et Fröhlich (1936), cités par Dudley (1970), avaient remarqué la tendance des sols non saturés à s'effondrer lorsqu'ils sont soumis à une imbibition ultérieure.

La mécanique des sols non saturés a finalement suscité un intérêt croissant, surtout dans les régions précédemment citées, où les précipitations et l'évaporation entraînent des variations significatives dans la teneur en eau des sols. En réponse à ces variations, de graves désordres peuvent apparaître. Dans le cas de la construction routière, cet état de non-saturation peut entraîner des problèmes d'infiltration, de remontée capillaire et d'évaporation qui se traduisent, selon la nature du sol, par des phénomènes de gonflements, d'effondrements, de tassements ou encore par l'apparition de fissures.

La non-saturation des sols engendre une grande complexité dans leur comportement mécanique (Andrei 1977; Delage 1987; Li 1999; Delage et Fry 2000; Soulié 2005; Gras 2011). C'est pourquoi il est essentiel d'acquérir une meilleure compréhension des phénomènes de non-saturation, qui se caractérisent principalement par le développement de

ménisques capillaires dans la structure du sol, créant ainsi une pression négative de l'eau appelée succion (Delage 1987; Taibi 1994; Delage et Cui 2000b; Delage et Fry 2000).

Dans ce chapitre, nous présentons les notions de base essentielles à la compréhension des problèmes liés au comportement des sols non saturés. Il s'agit notamment du développement de pressions négatives, ainsi que des aspects hydromécaniques. Cela permettra de mieux appréhender les désordres qui peuvent affecter les ouvrages compactés, tels que les routes et les remblais, soumis à des variations importantes de la teneur en eau, dues aux oscillations des conditions météorologiques. Une fois le contexte général de cette étude établit, nous poursuivrons, au chapitre suivant, par la partie expérimentale afin de caractériser le comportement hydromécanique des encroûtements calcaires de la région de Sétif.

3.2 L'eau dans les sols non saturés

3.2.1 Sols non saturés

Dans les sols non saturés, le milieu est constitué de trois phases (il s'agit généralement d'air et/ou de vapeur d'eau, d'eau liquide qui peut contenir des sels en solution et de grains de sol), tandis que les sols saturés ou complètement secs sont composés de deux phases (eau-grains de sol ou bien air-grains de sol).

Ainsi, dans le cas général, les sols non saturés renferment trois phases :

- une phase solide : les grains du sol ;
- une phase liquide : l'eau ;
- une phase gazeuse : l'air.

C'est la présence d'une troisième phase qui rend le comportement mécanique des sols non saturés particulièrement complexe par rapport à celui des sols saturés ou secs.

Cette complexité est bien mise en avant par Andrei (1977), qui l'explique comme suit :

Les sols sont définis comme saturés lorsque les pores du squelette solide sont remplis par la phase aqueuse, ce qui amène à une *correspondance univoque* entre l'état de l'humidité et l'état de serrage, qui s'exprime par la relation :

$$w_{sat}\ (\%) = \frac{n\,\rho_w}{(1-n)\rho_s}100 = e\frac{\rho_w}{\rho_s}100 = \rho_w\left(V_{100} - \frac{100}{\rho_s}\right)$$

où :

w_{sat} est la teneur en eau pondérale ;

n, la porosité ;

e, l'indice des vides ;

ρ_w et ρ_s, les masses volumiques de l'eau et du squelette ;

V_{100}, le volume correspondant à une masse de 100 g de la phase solide.

En outre, les sols saturés présentent une pression interstitielle égale ou supérieure à la pression atmosphérique.

Par ailleurs, les sols non saturés sont des systèmes triphasiques renfermant de l'air dans leurs pores. Dès lors, la *correspondance univoque disparaît*, car en fonction du degré de saturation S_r :

- à une même porosité peut correspondre une infinité de teneurs en eau ;
- pour une même teneur en eau, le sol peut avoir différentes porosités.

3.2.2 Etats hydriques

La répartition de l'eau dans le milieu va conditionner le comportement hydromécanique d'un sol. En effet, dans le cas des sols non saturés, les variations de la teneur en eau vont influencer de manière très importante le mode de cohabitation de la phase liquide (l'eau) et la phase gazeuse (l'air) dans les pores (Magnan 1999, cité par Soulié 2005).

Selon Aitchison (1959), cité par Cuisinier (2002), les sols peuvent se trouver dans quatre états de saturation différents :

- *l'état saturé*, où le sol est complètement saturé en eau et où la succion est nulle ;
- *l'état partiellement saturé*, où le sol est proche de la saturation en eau maximale, mais où la succion n'est plus nulle ;
- *l'état non saturé*, qui correspond au cas où le sol est loin d'être saturé en eau, avec une succion assez élevée ;

- *l'état sec*, où le sol présente une saturation en eau nulle et une succion très puissante.

En outre, Wroth et Houlsby (1985), cités par Cuisinier (2002), indiquent que les sols non saturés peuvent être classés, en fonction de l'importance de l'une des phases (liquide ou gazeuse), en trois catégories :

- une première catégorie où la phase liquide est continue tandis que la phase gazeuse est discontinue ;
- une deuxième catégorie où les deux phases, liquide et gazeuse, sont continues ;
- enfin, une troisième catégorie où la phase liquide est discontinue alors que la phase gazeuse est continue.

Ainsi, le comportement du sol est largement influencé par son degré de saturation. Lorsque la phase gazeuse est présente de manière continue, elle exerce un effet de succion qui modifie le comportement hydromécanique du sol. Par contre, si la phase liquide est prépondérante et associée à une phase gazeuse discontinue, la phase fluide du sol, qui est alors un mélange d'eau et de bulles d'air, se comporte comme un liquide extrêmement compressible (Li 1999).

De plus, Soulié (2005) montre qu'il est possible de distinguer plusieurs régimes hydriques selon l'état que l'eau prend dans le sol (figure 3.1) :

(a) *Régime hygroscopique* : la teneur en eau du sol est très faible et l'eau est adsorbée sur les surfaces solides. Le régime hygroscopique est souvent associé à l'état sec du sol, caractérisé par une phase liquide discontinue et une phase gazeuse continue.

(b) *Régime pendulaire* : quand la teneur en eau du sol augmente, la différence de pression entre la phase liquide et la phase gazeuse va entraîner l'apparition de tensions capillaires. L'eau commence alors à prendre la forme de ponts liquides. La phase liquide reste discontinue et la phase gazeuse continue.

(c) *Régime funiculaire* : si la teneur en eau du sol continue d'augmenter, les ponts liquides se développent et sont reliés entre eux (forment des "fils" ou des "funicules" dans les pores) conduisant à une phase liquide continue.

La formation de ponts liquides entre les grains dans les domaines pendulaire et funiculaire permet de lier les grains entre eux, assurant ainsi une cohésion du milieu granulaire (Soulié 2005; Gras 2011).

(d) *Saturation* : l'eau remplit entièrement les pores du sol. Quelques bulles ou des poches d'air peuvent subsister, mais le plus souvent sous forme de phase occluse. Ce régime est caractérisé par une absence de tensions capillaires dans les pores et est associé à l'état de saturation totale.

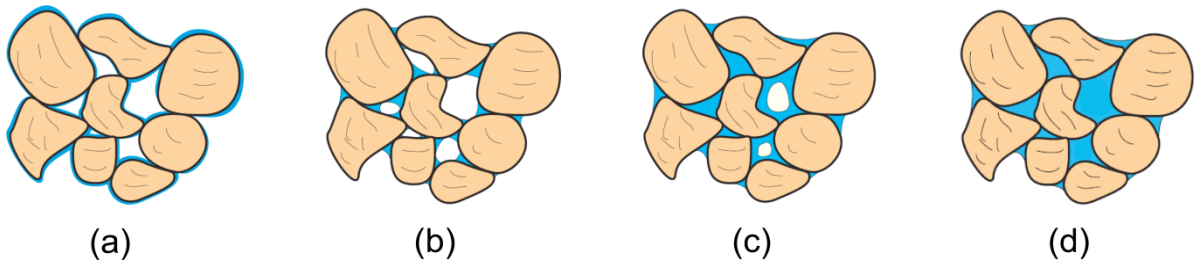


FIGURE 3.1 – Les différents régimes hydriques d'un sol granulaire (Soulié 2005) : (a) régime hygroscopique, (b) régime pendulaire, (c) régime funiculaire, (d) saturation

Ceci nous amène à distinguer plusieurs types d'eaux. La figure 3.2 montre les diverses formes de l'eau présente dans un sol.

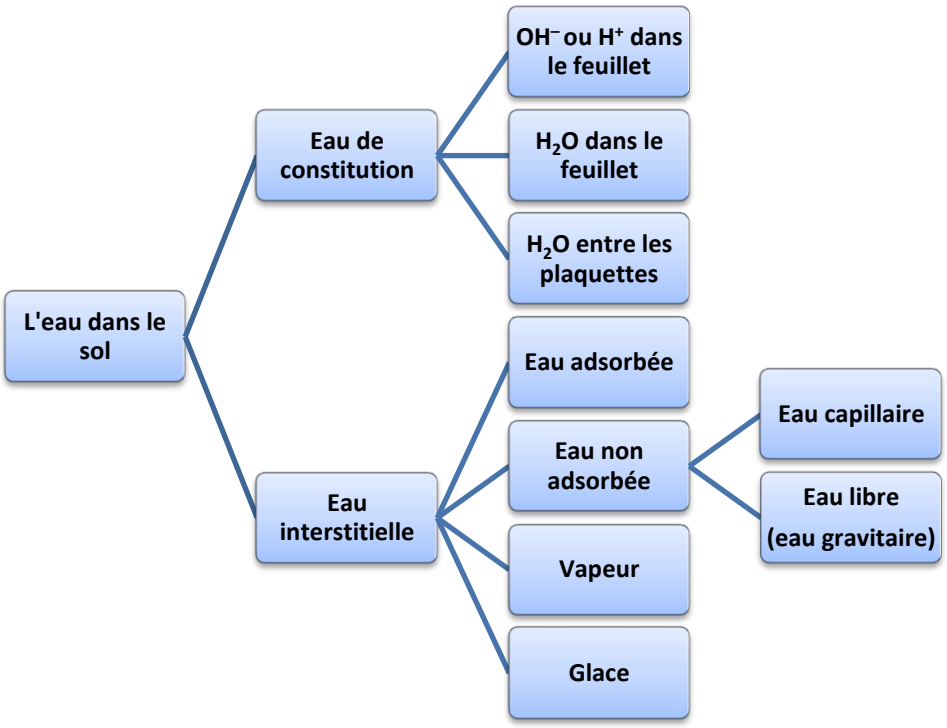


FIGURE 3.2 – Les diverses formes de l'eau dans le sol (Li 1999)

L'eau de constitution concerne surtout les minéraux argileux dont les feuillets ne sont pas électriquement neutres. Ils sont chargés négativement et vont attirer l'eau alors polarisée H^+, OH^-. Elle peut exister également à l'état de molécule H_2O. Cette eau rentre dans la composition chimique du minéral et est intégrée dans sa structure cristalline. Cette eau est considérée comme inextricable à moins d'atteindre des températures élevées.

L'eau interstitielle est l'eau qui occupe les pores présents entre les grains du sol. Elle exerce une forte influence sur les propriétés mécaniques telles que la résistance au cisaillement, la cohésion, le frottement interne, la plasticité et la consistance du sol... Ses caractéristiques physico-chimiques et ses interactions avec les autres phases du sol sont aussi des facteurs importants à prendre en compte (Li 1999).

Elle comporte :

L'eau adsorbée (eau liée) qui se présente sous forme de pellicule d'eau entourant le grain solide auquel elle adhère. Elle a une incidence directe sur les propriétés du sol :

- quand la teneur en eau est faible, les grains se resserrent fortement entre eux, conférant ainsi une rigidité accrue au sol ;
- lorsque la teneur en eau augmente fortement, l'état de serrage s'estompe progressivement au fur et à mesure que l'on se rapproche de la saturation. Une fois l'état de saturation totale atteint, les grains solides ne maintiennent plus de contact entre eux et le sol perd complètement sa rigidité.

Ainsi, la teneur en eau va conditionner le comportement mécanique du sol. Les conséquences pratiques sont évoquées plus loin dans cette thèse.

L'eau non adsorbée se présente sous deux formes :

L'eau libre (l'eau gravifique) qui circule librement dans l'espace poral, notamment sous l'effet de la gravité. Cela se produit lorsque le sol est saturé. Cette eau est soumise à la loi de Darcy (lois des écoulements hydrauliques). Les courants d'eau peuvent entraîner la migration des particules fines. En outre, l'eau libre est souvent à l'origine de la dissolution de sels présents dans le sol.

L'eau capillaire qui se manifeste dans les sols partiellement saturés où l'eau est retenue dans des pores suffisamment petits pour que les tensions capillaires induisent la formation de ménisques air-eau.

La vapeur d'eau, due à une élévation de la température, va engendrer des phénomènes d'évaporation importants qui vont entraîner des modifications des volumes des ponts liquides et de la répartition de l'eau, modifiant ainsi la succion et, par conséquent, le comportement mécanique du sol (Li 1999; Soulié 2005).

La glace, résultat de l'eau soumise à des températures inférieures à 0°C, peut améliorer temporairement le comportement mécanique du sol en apportant une cohésion et une rigidité supplémentaires. Cependant, ces bonnes performances disparaissent au dégel (Li 1999).

3.3 Interactions entre les phases constituantes du sol

Le comportement mécanique des sols non saturés est fortement lié à la quantité d'eau présente dans l'espace poral et à sa répartition dans le milieu (Gras 2011).

Ce comportement est influencé, dans une large mesure, par la succion, qui résulte de l'interaction entre les trois phases qui composent le sol, et à la capacité de ce dernier à retenir l'eau. Lorsque la fraction fine est importante, l'eau interagit non seulement par succion, mais également par adsorption (Delage 1987; Li 1999; Delage et Cui 2000b; Soulié 2005; Gras 2011).

Ceci souligne l'importance de comprendre les interactions entre les différentes phases du sol pour expliquer ses propriétés et prédire son comportement sous contraintes. En effet, seule une connaissance approfondie des phénomènes qui régissent ces interactions permet de comprendre pleinement les propriétés et les comportements du sol.

3.3.1 Tension superficielle - Capillarité

Lorsqu'un liquide, tel que l'eau, est en contact avec un gaz, comme l'air, des phénomènes de tension superficielle se produisent à leur interface. Cette tension résulte des forces d'interaction intermoléculaires qui diffèrent pour une molécule qui est à l'intérieur du liquide de celles subies par une molécule qui est située à la surface du liquide.

En effet, une molécule au sein d'une masse d'eau est soumise à des forces uniformes (figure 3.3b), contrairement à celle qui se trouve à l'interface et qui subie des forces d'interaction différentes venant des deux fluides (figure 3.3a). Ainsi, les molécules d'eau sont attirées les unes vers les autres plus que vers l'air, ce qui entraîne une attraction de la molécule d'eau située à l'interface vers l'intérieur de la phase aqueuse. Cette attraction soumet la surface de l'eau à une force qui lui est perpendiculaire, dirigée vers l'intérieur de la masse d'eau et qui tend à réduire sa surface, générant ainsi une tension de surface σ_s qui s'exprime en Newton par mètre ($N.m^{-1}$) (Delage et Cui 2000b) (figure 3.3a). L'interface se comporte alors comme une membrane tendue, présentant une courbure concave (Li 1999; Soulié 2005; Gras 2011) (figure 3.4).

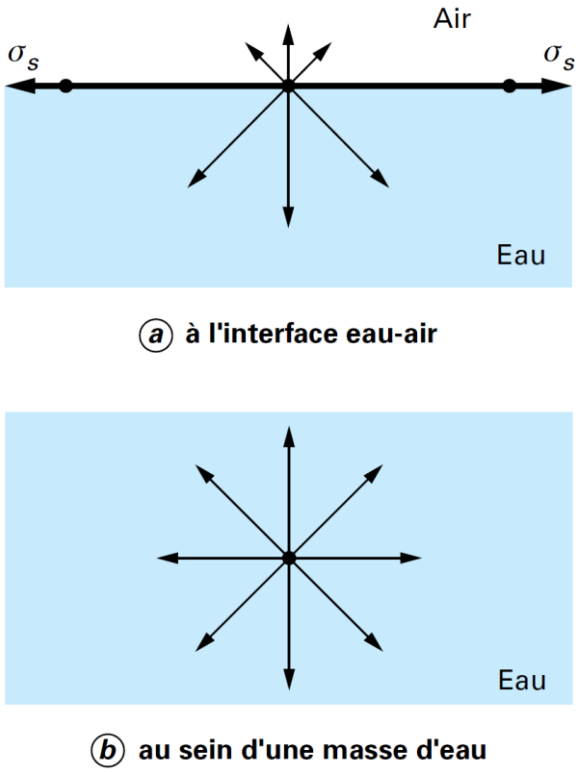


FIGURE 3.3 – Illustration des forces agissant sur une molécule d'eau (Delage et Cui 2000b)

Cette propriété fondamentale qui dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature du liquide, la température, la présence de solutés dans le liquide… est à l'origine du phénomène d'ascension capillaire qu'illustre la figure 3.4 :

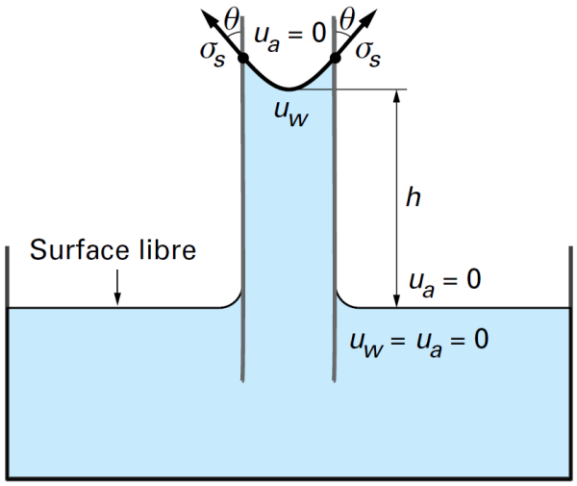


FIGURE 3.4 – Phénomène d'ascension capillaire (Delage et Cui 2000b)

Lorsqu'un tube de rayon r est plongé dans un récipient contenant de l'eau, la tension superficielle entraîne une montée de l'eau à l'intérieur du tube, formant ainsi un ménisque. La différence entre la pression de l'air et celle de l'eau dans le tube est connue sous le nom de pression capillaire. La loi de Jurin peut être utilisée pour décrire la relation entre la tension superficielle et la pression capillaire. Cette loi est basée sur l'hypothèse de pores cylindriques, ce qui représente une simplification de la loi de Laplace.

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r}$$

avec :

P_c : pression capillaire (kPa) ;
u_a : pression de l'air (kPa) ;
u_w : pression de l'eau (kPa) ;
σ_s : tension de surface ($N.m^{-1}$) ;
θ : angle de contact entre l'eau et les parois du tube (angle de mouillage) (°) ;
r : rayon du tube capillaire (m).

La hauteur d'ascension de l'eau dans un tube capillaire est définie par la relation suivante :

$$h_c = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{\gamma_w r}$$

avec :

h_c : hauteur d'ascension capillaire (m) ;

γ_w : poids volumique de l'eau (kN.m^{-3}).

Il est important de noter que la pression capillaire et la hauteur d'ascension capillaire augmentent à mesure que le rayon du tube et l'angle de contact (angle de mouillage) diminuent.

3.3.2 Adsorption

Dans les sols non saturés, l'eau peut interagir avec les particules fines en créant une mince pellicule d'eau autour d'elles, processus connu sous le nom d'adsorption. Cette adsorption peut avoir un impact significatif sur les propriétés physiques et mécaniques des sols. Elle est due à plusieurs mécanismes, notamment :

- la formation de liaisons hydrogènes entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ou d'hydroxyde de surface ;
- les forces électrostatiques résultant des charges électriques de surface ;
- l'attraction osmotique créée par les éléments dissous dans l'eau ;
- les forces d'attraction de Van der Waals résultant de l'interaction entre les molécules d'eau et les surfaces des particules fines. Ces forces sont très faibles, mais leur effet est amplifié par la grande surface spécifique des particules fines (Mitchell 1976; Andrei 1977; Delage et Cui 2000b).

3.3.3 Succion

Dans un sol non saturé, la pression de l'eau (u_w) est toujours inférieure à celle de l'air (u_a), créant ainsi une différence de pression appelée *succion*. Cette succion est responsable de comportements hydromécaniques particuliers observés dans ce type de sol. La pression atmosphérique étant conventionnellement considérée comme nulle, la pression de l'eau est alors négative au voisinage du ménisque.

En règle générale, la succion augmente avec la diminution de la teneur en eau du sol. Autrement dit, la succion augmente lorsque le sol devient plus sec. Dans un souci de simplification, il est habituel de considérer la succion totale d'un sol comme étant la somme de deux composantes principales : une composante "matricielle" et une composante "osmotique" (Delage 1987; Taibi 1994; Li 1999; Delage et Cui 2000b).

Nous pouvons ainsi écrire :

$$\Psi = s + \pi$$

avec :

Ψ : succion totale ;

s : succion matricielle ;

π : succion osmotique.

Toutefois, il convient de souligner également la présence habituelle des potentiels de pression externe et gravitationnel (Delage 1987).

a – Succion matricielle

La succion matricielle reflète la capacité du sol à retenir l'eau. Elle résulte de la somme d'une composante capillaire et d'une composante liée aux forces d'adsorption générées par les particules du sol (Delage 1987; Taibi 1994; Li 1999; Delage et Cui 2000b; Cuisinier 2002; Soulié 2005).

Elle représente l'élément essentiel du comportement mécanique des sols non saturés. Basée sur le concept de pression négative, elle fait donc intervenir à la fois **les propriétés capillaires du milieu**, caractérisées par le "rayon des pores" et l'affinité de l'interface eau-air pour le solide (figure 3.5a), et **les propriétés d'adsorption** des particules fines et des ions superficiels (Tessier 1984, cité par Taibi 1994) (figure 3.5b).

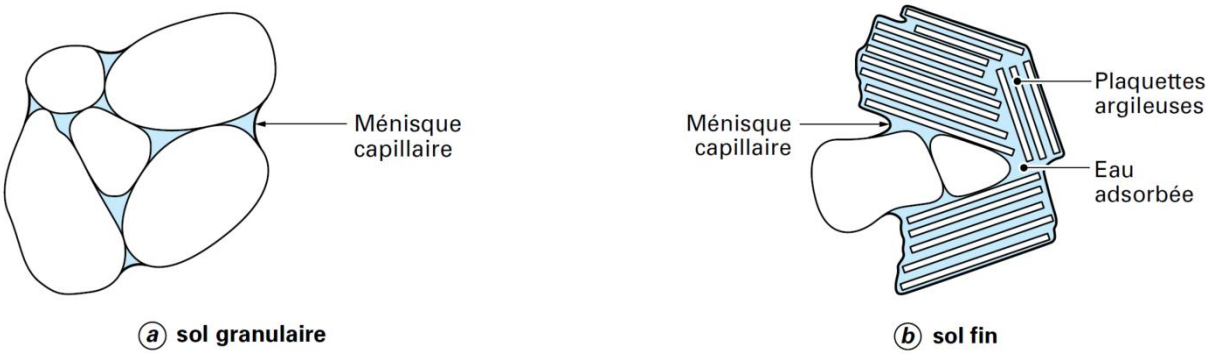


FIGURE 3.5 – Etats de l'eau dans un sol non saturé (Delage et Cui 2000b)

Dans les sols granulaires, les mouvements de fluides sont principalement contrôlés par la pression capillaire P_c, qui correspond en fait à la succion matricielle s, et qui équivaut, comme nous l'avons vu précédemment, à la différence entre les pressions de l'air et de l'eau.

$$s = P_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r}$$

La succion peut varier considérablement, s'étalant sur une large plage allant de 0 à plusieurs centaines de MPa. Il convient de souligner que les agronomes privilégient l'utilisation de la notion de *pF* (potentiel of free energy) qui correspond au logarithme décimal de la succion exprimé en centimètres de colonne d'eau. En effet, comme leur intérêt se porte généralement sur les couches superficielles du sol (quelques dizaines de centimètres) où les cycles de dessiccation et de remouillage entraînent d'importantes variations de succion, cela leur évite la manipulation de chiffres trop importants.

b – Succion osmotique

La succion osmotique π est liée à la présence de sels dissous dans l'eau du sol. Elle est le résultat d'un déséquilibre de composition ionique entre l'eau interstitielle et la surface des particules solides (Krahn et Fredlund 1972; Verbrugge 1974, cités par Taibi 1994).

La succion osmotique π dépend donc de la concentration des sels solubles présents dans l'eau, de leur nature, de la pression et de la température. Ainsi, nous avons :

$$\pi = -\frac{RT}{V_w} \ln x_w$$

avec :

R : constante des gaz parfaits (R = 8.31432 J.mol^{-1}.K^{-1}) ;
T : température absolue (K) ;
V_w : volume molaire de l'eau (V_w = 1.8.10^{-5} m^3.mol^{-1}) ;
x_w : fraction molaire de l'eau dans la solution.

Si la concentration en sels est faible, il est possible de négliger cette composante et de considérer la succion totale comme étant égale à la succion matricielle, ce qui est souvent le cas en géotechnique (Delage 1987).

c – Succion totale et humidité relative

La succion totale est reliée à l'humidité relative par la loi de Kelvin :

$$\psi = -\frac{RT}{V_w} ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = -\frac{RT}{V_w} ln(H_r)$$

avec :

Ψ : succion totale (kPa) ;

P : pression partielle de la vapeur d'eau (kPa) ;

P_0 : pression de la vapeur d'eau saturante sur une surface plane d'eau pure (kPa) ;

H_r : humidité relative.

Selon la loi de Kelvin, la succion est définie comme étant l'énergie libre dans un sol non saturé en l'absence de contraintes externes, lorsque l'humidité relative de l'air est inférieure à 100%. Lorsque l'humidité relative de l'air atteint 100%, la succion devient nulle (Li 1999).

3.3.4 Rôle des ponts liquides dans la cohésion des milieux granulaires non saturés

Dans les milieux granulaires non saturés, les forces capillaires jouent un rôle important dans la cohésion du milieu. Ces forces se révèlent par l'apparition de ponts liquides concaves entre les grains, causés par la différence de pression entre la phase gazeuse et la phase liquide ainsi que par la tension superficielle. Les ponts liquides agissent alors comme des forces d'attraction entre les grains et contribuent à la cohésion du milieu (figure 3.6). Leur effet impacte à la fois le champ de déformations et le comportement mécanique dans son ensemble (Li 1999; Soulié 2005; Gras 2011).

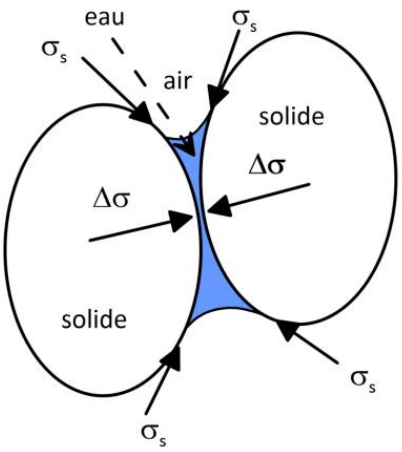


FIGURE 3.6 – Influence des ponts liquides sur la cohésion dans les milieux granulaires non saturés (Li 1999)

3.4 Microstructure des sols non saturés

3.4.1 Généralités

Le comportement hydromécanique d'un sol est complexe et dépend de nombreux facteurs. Tout d'abord, la nature du sol, c'est-à-dire sa composition minéralogique et sa structure poreuse, est un facteur important à prendre en compte. Ensuite, l'état de l'eau et de l'air présents dans les pores du sol a également une influence très marquée sur ses propriétés hydromécaniques.

Cependant, pour comprendre pleinement le comportement hydromécanique d'un sol, il est essentiel de considérer sa microstructure. En effet, dans les sols non saturés, les phénomènes de capillarité et d'adsorption se produisent entre l'eau et les particules du sol à un niveau microscopique, ce qui confère un rôle prédominant aux effets microstructuraux (Delage et al. 1996).

La microstructure correspond à l'arrangement spatial des grains et des pores et peut avoir un effet important sur le comportement mécanique et hydraulique du sol. Par exemple, la taille et la distribution des pores peuvent influencer la capacité de stockage et de transmission d'eau du sol, tandis que la forme et le mode d'arrangement des grains peuvent affecter la résistance et la déformabilité du matériau.

Ainsi, les caractéristiques de la microstructure ont une incidence notable sur la distribution et les mouvements des fluides dans les milieux poreux, et donc sur leur comportement mécanique global.

Les méthodes d'analyse de la microstructure des sols comprennent des techniques couramment employées parmi lesquelles nous pouvons citer la diffraction des rayons X, la microscopie électronique à balayage (MEB) et la porosimétrie au mercure.

3.4.2 Microstructure des sols granulaires

Les sols granulaires se distinguent par une microstructure qui dépend dans une large mesure de leur granulométrie. Les grains qui les composent ne sont pas argileux, ce qui les rend dépourvus de propriétés colloïdales. Leur structure tridimensionnelle est caractérisée par des liaisons intergranulaires très faibles, ce qui entraîne des frottements importants entre les

grains. Cependant, lorsque le sol est en état de non-saturation, le développement de la succion renforce les liaisons entre les grains, fournissant de la sorte une certaine cohésion.

Les interactions entre les grains dans les sols granulaires sont principalement dues aux forces de contact. Les grains sont imbriqués les uns dans les autres, offrant ainsi de multiples possibilités d'arrangement (figure 3.7). Ces propriétés ont des implications importantes pour le comportement mécanique des sols granulaires, souvent utilisés dans la construction de fondations et d'ouvrages géotechniques tels que les digues, les remblais, les barrages et les routes.

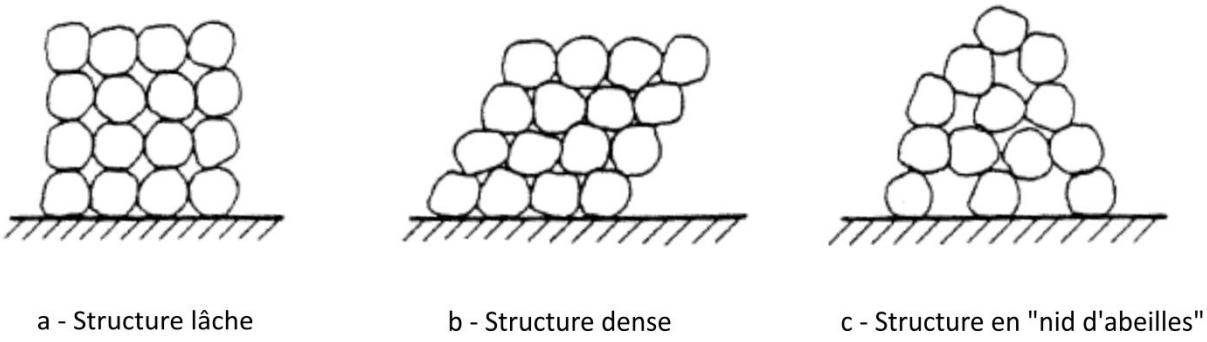


FIGURE 3.7 – Exemples de microstructures des sols granulaires (Davalle 1991)

Les sols non cohérents se caractérisent donc par une structure granulaire sans cohésion apparente. Cette particularité se traduit par des déformations qui peuvent s'expliquer par trois mécanismes en lien avec la mobilité relative des grains, comme l'a souligné Davalle (1991), cité par Li (1999) :

- compressibilité et réarrangement des grains ;
- glissement et rotation des grains ;
- rupture et écrasement des grains.

Cette mobilité relative des grains est responsable des variations volumiques que peuvent subir les sols granulaires. Ainsi, le désenchevêtrement des grains entraîne une dilatation du sol tandis que l'enchevêtrement provoque une compaction. Les résistances des sols varient considérablement en fonction de leur structure, qu'elle soit lâche ou dense. De même, la structure influence le comportement hydraulique des sols. Aussi, la perméabilité d'un sol lâche est plus élevée que celle d'un sol dense (Li 1999).

Par ailleurs, les particules de sol peuvent se comporter comme si elles étaient cohérentes malgré l'absence d'attraction physique ou chimique entre elles. Cette "cohésion apparente", décrite par Mitchell (1993), résulte de la résistance au déplacement relatif des grains, due à la géométrie des surfaces de contact. En effet, les reliefs macroscopiques et les irrégularités de surface peuvent créer des blocages qui limitent le mouvement des particules en contact les unes par rapport aux autres (figure 3.8). Cette résistance contribue à la cohésion globale du sol en empêchant les particules de se déplacer librement (Soulié 2005).

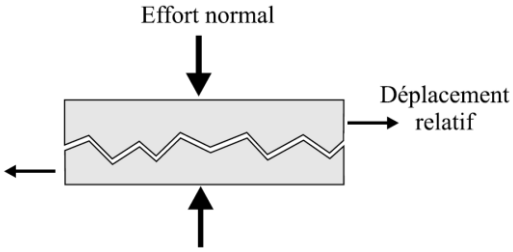


FIGURE 3.8 – Résistance au déplacement due aux irrégularités de surface (Soulié 2005)

Outre la granulométrie, la forme et le mode de rangement, l'état de surface des grains joue un rôle crucial dans la structure du milieu granulaire (Li 1999; Soulié 2005).

En effet, la surface des particules granulaires présente le plus souvent une rugosité qui peut affecter la force capillaire et donc la succion, comme l'ont souligné Bocquet et al. (2002), cités par Soulié (2005). L'influence de cette rugosité varie selon la quantité d'eau contenue dans le pont liquide, avec une diminution de l'effet de la rugosité à mesure que la quantité d'eau augmente (Gras 2011). Pour de faibles teneurs en eau, Halsey et Levine (1998), cités par Soulié (2005), distinguent différents régimes de variation du phénomène de capillarité liés à la rugosité, notamment le régime d'aspérités, le régime de rugosité et le régime sphérique (figure 3.9).

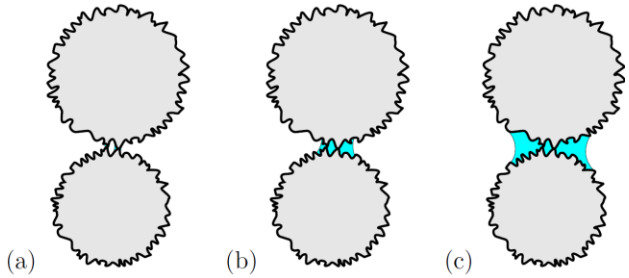


FIGURE 3.9 – Influence de la rugosité sur le phénomène de capillarité (Soulié 2005) : (a) régime d'aspérités, (b) régime de rugosité, (c) régime sphérique

(a) *Le régime d'aspérités* s'installe pour de très faibles valeurs du volume du pont liquide, lequel se concentre autour d'une ou de quelques aspérités en contact. C'est dans cette infime partie que se déroule le mécanisme capillaire qui s'exerce de manière très légère. Ce régime subsiste tant que la partie couverte par le pont liquide ne dépasse pas la distance entre deux aspérités successives.

(b) *Le régime de rugosité* apparaît pour des volumes d'eau plus importants. Nous avons une propagation latérale des ponts liquides qui occupent alors plusieurs aspérités et sillons. Dans le cas de ce régime, l'effet de la rugosité est dominant au niveau du contact. La courbure des grains n'a encore aucune influence.

(c) *Le régime sphérique* se manifeste lorsque la quantité d'eau est encore plus importante. A ce stade, la courbure moyenne des grains devient prédominante par rapport aux effets de la rugosité.

Par ailleurs, la forme des grains est souvent corrélée aux conditions de leur dépôt. Les grains anguleux se forment généralement lors d'une sédimentation rapide, et ont tendance à former une structure peu compacte ayant une porosité relativement élevée. La position de ces grains est instable et ils sont facilement mobiles sous l'effet de la pression. Au contraire, les grains arrondis ou sub-arrondis sont typiques d'une sédimentation lente. Au cours de leur dépôt, ces grains ont subi des processus physiques leur permettant de former une structure relativement dense et stable. Enfin, la structure en forme de nid d'abeilles (figure 3.7c) peut résulter du lessivage des particules fines. Elle présente une porosité élevée et une stabilité réduite (Li 1999).

En outre, le comportement hydromécanique des sols granulaires non saturés est essentiellement conditionné par la pression interstitielle négative, également appelée succion, qui résulte de l'interaction entre les trois phases constituant le sol (Andrei 1977). Ce phénomène est influencé par plusieurs facteurs, mais le degré de saturation est considéré comme le plus déterminant. Plus le degré de saturation est faible, plus la succion est importante et donc plus les forces de capillarité sont prépondérantes dans le comportement hydromécanique du sol.

En effet, lorsque les pores entre les grains sont principalement occupés par de l'air, mais que de l'eau est également présente, elle se concentre le plus souvent près des points de contact entre les grains, formant des ménisques. A l'intérieur de ces ménisques, l'eau est

soumise à une pression négative (succion) et exerce une force d'attraction entre grains voisins. Ceci a pour effet d'augmenter les efforts de contact entre les grains, ce qui renforce le frottement et rapproche les grains les uns des autres, rendant ainsi le sol plus compact. Le sol subit alors un état de "serrage" qui entraîne une réduction de son volume et une augmentation de sa rigidité. Cette force d'attraction génère donc une cohésion capillaire qui conditionne le comportement mécanique du sol, en particulier lorsque le sol est riche en grains de petite taille.

Dans le cas des sols compactés, il convient d'accorder une importance accrue aux concepts de succion et de degré de saturation.

- Si le degré de saturation est faible au moment de la mise en œuvre, l'eau, organisée sous forme de ménisques, crée des liaisons entre les grains, mais empêche leur réarrangement pendant le compactage et favorise plutôt l'établissement d'équilibres locaux. Toutefois, si de l'eau est ajoutée ultérieurement, elle peut dissiper ces liaisons, ce qui peut entraîner un effondrement de la structure du sol sous l'effet de l'imbibition. Cela se traduit par des tassements et une perte de consistance du sol (Alonso et al. 1987, 1990, 2013).
- Si le degré de saturation est élevé au moment de la mise en œuvre, l'air est piégé sous forme de bulles, ce qui a pour effet de rendre l'eau compressible. Ce phénomène est connu sous le nom de "matelassage" et se produit pendant le compactage lorsque la contrainte appliquée comprime l'air de manière élastique, augmentant ainsi la pression interstitielle. Une fois le compacteur passé, le matériau se détend et reprend son état initial (Delage et Fry 2000). L'ajout d'autres couches de remblai augmente à la fois la contrainte effective et la pression interstitielle. Cependant, la présence de bulles d'air réduit la perméabilité du sol et ralentit ainsi la dissipation de la pression interstitielle, ce qui peut conduire à des problèmes d'instabilité des talus.

Enfin, grâce à l'effet de succion, la microstructure d'un sol granulaire non saturé est beaucoup plus résistante au cisaillement que celle d'un sol granulaire saturé. Toutefois, si cette succion vient à disparaître, la structure poreuse du sol peut devenir instable, ce qui peut compromettre la stabilité du sol.

3.5 Propriétés de rétention d'eau

3.5.1 Courbes de rétention d'eau

La relation entre la teneur en eau w (ou le degré de saturation S_r) du matériau et la succion ψ, appelée courbe de rétention, constitue une caractéristique fondamentale des sols non saturés (Delage 1987; Cui 1993; Delage et Cui 2000b; Scholtès 2008; Gras 2011). Elle renseigne sur la capacité de ces sols à attirer et retenir l'eau (Delage et Cui 2000b). La compréhension des phénomènes hydrauliques et mécaniques qui affectent les milieux poreux dans des conditions de non-saturation requiert une connaissance précise de leurs courbes de rétention d'eau (Delage 1987). Pour un sol donné, les variations de la teneur en eau w (ou du degré de saturation S_r) entraînent des variations des valeurs de succion qui diffèrent selon le type de sol (Li 1999).

La courbe de rétention peut être déterminée en effectuant le drainage et le séchage d'un sol initialement saturé (courbe de désorption), ou en procédant à l'humidification et au mouillage d'un sol initialement sec (courbe de sorption) (Andrei 1977; Delage 1987; Delage et Cui 2000b; Cuisinier 2002).

La figure 3.10 met en évidence la présence d'un point qui correspond à une valeur de succion critique. Lorsque la succion est maintenue en dessous de cette valeur critique, le sol demeure saturé. Une fois cette valeur dépassée, le degré de saturation diminue. Cette valeur critique correspond en réalité à la mesure de la taille maximale des pores du sol, car ce sont les pores les plus grands qui drainent l'eau en premier. On désigne généralement cette valeur critique de succion comme la *pression d'entrée d'air* (Côté 1997). Par ailleurs, même lorsque la succion atteint des valeurs très élevées, une certaine quantité d'eau subsiste dans le sol sous forme de ménisques isolés ou de couches d'eau adsorbées. En effet, l'écoulement de l'eau devient extrêmement difficile, rendant impossible l'extraction de cette quantité d'eau. On la désigne alors comme *la teneur en eau résiduelle*, et la saturation correspondante est appelée *saturation résiduelle* (Côté 1997; Li 1999).

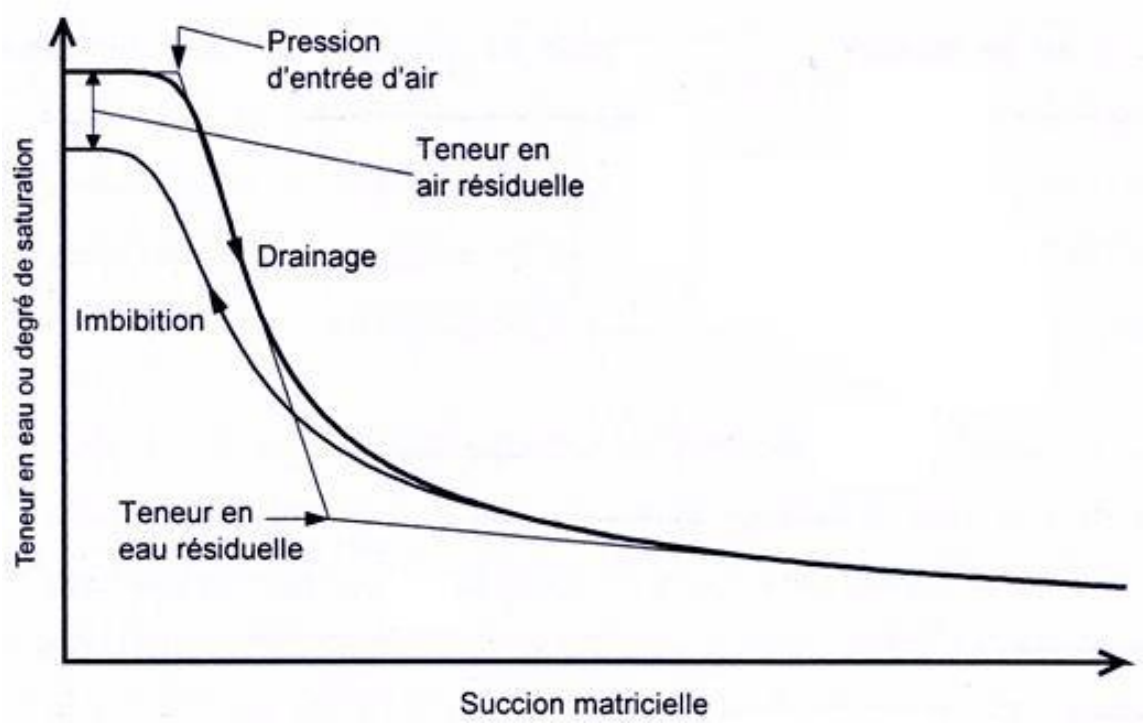


FIGURE 3.10 – Caractéristiques de la courbe de rétention d'eau (Côté 1997, in Ho 2013)

La courbe de rétention d'eau dépend de nombreux facteurs tels que la granulométrie, la porosité, la composition minéralogique et les propriétés chimico-physiques des sols. Elle dépend également de la tortuosité du système des pores, du sens de l'écoulement (en mouillage ou en drainage) ainsi que des états de contraintes et la température (Scholtès 2008; Casini et al. 2012).

Les particules fines, argileuses ou silteuses, caractérisées par une grande surface spécifique et des dimensions de pores interstitiels très réduites, présentent une capacité de rétention d'eau plus importante que celle d'un limon ou d'un sable (figure 3.11). Ce phénomène est d'autant plus important que la taille des pores est petite et que la surface spécifique, qui augmente les forces d'adsorption des particules solides, est grande (Delage 1987; Li 1999; Delage et Cui 2000b).

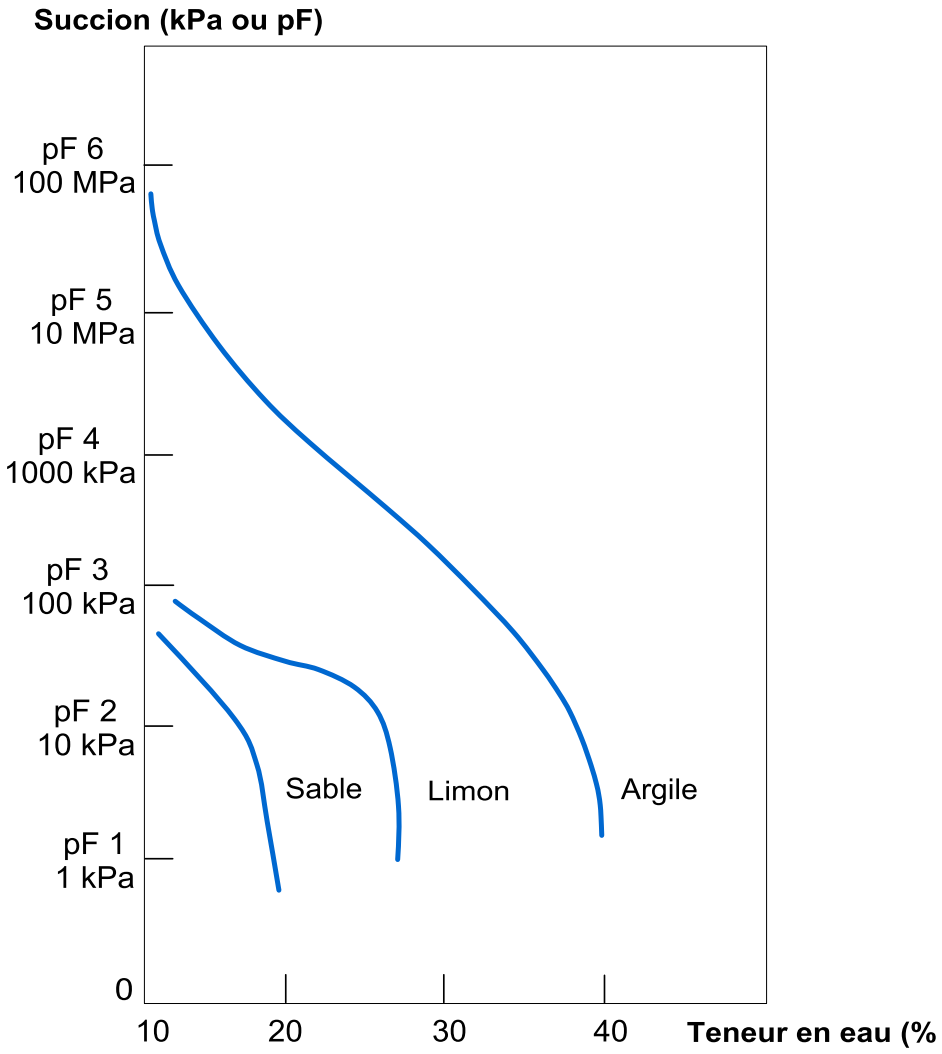


FIGURE 3.11 – Courbes de rétention d'eau de divers types de sols (Kassiff et al. 1979, in Delage 1987)

De plus, lors des cycles de dessiccation-réhumidification, les sols fins présentent une caractéristique importante : leur variation de volume. Par conséquent, la courbe de rétention d'eau pour les sols fins est caractérisée par une déformation du matériau et une variation de densité en fonction de la teneur en eau (Delage 1987). En outre, plus la densité d'un sol est élevée à une teneur en eau donnée, plus la succion sera faible (Delage 1987).

A contrario, dans les sols granulaires, les variations de succion sont beaucoup plus faibles et sont influencées par la granulométrie et la densité relative. Cette différence avec les sols fins est due à la faible compressibilité de leur squelette solide qui entraîne des variations peu significatives, à densité quasi-constante, lors des cycles de dessiccation-réhumidification.

La rétention d'eau dans les milieux granulaires non saturés est principalement due à la capillarité et l'adsorption, deux phénomènes physiques liés aux différents domaines hydriques. L'eau est essentiellement retenue par capillarité dans les domaines pendulaire et funiculaire, et par adsorption dans le domaine hygroscopique. En outre, l'osmose peut jouer un rôle dans la rétention de l'eau (Gras 2011) (figure 3.12).

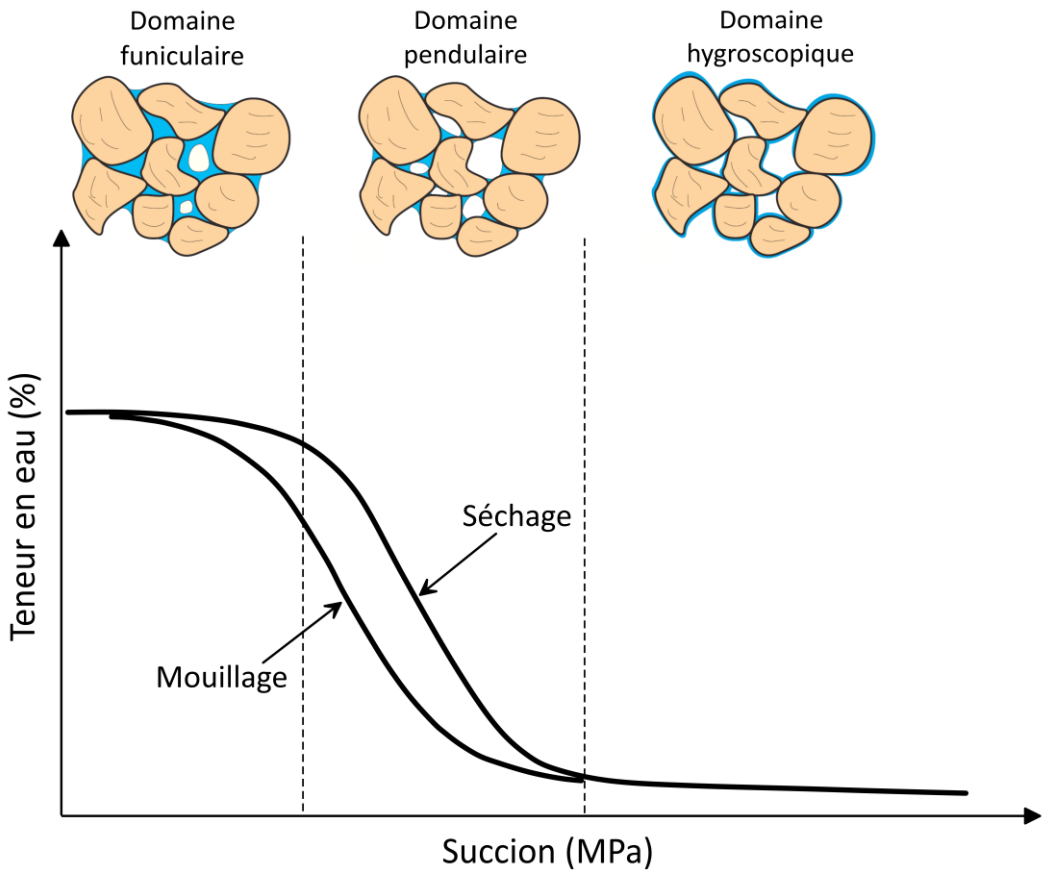


FIGURE 3.12 – Rétention d'eau et domaines de saturation d'un sol (Gras 2011)

3.5.2 Phénomène d'hystérésis

La courbe dessiccation-réhumidification d'un milieu poreux non saturé présente une caractéristique fondamentale : l'hystérésis, illustrée figure 3.13, pour un sable argileux (Croney 1952). En effet, le chemin parcouru lors du séchage ne se superpose pas à celui parcouru lors du remouillage. Il n'existe donc pas de relation unique entre la succion et la teneur en eau. Ainsi, pour une même teneur en eau, la succion peut varier en fonction du chemin de teneur en eau parcouru (Li 1999; Delage 1987; Delage et Cui 2000b).

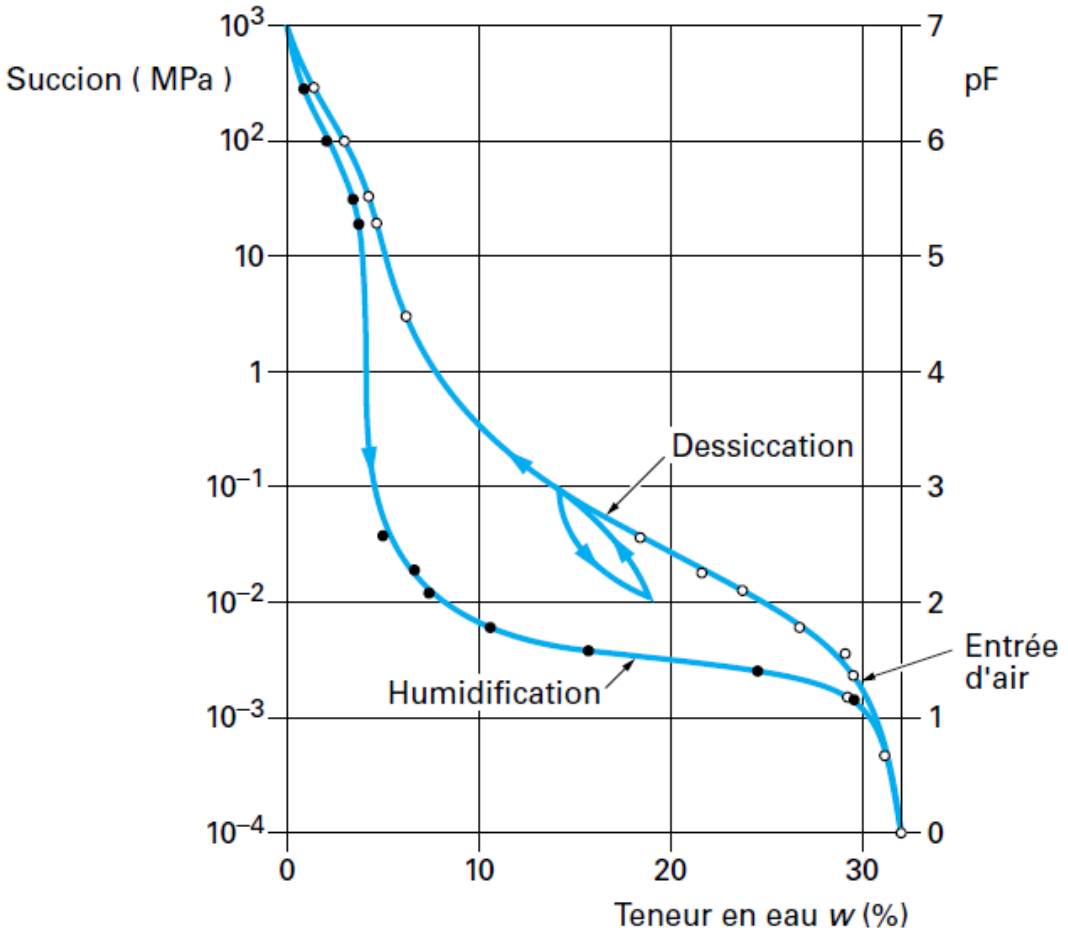


FIGURE 3.13 – Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney 1952, in Delage et Cui 2000b)

Le phénomène d'hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de taille variable. Il est dû à une multitude de facteurs comme illustré à la figure 3.14 (Pellerin 1978; Prapaharan et al. 1985, cités par Cui 1993) :

- la géométrie non-uniforme des pores et la nature de leur interconnexion (en parallèle ou en série), qui conduisent à des teneurs en eau plus importantes dans le cas d'un séchage que d'un remouillage. Ainsi :
  - ✓ lors d'un processus de séchage, la succion requise pour drainer le plus gros tube ne provoque pas la vidange du petit tube connecté en parallèle, ce qui entraîne une teneur en eau plus élevée. Cependant, lors d'un remouillage, à la même succion, la teneur en eau est plus faible étant donné que le petit tube est vide (figure 3.14a) ;
  - ✓ dans une configuration où les pores de tailles différentes sont connectés en série, nous observons un phénomène appelé *effet de goulot*. A la même

succion, cela entraîne également une teneur en eau plus élevée lors du séchage (Hiller 1980, cité par Delage et Cui 2000b) (figure 3.14b).

- la différence de l'angle de contact au séchage et lors du remouillage induit un *effet de goutte* (Bear 1969, cité par Delage et Cui 2000b) (figure 3.14c) ;
- l'air piégé dans le sol ;
- le gonflement lors d'un remouillage ou la rétraction lors d'une dessiccation.

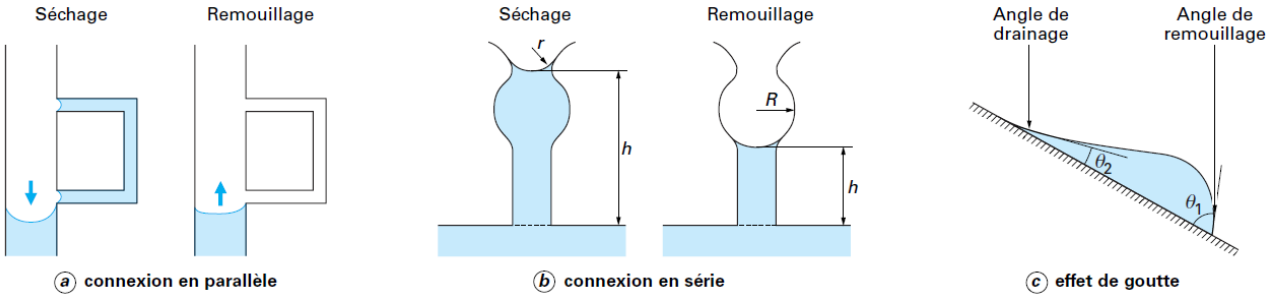


FIGURE 3.14 – Mécanismes expliquant l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui 2000b)

Notons par ailleurs, que plus la porosité d'un sol est élevée, plus l'hystérésis sera marquée (Scholtès 2008).

Plusieurs modèles sont utilisés pour la prédiction et l'obtention des courbes de rétention d'eau. Celui proposé par Van Genuchten (1980) semble constituer, à cet égard, un modèle de référence (Scholtès 2008; Pelizzari 2017).

$$S_r = {S_r}^{res} + (1 - {S_r}^{res}) \left(\frac{1}{1 + [\beta p_c]^n} \right)^{(1-\frac{1}{n})}$$

avec :

S_r : degré de saturation naturel ;

${S_r}^{res}$: degré de saturation résiduel ;

p_c : pression capillaire ;

β : paramètre lié soit à l'entrée d'air, soit au diamètre dominant des pores ;

n : paramètre qui gère la forme de la courbe.

La compréhension des phénomènes hydrauliques et mécaniques qui affectent les sols non saturés repose en grande partie sur la connaissance des courbes de rétention d'eau. Cependant, étant donné que le comportement de ces sols est directement influencé par leur teneur en eau, il est évident que la présence de cette hystérésis complique considérablement la prédiction de leur comportement mécanique.

3.6 Perméabilité à l'eau

La perméabilité est un paramètre en rapport avec le mouvement de l'eau à travers un milieu poreux qui dépend à la fois du volume total des pores et de leur distribution (Cui 1993).

Dans un sol complètement saturé, le coefficient de perméabilité dépend principalement de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique (courbe qui caractérise la distribution des dimensions des pores dans le sol). Lorsqu'il s'agit d'analyser un écoulement transitoire, nous considérons généralement que ce coefficient reste constant. Cependant, dans le cas d'un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant et varie en fonction de l'indice des vides et du degré de saturation.

A mesure que le sol se dessèche, l'espace poreux est de plus en plus occupé par de l'air, ce qui réduit le passage de l'eau et rend son trajet de plus en plus étroit et sinueux. Ainsi, la perméabilité diminue considérablement avec la diminution de la saturation.

La saturation est essentiellement influencée par la variation de la succion, tandis que la variation de la contrainte nette ($\sigma - u_a$) a peu d'effet. L'impact de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'influence de la saturation. De même, l'incidence de la contrainte nette sur la saturation est de moindre importance par rapport à l'effet prédominant de la succion.

Par conséquent, lors de l'analyse des écoulements transitoires dans un sol non saturé, il est fréquent d'exprimer le coefficient de perméabilité en fonction de la saturation, qui est étroitement liée à la succion, ou directement en fonction de la succion elle-même (Fredlund et Rahardjo 1993).

Ainsi, afin de prendre en compte les milieux non saturés, la loi de Darcy, qui régit l'écoulement dans les sols saturés, a été généralisée de la manière suivante :

$$\underline{v}_w = -K_w(s)\,\underline{\nabla} h_w$$

avec :

$\underline{v}_w$: vitesse de Darcy dans un sol non saturé ;

$K_w\ (s)$: perméabilité du sol non saturé ;

h_w : charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau).

La variation de la perméabilité dans un sol non saturé est illustrée de manière schématique par la figure 3.15.

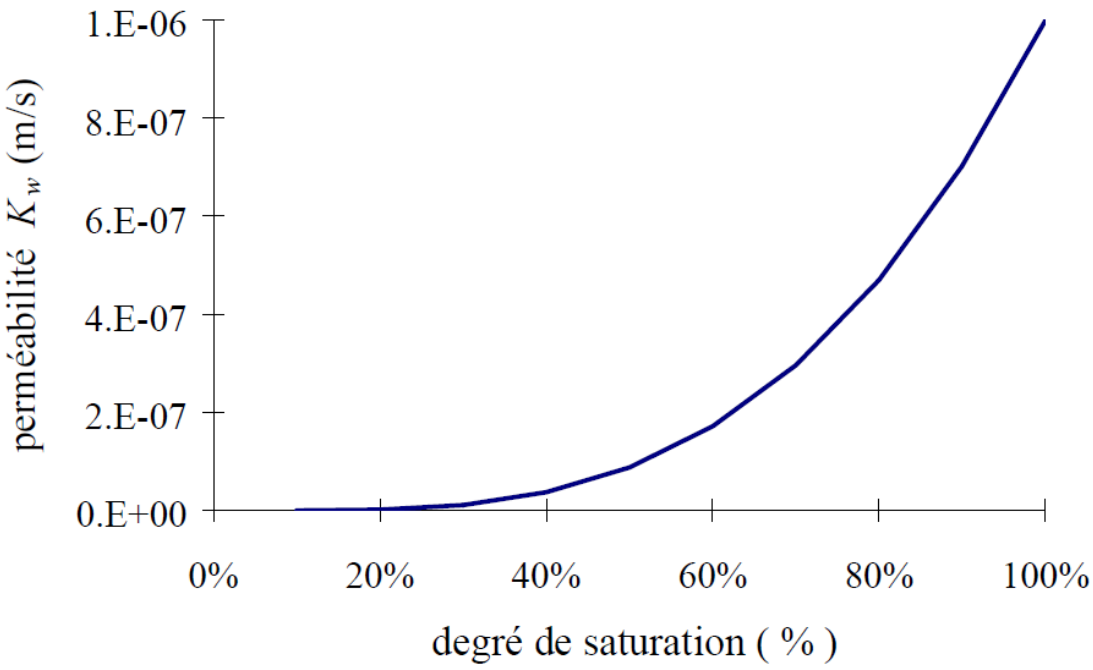


FIGURE 3.15 – Perméabilité K_w d'un sol non saturé (Li 1999)

Différentes lois ont été proposées pour rendre compte des variations de la perméabilité. Le tableau 3.1 présente quelques équations couramment utilisées à cet effet.

TABLEAU 3.1 – Lois de perméabilité K_w en relation avec la succion s ou la saturation S_{rw} (Li 1999)

Auteurs	Equations
Imray (1954)	$\begin{cases} K_w = K_{w0}\left(\dfrac{S_{rw}-S_{ru}}{1-S_{ru}}\right)^3 \\ S_{ru} \text{ est la saturation résiduelle} \end{cases}$
Gardner (1958)	$K_w = \dfrac{K_{w0}}{1+(a*s)^b}$ K_{w0} est la perméabilité en état saturé a, b sont des paramètres du sol
Scott (1963)	$\begin{cases} K_w = K_{w0}(1-n(1-S_{rw})) \\ n \text{ est la porosité} \end{cases}$
Brooks et Corey (1966)	$\begin{cases} K_w = K_{w0} \quad si \quad s \le s_b \\ K_w = K_{w0}\left(\dfrac{s}{s_b}\right)^{\eta} \quad si \quad s > s_b \\ s_b, \eta \text{ sont des paramètres} \end{cases}$

Par ailleurs, la perméabilité relative est définie comme le rapport entre la perméabilité mesurée à un certain degré de saturation et la perméabilité à saturation. Ainsi, lorsque le degré de saturation S_r atteint 100%, la perméabilité relative k_r est égale à 1.

L'exemple illustré par la figure 3.16 présente les variations des perméabilités relatives à l'eau k_{rw} et à l'air k_{ra} en fonction du degré de saturation. Vachaud et al. (1974), Delage (1987) et Delage et Cui (2000b) l'expliquent comme suit :

Lorsque S_r est compris entre 0 et 25%, la perméabilité à l'eau est très faible en raison de l'absence de continuité du film d'eau, tandis que la phase gazeuse reste continue. Les transferts d'eau se font principalement par la phase vapeur, ce qui les rend très longs. Jusqu'à un degré de saturation de 50%, la perméabilité à l'eau reste faible. Entre 50% et 75%, elle augmente légèrement pour atteindre une valeur équivalente à 0,1 fois la perméabilité à saturation (k_{sat}). Par la suite, l'augmentation devient assez rapide, ce qui indique un état continu de l'eau.

La perméabilité à l'air décroît progressivement jusqu'à devenir nulle à 77% de saturation. Ainsi, en dessous de ce seuil, la phase gazeuse est continue et l'air est occlus sous forme de bulles. Entre 25% et 77% de saturation, il est probable que les deux phases, eau et air, présentent une continuité simultanée.

La notion d'occlusion d'air est d'une importance particulière dans le contexte des sols compactés, car elle influe sur la génération des surpressions interstitielles lors du processus de compactage (phénomène de matelassage).

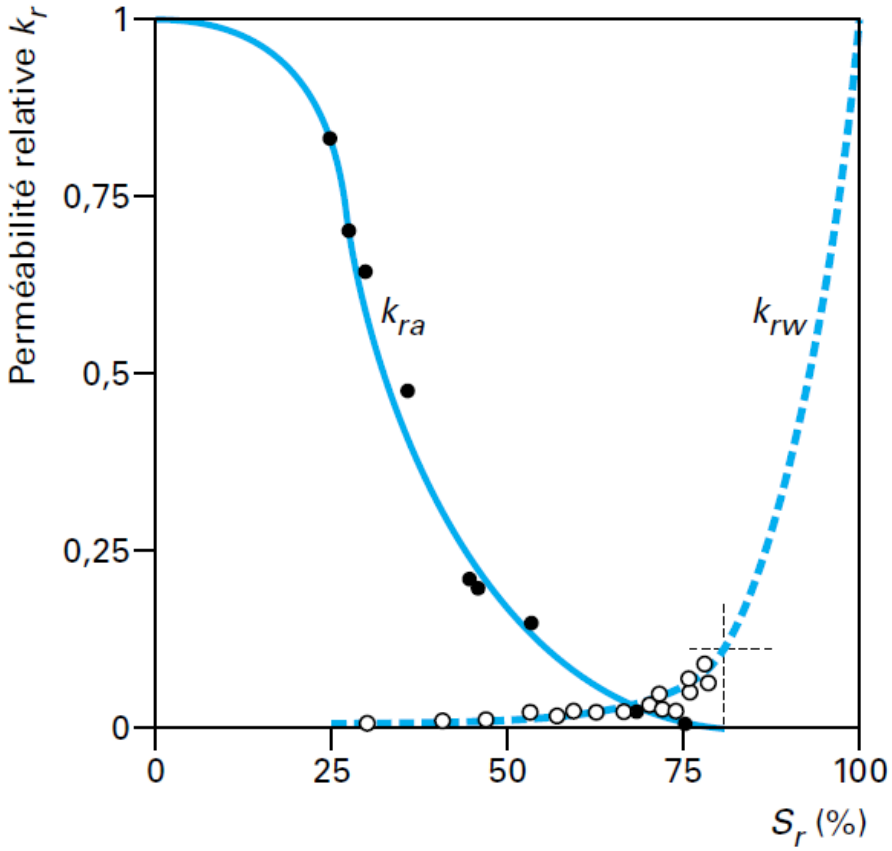


FIGURE 3.16 – Perméabilités relatives à l'air et à l'eau d'un sol non saturé (Vachaud et al. 1974, in Delage et Cui 2000b)

La figure 3.17 présente quelques exemples de perméabilités relatives pour divers sols fins (Daniel 1982).

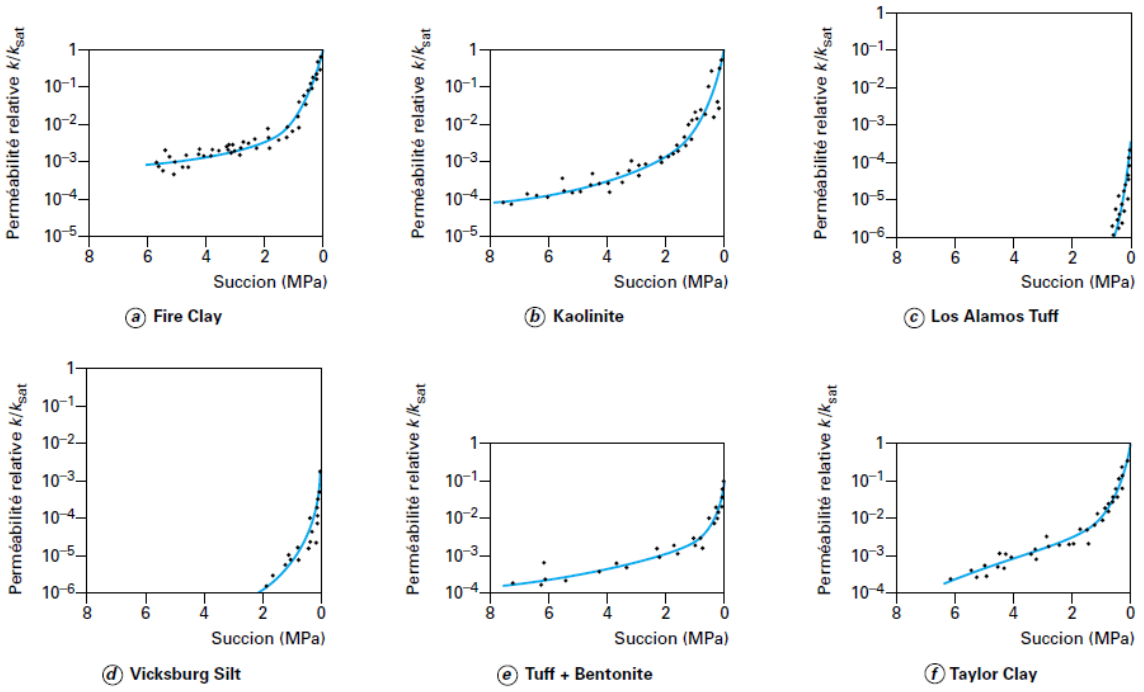


FIGURE 3.17 – Perméabilités relatives de divers sols fins non saturés (Daniel 1982, in Delage et Cui 2000b)

3.7 Aspects fondamentaux du comportement hydromécanique des sols non saturés

La succion est un sujet de recherche majeur en mécanique des sols, où l'on étudie son influence sur le comportement des sols non saturés. En effet, de nombreuses études expérimentales, faisant appel à des essais mécaniques très avancés, ont été menées. Les résultats de ces essais, qui impliquent de contrôler ou d'imposer la succion, ont permis d'identifier des comportements fondamentaux spécifiques aux sols non saturés (Dudley 1970; Alonso et al. 1987; Delage 1987; Alonso et al. 1990; Vicol 1990; Cui 1993; Fredlund et Rahardjo 1993; Delage et Cui 2000a; Delage et Fry 2000; Alonso et al. 2013).

Pour la suite de ce travail, et afin d'éviter toute confusion lors de la caractérisation des variations de volume du sol, il est essentiel de clarifier les termes utilisés (Nowamooz 2007).

Ainsi :

- le terme "gonflement" est employé pour décrire l'augmentation de volume d'un matériau, indépendamment de la cause. Il peut résulter d'une imbibition, d'un déchargement mécanique, d'une exfoliation ou de variations chimiques ;
- le terme "tassement" est employé lorsque le sol subit une diminution de volume sous une charge mécanique ;

- la réduction de volume résultant du séchage est appelée "retrait" ;
- une saturation sous de fortes charges peut entraîner un "effondrement".

3.7.1 Comportement volumique

Les résultats des essais œdométriques et isotropes à succion contrôlée montrent que :

- à mesure que la succion augmente, la compressibilité du sol diminue. En conséquence, la succion rend le sol plus "rigide" et donc moins déformable (Alonso et al. 1987, 1990) (figure 3.18) ;
- lorsque la succion augmente, la pression de préconsolidation augmente également. Cela signifie que la succion rend la surface de plasticité du sol plus étendue (Alonso et al. 1987, 1990) (figure 3.18) ;

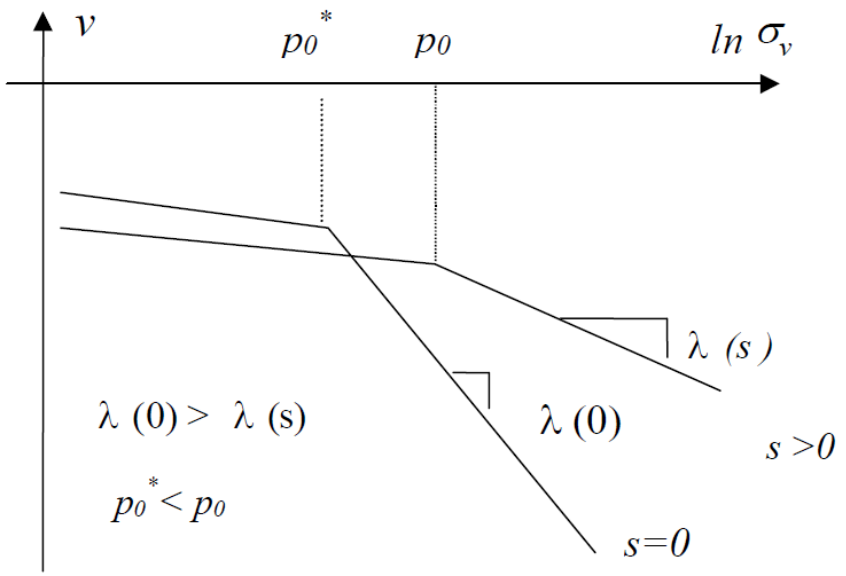


FIGURE 3.18 – Courbes de compressibilité à différents niveaux de succion (succion contrôlée) (Alonso et al. 1990, in Li 1999)

- lorsqu'un sol sec est réhumidifié, son comportement varie en fonction de la contrainte appliquée. Nous observons un phénomène de gonflement sous une faible contrainte et un phénomène d'effondrement, dû à une réduction de l'indice des vides, sous une forte contrainte (Alonso et al. 1990). L'importance de ces phénomènes est influencée par la contrainte verticale exercée (Burland 1965). Ces observations sont confirmées par les résultats des essais œdométriques à succion contrôlée réalisés par Li (1999), comme le montre la figure 3.19.

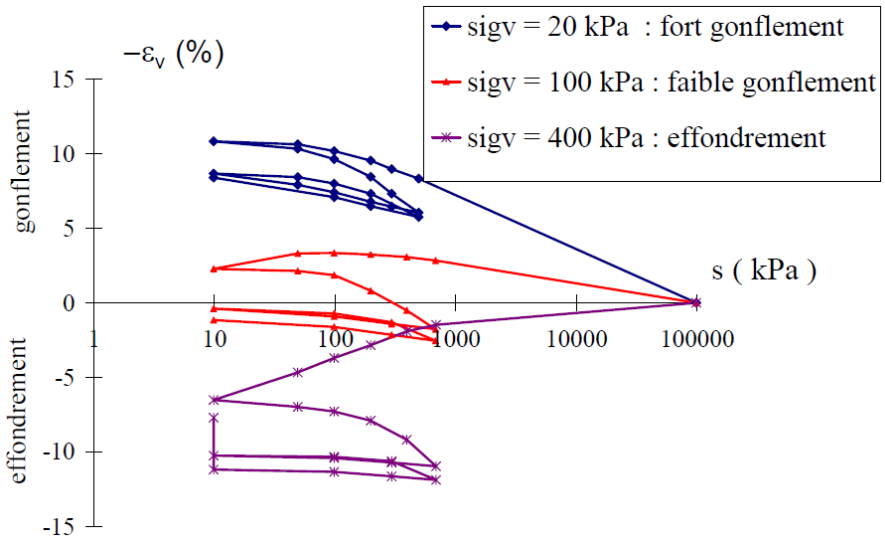


FIGURE 3.19 – Phénomènes de gonflement et d'effondrement (Li 1999)

Il est à noter que le phénomène d'effondrement est typique des sols non saturés ayant une faible plasticité, et qu'il est d'autant plus marqué que la succion initiale est élevée (Cui 1993) ;

- une variation de la succion peut entraîner une déformation volumique irréversible pour un sol soumis à une charge donnée (Alonso et al. 1990) (figure 3.20) ;

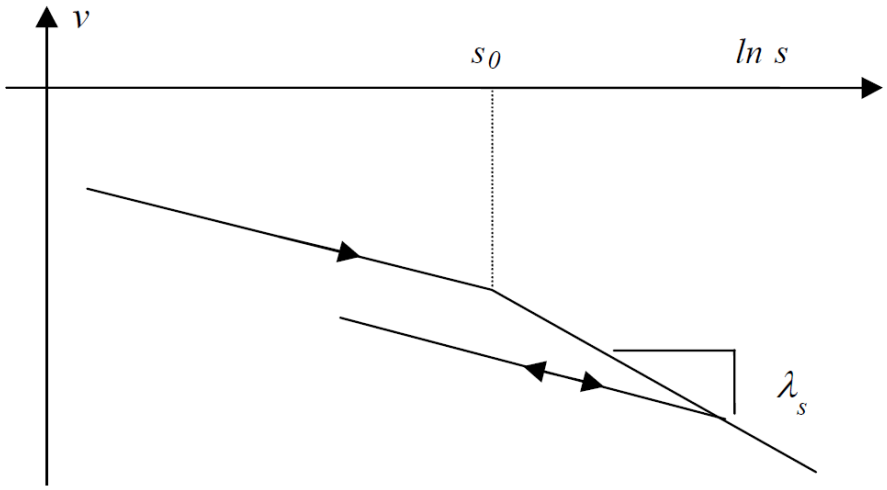


FIGURE 3.20 – Déformations volumiques irréversibles induites par la variation de la succion (Alonso et al. 1990, in Li 1999)

- le caractère réversible du gonflement observé lors du mouillage n'est pas toujours vérifié et dépend de la microstructure du sol et des contraintes mécaniques auxquelles il est soumis (Chu et Mou 1973, cités par Alonso et al. 1987) (figure 3.21).

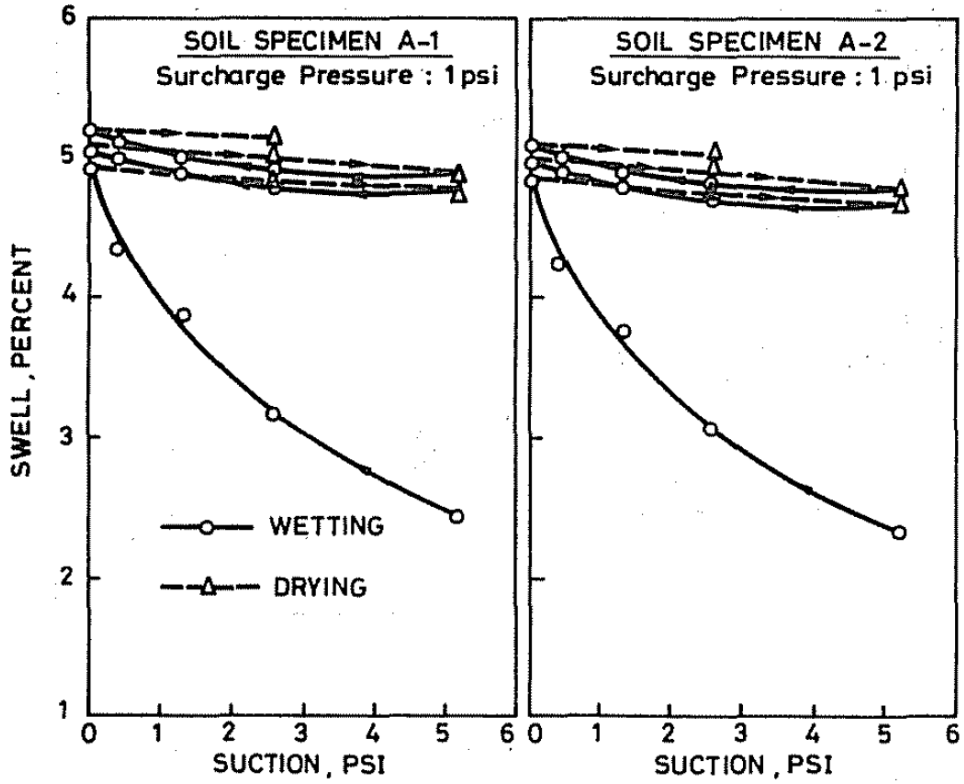


FIGURE 3.21 – Relation entre gonflement et succion : cas d'un gonflement irréversible (Chu et Mou 1973, in Alonso et al. 1987)

3.7.2 Comportement déviatorique

Les résultats d'essais triaxiaux réalisés à succion contrôlée indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion (Bishop et Donald 1961, cités par Cui 1993). Il est courant d'observer que :

- la cohésion apparente augmente avec la succion (Fredlund et al. 1978; Cui 1993; Delage et Cui 2000a; Delage et Fry 2000) ;
- la manière dont la succion influence l'angle de frottement est moins claire et semble dépendre du type de sol (Delage et Cui 2000a; Delage et Fry 2000). La figure 3.22 (Delage et Graham 1995, cités par Delage et Cui 2000a et Delage et Fry 2000) présente des résultats, provenant de différentes études portant sur des sols divers, mettant en évidence des variations de l'angle de frottement. Nous constatons une légère augmentation dans le cas de l'argile de Guadalix, une stabilité pratiquement constante pour l'argile de Madrid, tandis qu'une diminution est observée dans le cas du limon de Jossigny et du loess de Trois Rivières (Delage et Cui 2000a; Delage et Fry 2000).

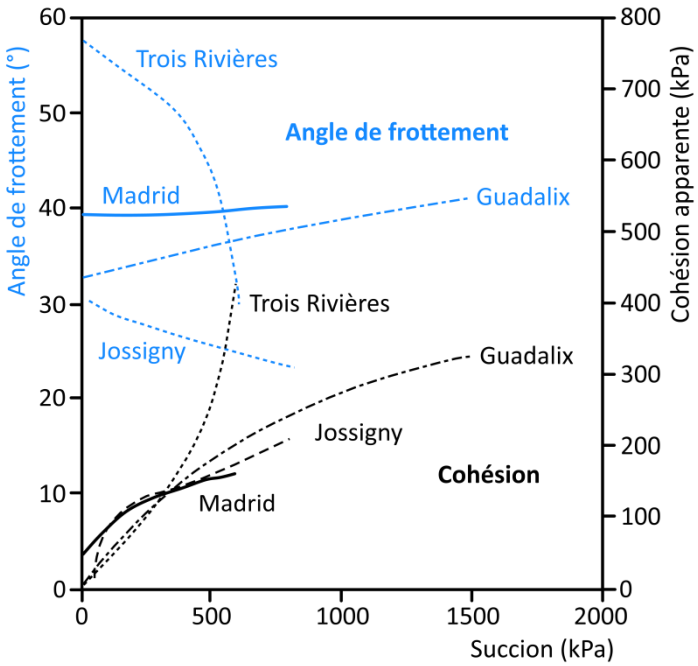


FIGURE 3.22 – Evolution des propriétés de résistance au cisaillement (cohésion apparente et angle de frottement) en fonction de la succion pour différents types de sols (Delage et Graham 1995, in Delage et Cui 2000a)

- les relations entre le module de cisaillement et la succion ne sont pas encore bien établies et demeurent mal connues.

Par ailleurs, la figure 3.23 illustre les résultats d'essais triaxiaux, réalisés sur un limon, à différents niveaux de succion, dont l'influence est très claire (Cui, 1993).

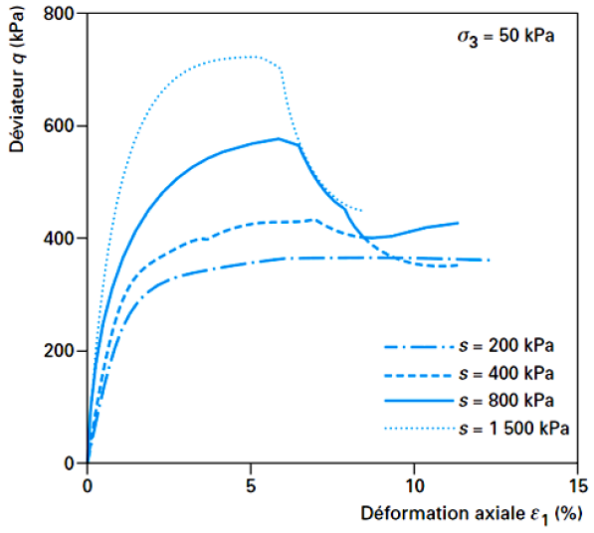


FIGURE 3.23 – Essais triaxiaux : courbes contrainte-déformation (σ_3 constante) à différents niveaux de succion (Cui 1993)

Pour une contrainte de confinement σ_3 = 50 kPa, nous observons une évolution régulière des courbes contrainte-déformation avec l'augmentation de la succion, qui se traduit par une augmentation de la résistance maximale. Ces observations concordent avec les résultats rapportés dans des études antérieures (Bishop et Donald 1961, cités par Delage 1987 et Cui 1993).

Par ailleurs, pour les valeurs de succion égales ou supérieures à 400 kPa, un pic est observé. Il est de plus en plus prononcé à mesure que la succion augmente (Cui 1993).

Les courbes contrainte-déformation révèlent une similarité entre l'effet de la succion et celui de la contrainte de confinement sur l'évolution de la résistance au cisaillement maximale, mais un effet inverse sur l'évolution de la fragilité du matériau. L'accroissement de la succion engendre une augmentation de la fragilité, suggérant ainsi une influence similaire à celle de la cimentation (Cui 1993).

3.8 Modélisation du comportement des sols non saturés

3.8.1 Contrainte effective dans les sols non saturés

La modélisation du comportement des sols saturés repose sur le concept de contraintes effectives de Terzaghi, selon lequel la contrainte effective σ', est définie comme la différence entre la contrainte totale σ, et la pression interstitielle de l'eau u_w :

$$\sigma' = F(\sigma, u_w) = \sigma - u_w$$

Ainsi, les variations de volume d'un sol sont attribuées uniquement aux modifications de la contrainte effective σ'. Terzaghi considère la pression interstitielle de l'eau comme une contrainte neutre qui n'affecte ni le changement de volume ni la résistance à la rupture.

En conséquence, lors de l'analyse des sols saturés, il est courant de simplifier l'étude des milieux biphasiques (eau-solide) en une analyse monophasique, en utilisant seulement le tenseur de contraintes effectives.

La simplicité de ce concept, qui a été largement admis et validé grâce notamment aux travaux de Rendulic (1936), Bishop et Eldin (1950), Henkel (1959 et 1960) et Skempton (1960), a suscité l'intérêt des premiers chercheurs se confrontant à la modélisation des sols non saturés. Ils ont ainsi tenté de leur appliquer ce principe, en effectuant certains ajustements

censés prendre en considération les particularités des sols non saturés tout en restant cohérents avec le concept des contraintes effectives.

Ainsi, lors de la modélisation des sols non saturés, il est essentiel de tenir compte de la pression de la phase gazeuse u_a (Croney et al. 1958; Bishop 1959; Lambe 1960; Aitchison 1961; Jennings 1961). Pour étendre le concept aux sols non saturés, Bishop (1959) a proposé l'introduction d'un paramètre χ, compris entre 0 et 1, qui tient compte de l'effet de succion et varie en fonction du degré de saturation du sol.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi\,(u_a - u_w)$$

où :

χ est le coefficient de Bishop qui varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé ;

$(\sigma - u_a)$ est la contrainte nette appliquée ;

$(u_a - u_w)$ est la succion.

Cependant, Jennings et Burland (1962) ont remarqué que cette équation ne traduit pas correctement les aspects volumiques, en particulier le phénomène d'effondrement. En effet, lorsque le sol est réhumidifié sous une forte contrainte, la succion diminue, ce qui entraîne une diminution de la contrainte effective. Selon le principe de la contrainte effective, cette diminution devrait normalement entraîner une augmentation de l'indice des vides (gonflement), ce qui est contraire aux observations réalisées lors de l'humidification sous charge où un phénomène d'effondrement a été observé.

En outre, Blight (1967) a souligné la difficulté de déterminer précisément le paramètre χ. Ses résultats expérimentaux ont montré que ce paramètre dépend non seulement du degré de saturation, mais également d'autres facteurs tels que le type de sol, la microstructure, l'indice des vides et le chemin suivi dans l'espace $(\sigma - u_a,\ u_a - u_w)$, ce qui est cohérent avec l'hystérésis des courbes de rétention d'eau.

D'autre part, Jennings et Burland (1962) montrent que pour un sol donné, les valeurs de χ obtenues en cisaillement et en compression ne sont pas toujours identiques.

De plus, des valeurs anormales de χ, situées en dehors de la plage 0 à 1, ont été rapportées par certains auteurs (Matyas et Radhakrishna 1968; Gulhati et Satija 1981).

Par ailleurs, Jennings et Burland (1962) montre que la relation $\chi = S_r$ n'est pas vérifiée et que l'allure des courbes est très variable (figure 3.24). Ils suggèrent l'adoption d'un degré de saturation critique pour que la notion de contrainte effective soit valide. Ainsi, ils supposent que le principe de la contrainte effective ne s'applique aux sols non saturés que dans une plage de succion limitée, avec un degré de saturation supérieur à 0,5 pour les sables et limons, et 0,85 pour les argiles.

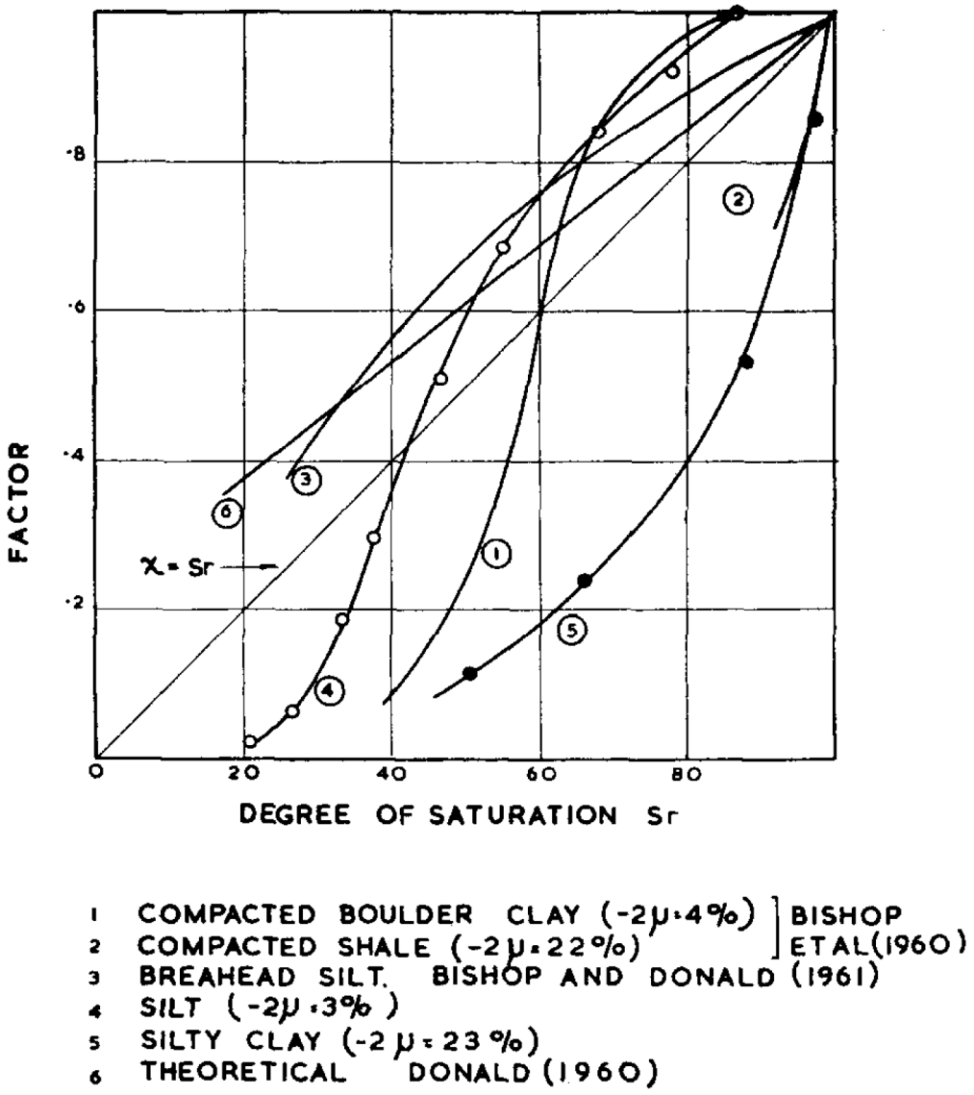


FIGURE 3.24 – Variation du paramètre χ en fonction du degré de saturation pour divers types de sols (Jennings et Burland 1962)

Enfin, les changements dans l'arrangement des particules causés par le retrait des ménisques lors de la désaturation diffèrent considérablement de ceux induits par les contraintes extérieures. La succion et la contrainte externe affectent donc la structure du sol de manière qualitativement différente, ce qui rend impossible leur combinaison dans une seule

expression de contrainte effective, comme l'ont souligné Jennings et Burland (1962), Gens et al. (1995) et Wheeler et Karube (1995).

Les nombreuses critiques ont amené Bishop et Blight (1963) à réexaminer le concept de contrainte effective pour les sols non saturés, proposant une formulation plus générale :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + f\,(u_a - u_w)$$

où *f* est à la fois une fonction de la succion et du degré de saturation du matériau, rendant ainsi la relation beaucoup plus complexe.

Néanmoins, Bishop et Blight (1963) ont démontré que malgré tout, l'expression de χ (u_a – u_w) demeurait une approximation satisfaisante de f (u_a – u_w) pour représenter les sollicitations de type cisaillement. Plus tard, Schrefler et al. (1990) et Charlier et al. (1997), cités par Li (1999), confirment que le postulat de Bishop (1959) offre une modélisation qualitative adéquate pour les problèmes où les contraintes de cisaillement sont prédominantes.

Diverses formulations du paramètre χ de la contrainte de Bishop ont été suggérées :

- Lee (1968) a proposé l'expression suivante :

$$\chi = 0.22 + 0.78\,S_r$$

  Cette expression est efficace pour prédire le comportement des limons et des sables, mais elle n'est pas adaptée aux argiles. Il convient également de souligner qu'elle ne peut pas être nulle, quelle que soit la valeur du degré de saturation (S_r).

- Khalili et Khabbaz (1998) ont entrepris une analyse des données expérimentales provenant de 14 sols non saturés, recueillies dans la littérature, dans le but d'établir une relation unique entre χ et la succion (figure 3.25). Leur étude a démontré que la forme suivante de la relation était la plus appropriée :

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b}\right]^{-0.55}$$

  où :

  (u_a – u_w)$_b$ est la succion au point d'entrée d'air. Cela permet de tenir compte, de manière indirecte, d'un effet associé à la microstructure.

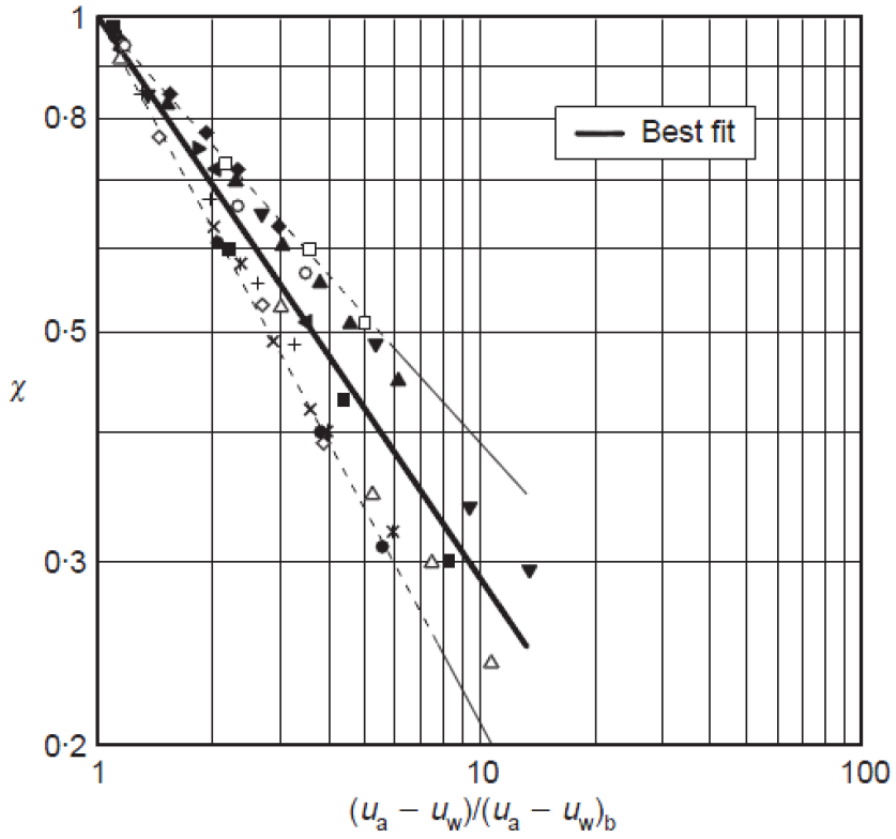


FIGURE 3.25 – Relation entre le paramètre χ et le rapport de succion (Khalili et Khabbaz 1998)

- Alonso et al. (2010) ont formulé l'équation suivante pour la caractérisation d'un limon argileux compacté :

$$\chi = (S_r)^{\alpha}$$

où :

α est le coefficient lié à la porosité des macropores par rapport à la porosité totale.

Pour $\alpha = 0$, nous obtenons la contrainte effective de Terzaghi.

Pour $\alpha = 1$, nous obtenons la contrainte effective de Bishop.

Pour $\alpha = \infty$, nous obtenons la contrainte totale.

Les avancées significatives dans la compréhension du comportement des sols non saturés en termes de résistance au cisaillement ont été rendues possibles grâce aux progrès réalisés dans les essais de laboratoire, notamment les essais triaxiaux. Ces avancées ont

permis une meilleure caractérisation de ces sols, offrant ainsi une compréhension accrue de leurs propriétés et de leur réaction aux contraintes de cisaillement.

Pour les petites déformations ($\varepsilon < 10^{-5}$), il est bien établi que le comportement est de nature élastique non linéaire (Cui 1993; Scholtès 2008).

Lorsqu'il s'agit de grandes déformations, les résultats sont habituellement présentés en termes de variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction de la succion ou de la teneur en eau (Cui 1993; Scholtès 2008).

Le critère de rupture dans le plan (τ, $\sigma - u_a$) est représenté par une droite, comme illustré dans les figures 3.26a et 3.26b. L'évolution de la cohésion apparente avec la succion ou la teneur en eau présente une forme non linéaire (figures 3.27a et 3.27b). Dans les deux cas, un plateau de cohésion est clairement identifiable.

Par ailleurs, une distinction notable se remarque entre les enveloppes de rupture établies pour une argile et un sable. Dans le cas de l'argile (figures 3.26a et 3.27a), nous observons une augmentation de la cohésion avec la succion. A l'inverse, pour le sable (figures 3.26b et 3.27b), la cohésion croît à mesure que la teneur en eau augmente et donc que la succion diminue. Ces observations mettent en évidence des tendances contrastées selon la nature des sols étudiés.

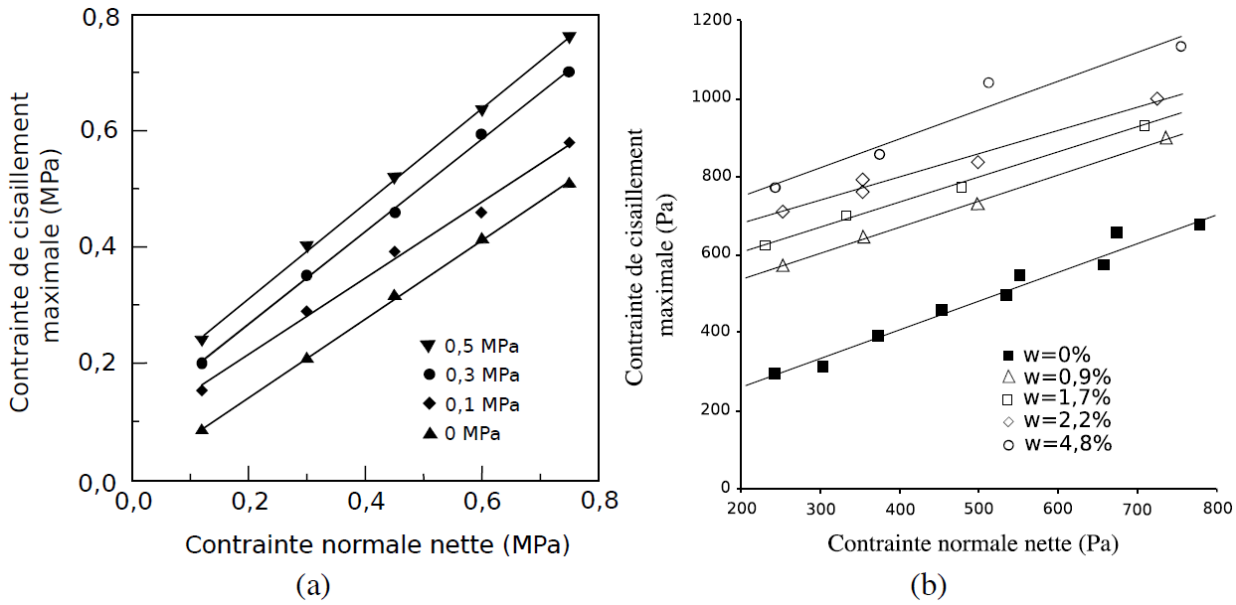


FIGURE 3.26 – Essais de cisaillement direct : (a) sur argile à différentes succions (Escario et Saez 1986, in Gras 2011) (b) sur sable à différentes teneurs en eau (Richefeu 2005, in Gras 2011)

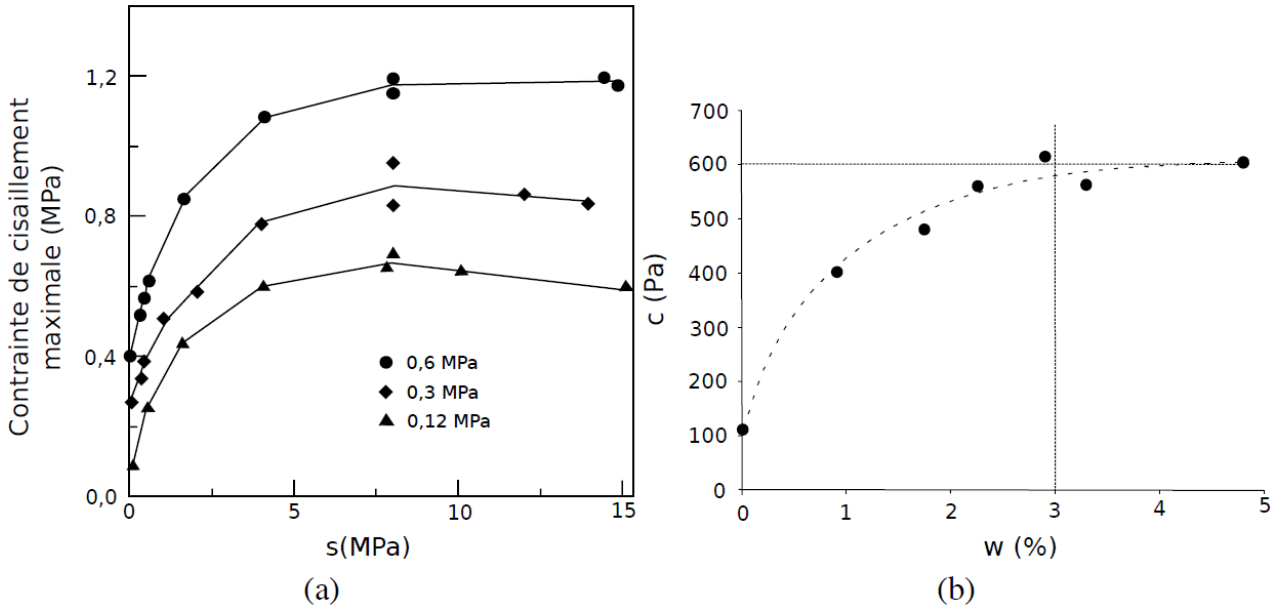


FIGURE 3.27 – (a) Formes non linéaires des points de rupture de l'argile dans le plan ($u_a - u_w$, τ_{max}). Essais sur argile (Escario 1988, in Gras 2011). (b) Evolution de la cohésion apparente en fonction de la teneur en eau pour un sable (Richefeu 2005, in Gras 2011)

Grâce à de nombreuses expérimentations, les critères de résistance au cisaillement établis pour les sols saturés ou secs ont pu être adaptés. Par conséquent, en dépit des limitations manifestes du concept de contrainte effective, une proposition a été formulée afin d'améliorer le critère de type Mohr-Coulomb en s'appuyant sur l'hypothèse de Bishop.

$$\tau = c' + \sigma' tan\varphi' = c' + (\sigma - u_a) tan\varphi' + (u_a - u_w)\chi\, tan\varphi'$$

Par ailleurs, Fredlund et al. (1978) définissent un critère de rupture qui s'exprime sous la forme suivante :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) tan\varphi' + (u_a - u_w) tan\varphi^b$$

De cette manière, ils définissent deux angles de frottement qui représentent l'intersection de la surface de rupture supposée plane avec les plans (τ, $\sigma - u_a$) et (τ, $u_a - u_w$).

Leur proposition consiste en un critère bi-linéaire où φ^b est équivalent à φ' pour les faibles valeurs de succion inférieures à la pression d'entrée d'air, tandis que φ^b reste constant au-delà de ce seuil.

3.8.2 Approche en variables indépendantes et concept de surface d'état

Jennings et Burland (1962) ont montré que le principe de la contrainte effective seul ne suffit pas à décrire le comportement volumétrique de sols non saturés soumis à des contraintes externes. Pour expliquer le comportement des sols non saturés soumis essentiellement à des charges proportionnelles croissantes, de nombreux auteurs, à l'instar de Coleman (1962), considèrent la contrainte nette appliquée $(\sigma - u_a)$ et la succion $(u_a - u_w)$ comme deux variables indépendantes.

Ultérieurement, Fredlund et Morgenstern (1977) ont établi que toute combinaison de contraintes indépendantes parmi les trois suivantes était appropriée pour décrire le comportement des sols non saturés :

- $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$
- $(\sigma - u_w)$ et $(u_a - u_w)$
- $(\sigma - u_a)$ et $(\sigma - u_w)$

La combinaison de variables la plus couramment utilisée est le couple $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$. L'intérêt de ce choix réside dans sa capacité à considérer les effets d'hystérésis liés à l'eau, qui jouent un rôle essentiel dans la compréhension du comportement hydromécanique (Scholtès 2008).

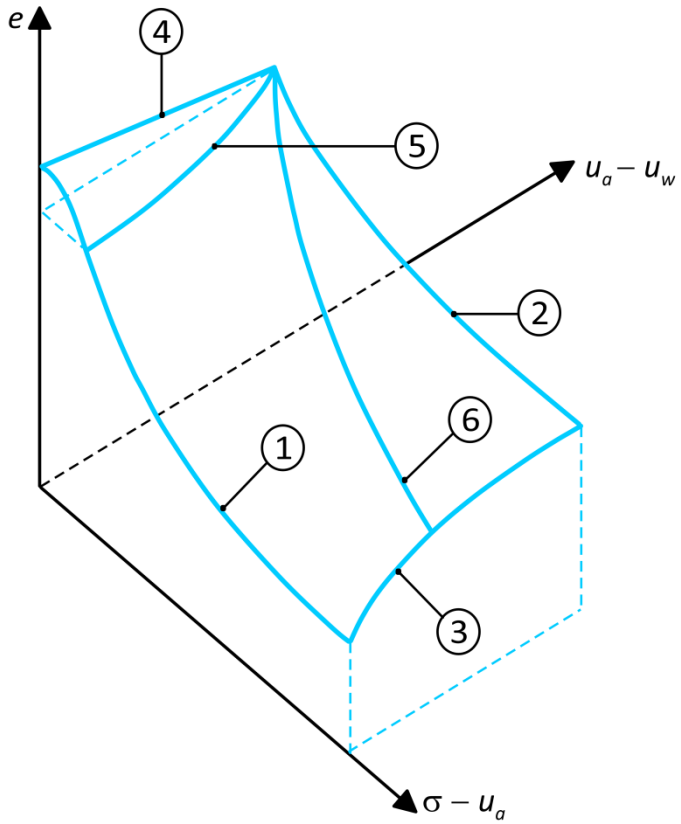
Matyas et Radhakrishna (1968) montrent que les variations de l'indice des vides et du degré de saturation sont représentées par des surfaces uniques dans un espace "contrainte nette – succion – indice des vides" et "contrainte nette – succion – degré de saturation" respectivement.

La surface d'état est le lieu des points représentant tous les états possibles du matériau dans l'espace (contrainte nette – succion – indice des vides). Cependant, elle ne peut être définie que pour des chemins de chargement monotones. Les différences de comportement entre les phases de chargement et de déchargement, typiques des matériaux élastoplastiques, ainsi que les différences entre les chemins de séchage et de mouillage, propres aux sols non saturés, ne peuvent être prises en compte par ce concept de surface d'état (Li 1999; Gras 2011).

La figure 3.28, qui présente les résultats d'expériences réalisées sur des échantillons compactés en laboratoire et soumis à des contraintes isotropes dans une cellule triaxiale,

illustre les variations volumiques observées selon les chemins ($\sigma - u_a$, $u_a - u_w$), dans lesquels le degré de saturation S_r augmente continuellement. Cette figure synthétise efficacement l'influence des variations des contraintes totales nettes et de la succion sur l'indice des vides d'un sol non saturé. Dans ces conditions, l'indice des vides est défini par une surface d'état :

$$e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$$



1 - Consolidation du sol saturé ($u_a - u_w = 0$)

2 - Compression à succion constante

3 - Saturation sous charge constante

4 - Gonflement sous charge nulle

5 – Saturation d'un sol gonflant à volume constant

6 - Compression à teneur en eau constante

FIGURE 3.28 – Surface d'état $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ (Matyas et Radhakrishna 1968)

L'allure de cette surface montre, en comparant les chemins 1 et 2, une diminution de la compressibilité du sol à mesure que la succion augmente. La pente de la courbe $de/d(\sigma - u_a)$ du chemin 2 (état non saturé) est moins prononcée que celle du chemin 1 (état saturé).

Par ailleurs, la comparaison entre les chemins 3 et 4 illustre les phénomènes d'effondrement et de gonflement. Le chemin 3 représente un remouillage sous une charge constante et élevée, entraînant une diminution de l'indice des vides, ce qui correspond à

l'effondrement. Au contraire, le chemin 4 montre un gonflement lors d'un remouillage sous une charge nulle.

Le chemin 5 correspond à un remouillage du sol dans des conditions où les déformations volumiques sont maintenues constantes, ce qui signifie que le relâchement de la succion se fait à volume constant. L'intersection de ce chemin avec le plan ($\sigma - u_a$, e) permet de déterminer la contrainte de gonflement du sol. En dessous de cette valeur, le remouillage sous charge constante entraîne un gonflement du sol (chemin 4). Cependant, si la valeur de contrainte est supérieure, le remouillage sous charge constante entraîne un effondrement du sol (chemin 3).

Lorsqu'un sol compacté avec une teneur en eau constante est soumis à un essai de compression (chemin 6) et que sa teneur en eau est suffisamment basse, nous observons une diminution de la succion ($u_a - u_w$) tout en maintenant une valeur positive. Parallèlement, le degré de saturation augmente sans qu'il y ait expulsion d'eau.

Si cet essai est poursuivi, il devient possible d'atteindre la saturation, ce qui entraîne une transition de l'état de succion vers un état de pression positive. Cela peut se produire avec expulsion ou mise sous pression de l'eau, surtout dans des conditions de drainage nul ou imparfait.

3.8.3 Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols non saturés non expansifs (BBM)

Les modèles élastoplastiques ont été développés pour offrir une représentation plus complète du comportement des sols non saturés par rapport aux modèles élastiques, tels que celui de Bolzon et Schrefler (1995). Parmi ces modèles, le modèle *BBM (Barcelona Basic Model)* d'Alonso et al. (1987, 1990) a été spécifiquement conçu pour les sols non saturés légèrement ou modérément gonflants, notamment les sables partiellement saturés, les limons, les sables argileux, les argiles sableuses et les argiles à faible plasticité (Alonso et al. 1990). Il s'agit d'une extension du modèle de *Cam-Clay modifié* (Roscoe et Burland 1968) adapté aux sols non saturés. Ce modèle prend particulièrement en compte le comportement au niveau de la macrostructure et est capable de décrire simultanément les variations de volume et de résistance au cisaillement. Cette avancée représente une amélioration significative par rapport aux modèles précédents qui se limitaient à traiter soit l'un, soit l'autre de ces deux aspects fondamentaux du comportement des sols non saturés.

Plus tard, le modèle a été optimisé pour prendre en compte le comportement des sols gonflants, et a été renommé *BExM (Barcelona Expansive Model)* (Gens et Alonso 1992 ; Alonso et al. 1999). Cette version améliorée intègre également le comportement microstructural, permettant ainsi une représentation complète et plus précise du comportement des sols non saturés.

La suite de cette partie se concentre exclusivement sur la description du modèle *BBM*, qui s'avère plus adapté aux cas des encroûtements calcaires.

Le modèle développé par Alonso et al. (1987, 1990) intègre un grand nombre de phénomènes propres au comportement des sols non saturés. Il offre notamment la possibilité de décrire de manière quantitative l'impact de la succion (gonflement, effondrement et écrouissage), l'influence des contraintes, le couplage entre la succion et la contrainte, ainsi que l'effet du chemin de contraintes (Cui 1993).

Dans ce modèle, la succion est considérée comme une variable indépendante qui s'ajoute aux dimensions habituelles de l'espace des contraintes, passant ainsi de l'espace (p^* – q) à l'espace tridimensionnel (p^* – q – s), avec :

$$p^* = \left[\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}\right) - u_a\right] \; ; \; q = (\sigma_1 - \sigma_3) \; ; \quad s = u_a - u_w$$

où :

p^* est la contrainte moyenne nette ;

q, déviateur de contraintes ;

s, succion.

3.8.3.1 Modèle sous chargement isotrope : plan (p^* – s)

3.8.3.1.1 Définition des surfaces de charge

Dans le cas d'un chargement isotrope, le modèle utilise deux variables indépendantes : la contrainte moyenne nette, $p^* = [(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3] - u_a$, et la succion, $s = u_a - u_w$.

La désaturation d'un sol en réponse à une augmentation de succion a pour effet de le rendre plus rigide, ce qui se traduit par une réduction de sa compressibilité et une augmentation de la pression de préconsolidation (figure 3.29a). Cette pression limite la zone

dans laquelle le comportement du sol est élastique (zone surconsolidée) par rapport à la zone où la compression entraîne des déformations irréversibles.

Dans ce modèle, deux surfaces de charge délimitent un domaine élastique (figure 3.29b). La première surface, appelée *LC (Loading Collapse)*, est utilisée pour représenter l'augmentation apparente de la pression de préconsolidation (p_0^*) en fonction de la succion. La seconde surface, nommée *SI (Suction Increase)*, est indépendante de la contrainte verticale nette et permet de rendre compte de l'apparition des déformations plastiques qui surviennent au-delà d'un seuil de succion lors de la dessiccation d'un matériau.

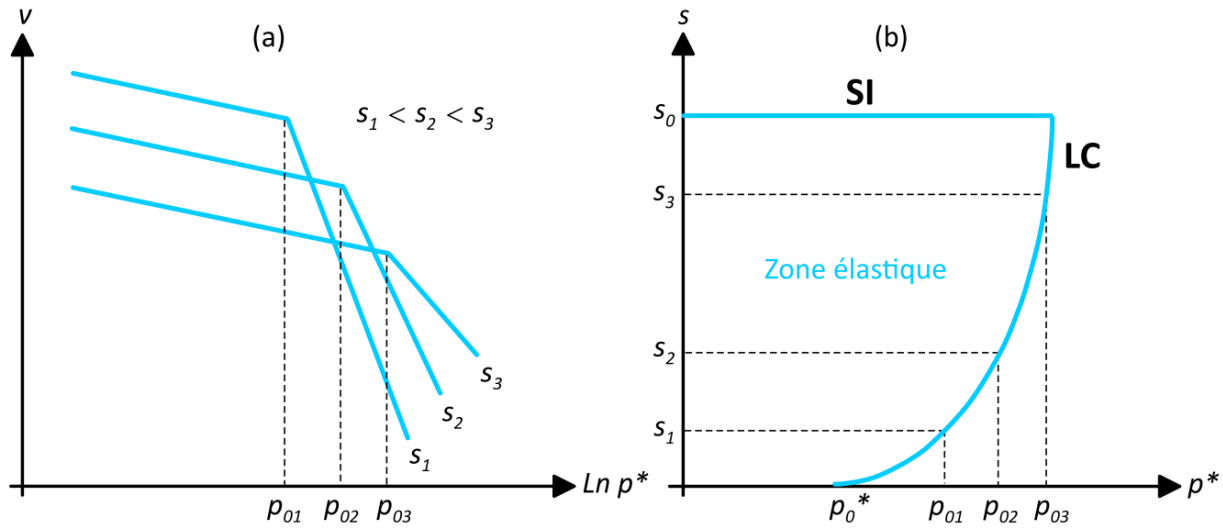


FIGURE 3.29 – Déformations sous chargement isotrope (Modèle BBM) (Alonso et al. 1987)
a) comportement en compression à succion contrôlée (à différents niveaux de succion) ;
b) surfaces de charge (surfaces de plasticité) dans le plan (p^* – s)

Lorsque des chemins de succion se situent en dessous d'une pression $p_1^* > p_0^*$, le sol aura tendance à gonfler dans le domaine élastique. Cependant, à l'intersection de ce chemin avec la courbe *LC*, le sol s'effondrera, ce qui entraînera une augmentation de la pression de consolidation du sol, passant de p_0^* à p_1^* (figure 3.30).

Le modèle parvient donc à reproduire de manière adéquate le phénomène de gonflement sous de faibles contraintes et d'effondrement sous de fortes contraintes, lors d'un remouillage.

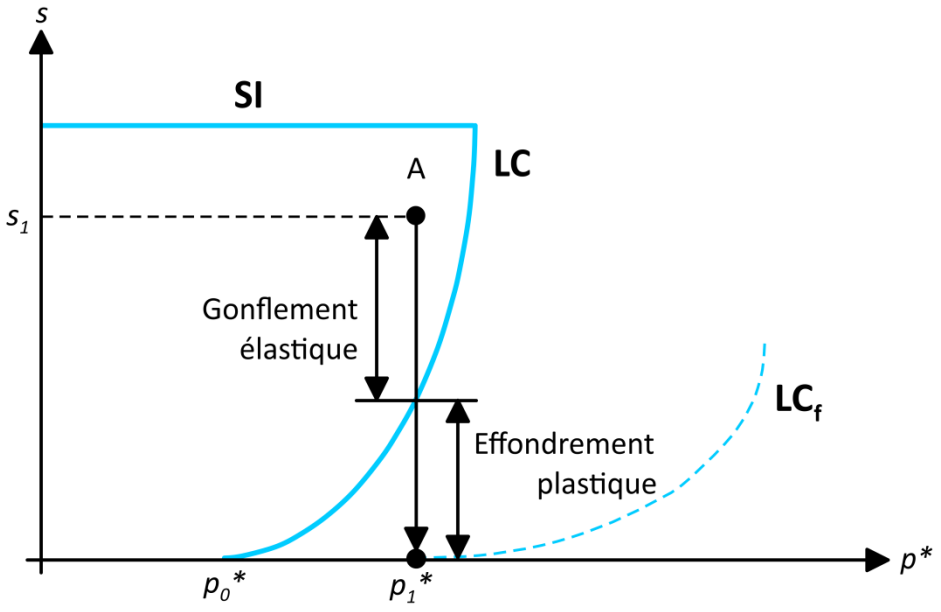


FIGURE 3.30 – Illustration de l'effondrement d'un sol non saturé selon le modèle BBM (Alonso et al. 1987, in Delage et Cui 2000a)

3.8.3.1.2 Formulation du modèle

La courbe *SI* est définie par la relation :

$$s = s_0$$

Par ailleurs, la relation qui suit permet de décrire la courbe *LC* :

$$\left(\frac{P_0}{P_c}\right) = \left(\frac{P_0^*}{P_c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}}$$

avec :

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\,exp(-\beta s) + r]$$

où :

$\lambda(s)$ est la pente de compression vierge à la succion s ;

$\lambda(0)$: pente de compression vierge sous une succion nulle ;

p_c : pression de référence ;

p_0 : pression de préconsolidation apparente sous la succion s ;

p_0^* : pression de préconsolidation apparente sous une succion nulle ;

s_0 : plus grande succion connue par le sol ;

r : paramètre lié à la rigidité du sol quand la succion tend vers l'infini et égal au rapport entre $\lambda(s\rightarrow\infty)$ / $\lambda(0)$ et ($r < 1$) ;

β : paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur avec la succion.

- **Déformation volumique induite par un incrément de contrainte**

Une augmentation de la contrainte moyenne nette p^* dans la région élastique, à succion constante s, entraînera une déformation volumique donnée par la relation :

$$d\varepsilon_{vp}^{e} = \frac{\kappa}{v}\frac{dp^*}{p^*}$$

avec :

v : volume spécifique, $v = 1 + e$;

κ : est la pente élastique de la courbe de compressibilité, indépendante de la succion ;

dp^* : l'incrément de charge par rapport à la contrainte p^*.

Par ailleurs, la composante plastique de la déformation volumique d'un sol vierge soumis à un chargement mécanique à succion constante est obtenue par la relation :

$$d\varepsilon_{vp}^{p} = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v}\frac{dp_0^*}{p_0^*}$$

dp_0^* : l'incrément de charge par rapport à la contrainte-seuil p_0^* à l'état saturé.

- **Déformation volumique induite par un incrément de succion**

De manière similaire, une augmentation de la succion dans la région élastique entraînera une déformation volumique :

$$d\varepsilon_{vs}^{e} = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})}$$

avec :

κ_s : coefficient de compressibilité pour des incréments de succion dans le domaine élastique. Il est supposé indépendant de la succion ;

p_{atm} : pression atmosphérique (pression de référence) ;

ds : l'incrément de succion par rapport à une succion donnée s.

Et si le point de limite d'élasticité $s = s_0$ est atteint, les déformations plastiques suivantes seront induites :

$$d\varepsilon_{vs}^{p} = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})}$$

avec :

ds_0 : l'incrément de succion par rapport à la succion-seuil s_0.

3.8.3.1.3 Couplage entre SI et LC et loi d'écrouissage

Nous avons vu qu'à succion constante, la déformation volumique plastique est décrite par l'équation :

$$d\varepsilon_{vp}^{p} = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*}$$

De manière analogue, pour la déformation volumique plastique engendrée par les variations de succion, nous obtenons :

$$d\varepsilon_{vs}^{p} = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})}$$

Ces deux équations, qui décrivent des déformations irréversibles, permettent de contrôler la position des surfaces de limite élastique *LC* et *SI* de façon indépendante. Alonso et al. (1990) ont introduit l'effet de couplage en prenant en compte la déformation plastique totale $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p$ pour contrôler les deux paramètres d'écrouissage, ce qui modifie les deux équations précédentes comme suit :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p$$

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p$$

Ainsi, la figure 3.31 met en évidence l'impact d'un chargement mécanique sur la position des surfaces de charge. Le *chemin I* induit un déplacement vers la droite de la courbe *LC*, entraînant ainsi une augmentation de p^*, tandis que la position de la courbe *SI* demeure inchangée.

Cependant, le *chemin hydrique II* provoque un écrouissage couplé succion – contrainte, se traduisant par une augmentation à la fois de s_0 et de p^*.

Ainsi, le modèle prend en compte un aspect essentiel du comportement des sols non saturés. La courbe *SI*, couplée à la courbe *LC*, montre clairement que le modèle est capable de représenter l'augmentation de la pression de consolidation résultant des déformations irréversibles lors d'une augmentation de la succion.

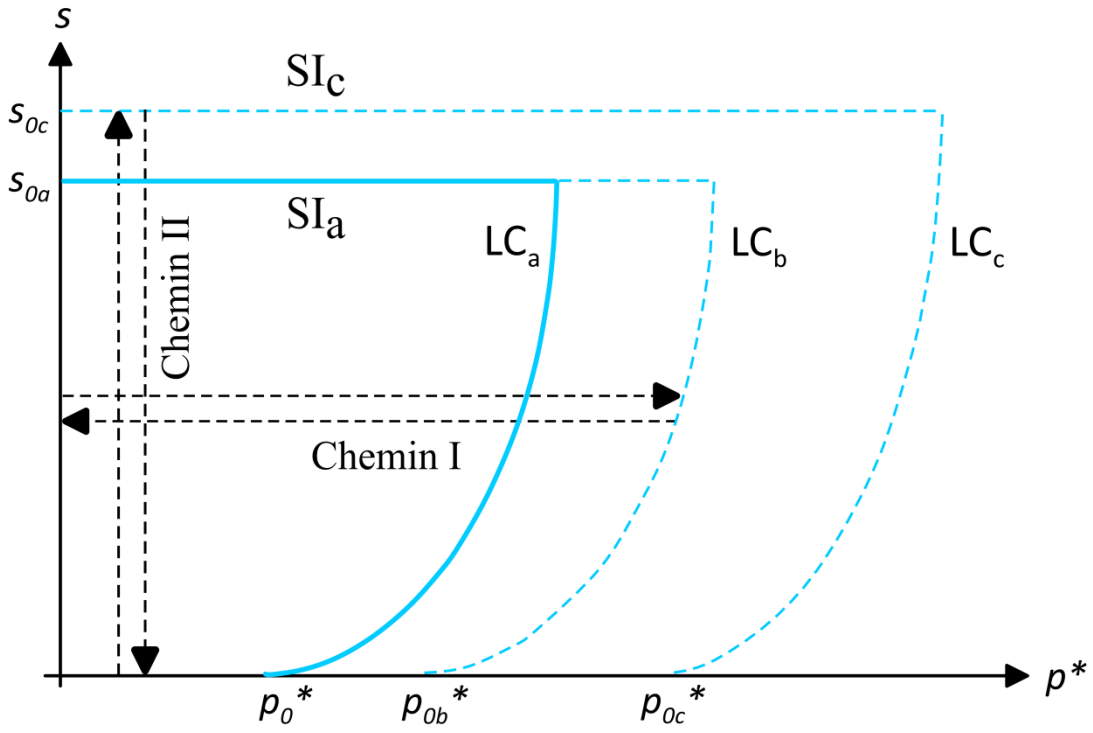


FIGURE 3.31 – Couplages entre les surfaces de charge SI et LC (Alonso et al. 1990, in Delage et Cui 2000a)

3.8.3.2 Extension du modèle aux états de contraintes déviatoriques

Un troisième paramètre de contrainte, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$, doit être incorporé pour prendre en compte l'effet des contraintes de cisaillement. L'état de déformation est défini par :

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$$

où :

q est le déviateur de contraintes ;

ε_p, déformation volumique ;

ε_q, déformation déviatorique.

La limite élastique dans l'espace (p^* – q – s) est déterminée par deux surfaces de charge, *SI* et *LC* (figure 3.32). Les projections de ces surfaces dans les plans (p^* – q) et (p^* – s) sont représentées sur la figure 3.33.

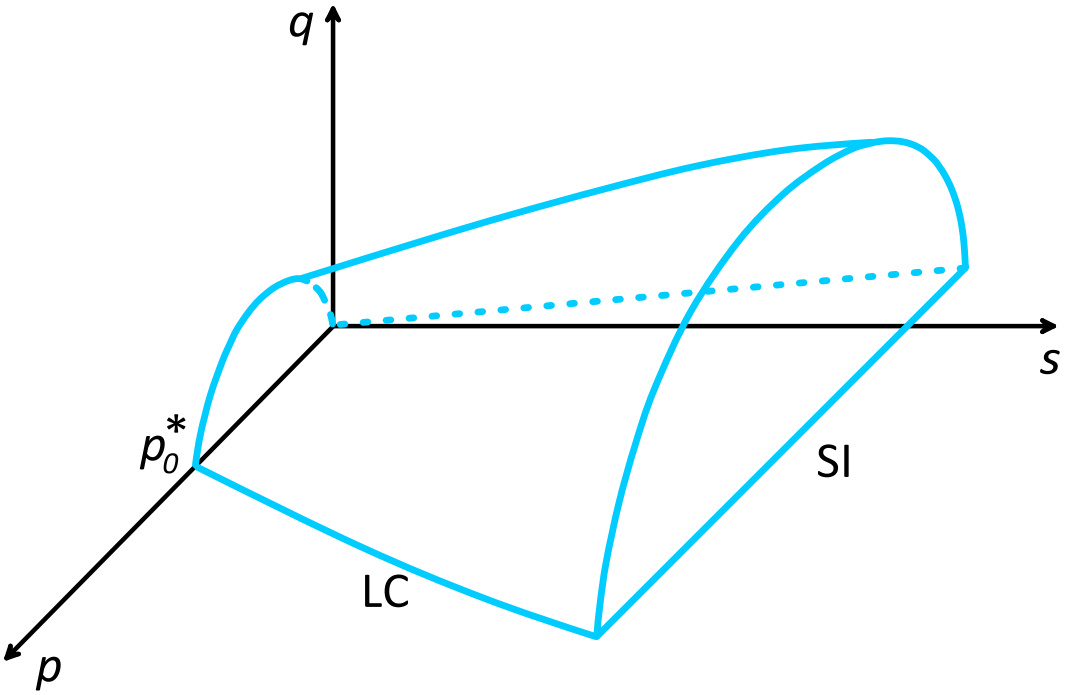


FIGURE 3.32 – Surfaces de charge dans l'espace tridimensionnel (p^* – q – s) (Alonso et al. 1990)

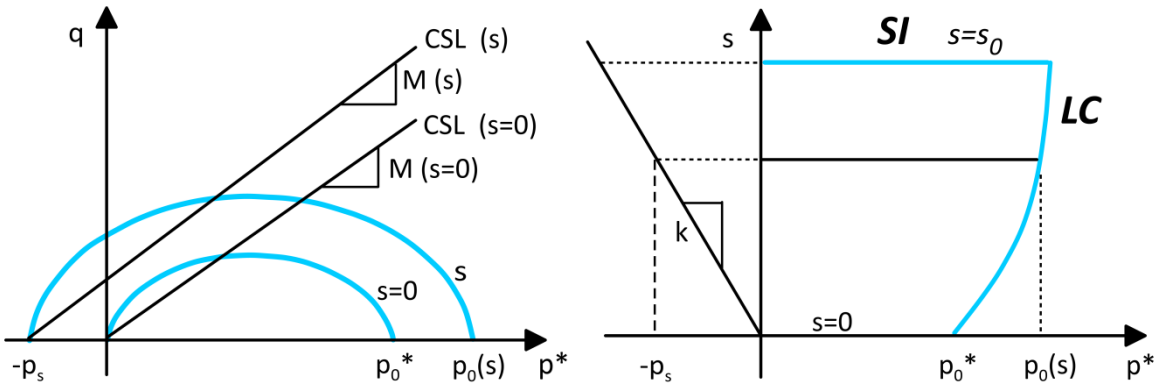


FIGURE 3.33 – Surfaces de charge dans les plans (p^* – q) et (p^* – s) (Alonso et al. 1990)

En considérant que, pour une succion donnée, la surface de charge dans le plan (p^* – q) est elliptique, l'équation de cette surface peut être exprimée comme suit :

$$q^2 - M^2(p^* + p_s)(p_0 - p^*) = 0$$

où :

M représente la pente de la ligne d'état critique (*CSL : Critical State Line*) dans le plan (p^* – q) ;

p_0 est la pression de préconsolidation à succion constante s.

Il convient de noter que, du point de vue déviatorique, l'observation principale concernant l'effet de la succion est l'augmentation de la cohésion en fonction de la succion (Cui 1993).

Ainsi, l'augmentation de la succion entraîne une augmentation linéaire de la cohésion tout en maintenant la pente de la projection de la courbe d'état critique M constante :

$$p_s = k\, s$$

où k est un paramètre qui représente l'augmentation de la cohésion en fonction de la succion.

Afin de déterminer la direction des déformations plastiques, il est nécessaire d'introduire une loi d'écoulement associée à cette surface dans les plans $s = C^{te}$:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p^* + p_s - p_0)}$$

avec :

$d\varepsilon_s^p$: déformation déviatorique plastique ;

$d\varepsilon_{vp}^p$: déformation volumique plastique ;

α : paramètre assurant des déformations latérales nulles lors d'un chemin œdométrique :

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)}\left[\frac{1}{1-\kappa/\lambda(0)}\right]$$

Les déformations élastiques résultant d'une variation de q sont calculées à l'aide du module de cisaillement G, selon la formule :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{1}{3G}dq$$

3.8.3.3 Avantages et limites du modèle BBM :

Le modèle *BBM* décrit de manière convenable la grande majorité des phénomènes observés au niveau des sols non saturés, notamment le faible gonflement, l'effondrement, l'augmentation de la pression de préconsolidation apparente en fonction de la succion, le couplage succion-contraintes et la dépendance du chemin de contraintes suivi.

Cependant, certaines limitations peuvent être identifiées dans ce modèle :

- des résultats d'essais ont révélé que le niveau d'effondrement ne continue pas d'augmenter indéfiniment avec la charge externe. Il atteint une valeur maximale à une certaine charge, puis la déformation d'effondrement diminue lorsque la charge augmente. Cette version du modèle ne prend pas en compte le concept d'effondrement maximal. Pour modéliser ce phénomène, une modification de l'équation *LC* a été proposée par Josa, Balmaceda, Gens et Alonso (1992) ;
- le modèle ne tient pas compte du gonflement irréversible, ni de l'augmentation de la compressibilité du sol liée au gonflement. D'ailleurs, il convient de rappeler que la version *BBM* n'est pas adaptée aux sols fortement expansifs. Cependant, ce problème a été résolu avec la proposition, par Alonso et al. (1999), d'une version améliorée du modèle, connue sous le nom de *BExM*.

3.9 Conclusion

Ce chapitre avait pour but d'établir les fondements de la mécanique des sols non saturés en présentant les concepts essentiels nécessaires à la compréhension globale du mémoire de thèse.

Les résultats majeurs concernant les sols non saturés, présentés dans ce chapitre, ont considérablement amélioré notre compréhension de la nature de ces sols et ont permis de mieux appréhender leur comportement hydromécanique.

Le comportement hydromécanique des sols non saturés est influencé par plusieurs facteurs essentiels, parmi lesquels :

- *la minéralogie* : la présence de minéraux argileux, par exemple, engendre différentes caractéristiques telles que le gonflement, le retrait et une grande surface spécifique. Le phénomène d'adsorption d'eau a un impact sur la compressibilité, la perméabilité et la plasticité du sol ;
- *la granulométrie* : la taille et la distribution des pores, contrôlées par la granulométrie, influencent la microstructure des sols. En conséquence, des propriétés hydromécaniques telles que la perméabilité, la courbe de rétention d'eau, la compressibilité et la résistance au cisaillement peuvent varier en fonction de la granulométrie ;
- *la microstructure* : l'arrangement des grains, le mode de contact entre eux, les caractéristiques des pores et l'interaction entre les particules solides et les fluides sont régis par la microstructure dont les variations peuvent engendrer des comportements hydromécaniques radicalement divergents. Ainsi, des phénomènes comme l'effondrement sous des charges mécaniques importantes sont étroitement liés à la microstructure ;
- *la teneur en eau et le degré de saturation* : leur influence affecte principalement la plasticité du sol ainsi que la succion et la perméabilité ;
- *la composition chimique de l'eau* : les variations de la composition chimique de l'eau peuvent avoir une incidence sur le phénomène d'adsorption. La présence de sels solubles dans l'eau peut provoquer une succion osmotique dans le sol, modifiant ainsi son comportement hydromécanique.

Enfin, le comportement hydromécanique des sols dépend également fortement du chemin de sollicitation.

Par ailleurs, plusieurs conclusions importantes concernant la modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés peuvent être tirées de ce chapitre.

- Le concept *de contrainte effective de Terzaghi* ne s'applique pas aux sols non saturés. Il est valable uniquement pour les sols quasi saturés (S_r supérieur à 0,5 pour les sables et limons, et 0,85 pour les argiles). Dans ce cas, l'utilisation de la contrainte effective est possible, mais il est essentiel de considérer correctement la compressibilité du mélange air-eau en raison de la présence de bulles d'air.

- La *contrainte effective de Bishop* n'est pas capable de prendre en compte le phénomène d'effondrement qui se produit lors du remouillage sous une charge importante. De plus, elle ne peut être considérée comme une variable d'état en raison de la dépendance du paramètre χ de Bishop du chemin de contrainte.

- Le concept de *surface d'état* est adapté seulement pour des chargements monotones.

- Le concept de *variables d'état indépendantes* est le plus approprié et permet de représenter de manière pratique la plupart des phénomènes essentiels liés aux sols non saturés. Le modèle d'Alonso et al. (1990) se révèle particulièrement efficace, offrant la possibilité d'ajouter des extensions ou d'apporter des modifications pour l'adapter à des situations spécifiques.

Il est important de souligner que la quantité de données disponibles concernant le comportement hydromécanique des encroûtements calcaires est limitée, laissant ainsi un grand nombre de questions en suspens.

CHAPITRE 4

IDENTIFICATION GEOTECHNIQUE ET ETUDE DU COMPORTEMENT HYDROMECANIQUE DES TUFS CALCAIRES DE SETIF

4.1 Introduction

Les caractéristiques des encroûtements calcaires, telles que la nature minéralogique, la texture, la structure, la granulométrie, la teneur et la nature des fines, la forme et l'angularité des grains, la dureté et la présence de matières organiques, varient considérablement selon leur histoire géologique. Dans l'optique d'une utilisation en assises de chaussées, ces propriétés n'ont pas la même importance et n'interviennent pas de la même manière. Il est donc essentiel de se conformer aux normes en vigueur qui réglementent les caractéristiques requises pour les granulats. Ces normes portent sur des propriétés diverses, mesurées par des essais normalisés, en fonction de l'usage prévu.

Par ailleurs, il est important de noter que le sol support est soumis à des contraintes notables, dues au trafic routier, qu'il ne peut reprendre seul sans subir des déformations significatives. Pour cette raison, un corps de chaussée doit le recouvrir afin d'assurer une répartition convenable des efforts dus au trafic et de rendre les contraintes transmises au sol suffisamment faibles afin que celui-ci puisse les supporter sans dégradation.

Lors de la construction du corps de chaussée, et à fortiori en matériaux d'encroûtements calcaires, il est impératif de s'assurer que la chaussée ne présentera pas de déformations susceptibles d'impacter le confort et la sécurité des usagers tout au long de la vie de l'infrastructure.

En conséquence, l'optimisation du réseau routier et des investissements qui lui sont alloués passe par une meilleure compréhension et une maîtrise de la résistance à la déformation permanente des encroûtements calcaires dans les assises de chaussées. Ceci permet d'évaluer la durée de vie de la chaussée et d'anticiper les éventuels dommages causés à la structure routière.

A cet effet, un programme expérimental basé sur des essais d'identification géotechnique et des essais mécaniques a été réalisé. De plus, des mesures soniques et des observations au MEB ont été effectuées pour compléter les résultats obtenus. Les échantillons, soumis aux différents essais, proviennent des différents niveaux de l'horizon Bca, seul susceptible de fournir des granulats routiers.

Les recherches menées soulignent la singularité de ces matériaux, en explorant divers aspects de leur comportement dans les assises de chaussées, qui diffère considérablement de celui des graves classiques. Elles examinent notamment les problèmes liés au processus de compactage, les mécanismes de durcissement et l'impact, souvent néfaste, de l'eau sur leurs propriétés mécaniques.

Leur objectif est aussi d'expliquer la survenue rapide de graves dégradations causées par d'importantes déformations permanentes sur certaines sections soumises à un trafic dense pendant l'hiver. Elles ont permis de mettre en évidence l'impact crucial de la teneur en eau et d'identifier de nouveaux types de comportements mécaniques jusqu'alors inconnus pour ce type de matériaux.

4.2 Programme expérimental

4.2.1 Analyse chimique et essais d'identification géotechnique

Les essais conventionnels visant à identifier ces formations et à évaluer leur état ont été menés conformément aux normes généralement appliquées en géotechnique routière. Dans certaines situations, les laboratoires routiers en Algérie ajustent ces normes en raison des

caractéristiques particulières des tufs calcaires (Horta 1979; Alloul 1981; Morsli et al. 2007; Cherrak et al. 2015). Ainsi :

- L'analyse chimique sommaire a pour objectif de déterminer la composition quantitative élémentaire du matériau. Habituellement réalisée sur le passant au tamis de 1 mm, nous avons choisi, conformément aux recommandations de Horta (1979) et de certains laboratoires routiers algériens, d'étendre cette analyse à la fraction inférieure à 0,4 mm. Cette approche s'avère importante, car c'est sur cette fraction que les limites d'Atterberg sont déterminées, permettant ainsi de vérifier la nature du mortier (fraction granulométrique inférieure à 0,4 mm), un élément crucial pour la stabilité de la chaussée.
- L'analyse granulométrique est effectuée selon la norme NF EN 933-1 (2012). Pour les particules dont la taille est inférieure à 80 µm, la norme retenue est la NF EN ISO 17892-4 (2018). Etant donné la friabilité des tufs, le matériau a été préalablement mis à tremper dans un bac d'eau pendant une période allant de 12 à 24 heures avant l'essai afin de faciliter la séparation des particules agglomérées.
- Les limites d'Atterberg ont été établies selon la norme NF P 94-051 (1993). La coupelle rugueuse a été employée pour déterminer la limite de liquidité. Cet essai est actuellement le plus couramment réalisé pour évaluer la présence de minéraux argileux dans les encroûtements calcaires.
- L'essai d'équivalent de sable (ES) conforme à la norme NF EN 933-8+A1 (2015) permet de mesurer la proportion relative d'éléments fins dans un matériau et fournit une indication quant à sa propreté.
- L'essai au bleu de méthylène (MB) selon la norme (NF EN 933-9+A1 2013) est de plus en plus utilisé pour évaluer l'activité des particules argileuses dans les encroûtements calcaires en raison de sa simplicité et de sa rapidité.
- Les résultats de l'essai Los Angeles (LA) (NF EN 1097-2 2010) permettent de classer le matériau en fonction de sa friabilité, selon trois catégories, comme défini par Horta (1979) :
  - tufs à squelette (tufs cohérents) LA < 35%
  - tufs friables 35% < LA < 55%
  - tufs pulvérulents LA > 55%
- L'essai micro-Deval en présence d'eau (MDE) (NF EN 1097-1 2011) vise à mesurer la résistance du matériau à l'attrition. Dans les régions où les précipitations sont

abondantes, cet essai est particulièrement utile pour évaluer la sensibilité du matériau à l'eau.

4.2.2 Etude de comportement mécanique

Les graves issues d'encroûtements calcaires et destinées à la construction d'assises non traitées seront soumises à des contraintes notables. Il est donc nécessaire qu'elles présentent de bonnes caractéristiques mécaniques. Ces dernières doivent être préservées tout au long de la saison des pluies et face aux sollicitations répétées du trafic.

L'étude est axée essentiellement sur la sensibilité des tufs calcaires à l'eau. Il s'agit de bien connaître les effets que celle-ci va avoir sur le comportement de ces matériaux, que ce soit durant leur mise en œuvre ou, plus tard, durant la vie de la chaussée.

4.2.2.1 Essais Proctor et CBR

Deux essais sont essentiels pour rechercher une compacité maximale et une stabilité suffisante, garantissant ainsi la rigidité et la résistance de la chaussée face aux déformations permanentes :

- l'essai Proctor modifié (NF P 94-093 2014) qui a pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le poids volumique sec (ou densité sèche) d'un matériau soumis à une énergie de compactage déterminée. Durant les essais, un échantillon différent est utilisé pour chaque point de teneur en eau, en raison de la friabilité des tufs lors du processus de compactage (Morsli et al. 2007; Cherrak et al. 2015).
- l'essai CBR (California Bearing Ratio) (NF P 94-078 1997) est un essai de poinçonnement permettant d'évaluer la capacité portante d'un matériau pour les assises de chaussées. Il est réalisé juste après le compactage, puis à nouveau après une immersion de quatre jours.

4.2.2.2 Essais de résistance en compression simple et phénomène de durcissement

Les tufs calcaires durcissent et acquièrent leur résistance mécanique optimale par séchage après compactage en présence d'eau. Cependant, cette résistance diminue progressivement à mesure que le degré de saturation augmente, et disparaît complètement en cas de saturation totale (Horta 1979; Alloul 1981; Ben Dhia 1983; Colombier 1988; Morsli et al. 2007; Goual et al. 2012; Loualbia et al. 2017, 2018, 2021).

Ce processus réversible, connu sous le nom d'auto-stabilisation (Netterberg 1975), diffère considérablement de ce qui se produit avec les liants hydrauliques, où se forment des liaisons rigides et permanentes.

La résistance de ces matériaux, résultant du processus de durcissement, est appréciée par des essais de résistance à la compression simple effectués sur des éprouvettes cylindriques de tuf mesurant 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Ces éprouvettes sont fabriquées à partir de la fraction granulométrique 0/5 mm, selon les conditions de l'Optimum Proctor Modifié (OPM), par compactage statique dans un moule à double piston. Les essais de compression sont réalisés après des périodes de séchage de 0, 2, 7, 14 et 28 jours à une température de 20 °C. Les résultats sont ensuite comparés à ceux obtenus à partir d'éprouvettes fabriquées dans les mêmes conditions, mais séchées à 55 °C et à 110 °C pendant 48 heures. Après 28 jours de séchage à 20 °C, la teneur en eau est d'environ 2%, tandis que les éprouvettes séchées à 55 °C et à 110 °C durant 48 heures présentent une teneur en eau quasi nulle.

Nous pouvons ainsi étudier l'influence de la teneur en eau, de la durée de séchage et de la température sur le phénomène de durcissement.

Nous nous concentrons exclusivement sur le mode de séchage rapide, car les recherches antérieures (Alloul 1981; Ben Dhia 1983; Colombier 1988; Morsli et al. 2007; Loualbia et al. 2017, 2018, 2021) ont démontré que seul ce mode permet d'atteindre des résistances élevées.

4.2.2.3 Essais de traction indirecte

L'essai de traction indirecte, également connu sous le nom d'essai brésilien, consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à une compression diamétrale entre deux plateaux d'une presse. Cette compression diamétrale fournit une mesure conventionnelle de la résistance à la traction (Rt). Les éprouvettes utilisées dans cet essai sont identiques à celles préparées pour les essais de compression simple.

Nous avons effectué seulement deux essais, l'un à 0 jour et l'autre à 28 jours de séchage.

4.2.2.4 Essais triaxiaux sous chargements statiques

Généralement, les éprouvettes sont testées à l'état de saturation. En pratique, cet état est rarement atteint au niveau des assises de chaussées, pour autant qu'un bon drainage soit assuré et que le profil de la route soit adéquat. L'imbibition des assises de chaussées ne se produit pas instantanément. Dans le cas des tufs calcaires de Sétif, l'état de saturation peut être atteint de manière localisée par l'infiltration des eaux de pluie à travers les fissures de la chaussée, ou plus rarement lors de la fonte du manteau neigeux. Par conséquent, nous considérons que la comparaison entre les états sec et humide est plus pertinente et offre une meilleure compréhension de l'interaction eau-solide. De plus, réaliser des essais à l'état saturé sur des matériaux réputés pour leur sensibilité à l'eau peut entraîner des ruptures précoces des éprouvettes, empêchant ainsi la collecte de données utiles (Bilodeau et al. 2017).

Nous avons conduit des essais triaxiaux de type "consolidés drainés" sur deux séries d'éprouvettes de tuf mesurant 40 mm de diamètre et 80 mm de hauteur. Ces éprouvettes ont été confectionnées par compactage statique aux conditions de l'OPM. L'étude a d'abord porté sur des éprouvettes sèches, puis répétée avec des éprouvettes humides pour évaluer l'influence de l'eau sur ces matériaux.

La première série a été séchée pendant 3 mois à une température de 20 °C. Les échantillons présentaient encore une teneur en eau d'environ 1,2%.

La seconde série concerne les échantillons humides. Les mesures moyennes des teneurs en eau des assises en tufs calcaires de Sétif, effectuées en hiver par les laboratoires routiers algériens, indiquent qu'après les précipitations, la teneur en eau se situe autour de 10%. Cette valeur correspond approximativement à la teneur en eau de l'Optimum Proctor Modifié (w_{OPM} = 10,5%) du matériau. Des constatations similaires sont rapportées par Struillou et Alloul (1984). Ainsi, les essais triaxiaux sur les tufs humides ont été réalisés à la teneur en eau de l'OPM.

4.2.2.5 Comportements particuliers des tufs calcaires

A l'image de la craie, un matériau présentant également un comportement mécanique bien particulier, nous avons entrepris d'évaluer l'aptitude à l'extrusion des tufs calcaires de Sétif. Cette évaluation a été menée à travers un essai d'extrusion, où une contrainte verticale est appliquée, au moyen d'un piston, à l'échantillon placé dans un moule cylindrique perforé à sa base. L'ouverture mesure 2 mm de diamètre. L'essai est conduit à vitesse constante

d'avancement du piston (0,5 mm/min) jusqu'à ce que l'échantillon s'écoule à travers l'ouverture de la base, adoptant une consistance similaire à celle d'un fluide épais (Risnes 1990; Schroeder 2001).

L'essai a été réalisé pour deux niveaux de teneur en eau : 10,5% (correspondant à la teneur en eau de l'OPM) et 20%. La granulométrie des échantillons testés correspond à la fraction inférieure à 1 mm. Ensuite, l'essai a été répété avec les mêmes teneurs en eau, mais cette fois-ci avec une ouverture de 10 mm, afin d'étudier l'influence du diamètre sur le phénomène d'extrusion.

Il convient de souligner que les techniques routières ne recourent pas à ce type d'essai. Néanmoins, plusieurs raisons ont suscité notre intérêt pour ce comportement singulier :

- les contrôles de charges des poids lourds sont peu courants en Algérie, laissant ainsi présager des dépassements fréquents des limites autorisées ;
- en parallèle, les laboratoires routiers algériens font état d'une augmentation des cas de déformations importantes et rapides sur certaines sections de routes, principalement observées en période hivernale et liées à un trafic lourd (figure 4.1) ;



FIGURE 4.1 – Orniérage important de la chaussée (région de Mezloug)

- l'observation d'une plasticité parfaite lors des essais triaxiaux sur les tufs secs révèle un comportement contractant de ces matériaux poreux, indiquant un risque élevé de liquéfaction et, par conséquent, une probable aptitude à l'extrusion ;
- l'aptitude à l'extrusion est un comportement mécanique caractéristique de la craie (Risnes 1990; Schroeder 2001; Nadah 2010). Etant donné que la craie appartient également à la famille des roches carbonatées, nous avons été encouragés à explorer cette voie.

L'objectif de l'étude de l'aptitude à l'extrusion des tufs calcaires de Sétif est de comprendre l'évolution de ces matériaux en présence d'eau, notamment les changements de leur comportement mécanique et les modifications texturales qui en découlent.

Pour conclure, des observations au microscope électronique à balayage (MEB) et des mesures soniques ont été réalisées pour compléter les résultats obtenus au cours de la mise en œuvre de ce plan expérimental.

4.3 Résultats et discussions

4.3.1 Analyse chimique et identification géotechnique

Les résultats de l'analyse chimique (tableau 4.1) mettent en évidence une variation de la composition chimique de l'encroûtement calcaire en fonction de sa profondeur dans la formation (Ruellan 1967; Colombier 1988). On observe une diminution progressive de la teneur en $CaCO_3$ de l'encroûtement en descendant, tandis que la concentration en SiO_2 augmente. On remarque également une augmentation, bien que moins significative, en Al_2O_3 et Fe_2O_3 vers le bas, suggérant la présence possible de minéraux argileux.

L'analyse chimique indique par ailleurs l'absence de sulfates, une caractéristique typique des encroûtements calcaires de la zone subhumide, où ils y sont rapidement lessivés (Horta 1979). De plus, les matières organiques sont absentes, ce qui est positif, car leur présence peut entraver la prise des liants hydrauliques (Colombier 1988).

Enfin, il est à noter que le mortier (fraction granulométrique inférieure à 0,4 mm) présente une composition chimique similaire à celle de la fraction inférieure à 1 mm, indiquant sa nature carbonatée avec une proportion de silice et probablement une fraction argileuse.

TABLEAU 4.1 – Résultats de l'analyse chimique sommaire (Boustila et al. 2023)

Eléments majeurs (%)	Dalle compacte	Eléments durs de la croûte	Eléments friables de la croûte	
			Fraction < 1 mm	Fraction < 0.4 mm
$CaCO_3$	94.72	75.70	68.23	67.62
SiO_2	3.96	19.02	25.43	25.96
Al_2O_3	0.51	1.96	3.00	3.10
Fe_2O_3	0.22	1.03	1.32	1.34
MgO	0.76	1.07	1.34	1.34
MnO	0.003	0.006	0.01	0.01
K_2O	0.05	0.25	0.35	0.35
Na_2O	0.07	0.07	0.10	0.10

Par ailleurs, l'analyse de la courbe granulométrique (figure 4.2) permet de voir que le matériau se conforme bien au fuseau de spécification typique des tufs, mais se trouve en dehors du fuseau des graves non traitées (GNT). Entre ces deux fuseaux définis par le CTTP (2001), les laboratoires routiers algériens préfèrent généralement adopter le fuseau de spécification des GNT, plus contraignant, notamment pour les fractions inférieures à 2 mm, qui représentent 60% de ce matériau. Nous constatons également que 55% des éléments ont une taille inférieure au millimètre.

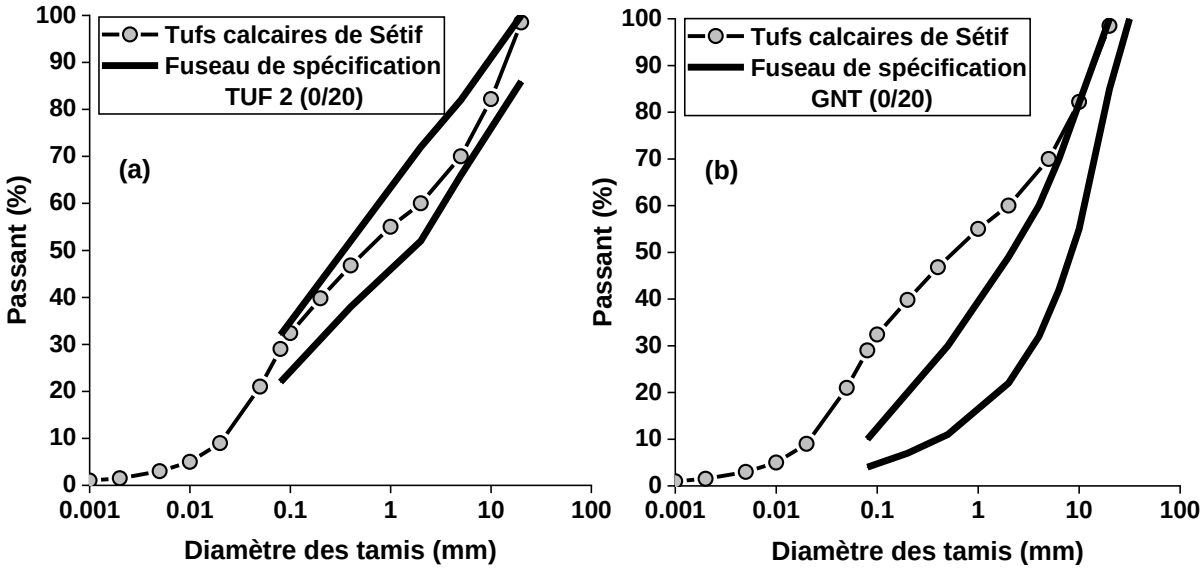


FIGURE 4.2 – Courbe granulométrique des tufs étudiés comparée en (a) au fuseau de spécification TUF 2 (0/20) et en (b) au fuseau de spécification des GNT (0/20) (CTTP 2001) (Boustila et al. 2023)

La proportion de fines (fraction granulométrique inférieure à 0,08 mm) est significative, atteignant 29%, et tend vers la limite supérieure des seuils de référence (tableau 4.2). La nature et la qualité de ces fines exercent une influence directe sur la tenue de l'assise de chaussée et conditionnent des paramètres essentiels tels que la compacité, la cohésion et les déformations permanentes (Barksdale et Itani 1989; Dawson et al. 1996; Gidel 2001; Dawson et Kolisoja 2004).

Généralement, une augmentation de la proportion de fines compromet la stabilité de l'assise de chaussée, surtout en présence d'une teneur en eau élevée. Cependant, dans le cas des tufs calcaires, la présence de fines, principalement calcaires et siliceuses, et la faible quantité de minéraux argileux limitent leur influence (Ben Dhia 1983; Colombier 1988).

La suite des résultats expérimentaux, nécessaires pour l'identification des tufs calcaires de Sétif, sont récapitulés dans le tableau 4.2.

TABLEAU 4.2 – Résumé des principales caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des tufs calcaires étudiés (Boustila et al. 2023)

Essais	Résultats	Seuils de référence		
		Struillou et Alloul (1984)	CTTP (2001)	GTR (1992)
D_{max} (mm)	20	-	20-40	≤ 50
< 2 mm (%)	60	-	52-72	≤ 70
< 0.4 mm (%)	47	-	38-52	-
< 80 µm (%)	29	≤ 30	22-32	≤ 35
Coefficient d'uniformité: C_u	87			
Coefficient de courbure: C_c	0.14			
Limite de liquidité: w_L (%)	40	-	< 40	-
Limite de plasticité: w_P (%)	24			
Indice de plasticité: I_P (%)	16	≤ 10 (zone II subhumide) ≤ 13 (zone III semi-aride)	< 15	≤ 12
Equivalent de sable: ES (%)	14			
Valeur de bleu de méthylène: MB	0.65	-	-	< 1.5
Los Angeles: LA (%)	Sur dalle compacte: 24 Sur croûte: 67.6	35-100 selon le trafic et le type de couche (base ou fondation)	-	≤ 45

Micro-Deval en présence d'eau: MDE (%)	Sur dalle compacte: 26.5 Sur croûte: 93.4	-	-	≤ 45
Poids volumique optimal: γ_{dOPM} (kN/m^3)	19.5			
Teneur en eau optimale: w_{OPM} (%)	10.5			
Essai CBR immédiat: I CBR I (%)	75			
Essai CBR après 4 jours d'immersion: I $CBR_{4\ j\ immersion}$ (%)	35	≥ 40-100 selon le trafic	-	-
$CaCO_3$ (%)	68-94	≥ 70 (couche de base) ≥ 60 (couche de fondation)	≥ 45	-
Classification		-	-	Dalle compacte: R_{21} Croûte: R_{22}

L'indice de plasticité, assez élevé (IP = 16), suggère probablement la présence de minéraux argileux dans les tufs calcaires de Sétif. Ces conclusions sont également corroborées par les résultats de l'essai au bleu de méthylène (MB = 0,65) et de l'essai d'équivalent de sable (ES = 14%).

Le résultat élevé de l'essai Los Angeles (LA = 67,6%) effectué sur la croûte classe le matériau parmi les tufs pulvérulents (LA > 55%). En revanche, la faible valeur obtenue avec la dalle compacte (LA = 24%) confirme la nécessité de la concasser et de l'incorporer dans le 0/D extrait.

L'essai micro-Deval en présence d'eau révèle une sensibilité prononcée de la croûte à l'eau (MDE = 93,4%). A l'inverse, la dalle compacte présente une faible attrition et une sensibilité négligeable à l'eau (MDE = 26,5%).

Les résultats des essais Los Angeles et micro-Deval en présence d'eau montrent que seule la dalle compacte satisfait aux normes routières (figure 4.3). Ainsi, son incorporation en mélange avec le reste du matériau est impérative pour renforcer la portance et la stabilité de la chaussée tout en réduisant sa sensibilité à l'eau (Horta 1979).

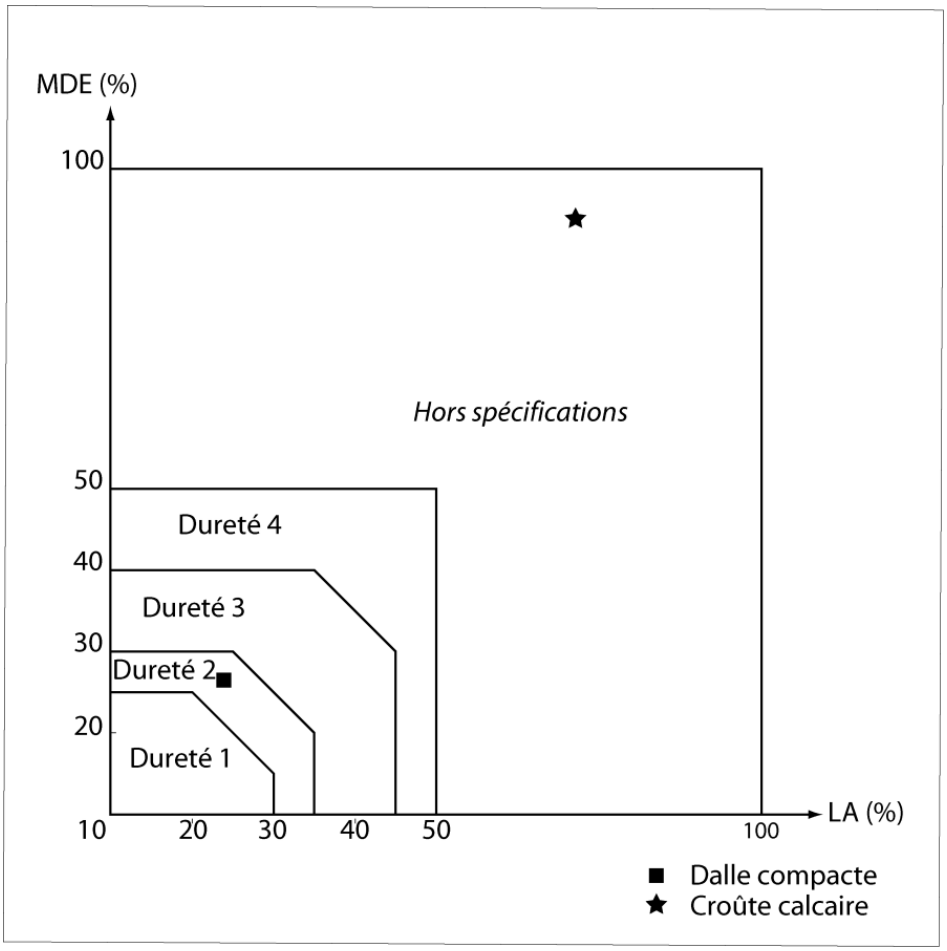


FIGURE 4.3 – Situation des tufs calcaires de Sétif par rapport aux classes de dureté admises en technique routière

Il apparait également que la teneur en $CaCO_3$ soit un indicateur fiable de la dureté des granulats extraits des encroûtements calcaires.

Les résultats des mesures soniques (ondes longitudinales V_L et ondes transversales V_T) réalisées à la fois sur la dalle compacte et sur les éléments durs de la croûte le confirment (tableau 4.3).

TABLEAU 4.3 – Influence de la teneur en $CaCO_3$ sur la dureté des tufs calcaires (Boustila et al. 2023)

Caractéristiques	Dalle compacte	Eléments durs de la croûte
Teneur en $CaCO_3$ (%)	94.72	75.70
V_L (m/s)	3411	2380
V_T (m/s)	1874	1658

D'ailleurs, Struillou et Alloul (1984) ainsi que le CTTP (2001) établissent des seuils limites de teneur en $CaCO_3$ pour leur utilisation dans les assises de chaussées (tableau 4.2). Ben Dhia (1983) souligne aussi que les encroûtements présentant une teneur plus élevée en $CaCO_3$ affichent de meilleures caractéristiques mécaniques.

4.3.2 Comportement au compactage et portance

En comparant les résultats de l'essai Proctor (tableau 4.2) avec ceux des graves classiques, dont les paramètres à l'OPM sont en moyenne w_{OPM} = 6% et γ_d = 22 kN/m^3 (Ben Dhia 1983), nous constatons que la teneur en eau optimale (w_{OPM} = 10,5%) est élevée.

Compte tenu de leur grande porosité qui varie entre 30 et 50% (Struillou et Alloul 1984), les parties tendres et friables nécessitent un apport important en eau, indispensable à leur mise en œuvre.

L'obtention de cette teneur en eau est particulièrement difficile dans les régions semi-arides et arides, où l'on se satisfait souvent d'une teneur en eau nettement inférieure à l'OPM (Struillou et Alloul 1984; CTTP 2001).

Les températures élevées et la présence du vent exacerbent le problème et rendent l'opération de compactage difficile, même en zone subhumide.

Alonso et al. (1990, 2013) ont montré que lorsqu'un sol est compacté trop sec et qu'il est soumis à un trafic dense et lourd, il s'effondre lors d'une imbibition ultérieure (figure 4.4). Quand le degré de saturation est bas, l'eau se trouve sous forme de ménisques et favorise une cohésion entre les grains qui empêche ainsi leur réarrangement lors du compactage. Cela maintient un indice des vides élevé, permettant l'absorption d'une grande quantité d'eau, ce qui entraîne une diminution brutale de la succion et donc une disparition de la cohésion. Cette situation conduit à une perte de consistance et contribue à l'apparition de tassements et de fissures (figure 4.4).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

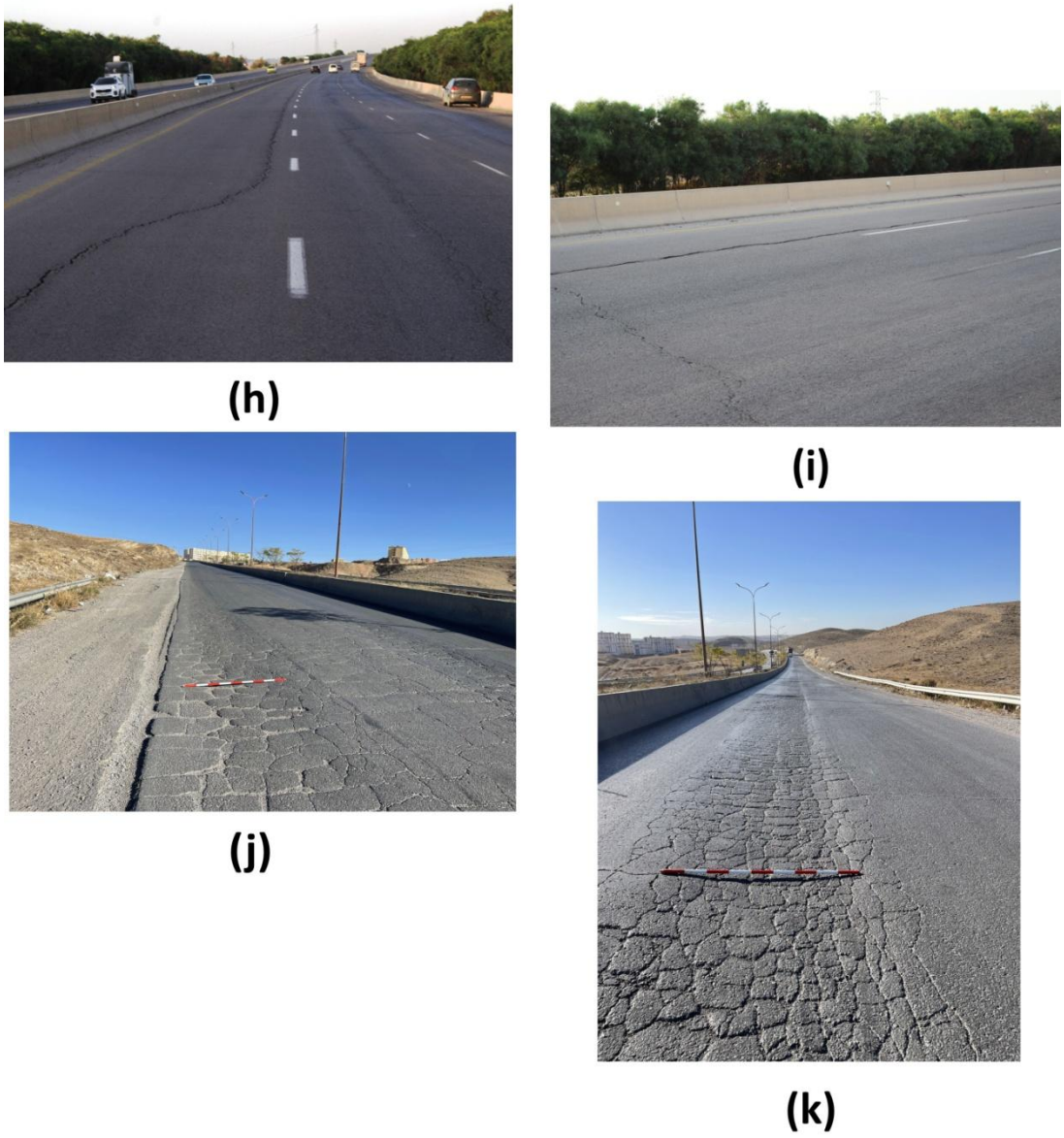


FIGURE 4.4 – Désordres évoqués par Alonso et al. (1990, 2013) et observés dans la région de Sétif : (a), (b), (c) et (d) tassement de la chaussée par endroits ; (e) et (f) apparition de fissures transversales suite au tassement de la chaussée ; (g) tassement important de la chaussée (autoroute Est-Ouest) ; (h) fissure longitudinale qui s'étend sur des kilomètres (autoroute Est-Ouest) ; (i) fissure transversale (autoroute Est-Ouest) ; (j) rupture en dalles (faïençage), classique pour une assise qui repose sur un sol support déformable ; (k) il est également possible de constater à la fois un faïençage et un orniérage de la chaussée

Les tufs calcaires peuvent également entraîner d'autres difficultés lors de l'opération de compactage. Des photographies d'archives (figures 4.5 et 4.6), prises durant la réalisation d'un remblai à l'aéroport de Constantine au milieu des années 90, illustrent les problèmes liés à la manipulation de ces matériaux.

- Une baisse d'environ 4% de la teneur en eau à l'OPM, ce qui est fréquent en été, associée à une forte énergie de compactage, entraîne la remontée des fines en surface et favorise la formation de feuillets (figure 4.5).
- Lorsque la teneur en eau dépasse celle de l'OPM pendant la mise en œuvre, le degré de saturation augmente, ce qui entraîne l'apparition du phénomène de matelassage lors du compactage (figure 4.6). Ce même phénomène a été observé par Ben Dhia (1983) en Tunisie.



FIGURE 4.5 – Formation de feuillets suite à un déficit en eau et à un compactage intensif (Boustila et al. 2023)



FIGURE 4.6 – Aération du sol après constatation du phénomène de matelassage (Boustila et al. 2023)

Ces observations soulignent l'importance de choisir judicieusement le matériel de compactage et de respecter les paramètres déterminés en laboratoire.

Pour prévenir les problèmes causés par les variations de la teneur en eau, il peut être nécessaire d'agir sur la granulométrie. Cette action peut consister soit à trier les matériaux extraits pour privilégier la dalle compacte et les croûtes dures, suivie de leur concassage et criblage (Struillou et Alloul 1984; CTTP 2001), soit à ajouter un matériau correcteur tel qu'un sable siliceux pour réduire l'indice des vides après compactage (Cherrak et al. 2015; Daheur et al. 2019; Akacem et al. 2020).

D'autre part, la friabilité des tufs calcaires et leur sensibilité aux chocs et à l'attrition suscitent souvent des inquiétudes quant à l'évolution de leur granulométrie pendant le compactage. Heureusement, cette évolution n'est pas significative, à condition d'exclure les tufs les plus friables, qui sont interdits de toute utilisation routière (Ben Dhia 1983; Struillou et Alloul 1984; Colombier 1988; Morsli et al. 2007).

En ce qui concerne la portance, l'indice CBR à poinçonnement immédiat après compactage est relativement élevé (75%). Cependant, la valeur de l'indice CBR après quatre jours d'immersion (35%), habituellement utilisée comme référence en zone subhumide, est nettement inférieure à l'indice immédiat. Par ailleurs, les résultats de ces essais sont fortement influencés par la granulométrie et la présence d'éléments durs (Alloul 1981).

Il convient de souligner que les maximums de l'indice CBR immédiat sont généralement observés pour des teneurs en eau inférieures de 1 à 2% à l'OPM. Diverses études (Lekarp et al. 2000; Werkmeister et al. 2003; Carrera et al. 2009; Cracium 2009; Bilodeau et al. 2011) ont démontré l'importance de la teneur en eau dans l'apparition de la plasticité. L'imbibition des fines calcaires et argileuses à une teneur légèrement en dessous de l'OPM offre un arrangement plus favorable tout en limitant l'apparition de l'état plastique (Alloul 1981).

4.3.3 Evolution de la résistance en compression simple durant le séchage

La figure 4.7 présente l'évolution de la résistance en compression simple (Rc) en fonction de la teneur en eau durant le séchage. Nous observons qu'un séchage à 20 °C pendant 2 à 3 jours est amplement suffisant pour atteindre des résistances en compression simple élevées, se rapprochant des valeurs maximales. Au-delà de cette période, l'augmentation de la résistance devient plus lente et tend à se stabiliser à partir du 7ème jour vers une valeur finale.

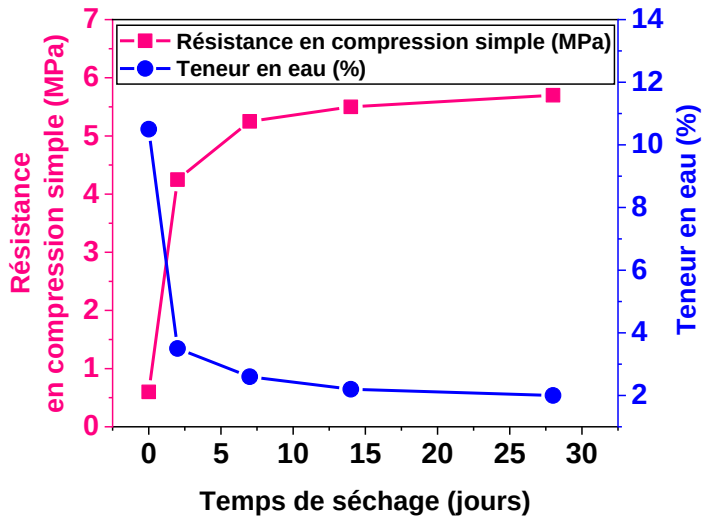


FIGURE 4.7 – Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la teneur en eau et du temps de séchage (Boustila et al. 2023)

L'accroissement de la résistance en compression simple est étroitement lié à la réduction de la teneur en eau. Une dessiccation rapide résultant de l'évaporation de l'eau près de la surface induit une augmentation notable de la résistance en compression. Ensuite, à mesure que l'évaporation diminue, l'évolution de la résistance ralentit. Le retrait de l'eau entraîne en réalité le développement d'une succion qui renforce les forces de contact entre les grains solides. Cela confère au matériau une cohésion supplémentaire et une certaine rigidité, améliorant ainsi sa résistance à la compression, comme l'ont également démontré des travaux antérieurs (Goual et al. 2012; Loualbia et al. 2017, 2018, 2021).

Nous constatons par ailleurs une augmentation importante de la résistance en compression simple après le séchage, avec des valeurs multipliées par environ 10. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus par Alloul (1981) et Colombier (1988).

De plus, les valeurs les plus élevées de résistance en compression simple sont obtenues pour un séchage à 55 °C (figure 4.8). A 110 °C, la résistance du matériau diminue en raison de l'apparition de microfissures provoquées par le retrait du matériau (Lion 2004; Chen 2009).

Ce constat est appuyé par les résultats des mesures soniques (figure 4.8). Les vitesses longitudinales (V_L) et transversales (V_T) augmentent avec l'élévation de la température de séchage et atteignent leur maximum à 55 °C, pour ensuite baisser progressivement à mesure que la température approche les 110 °C. Mounanga (2003) a également observé que l'eau adsorbée du matériau disparaît complètement entre 105 °C et 140 °C.

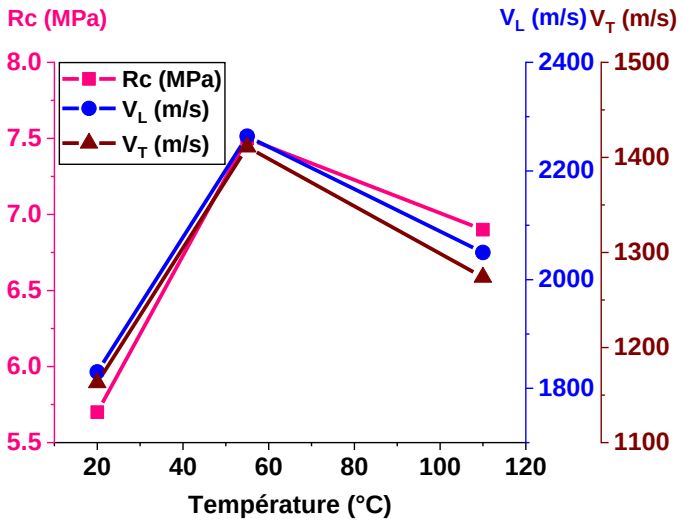


FIGURE 4.8 – Effets de la température de séchage sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des tufs calcaires (Boustila et al. 2023)

L'origine et le processus du durcissement ne sont pas totalement compris. Le mécanisme est complexe et les études sur ce phénomène sont rares. Alloul (1981) le relie à un meilleur arrangement des grains lors du compactage. Ensuite, le séchage apporte une cohésion supplémentaire, ce qui confère une plus grande rigidité à la structure. Ben Dhia (1983) et Morsli et al. (2007) suggèrent que cette rigidité résulte d'une dissolution partielle du $CaCO_3$, suivie de sa recristallisation après séchage, tandis que Goual et al. (2012) attribuent ce phénomène à la succion. Loualbia et al. (2018, 2021) soutiennent que le développement d'une succion est le principal responsable de l'augmentation de la rigidité, tout en reconnaissant qu'un processus de dissolution-recristallisation peut également jouer un rôle.

Pour notre part, nous considérons que le durcissement des tufs calcaires résulterait de la conjonction de plusieurs phénomènes, parmi lesquels la succion jouerait un rôle prépondérant. Des recherches antérieures sur les sols non saturés (Delage 1987; Taibi 1994; Li 1999; Gras 2011; Goual et al. 2012; Ho 2013; Loualbia et al. 2017, 2018, 2021) ont mis en évidence l'existence et l'importance de ce phénomène dans ces matériaux, notamment en raison de leur forte teneur en fines carbonatées.

Cependant, des observations réalisées au microscope électronique à balayage (MEB) soutiennent également l'hypothèse de la dissolution-recristallisation. Les images que nous avons prises révèlent des zones de dissolution à la base des éprouvettes (figure 4.9) et des zones de dépôt et de recristallisation de la calcite dans les parties supérieures après ascension de l'eau chargée en $CaCO_3$ dissous et en fines carbonatées de tailles microscopiques (figure 4.10). Bien que de nouvelles liaisons de nature minéralogique se soient formées, favorisant ainsi le processus de durcissement (Ben Dhia 1983; Morsli et al. 2007), nous estimons qu'elles sont trop récentes et donc pas assez solides pour résister aux effets de l'eau et aux contraintes induites par le trafic. Cela explique pourquoi le phénomène disparaît rapidement en cas d'augmentation significative de la teneur en eau.

Dans le cas des tufs calcaires, l'opération de compactage semble être un facteur déterminant de l'importance du durcissement. En plus de lubrifier les grains pour offrir une meilleure compacité grâce à un meilleur arrangement (Alloul 1981), l'eau de compactage joue aussi un rôle essentiel dans le phénomène de dissolution-recristallisation. La quantité de $CaCO_3$ dissous, et donc la concentration du soluté susceptible de précipiter, dépend de la teneur en eau de l'OPM (Morsli et al. 2007).

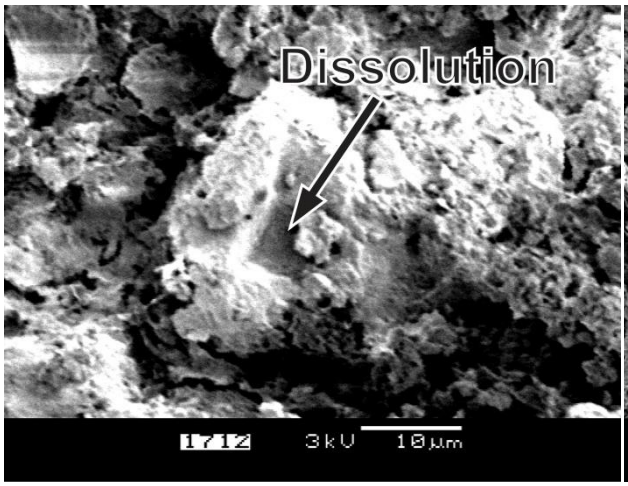


FIGURE 4.9 – Dissolution d'un cristal de calcite (Boustila et al. 2023)

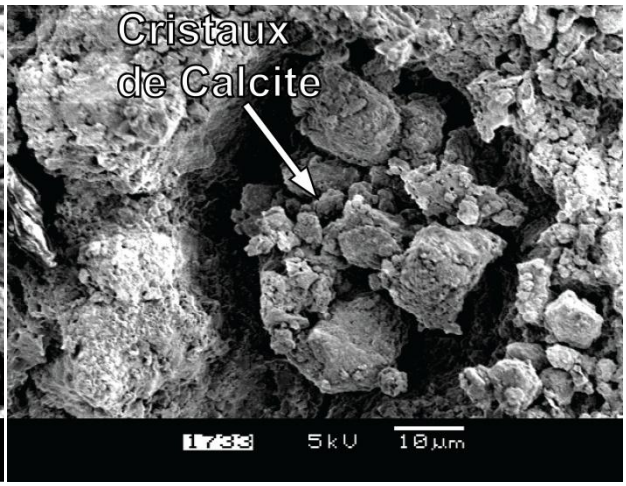


FIGURE 4.10 – Dépôt de cristaux de calcite (Boustila et al. 2023)

Par conséquent, une mise en œuvre par temps chaud réduira le temps de dissolution et pourrait ainsi atténuer la contribution des nouvelles liaisons formées, favorisant ainsi davantage le phénomène de succion.

Dans le processus de durcissement, l'eau apporte à la fois une cohésion capillaire et une cohésion solide grâce à la recristallisation (Soulié, 2005; Soulié et al., 2007).

Enfin, il convient de rappeler que la présence de minéraux argileux contribue également à la cohésion des tufs calcaires.

4.3.4 Essais de traction indirecte

Les résultats des essais de traction indirecte sont repris dans le tableau 4.4.

TABLEAU 4.4 – Résultats des essais de traction indirecte

Temps de séchage (jours)	Séchage à 20°	
	w (%)	R_t (MPa)
0	10,5	0,11
28	1,9	0,42

Il apparaît que la résistance à la traction indirecte augmente avec la durée de séchage (multipliée par environ 4). Cependant, cette augmentation est moins marquée que celle observée pour la résistance à la compression simple (multipliée par environ 10).

4.3.5 Comportement sous chargements statiques

Les résultats des essais réalisés sur les échantillons secs et humides sont présentés à travers les courbes déviateur-déformation pour différentes contraintes latérales σ_3 (figure 4.11).

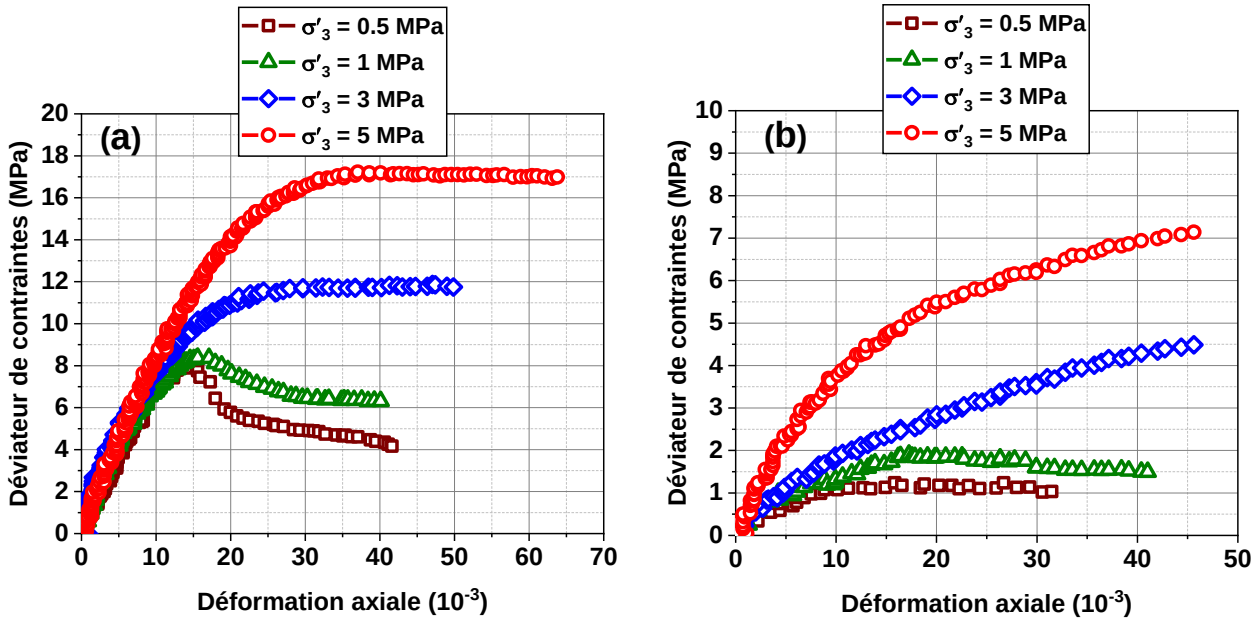


FIGURE 4.11 – Courbes contraintes-déformations des tufs calcaires de Sétif. Essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) tufs secs; (b) tufs humides (w = 10.5%) (Boustila et al. 2023)

Nous observons que les tufs calcaires de Sétif affichent un comportement fragile à l'état sec sous de faibles contraintes de confinement (0,5 MPa et 1 MPa). Pour σ_3 = 0,5 MPa, la courbe déviateur-déformation présente un pic bien distinct, conventionnellement associé à la rupture. Lorsque $\sigma_3 \geq 1$ MPa, le déviateur à la rupture augmente, mais les courbes ne présentent plus de pic, mais un plateau. Le matériau adopte alors un comportement plastique.

Les figures 4.12 et 4.13 montrent l'état des éprouvettes à la fin des essais

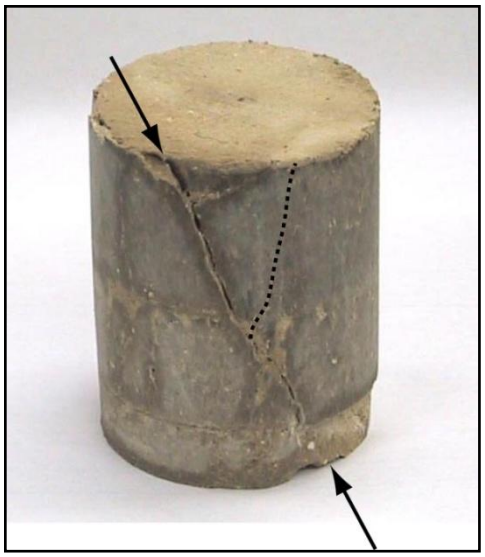


FIGURE 4.12 – Rupture fragile d'une éprouvette de tuf sec. Cette orientation des fissures est caractéristique de l'essai triaxial



FIGURE 4.13 – Rupture ductile. Notons la présence de deux familles de fissures

A l'état humide, le matériau acquiert une plus grande ductilité. Nous constatons une réduction significative de la phase linéaire pseudo-élastique, marquée par une diminution de la valeur du déviateur associé à l'entrée en plasticité.

La résistance plus importante des tufs secs peut s'expliquer par le phénomène de succion, comme l'ont souligné plusieurs études (Goual et al. 2012; Loualbia et al. 2017, 2018, 2021). En effet, même en étant secs, les tufs conservent encore une faible quantité d'eau sous forme de petits ménisques situés près des points de contact entre les grains, ce qui induit un état de succion (Delage 1987; Taibi 1994; Li 1999; Gras 2011; Goual et al. 2012; Ho 2013; Loualbia et al. 2017, 2018, 2021). Une force d'attraction entre les grains va alors se manifester, ce qui les resserre et accroît le nombre de points de contact. Cela se traduit par une réduction de la déformation et, par conséquent, une amélioration du comportement mécanique du matériau. Ce processus peut être particulièrement important, surtout lorsque le matériau contient une quantité importante de fines et que la taille des pores est réduite.

Cependant, un apport d'eau, tel que celui nécessaire pour atteindre la teneur en eau optimale (OPM), va entraîner la disparition d'une partie des ménisques qui assurent la cohésion et la rigidité du matériau. La baisse des tensions capillaires va réduire la cohésion du matériau, entraînant ainsi une chute brutale de sa résistance au cisaillement (Soulié 2005; Soulié et al. 2006; Soulié 2008; Gras 2011). Ces conclusions concordent avec celles de

Kolisoja (1994), Paute et al. (1994) et Hornych et al. (1998), qui notent que les déformations permanentes deviennent très importantes lorsque la teneur en eau se rapproche de celle de l'OPM.

Les chemins de contraintes effectives dans le plan [p', q] sont illustrées par la figure 4.14. Ils présentent une pente de 3 pour 1, typique des essais consolidés drainés.

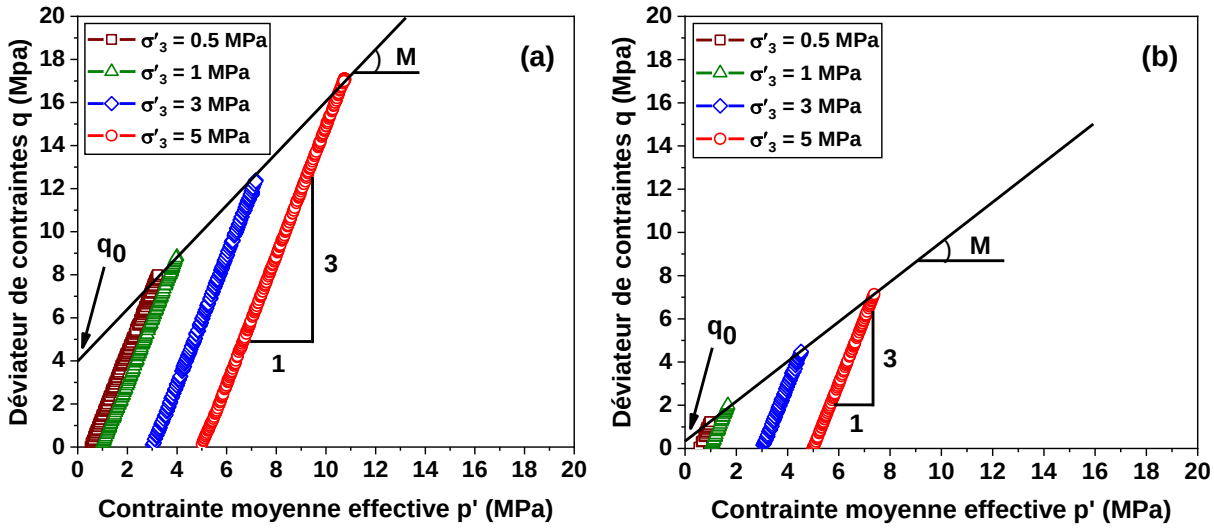


FIGURE 4.14 – Représentation dans le plan[p', q] des chemins de contraintes effectives suivis lors des essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) tufs secs; (b) tufs humides (w = 10.5%) (Boustila et al. 2023)

Les données relatives à la cohésion et à l'angle de frottement interne, déduites des essais triaxiaux, sont reprises dans le tableau 4.5.

En comparaison avec les graves classiques obtenues par le concassage de matériaux plus durs (pour lesquels la cohésion est quasi nulle et l'angle de frottement interne est proche de 50°), les tufs calcaires de Sétif présentent, à l'état sec, une cohésion élevée et un angle de frottement interne faible. Toutefois, sur les chantiers, l'incorporation des gros éléments et de la dalle compacte concassée devrait considérablement améliorer l'angle de frottement interne. Uthus (2007) a montré que l'angularité et la texture de la surface des granulats ont un effet positif sur l'angle de frottement, ce qui accroît la résistance aux déformations permanentes.

TABLEAU 4.5 – Paramètres des chemins de contraintes des essais triaxiaux (Boustila et al. 2023)

	Paramètres Mohr-Coulomb		Plan [p′, q]	
	c′ (MPa)	φ′ (°)	M	q_0 (MPa)
Tufs secs	1.91	27	1.05	4
Tufs humides (w = 10.5%)	0.19	10	0.36	0.4
Grave 0/20 concassée alluvionnaire silico-calcaire de Garonne (Grave témoin) (Ben Dhia 1983)	0.068	53	2.18	0.11

En examinant les propriétés intrinsèques des tufs à l'état sec et humide (tableau 4.5), nous constatons que le séchage a considérablement augmenté la cohésion, multipliant celle-ci par 10 (similaire à l'effet observé sur la résistance en compression simple), et qu'il a également augmenté l'angle de frottement interne d'environ trois fois. Etant donné la sensibilité de ces matériaux à l'eau, maintenir ces deux paramètres (cohésion et angle de frottement interne) à des niveaux élevés est crucial. Pour ce faire, il est essentiel d'utiliser un matériau doté d'un squelette solide et de veiller à ce que la teneur en eau de la chaussée reste toujours inférieure à l'OPM. L'installation d'un système de drainage efficace peut accélérer le ruissellement et réduire l'infiltration d'eau. De plus, respecter la teneur en eau de compactage et la densité en place lors de la mise en œuvre est essentiel pour atteindre la plus grande compacité possible. Cela permet de réduire la sensibilité de la chaussée à l'eau et de préserver la cohésion des matériaux.

4.3.6 Aptitude à l'extrusion et conséquences

Les résultats obtenus à partir des essais d'extrusion, pour deux niveaux de teneur en eau (w = 10,5% et 20%) et deux diamètres d'ouverture (∅ = 2 mm et 10 mm), sont illustrées à la figure 4.15.

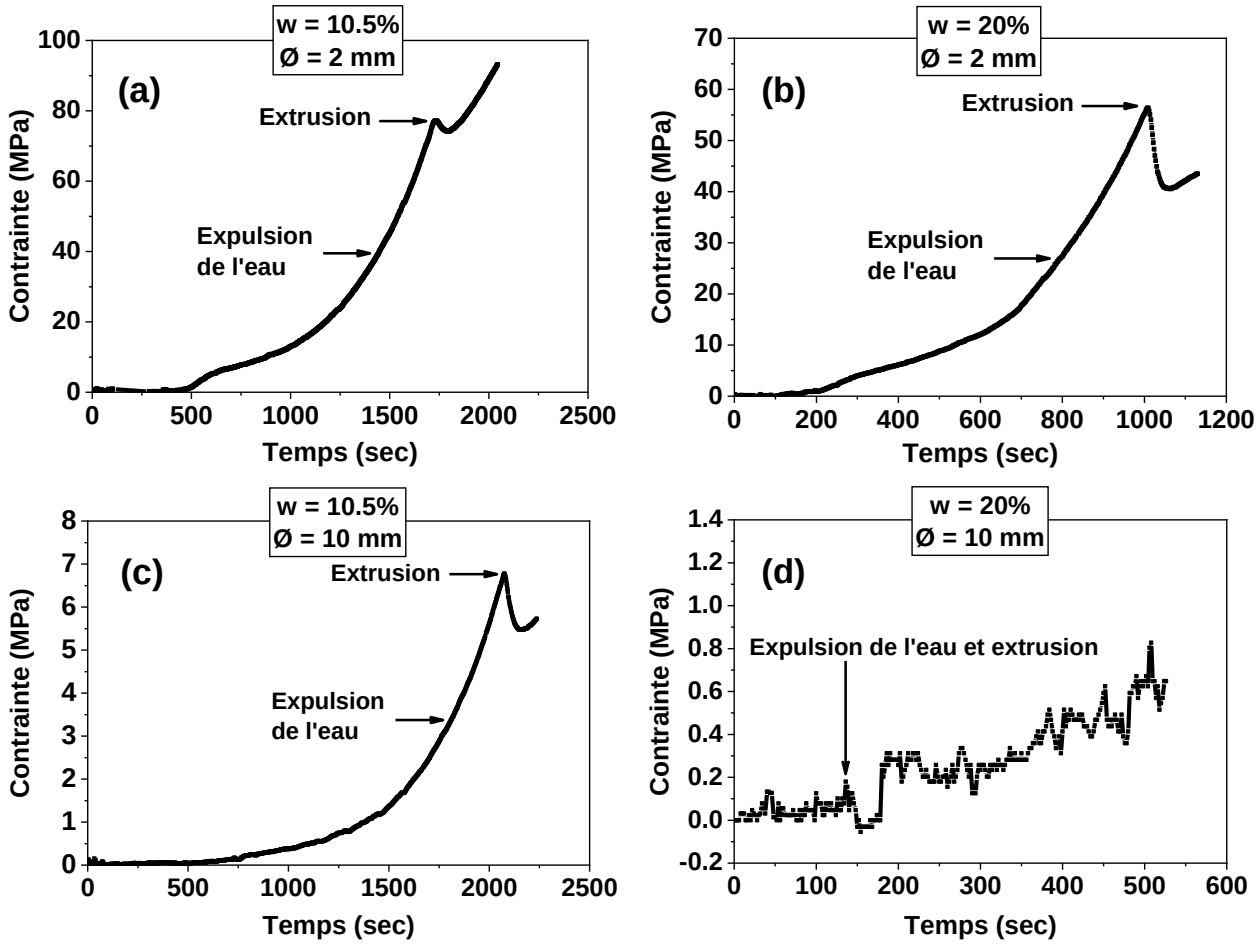


FIGURE 4.15 – Courbes contrainte-temps des essais d'extrusion des tufs calcaires de Sétif. Influence de la teneur en eau et du diamètre de l'ouverture sur la contrainte d'extrusion (Boustila et al. 2023)

Ils démontrent de manière évidente l'aptitude des tufs calcaires de Sétif à l'extrusion. Ce phénomène est précédé, à mi-chargement, par une expulsion de l'eau comme indiqué sur les figures 4.15a-c. Cependant, dans le dernier essai (figure 4.15d), il n'est plus possible de discerner cette expulsion d'eau, car elle se confond avec le phénomène d'extrusion.

Pour une ouverture de 2 mm, la contrainte d'extrusion se révèle très élevée pour les deux niveaux de teneur en eau (w = 10,5% et w = 20%). Elle dépasse de manière notable toutes les contraintes enregistrées lors des essais de résistance en compression simple et des essais triaxiaux. Toutefois, lorsqu'on élargit l'ouverture à 10 mm, la contrainte d'extrusion diminue considérablement pour une teneur en eau de 10,5% et devient pratiquement nulle lorsque la teneur en eau atteint 20%, car le matériau acquiert alors une consistance quasi liquide.

Le temps requis pour le déclenchement du phénomène se réduit aussi avec l'augmentation de la teneur en eau.

L'extrusion des tufs calcaires entraîne un raccourcissement des échantillons en raison du volume de matière expulsée. Ce volume varie, en fonction de la teneur en eau, de 10 à 15% du volume de l'échantillon pour une ouverture de 2 mm, et de 20 à 25% pour une ouverture de 10 mm.

De multiples facteurs influent sur la contrainte d'extrusion, parmi lesquels le diamètre de l'ouverture joue un rôle primordial : plus il est large, moins la contrainte d'extrusion est élevée. D'autres éléments, bien connus pour conditionner la liquéfaction statique, entrent également en jeu, notamment la teneur en eau, la vitesse de sollicitation, la composition minéralogique des tufs, la granulométrie, l'indice des vides, la teneur en fines ainsi que leur nature. Lade et Yamamuro (1997) ont montré que la présence de fines, même non plastiques, peut considérablement accroître le potentiel de liquéfaction statique, évalué principalement par des essais triaxiaux non-drainés (CU).

La liquéfaction "statique" désigne un phénomène observé dans les structures lâches (contractantes), se manifestant par une chute rapide et significative de la résistance au cisaillement du matériau sous sollicitation monotone non drainée.

Le comportement non drainé provoque une hausse de la pression interstitielle, ce qui diminue considérablement les contraintes effectives. Le sol adopte alors la consistance d'un liquide épais, ce qui peut entraîner des désordres notables, tels que des écoulements, des glissements de terrain, ou même la rupture de remblais routiers à cause de l'infiltration d'eau (Benahmed et al. 2004).

Etant donné la multitude de paramètres impliqués dans l'initiation de ce phénomène, les résultats peuvent considérablement varier d'un gisement à un autre.

Cependant, il convient de garder à l'esprit que les tufs pulvérulents évoluent en sable lors du compactage (Horta 1979; Alloul 1981; Ben Dhia 1983; Struillou et Alloul 1984; Colombier 1988). Lorsque le corps de chaussée est soumis à une imbibition importante, ces matériaux deviennent susceptibles de subir ce phénomène d'instabilité particulier. En effet, les tufs pulvérulents sont trop tendres et contiennent généralement un excès de fines (Horta 1979; Struillou et Alloul 1984; Colombier 1988). Leur structure lâche et l'absence de squelette, notamment des éléments durs provenant de la dalle compacte et de la croûte,

accroissent la susceptibilité de ces matériaux à la liquéfaction statique. Cette vulnérabilité est indépendante de la nature du gisement dont ils sont issus (nous nous référons ici uniquement à la partie pulvérulente du gisement). Loualbia (2017) a également noté le caractère contractant de ces matériaux ainsi que le risque de liquéfaction qu'ils présentent, lors de son étude sur les tufs calcaires de la région de Djelfa (région semi-aride située à 300 km au Sud-Ouest de Sétif). Les facteurs mentionnés précédemment, qui conditionnent la liquéfaction statique, influent sur le seuil de déclenchement de ce phénomène (c'est-à-dire le niveau de contrainte requis pour qu'il se produise), lequel varie donc d'un gisement à l'autre.

De plus, l'abondance des encroûtements pulvérulents et leur facilité d'utilisation les rendent attrayants comme ressources en granulats routiers économiques (Horta 1979; Struillou et Alloul 1984; Colombier 1988). Cela encourage donc leur utilisation, exposant ainsi les ouvrages routiers construits avec ces matériaux au risque de liquéfaction statique.

Il est donc essentiel d'opter pour un matériau doté d'un squelette important. Seuls le concassage et le criblage de la carapace garantissent des granulats de qualité. Ainsi, La prospection et l'exploitation d'un gisement doivent systématiquement prendre en compte cette exigence (Horta 1979; Struillou et Alloul 1984; Colombier 1988).

De plus, il serait judicieux de renforcer les spécifications régissant la sélection des caractéristiques géotechniques des tufs calcaires en fonction de leur utilisation prévue, particulièrement pour les routes à fort trafic. L'imposition de limites plus strictes rendrait incontournables l'utilisation et le concassage de la dalle compacte ainsi que des parties dures de la croûte (Horta 1979; Colombier 1988).

Par ailleurs, les recherches menées par Schroeder (2001) sur la craie révèlent qu'un échantillon ayant subi un essai d'extrusion devient considérablement plus sensible à l'eau qu'un échantillon intact. Nous avons tiré parti de cette étude pour comparer un échantillon de tuf ayant subi un essai d'extrusion à un autre échantillon préparé dans les mêmes conditions que l'OPM et n'ayant subi aucune contrainte.

Après un séchage de 48 heures à 55 °C, les deux échantillons de tuf sont immergés dans de l'eau. L'échantillon ayant subi la contrainte d'extrusion se désagrège complètement en 5 minutes, tandis que la désagrégation totale de l'autre échantillon requiert 30 minutes (figure 4.16).



FIGURE 4.16 – Etat, après 5 minutes d'immersion dans de l'eau, de 2 échantillons de tufs calcaires de Sétif : (a) échantillon ayant subi une contrainte d'extrusion; (b) échantillon intact (Boustila et al. 2023)

Cette accélération de la désintégration indique ainsi que divers types de liaisons sont rompus (figure 4.17).

Il y a rupture des liaisons formées par dissolution-recristallisation (Schroeder 2001) lors du compactage humide et du séchage (phénomène de durcissement des tufs), lesquelles entraînent la cimentation des grains solides entre eux. Selon Soulié (2005), ces liens solides, même en faibles proportions (2 à 4%), ont une influence significative sur les courbes contraintes-déformations.

L'eau joue un rôle important qui ne se limite pas à la cimentation des grains, mais assure également la cohésion par capillarité. Cela résulte de la formation de ponts liquides entre les grains (Soulié 2005; Soulié et al. 2006; Soulié 2008; Gras 2011).

Les forces de Van der Waals, omniprésentes sur tous types de matières, ne doivent pas être sous-estimées. Bien qu'elles soient souvent considérées comme faibles, elles jouent un rôle important dans la cohésion des particules fines.

Enfin, la présence de minéraux argileux peut aussi engendrer des forces de liaison de nature physico-chimique.

L'application de la contrainte et l'éjection de l'eau pendant l'essai d'extrusion entraînent la rupture de certaines de ces liaisons, notamment les liaisons solides et la cohésion

par capillarité, ce qui induit un réarrangement des grains et, par conséquent, une modification de la porosité.

Après séchage à 55 °C, la réintroduction de l'eau sous l'effet des forces capillaires va générer une surpression d'air dans ces matériaux poreux, accélérant ainsi leur désagrégation (Risnes et al. 1994).

La complexité du processus réside dans la diversité des mécanismes contribuant à la cohésion, chacun ayant son importance et agissant de manière distincte. Le défi majeur demeure la prédiction de l'initiation et de l'évolution de ce comportement dans les assises de chaussée. En conditions réelles, les paramètres influençant ce processus sont sensibles aux variations environnementales, rendant ainsi leur évaluation difficile. Par ailleurs, une meilleure compréhension des liaisons entre les grains de calcite serait bénéfique pour appréhender plus efficacement le phénomène de durcissement.

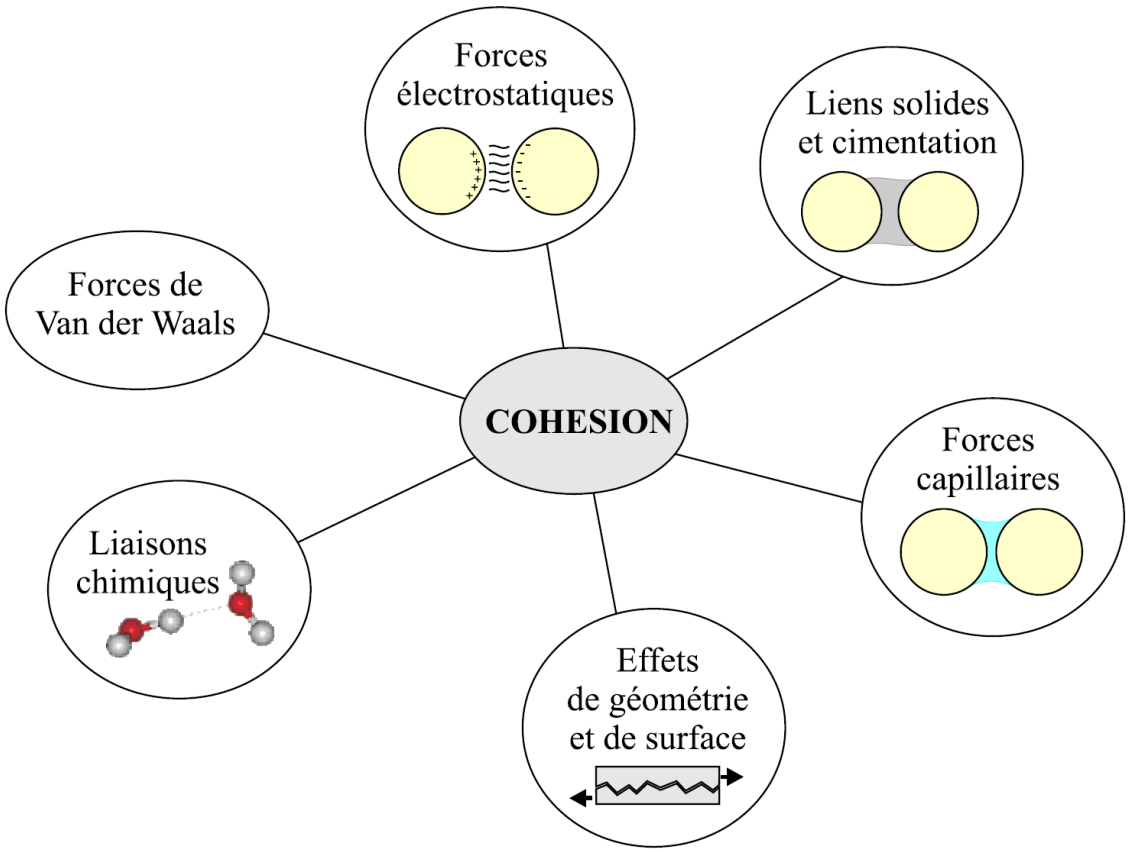


FIGURE 4.17 – Mécanismes de cohésion observés au sein des milieux granulaires humides (Soulié 2005)

4.4 Conclusion

A travers les divers types d'essais réalisés, nous avons identifié plusieurs phénomènes en accord avec des résultats établis antérieurement, ainsi que certains aspects nouveaux.

Les tufs calcaires de Sétif, lors de leur extraction, se présentent sous forme de graves 0/D qui se situent en dehors du fuseau de spécification des GNT et présentent une teneur en fines significative (29%).

Ils sont friables et sensibles à l'eau (LA = 67,7% et MDE = 93,4%), à l'exception de la dalle compacte qui répond amplement aux conditions requises pour être utilisée en assises de chaussées (LA = 24% et MDE = 26,5%). Ceci les place hors des critères habituels de sélection des matériaux pour la construction routière.

L'étude des problèmes liés au compactage révèle que les tufs calcaires de Sétif présentent des difficultés lors de la phase de compactage, principalement en raison d'une maîtrise insuffisante de la teneur en eau pendant la mise en œuvre, due à leur forte porosité. Un déficit en eau peut entraîner des désordres tels que des tassements, des fissures et la remontée des particules fines en surface. En revanche, un excès en eau peut donner lieu au phénomène de matelassage. Ainsi, le respect de la teneur en eau de l'OPM est crucial pour obtenir un compactage efficace et durable de ces matériaux.

Les essais de compressions simples ont permis de mettre en évidence qu'après compactage et dessiccation prolongée, les tufs calcaires présentent une forte cohésion qui peut être renforcée par des transferts de calcaire induits par les cycles de dissolution-recristallisation (cycles d'évaporation naturels répétés). Cependant, il convient de noter que ce durcissement des tufs compactés résultant de la dessiccation ne constitue pas une stabilisation permanente du matériau. La cohésion accrue obtenue lors de ce processus diminue considérablement à mesure que le degré de saturation augmente, et disparaît complètement en cas de saturation totale.

Les essais de tractions brésiliennes confirment également que la dessiccation permet aux tufs calcaires d'atteindre rapidement des propriétés mécaniques élevées.

En effet, après séchage, nous observons une augmentation importante de la résistance en compression simple, multipliée par environ 10, et de la résistance à la traction indirecte, multipliée par environ 4.

Par ailleurs, les essais triaxiaux statiques montrent que les tufs calcaires de Sétif, une fois séchés après avoir été compactés selon les conditions de l'OPM, peuvent être assimilés à des graves non traitées provenant du concassage de roches plus dures. Malgré un angle de frottement interne inférieur à celui des graves concassées provenant de matériaux durs, ces tufs présentent un bon comportement, attribuable à une cohésion élevée ($c' = 1{,}91$ MPa et $\varphi' = 27°$). Cette forte cohésion baisse considérablement quand la teneur en eau augmente et se rapproche de la teneur en eau de l'OPM (10,5%). Ce phénomène est très important, car il conditionne la bonne tenue de la chaussée réalisée.

La solution consisterait à rendre le durcissement des tufs calcaires irréversible, par exemple en les traitant au laitier granulé de haut fourneau, une approche qui sera développée dans le chapitre suivant.

En observant les propriétés intrinsèques des tufs dans des conditions sèches et humides, nous remarquons que la dessiccation a nettement renforcé la cohésion, la multipliant par 10 (comparable à l'effet constaté sur la résistance en compression simple), et a également augmenté l'angle de frottement interne d'environ trois fois.

Il est essentiel de confirmer le bon comportement des tufs calcaires de Sétif à l'état sec par le biais d'une étude au triaxial à chargements répétés. Cet outil permet une approche rationnelle pour étudier les graves, en simulant efficacement les contraintes induites par le trafic routier.

Au cours de ce chapitre, nous avons souligné l'importance de l'influence de la succion sur les déformations permanentes ainsi que sur le comportement en cisaillement des tufs calcaires non saturés. Dans les milieux granulaires considérés dans cette étude, le phénomène de capillarité joue un rôle prépondérant, surtout à des niveaux faibles de teneurs en eau, favorisant la formation de ponts liquides entre les particules.

L'effet de l'eau sur le comportement mécanique des sols est donc considérable. Elle joue un rôle déterminant dans l'accélération de la dégradation des structures de chaussées. L'orniérage représente la principale cause de détérioration des chaussées souples, résultant principalement de l'accumulation des déformations plastiques dans les couches composées de graves non traitées.

En effet, les tufs calcaires présentent deux comportements spécifiques ayant un impact économique important. Le premier, l'extrusion, similaire à la liquéfaction statique, altère le

comportement mécanique du matériau et accélère sa désagrégation en présence d'eau. L'identification de ces deux comportements impose l'intégration d'éléments plus résistants et des dispositions constructives pour limiter l'augmentation de la teneur en eau dans la chaussée. En hiver, maintenir la teneur en eau en dessous de l'OPM est essentiel pour garantir la résistance et la rigidité du corps de chaussée. Une teneur en eau égale à l'OPM entraîne une diminution importante de la succion, réduisant la cohésion du matériau et sa résistance, ce qui se traduit par une augmentation des déformations permanentes.

Enfin, il est essentiel de mieux cerner les propriétés géotechniques à retenir en lien avec l'usage envisagé. Cela requiert une meilleure appréhension du comportement intrinsèque des tufs calcaires, ainsi que le suivi de sections expérimentales.

CHAPITRE 5

TRAITEMENT DES TUFS CALCAIRES DE SETIF AU LAITIER GRANULE DE HAUT FOURNEAU

5.1 Introduction

L'activité sidérurgique entraîne inévitablement la production de matières secondaires résultant de réactions propres à cette industrie. On les désigne couramment sous le terme de co-produits sidérurgiques, afin de les distinguer des déchets stériles. Cette appellation sert également à souligner leur statut de matière première distincte, susceptible d'être commercialisée. Parmi les principaux co-produits sidérurgiques, on recense les laitiers de hauts fourneaux et les scories. Leur intérêt économique évident, dû à leurs propriétés d'usage et à leurs coûts réduits, les positionne comme des matériaux valorisables dans divers secteurs à travers le monde, notamment dans la construction routière.

Actuellement, sur le site d'El-Hadjar, les stocks de divers types de laitiers sont estimés à 3 millions de tonnes. A cette quantité s'ajoute la production actuelle évaluée à 500 000 tonnes par an, dont 400 000 tonnes sont sous forme granulée. Malheureusement, cette abondance de co-produits se heurte à une capacité d'élimination largement insuffisante, nécessitant une gestion rapide.

Il convient de souligner que ces chiffres reflètent exclusivement la situation à El-Hadjar. En considérant également les complexes de Bellara et de Bethioua, ainsi que le

démarrage en cours de Ghar Djebilet, les réserves totales et la production globale de laitiers prendront une ampleur significative.

Parallèlement, les besoins importants de l'Algérie en infrastructures routières font face au défi majeur du renchérissement du prix du bitume, créant d'énormes obstacles au développement de ces projets. Dans ce contexte, l'utilisation du laitier granulé émerge comme une alternative prometteuse.

D'ailleurs, des études de coûts ont montré que le laitier peut être transporté par train et incorporé jusqu'à 25% dans les assises de chaussées. Il demeure compétitif sur une distance d'environ 500 km.

5.2 Buts du traitement des tufs calcaires au laitier granulé de haut fourneau

Le traitement des tufs calcaires au laitier granulé de haut fourneau vise à atteindre plusieurs objectifs (Colombier 1988) :

- rendre le matériau monolithique pour éviter les risques d'abrasion et d'attrition sous l'impact du trafic une fois que le liant a pris ;
- agglomérer les fines calcaires et neutraliser les fines argileuses afin de rendre le matériau insensible à l'eau ;
- accroître la résistance mécanique du matériau.

5.3 Définition du laitier

Le laitier de haut fourneau, principal sous-produit de l'industrie sidérurgique, est constitué de toutes les parties minérales contenues dans la charge du haut fourneau qui subsistent après l'extraction du fer. Ces éléments proviennent de la gangue du minerai de fer, des cendres des combustibles et des additions de fondants acides ou basiques.

La température à la sortie du creuset se situe entre 1450 °C et 1600 °C. Le laitier peut être refroidi lentement à l'air libre, en fosse, donnant ainsi naissance à un matériau cristallisé présentant l'aspect et les propriétés d'une roche magmatique. Un refroidissement plus lent favorise une cristallisation plus poussée du laitier.

Au contraire, un refroidissement brutal du laitier liquide au contact de l'eau produit un sable 0/2 à 0/5 qui se trouve dans un état vitrifié : il s'agit du laitier granulé, doté de propriétés

de prise hydraulique. A la différence du ciment, le début de la prise n'est perceptible qu'après quelques jours.

La production de laitier est étroitement liée à l'évolution de l'industrie sidérurgique. En termes de composition chimique, les laitiers se situent entre les ciments et les pouzzolanes, comme illustré dans le diagramme ternaire de Keil (figure 5.1), et leurs propriétés présentent effectivement des caractéristiques intermédiaires.

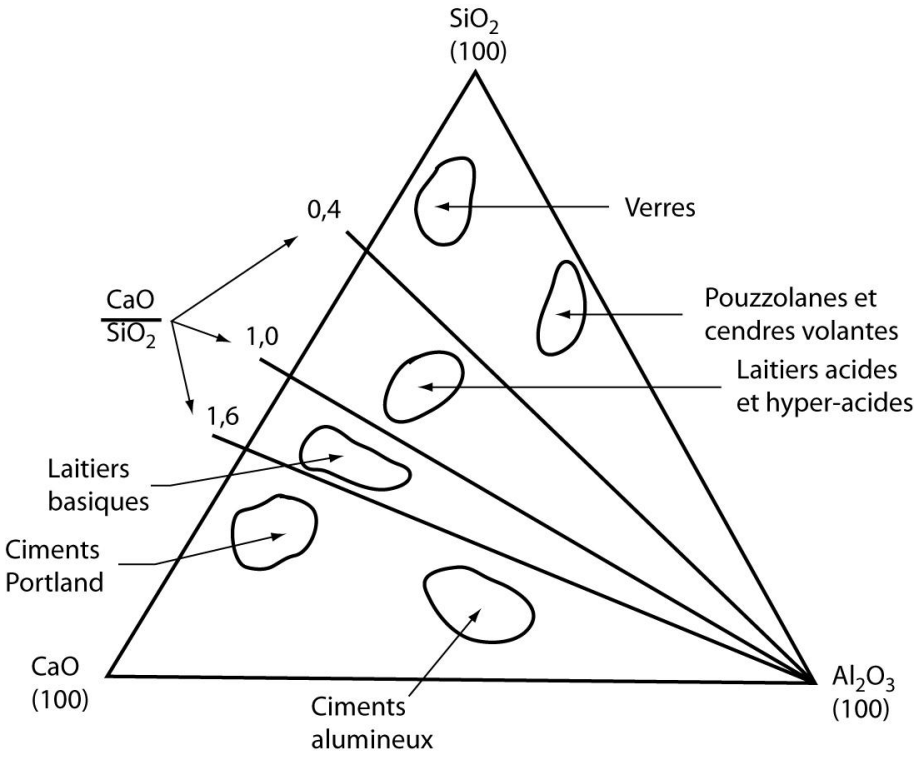


FIGURE 5.1 – Diagramme ternaire de Keil pour les différents liants

5.4 Propriétés physico-chimiques du laitier granulé d'El-Hadjar

5.4.1 Humidité du laitier

Les campagnes régulières de prélèvements d'échantillons frais de laitier granulé à El-Hadjar révèlent que le taux d'humidité du laitier granulé, à sa sortie du haut fourneau, est généralement d'environ 16%. Cependant, un entreposage prolongé, propice à l'égouttage, permet de réduire cette moyenne à 5%.

5.4.2 Granulométrie du laitier

Le laitier granulé est essentiellement composé d'éléments inférieurs à 5 mm comme le montre la courbe granulométrique (figure 5.2).

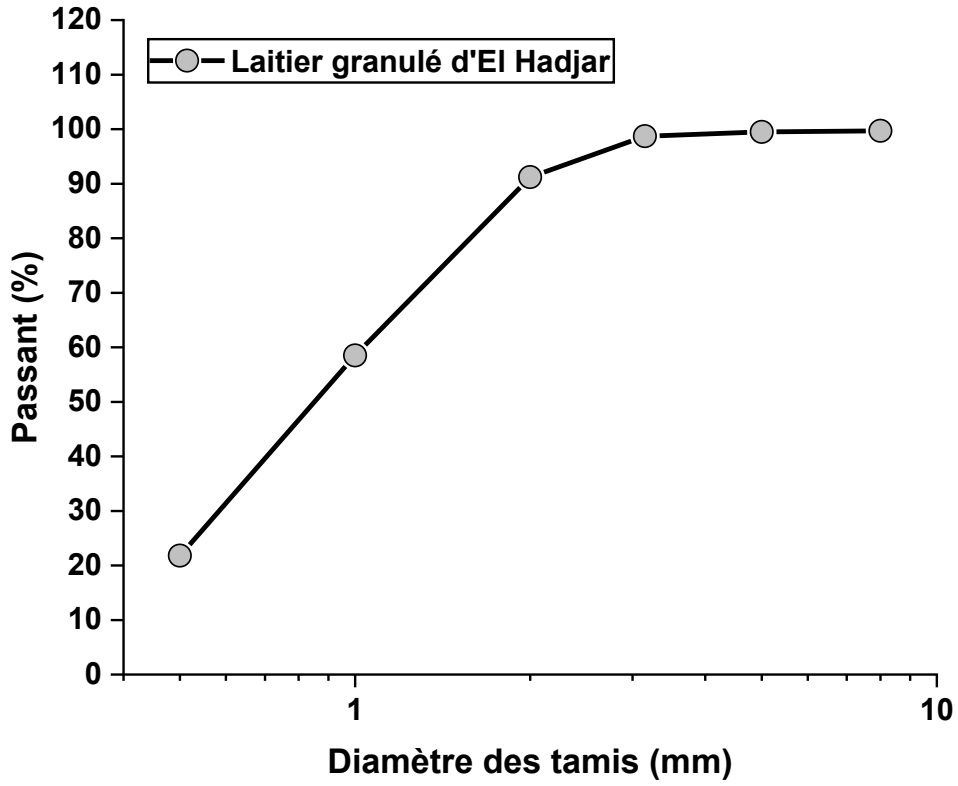


FIGURE 5.2 – Courbe granulométrique du laitier granulé d'El-Hadjar

Nous remarquons que la tranche inférieure à 2 mm représente plus de 90% du laitier granulé et que les grains supérieurs à 3,15 mm sont en quantité négligeable (environ 1%). Le fuseau granulométrique très serré est une indication de la régularité de la dimension des grains formés au cours de la granulation.

5.4.3 Composition chimique du laitier

La composition chimique du laitier dépend de la charge ferrifère du haut fourneau, du coke utilisé et des éventuelles additions de fondants.

Les teneurs des différents constituants du laitier granulé d'El-Hadjar sont données par le tableau 5.1.

TABLEAU 5.1 – Résultats de l'analyse chimique sommaire du laitier granulé d'El-Hadjar

Constituants	CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	MnO	FeO	S
Composition du laitier granulé d'El-Hadjar (%)	42.5	38.5	8.8	6.4	2.3	0.7	0.7

L'indice de basicité (CaO + MgO / SiO_2 + Al_2O_3) est de 1,03 et l'indice d'activité (Al_2O_3 / SiO_2) est de 0,22.

5.4.4 Réactivité et hydraulicité du laitier

Le laitier liquide ayant subi une trempe donne du laitier granulé dont la structure est vitreuse, désordonnée et renfermant de l'énergie. En présence d'une solution basique, cette énergie se dissipe en formant des produits d'hydratation solides comparables à ceux que l'on observe lors de l'hydratation des ciments. La formation progressive et continue de ces produits d'hydratation, dont les résistances mécaniques évoluent progressivement avec le temps, constitue la prise et le durcissement du laitier. C'est donc cette énergie latente conservée au cours de la trempe qui permet au laitier vitrifié d'avoir des propriétés hydrauliques.

En technique routière où le laitier granulé est utilisé avec un activant basique (généralement la chaux), on parle surtout de réactivité définie par le coefficient α. C'est ce coefficient qui caractérise le pouvoir hydraulique du laitier granulé. Il est donné par la relation :

$$\alpha = \frac{S \times F}{1000}$$

où S (cm^2/g) et F (%) représentent respectivement la surface spécifique et la friabilité du laitier.

L'essai qui permet la détermination du coefficient α est réalisé selon le mode opératoire du L.C.P.C. Il consiste à déterminer la surface spécifique des fines du laitier et la quantité de fines créées par un essai de broyage normalisé.

Le but de cet essai est de classer les laitiers granulés selon leur activité dans l'une des catégories suivantes :

	$\alpha <$	20	laitiers peu réactifs
20	$< \alpha <$	40	laitiers courants
40	$< \alpha <$	60	laitiers très réactifs
	$\alpha >$	60	laitiers exceptionnels

Le laitier granulé d'El-Hadjar affiche un coefficient α de 33, le situant parmi les laitiers conventionnels. Sa nature friable le rend favorable pour une utilisation sous forme brute, sans broyage, dans le traitement des couches de chaussées, où le malaxage et le compactage améliorent encore la surface spécifique requise pour la prise.

Il faut noter que ce coefficient est influencé par trois facteurs essentiels :

- le degré de vitrification des grains de laitier et donc les conditions de granulation dont il dépend ;
- la surface spécifique des grains. L'action de l'eau sur un grain solide sera d'autant plus rapide et complète que la dimension du grain sera faible. Cette notion est commune à tous les liants hydrauliques. D'où l'importance de la teneur en fine du laitier granulé et sa capacité d'augmenter cette teneur par attrition lors de la fabrication et de la mise en œuvre des mélanges à base de laitier granulé ;
- une composition chimique plus basique va dans le sens de l'augmentation du pouvoir hydraulique.

Cependant, pour une marche déterminée du haut fourneau, donc une composition chimique régulière du laitier, le degré de vitrification devient l'élément essentiel qui détermine la réactivité du laitier.

Pour vérifier le degré de vitrification du laitier granulé d'El-Hadjar, nous avons eu recours à la diffractométrie X. Le diffractogramme (figure 5.3) montre une zone diffuse entre $2\theta = 25°$ et $35°$, typique d'une phase vitreuse (révélée par un halo centré au niveau du pic principal), suggérant une prédominance de minéraux à caractère amorphe. De plus, des pics de faible intensité, difficilement identifiables, témoignent de la présence de phases cristallisées, potentiellement liées à un entreposage prolongé. Le pic le plus prononcé correspond à de la calcite.

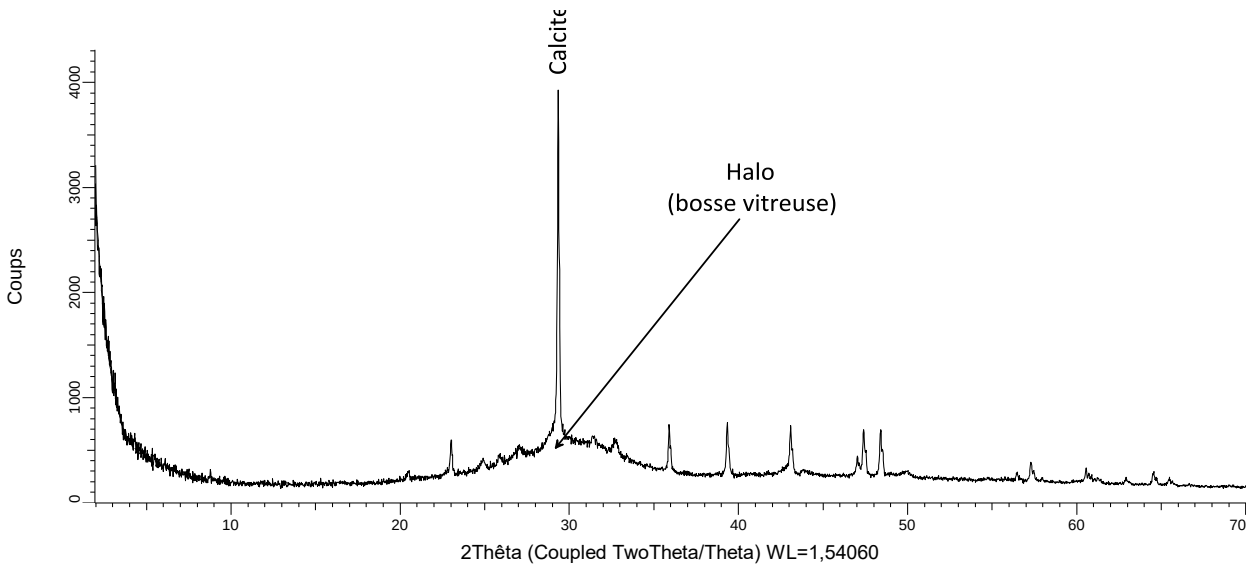


FIGURE 5.3 – Diffractogramme du laitier granulé d'El-Hadjar

5.5 Rappel du mode de fonctionnement d'une chaussée

Avant d'aborder l'étude du comportement mécanique du mélange tuf-laitier, il nous a semblé pertinent de revenir sur certaines notions théoriques.

5.5.1 Différentes natures d'assises

- *Les assises non traitées* : la stabilité de la couche est assurée à la fois par l'angularité des éléments les plus gros et par la compacité globale.
- *Les assises traitées* : un liant est ajouté pour améliorer la stabilité et la résistance mécanique. Ce liant peut être hydrocarboné ou bien hydraulique.

5.5.2 Structure d'une chaussée

Une chaussée est constituée par une superposition de couches successives de matériaux, traités ou non, reposant sur un sol naturel. Ainsi, on rencontre, à partir du sol naturel, les couches suivantes (Colombier et al. 1980; Régis 1985) (figure 5.4) :

- couche de forme ;
- couche de fondation ;
- couche de base ;
- couche de roulement.

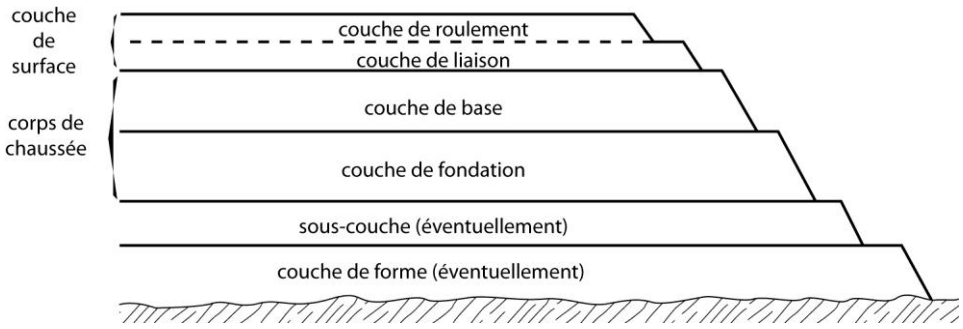


FIGURE 5.4 – Coupe-type d'une chaussée (Régis 1985)

Dans les assises de chaussées, à mesure que l'on se rapproche de la surface, les matériaux deviennent de plus en plus élaborés. La couche de base, située plus près de la surface de la chaussée, est soumise à des contraintes et à des déformations notables, nécessitant ainsi des propriétés mécaniques élevées. Par ailleurs, en ce qui concerne la couche de fondation, les contraintes et les déformations auxquelles elle est exposée entraînent un niveau de qualité mécanique inférieur à celui de la couche de base (Régis 1985).

5.5.3 Transmission des charges dans une chaussée

Les assises de chaussée jouent un rôle essentiel en répartissant les contraintes induites par le passage des charges roulantes et en les amenant à un niveau compatible avec les caractéristiques du terrain naturel sur lequel repose la chaussée (Régis 1985).

La chaussée doit présenter une épaisseur adéquate pour que la pression verticale transmise au sol de fondation reste à un niveau bas, permettant ainsi à ce dernier de la supporter sans subir de déformations. L'épaisseur totale de la chaussée est étroitement liée à la portance du sol de fondation.

Néanmoins, la nature des couches d'assises qui composent la chaussée revêt également une importance majeure. La manière dont les charges sont transmises de la surface vers le sol diffère selon que les assises sont traitées ou non.

Au sein des assises non traitées, les éléments granulaires ne sont pas liés entre eux. Par conséquent, la couche fonctionnera principalement en compression (figure 5.5). Il est donc essentiel que l'épaisseur soit suffisante, permettant ainsi que la pression transmise au sol demeure inférieure à la charge que le sol peut supporter (évaluée par l'essai C.B.R).

En raison de la désolidarisation des grains les uns par rapport aux autres, ils sont soumis, sous les sollicitations répétées du trafic, à une attrition qui affecte l'ensemble de l'assise. Ce phénomène prend une importance accrue lorsque la granularité est plus creuse et la compacité plus faible. Cette attrition altère la granularité du matériau, l'enrichissant en particules fines et le rendant plus sensible à l'eau.

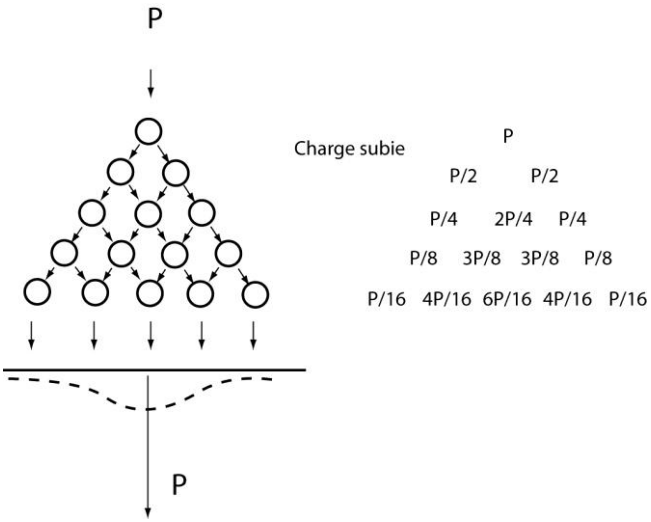


FIGURE 5.5 – Transmission schématique des charges dans une grave non traitée (Colombier et al. 1980)

Avec l'utilisation de liants hydrauliques, une fois la prise effectuée, les granulats, liés entre eux, cessent de se déplacer les uns par rapport aux autres.

La présence de liaisons entre les grains modifie la transmission des charges. Dans le cas d'une assise traitée, seule une partie réduite des charges est transmise verticalement vers le sol. L'essentiel des contraintes se manifestant par un travail de compression et, surtout, de traction au sein même de l'assise (figure 5.6).

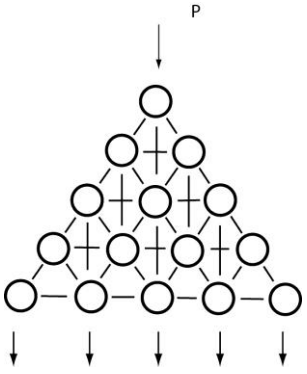


FIGURE 5.6 – Transmission schématique des charges dans une grave traitée (Colombier et al. 1980)

Afin d'atteindre une amélioration similaire de la répartition des charges sur le sol avec une couche non traitée, il serait nécessaire que cette couche ait une épaisseur significativement plus importante.

La figure 5.7 montre que les contraintes exercées engendrent deux types de dégradations (Colombier et al. 1980) :

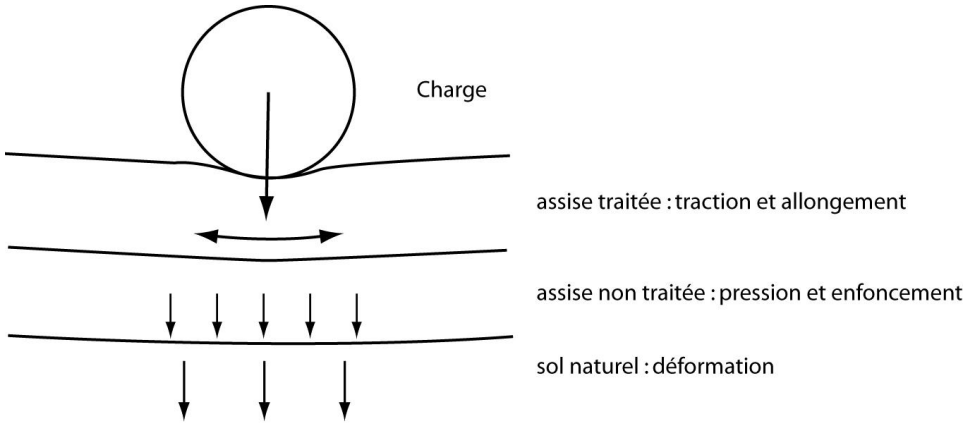


FIGURE 5.7 – Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche traitée reposant sur une couche non traitée (Colombier et al. 1980)

- sur le matériau traité : fissuration due à une traction excessive ou à une flexion prononcée à la base de l'assise ;
- sur le matériau non traité : tassement du sol sous l'effet des charges verticales et attrition de l'assise par frottement mutuel des grains.

L'utilisation d'une couche de matériaux traités en assise entraîne les résultats suivants:

- accroissement de la contrainte de traction (par flexion) à la partie inférieure de cette couche ;
- atténuation de la contrainte de la couche supérieure ;
- réduction de la charge au niveau du sol.

En effet, comme le stipulent Colombier et al. (1980), « une assise traitée attire les contraintes dans sa couche et les réduit pour les autres couches ».

Cependant, pour diverses raisons, notamment le retrait, ces assises présentent des fissures qui créent des voies permettant à l'eau de pénétrer dans les couches sous-jacentes, entraînant potentiellement une diminution de la portance ou, du moins, une augmentation de la déformabilité. Cela se traduit par une fatigue accélérée de l'ensemble de la structure de la

chaussée et une importante attrition des granulats de part et d'autre des fissures. Dans tous les cas, l'attrition est accélérée en présence d'eau.

5.6 Etude de comportement mécanique

La répétition des charges affecte différemment les matériaux traités et les matériaux non traités.

Dans le cas des matériaux traités, elle conduit à une diminution de leur résistance à la rupture due à la fatigue. En revanche, pour les sols non traités, les chargements répétés provoquent des déformations permanentes, engendrant le phénomène d'orniérage observé dans les chaussées souples (Paute 1983).

Dans le cas de l'utilisation du laitier granulé en tant que liant hydraulique, on l'associe aux graves, à des proportions variant de 12 à 25%, selon la nature des graves et le niveau de performances recherché. L'activation du laitier s'effectue en ajoutant de la chaux grasse (représentant 1% du mélange).

Cependant, des performances nettement améliorées, jusqu'à deux à trois fois supérieures, peuvent être atteintes en utilisant un mélange de gypse et de chaux (90% de gypse – 10% de chaux), appliqué à raison de 1 à 1,5% du mélange, de manière similaire à l'utilisation de la chaux seule.

Dans le cas des laitiers granulés, la nature des hydrates issus de la prise est fonction de l'activant de prise (Bonnot 1988) :

- activant calcique :
  - aluminate tétracalcique hydraté
  - silicate de calcium hydraté
- activant sulfatique :
  - ettringite
  - silicate de calcium hydraté

La structure cristalline particulière de l'ettringite confère aux mélanges graves-laitier à activation sulfatique des propriétés distinctes et une cinétique de prise différente de celle des mélanges graves-laitier-chaux.

5.6.1 Résistance à la compression simple

Une série d'éprouvettes cylindriques, ayant un diamètre de 50 mm et une hauteur de 100 mm, a été confectionnée à partir de la fraction granulométrique 0/5 mm, conformément aux conditions du Proctor modifié (éprouvettes préparées dans les mêmes conditions que les éprouvettes non traitées, cf. chapitre 4). Les mélanges suivants ont été utilisés :

- 84% de tuf + 15% de laitier + 1% de chaux (activant)
- 74% de tuf + 25% de laitier + 1% de chaux (activant)

Les éprouvettes ont été conservées dans des sacs étanches jusqu'aux moments des essais, à savoir : 7, 28, 90 et 180 jours.

Les résultats obtenus sont illustrés par la figure 5.8 qui montre que pour un mélange dosé à 15% en laitier, les performances sont inférieures à celles obtenues par le séchage des tufs non traités. Par contre, avec un dosage à 25%, une résistance équivalente à celle des tufs non traités séchés à 20 °C pendant 28 jours est atteinte après 180 jours. Bien que les résistances généralement obtenues en traitant une grave calcaire traditionnelle soient d'environ 10 MPa à 180 jours, ces résultats sont encourageants.

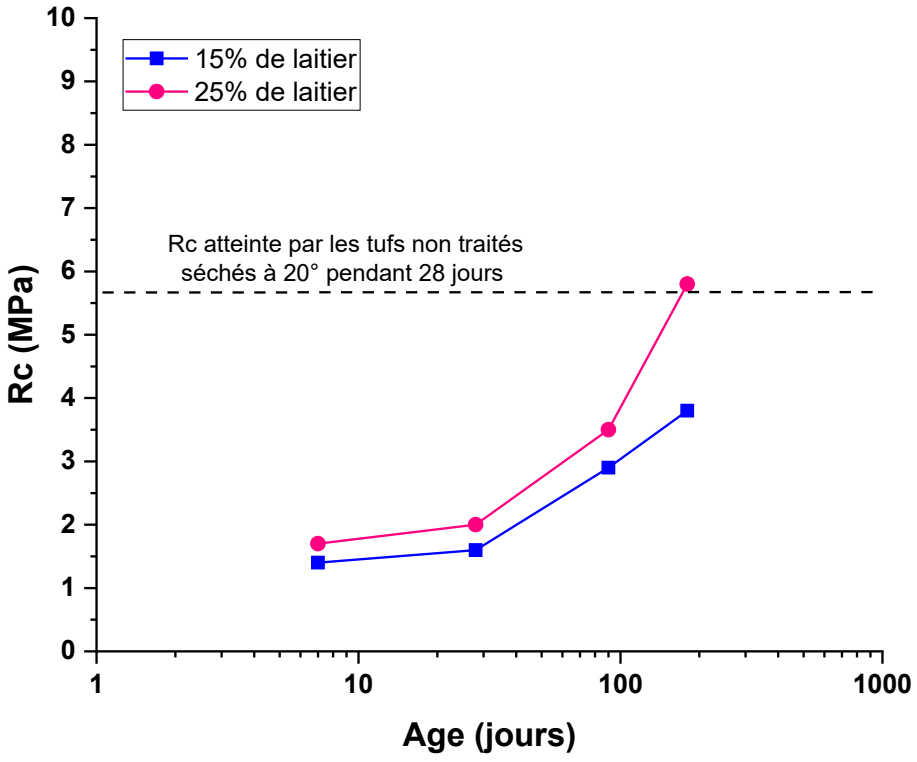


FIGURE 5.8 – Evolution de Rc en fonction du temps pour différents dosages en laitier granulé

Parallèlement, une éprouvette identique aux précédentes, dosée à 25% en laitier, a été préparée. Après une conservation de 180 jours dans un sac étanche, elle a été laissée à sécher pendant une semaine à 20 °C avant d'être soumise à écrasement. La résistance à la compression simple mesurée est de 11,8 MPa.

Ce résultat revêt une grande importance, car il confirme la nécessité de maintenir la chaussée sèche. Néanmoins, en cas d'imbibition, la résistance obtenue sans séchage (Rc = 5,8 MPa) semble suffisante, surtout qu'il ne s'agit pas de la résistance finale. En effet, les résistances des graves-laitier continuent à augmenter pendant une période prolongée, bien au-delà d'un an.

En outre, la figure 5.8 permet également de constater que l'accroissement des résistances n'est significatif qu'après 28 jours de prise.

5.6.2 Résistance à la traction indirecte

Comme évoqué précédemment, la flexion induite par les charges roulantes constitue le mode principal de sollicitation dans les chaussées traitées aux liants hydrauliques. Une compréhension approfondie de leur comportement repose sur le couple résistance en traction-module de rigidité (Rt, E). Ce couple peut être mesuré soit en traction directe, soit en flexion, et l'on estime que la résistance en flexion est double de celle en traction directe.

D'autre part, la réalisation de ces essais spécifiques s'avère onéreuse, complexe et ne permet pas toujours d'obtenir le couple (Rt, E). Par conséquent, nous avons privilégié l'essai de compression diamétrale.

A cet effet, des éprouvettes identiques à celles des essais de compression simple ont été confectionnées, et les écrasements ont été réalisés pour les mêmes durées de conservation.

La figure 5.9 présente les résultats des essais de traction indirecte.

Nous observons que l'ajout de 15% de laitier est quasiment suffisant pour atteindre les performances des tufs non traités lorsqu'ils sont secs. Cependant, un dosage à 25% offre une amélioration supplémentaire de cette valeur.

Parallèlement, une éprouvette a été préparée, conservée pendant 180 jours, puis séchée durant une semaine à 20 °C avant d'être soumise à écrasement.

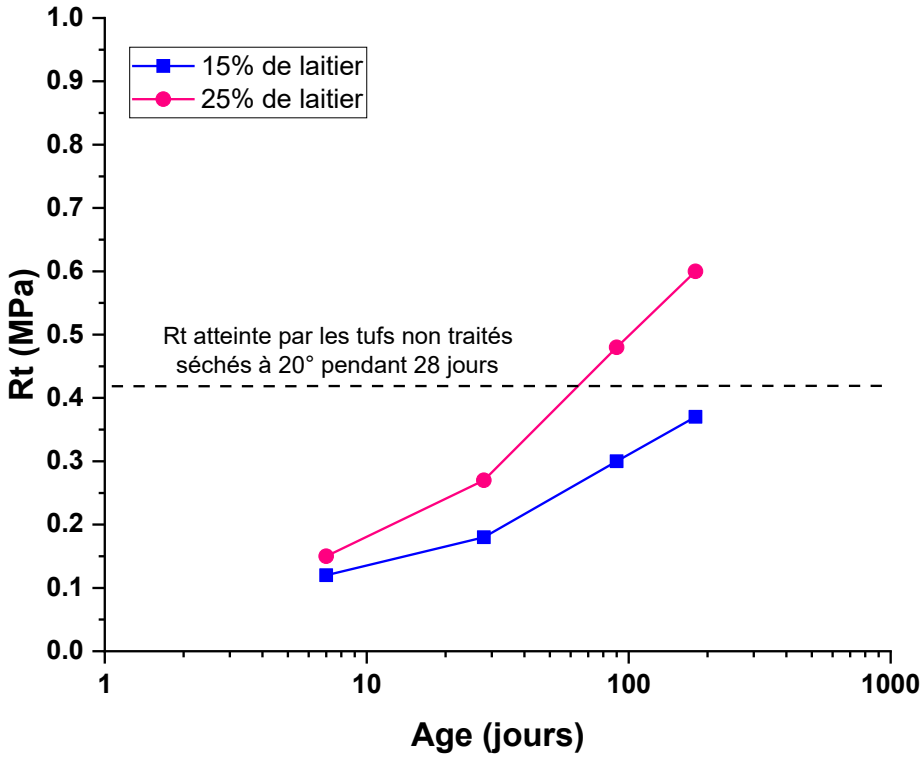


FIGURE 5.9 – Evolution de Rt en fonction du temps pour différents dosages en laitier granulé

La résistance en traction mesurée est de 0,9 MPa. Une fois de plus, on constate une amélioration des résistances grâce au processus de séchage.

Cependant, l'essai de compression diamétrale fournit de manière fiable uniquement la résistance Rt. Cela s'avère insuffisant pour caractériser pleinement un matériau, car sa capacité à supporter certaines contraintes dépend également de sa déformabilité, et donc de son module de rigidité. Dans le cas des assises de chaussée, cet essai permettrait d'obtenir une indication sur l'aptitude des tufs traités à s'adapter au sol support.

Les recherches menées par Nguyen et Derkx (1991 et 1997) au L.C.P.C revêtent une grande importance, révélant que la méthode actuelle de détermination du module de rigidité à partir de l'essai de compression diamétrale est erronée.

En effet, lors de l'essai, pour déterminer le module du matériau, la mesure de la déformation est souvent effectuée selon le plan AB (figure 5.10).

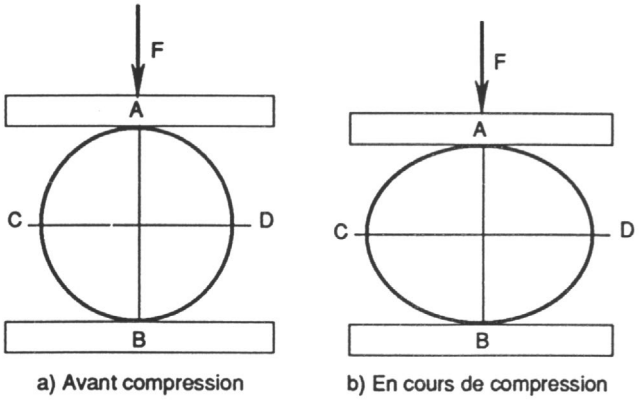


FIGURE 5.10 – Variation de la forme de l'éprouvette en cours d'essai (Nguyen et Derkx 1991)

Cette mesure est aisée, nécessitant simplement la mesure de la distance entre les deux plateaux de la presse. Les résultats obtenus par cette méthode s'avèrent bien inférieurs aux valeurs réelles du module du matériau. Les deux auteurs expliquent cette différence des résultats de la manière suivante :

« *...l'une des hypothèses de ce calcul est le comportement élastique du matériau. Or, aux points d'application A et B de la charge, les contraintes sont très élevées et le matériau a un comportement plastique ; les déformations verticales y sont plus élevées que si le comportement est élastique. La méthode n'est donc pas satisfaisante et elle conduit à des résultats systématiquement inférieurs au module réel du matériau.*

En revanche, dans le plan horizontal CD de l'éprouvette, les contraintes sont suffisamment faibles pour que l'hypothèse du comportement élastique puisse être valablement retenue. La détermination du module du matériau, en se basant sur le calcul de la déformation de CD et de la force appliquée sur les génératrices A et B, est alors possible ».

Pour remédier à ce problème, Nguyen et Derkx (1991 et 1997) ont élaboré un système simple permettant la mesure de la déformation suivant le plan CD. Il s'agit d'un extensomètre de mesure de la variation du diamètre horizontal.

5.6.3 Comportement sous chargements statiques

Deux essais triaxiaux de type "consolidés drainés" ont été conduits sur des éprouvettes cylindriques, mesurant 40 mm de diamètre et 80 mm de hauteur, confectionnées dans les mêmes conditions que les éprouvettes non traitées (cf. chapitre 4), à partir du mélange suivant :

74% de tuf + 25% de laitier + 1% de chaux (activant)

Le premier essai a été effectué sur des éprouvettes qui ont été conservées dans des boites étanches pendant 90 jours, puis séchées à 20 °C durant une semaine.

Le deuxième essai a été réalisé sur des éprouvettes conservées de la même manière et pendant la même durée, mais sans subir de processus de séchage.

La figure 5.11 présente les courbes déviateur-déformation de l'essai effectué sur le mélange séché (figure 5.11a) ainsi que celles de l'essai réalisé sur le mélange non séché, et cela, pour différentes contraintes latérales σ_3 (figure 5.11b).

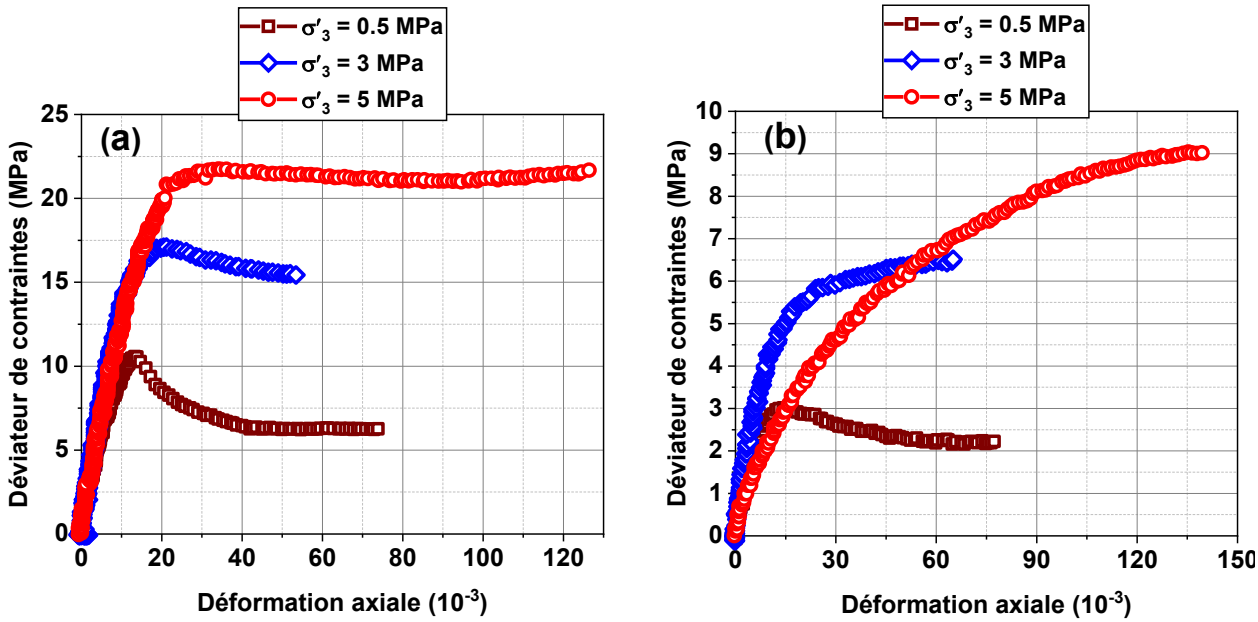


FIGURE 5.11 – Courbes contraintes-déformations du mélange tuf-laitier. Essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) mélange tuf-laitier sec; (b) mélange tuf-laitier humide

Dans le cas du mélange séché (figure 5.11a) nous constatons que les courbes présentent un pic qui se réduit pour des contraintes latérales élevées. En comparaison avec les tufs non traités et séchés pendant 3 mois à 20 °C, les courbes montrent une moindre plasticité : la rupture est du type fragile. Cela suggère une neutralisation, au moins partielle, des fines argileuses par le laitier.

Dans le cas du mélange qui n'a pas été soumis au processus de séchage (figure 5.11b), l'importance de celui-ci est à nouveau évidente. En effet, l'absence de séchage révèle un comportement plastique significatif à mesure que la contrainte latérale augmente.

En outre, la comparaison avec les tufs humides non traités indique que le traitement au laitier granulé a amélioré les performances des tufs, même si leur évolution n'est pas spectaculaire. Cependant, nous estimons qu'une fois le durcissement terminé, les résistances obtenues seront suffisantes pour assurer un bon comportement.

Enfin, une amélioration de la valeur du déviateur à la rupture est observée après le traitement des tufs au laitier dans les deux cas.

Les chemins de contraintes effectives suivis pendant le cisaillement sont représentés dans le plan [p', q] à la figure 5.12.

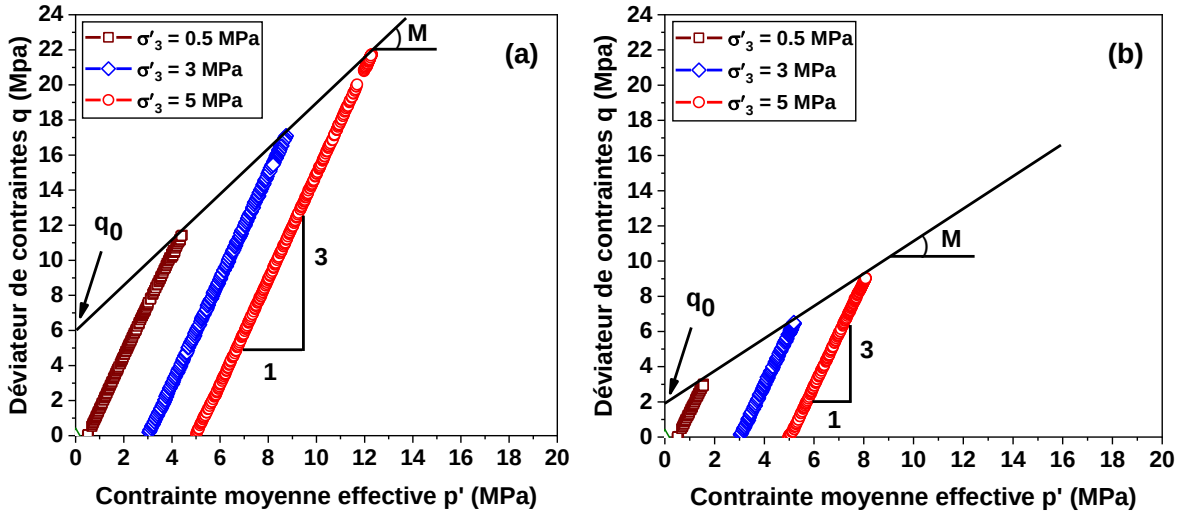


FIGURE 5.12 – Représentation dans le plan [p', q] des chemins de contraintes effectives suivis lors des essais triaxiaux "consolidés drainés" réalisés sur: (a) mélange tuf-laitier sec; (b) mélange tuf-laitier humide

Les valeurs déduites de cohésion et d'angle de frottement interne sont reprises et confrontées à celles des tufs non traités dans le tableau 5.2.

TABLEAU 5.2 – Paramètres des chemins de contraintes des essais triaxiaux réalisés sur tufs calcaires non traités et sur tufs calcaires traités au laitier granulé de haut fourneau

	Paramètres Mohr-Coulomb		**Plan [p′, q]**	
	c′ (MPa)	**φ′ (°)**	**M**	**q_0 (MPa)**
Tufs secs	1.91	27	1.05	4
Tufs humides (w = 10.5%)	0.19	10	0.36	0.4
Mélange sec de tuf + laitier	2.4	34	1.28	6
Mélange humide de tuf + laitier	1.2	13	1	2

La comparaison avec les tufs non traités permet de constater que le laitier granulé a fait croître la cohésion et l'angle de frottement de façon significative.

Il est important de souligner que ces résultats sont obtenus après seulement 90 jours de prise, et par conséquent, les caractéristiques de ce mélange sont appelées à s'améliorer davantage.

Ces résultats révèlent également que le séchage a un impact moindre sur les tufs traités au laitier par rapport aux tufs non traités. En effet, le séchage du mélange tuf-laitier a doublé la cohésion, tandis que pour les tufs non traités, elle a été multipliée par 10. L'angle de frottement interne demeure relativement constant (2,7 en moyenne).

5.7 Avantages et inconvénients des techniques au laitier granulé

Les principaux avantages et inconvénients des techniques au laitier sont les suivants :

- *Avantages :*
  - réduction significative des coûts de transport par rapport aux techniques bitumineuses ;
  - techniques à froid, entraînant une économie d'énergie par rapport aux techniques bitumineuses ;
  - simplicité du matériel de fabrication et de mise en œuvre en comparaison avec les techniques à chaud ;
  - délai de maniabilité étendu, permettant une reprise de la chaussée même après quelques jours ;
  - durée de vie supérieure à celle des enrobés à chaud ;
- *Inconvénients :*
  - apparition de fissures dues au phénomène de retrait ou à la fatigue du matériau ;
  - un léger sous-dimensionnement ainsi que les surcharges excessives peuvent sensiblement réduire la durée de vie de la chaussée ;
  - apparition des phénomènes d'interfaces : les boues vertes ou blanches.

Vu l'importance des phénomènes de fatigue, de retrait et d'interfaces, nous exposons ci-dessous un bref aperçu de leurs causes et de leurs conséquences.

5.8 Fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques

Dans le contexte des assises traitées aux liants hydrauliques, la prise en compte de la fatigue du matériau est essentielle. En effet, lorsque le matériau est soumis de manière répétée à une contrainte de traction (σ) inférieure à sa contrainte de rupture (σ_0), il finit par rompre après un certain nombre N de chargements. La valeur de N dépend du rapport (σ/σ_0).

En cas de contrainte élevée à la base de la couche traitée, des fissures liées à une rupture de fatigue apparaîtront rapidement, révélant un dimensionnement insuffisant du matériau, compte tenu de (Chauvin 1987) :

- la rigidité du support ;
- la résistance propre de la couche traitée ;
- l'épaisseur employée ;
- l'intensité du trafic.

Le processus de développement d'une fissure due à la fatigue dans une couche de chaussée se divise généralement en trois étapes, impliquant des mécanismes distincts (Bonnot 1988) :

- l'amorce de fissure : c'est la formation de la première partie de la fissure à partir des défauts préexistants ;
- la propagation graduelle de la fissure ;
- la rupture, qui marque la phase finale de l'apparition en surface.

Le processus de dégradation est schématisé par la figure 5.13.

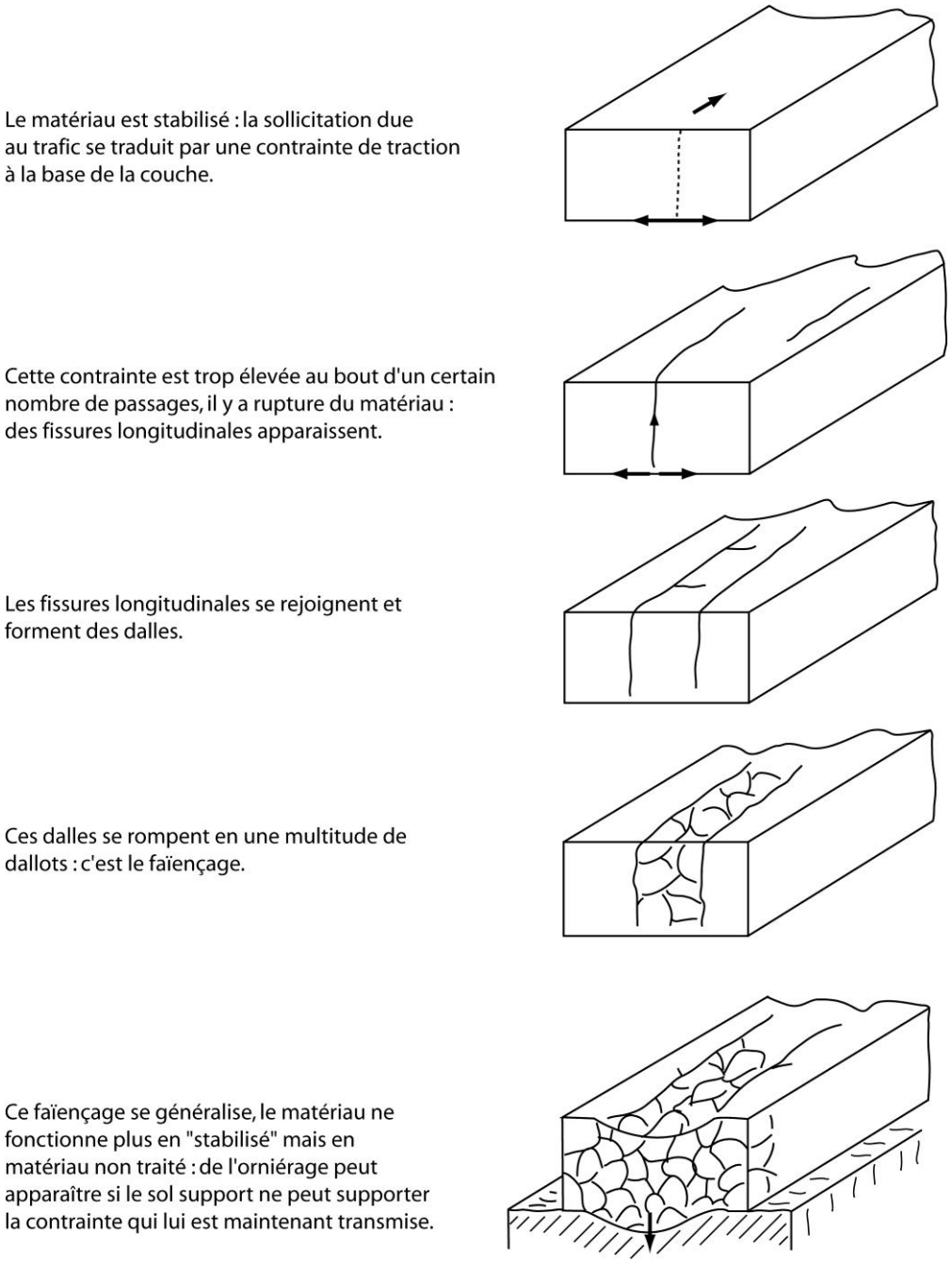


FIGURE 5.13 – Processus de dégradation d'une couche traitée aux liants hydrauliques (Chauvin 1987)

5.9 Le retrait

Le retrait correspond à une déformation du matériau, résultant soit des mouvements d'eau à l'intérieur du matériau (retrait hydraulique), soit des variations thermiques auxquelles il est exposé (retrait thermique).

Le retrait n'est pas synonyme de fissuration : la fissuration survient lorsque deux conditions sont réunies (Chauvin 1987) :

- pour diverses raisons, le retrait, qui devrait normalement se produire, est plus ou moins entravé : cette "contrariété" se manifeste par l'apparition d'une contrainte au sein du matériau ;
- cette contrainte est supérieure à la résistance en traction du matériau.

Les causes et les méthodes pour réduire la fissuration diffèrent considérablement selon qu'il s'agisse de retrait hydraulique ou thermique.

La fissuration transversale résultant du retrait des assises traitées aux liants hydrauliques constitue une caractéristique essentielle, malheureusement inévitable. Elle influence intégralement la conception des chaussées, leur comportement à long terme et leurs exigences en matière d'entretien (Bonnot 1988).

5.9.1 Le retrait hydraulique

Le retrait hydraulique, de manière simplifiée, est associé aux déplacements de l'eau à l'intérieur du matériau, entraînant des variations de volume. Ces déplacements sont principalement causés par (Chauvin 1987) :

- l'évaporation ;
- l'absorption d'eau par le support ;
- l'hydratation du liant hydraulique.

La rigidité du matériau s'oppose au développement du retrait, induisant ainsi l'apparition d'une contrainte. Pour réduire cette contrainte et éviter qu'elle ne dépasse la résistance en traction de la couche stabilisée, il est nécessaire de minimiser soit le retrait, soit la rigidité, soit les deux à la fois (Chauvin 1987).

- Réduire le retrait : cela implique principalement de définir soigneusement la mise en œuvre, notamment en mettant en place des mesures visant à prévenir les pertes d'eau, telles que l'humidification du support et de la surface.
- Réduire la rigidité : il est nécessaire d'éviter des prises trop rapides. En effet, la majeure partie du retrait hydraulique se produit au moment de la mise en œuvre et dans les jours qui suivent. Une prise lente permettra au matériau de supporter des déformations importantes sans rupture, car la contrainte générée sera faible, voire nulle, reflétant le comportement élasto-plastique du matériau à cette phase de son évolution.

La fissuration causée par le retrait hydraulique se manifeste généralement sous forme de dalots d'autant plus petits que l'intensité du phénomène est élevée.

5.9.2 Le retrait thermique

Le retrait thermique est associé aux variations dimensionnelles dues aux variations de températures (dilatation – contraction) (Chauvin 1987).

Les facteurs qui peuvent entraver le retrait thermique, favorisant ainsi l'apparition d'une contrainte, sont divers. Parmi eux, mentionnons (Chauvin 1987) :

- les forces de frottement de la couche traitée sur son support : à mesure qu'elles augmentent, les contraintes deviennent plus élevées ;
- la géométrie de la route : le profil en long et la présence de virages, peuvent entraîner des contraintes en restreignant le mouvement libre de la dalle ;
- la rigidité du matériau traité ;
- La rapidité à laquelle les variations thermiques se produisent.

La fissuration causée par le retrait thermique est transversale à la chaussée et présente habituellement un espacement régulier.

Il est important de noter que la fissuration due au retrait, qu'il soit hydraulique ou thermique, ne peut être évitée. Toutes les méthodes et recommandations disponibles ne peuvent que la réduire.

Ainsi, l'adoption de la technique des assises traitées aux liants hydrauliques suppose d'accepter le risque de fissuration transversale pour la chaussée en raison du retrait de ces matériaux (Bonnot 1988).

5.10 Les phénomènes d'interfaces : les boues vertes ou blanches

Les boues vertes ou blanches, phénomènes d'interfaces, se caractérisent par l'apparition de laitance colorée, suivie de problèmes comme le faïençage et les nids de poule causés par la circulation. Ces problèmes résultent de l'attrition à l'interface entre la couche de surface et la couche de base traitée aux liants hydrauliques, due à l'eau provenant de la surface (par perméabilité) ou de la couche de base (par capillarité). Cette situation est généralement attribuable à une imperméabilité insuffisante de la couche de surface,

provoquant une accumulation d'eau sur la couche de base. Divers facteurs, tels que le mauvais accrochage, l'épaisseur inadéquate de la couche de surface, la qualité médiocre de la couche de base et des erreurs de mise en œuvre, contribuent à l'aggravation du phénomène. Pour prévenir ces problèmes, il est essentiel d'avoir une couche de surface correctement dimensionnée en fonction du trafic, très imperméable, et de prendre des mesures spécifiques pour la couche de base, notamment en veillant à sa qualité, en interdisant les couches minces sur une couche déjà compactée, en évitant la dessiccation de surface, et en réalisant rapidement la couche de protection (Régis 1985).

5.11 Conclusion

Compte tenu de la friabilité des tufs calcaires de Sétif et de leur grande sensibilité à l'eau, nous avons étudié l'effet d'un traitement au laitier granulé sur leurs propriétés mécaniques.

Le traitement au laitier granulé d'El-Hadjar a montré que les performances obtenues étaient satisfaisantes.

Les résultats obtenus montrent que le temps de conservation favorise l'amélioration des caractéristiques mécaniques. De plus, le séchage du mélange tuf-laitier entraîne une augmentation significative des résistances à la compression simple et à la traction indirecte après 28 jours à 20°C, avec un rapport d'amélioration d'environ deux fois par rapport aux tufs non traités.

L'essai de traction indirecte apparaît comme une alternative crédible aux essais de traction directe et de flexion, qui sont à la fois longs et coûteux, à condition de suivre les directives de Nguyen et Derkx (1991 et 1997). Une analyse plus poussée de cette méthode serait donc pertinente.

Les essais triaxiaux menés sur des éprouvettes conservées pendant 90 jours, puis séchées durant une semaine à 20 °C, révèlent une réduction de la plasticité résultant du traitement des tufs calcaires au laitier granulé, ainsi qu'une augmentation notable de la cohésion et de l'angle de frottement.

Par ailleurs, nous estimons que l'incorporation de laitier granulé ne devrait pas nous dispenser de recourir aux encroûtements les plus durs.

Ces performances encourageantes sont atteintes pour une teneur en laitier souvent importante (25%). Il serait judicieux d'entreprendre des études sur l'utilisation du laitier pré-broyé en Algérie. En effet, diverses recherches sur les graves-laitier ont démontré que l'utilisation de laitier pré-broyé permet d'obtenir des performances comparables à celles obtenues avec du laitier granulé, mais avec un dosage deux fois moindre.

D'autre part, la fissuration par retrait des assises de chaussées traitées peut entraver le développement de ce type de structure, malgré ses avantages techniques et économiques indéniables. Une meilleure appréhension du phénomène de retrait, ainsi que le développement de solutions visant à atténuer ses effets indésirables, représentent des défis majeurs. Il est donc impératif d'investir des efforts significatifs dans la recherche et l'innovation.

CONCLUSION GENERALE

Les tufs calcaires, présents essentiellement dans les régions semi-arides et arides, sont des formations du Quaternaire. Leur origine est probablement liée à la dissolution du $CaCO_3$ des massifs environnants, suivie du dépôt de ce carbonate de calcium dans les plaines avoisinantes. Au fil du temps, ces dépôts se sont différenciés progressivement en fonction de l'enrichissement en calcaire, formant ainsi une variété de profils distincts. Les faciès que peuvent présenter ces formations au sein d'un même gisement sont multiples, passant d'une forme friable, riche en fines, à une sorte de carapace très dure.

L'étude minéralogique a montré que les tufs calcaires de Sétif présentent une forte teneur en $CaCO_3$ au sommet de l'encroûtement, atteignant 94% (dalle compacte). Cependant, cette teneur diminue de manière progressive vers le bas de l'encroûtement, descendant à 67%, avec une présence fréquente de débris de silex. De plus, l'étude a révélé la présence d'attapulgite, une argile fibreuse qui aurait été néoformée pendant la phase de dépôt et de différenciation de l'encroûtement.

La sensibilité des tufs calcaires à l'eau représente le principal point de faiblesse de ces matériaux. Leurs performances médiocres en présence d'eau rendent nécessaire l'analyse de l'interaction fluide-solide, en examinant notamment les différences entre leurs états sec et humide.

Leur sensibilité à l'eau est largement accentuée par leur structure lâche. Ainsi, l'amélioration de leurs propriétés mécaniques requiert une recherche constante de la plus grande compacité possible afin de minimiser le volume poreux. A cet égard, l'opération de compactage revêt une importance capitale.

La mise en œuvre de ces matériaux s'avère délicate en raison de la teneur en eau de l'OPM élevée. Le non-respect de ce critère peut entraîner divers désordres, principalement liés à un déficit en eau, tels que les tassements, les fissures et la remontée des particules fines en surface. A l'inverse, un excès en eau peut provoquer le phénomène de matelassage. Bien que cela puisse sembler anodin, particulièrement dans les zones semi-arides et arides où il est déjà difficile d'atteindre une teneur en eau égale à l'OPM, la porosité élevée de ces matériaux et leur capacité d'absorption d'eau peuvent entraîner une humidification inégale, conduisant à des teneurs en eau variables, dépassant parfois celle de l'OPM, à différents endroits de la chaussée.

L'humidification revêt donc une importance cruciale pour garantir une teneur en eau adéquate et homogène. Ainsi, avant le compactage, l'arrosage doit être suivi d'un brassage de ces matériaux. Des contrôles réguliers, portant essentiellement sur la teneur en eau de compactage et la densité en place, doivent être effectués lors de la mise en œuvre. Il convient de souligner que des avancées restent possibles dans le domaine de l'humidification des tufs calcaires.

Au cours des travaux de mise en œuvre, il est essentiel de surveiller l'évolution granulométrique des graves provenant des encroûtements calcaires. Bien que cette évolution ne soit pas très significative pendant le compactage, car les gros éléments sont encastrés dans le mortier, évitant ainsi tout contact direct (Colombier 1988), le malaxage et le brassage de ces matériaux peuvent générer davantage de fines. La fracturation des gros éléments lors de ces opérations entraîne une augmentation du passant à 2 mm de 10 à 20% (Colombier 1988). Ce pourcentage peut ensuite évoluer vers des particules encore plus fines, soit pendant la mise en œuvre, soit au fil du temps dans la chaussée, sous l'effet de chargements répétés.

La phase de mise en œuvre est donc très importante, car elle détermine la qualité initiale des couches de chaussée ainsi créées, ce qui influe directement sur les déformations permanentes (Gidel 2001). En effet, l'évolution de ces déformations est soumise à plusieurs paramètres liés au matériau dans son état initial (nature minéralogique, densité sèche et teneur en eau), à sa mise en œuvre (morphologie des granulats, teneur en fines, intensité de

compactage, densité et teneur en eau de l'OPM), ainsi qu'au chargement exercé par la circulation (niveau et fréquence de chargement, orientation des contraintes…).

En plus des défis de mise en œuvre bien connus des ingénieurs routiers, les tufs calcaires présentent deux comportements particuliers susceptibles d'avoir un impact économique important. Tout d'abord, le phénomène d'extrusion, similaire à une liquéfaction statique, altère le comportement mécanique du matériau et provoque un second effet, à savoir l'accélération de la désagrégation en présence d'eau. La mise en lumière de ces deux comportements souligne la nécessité d'incorporer des éléments plus résistants dans les structures concernées. De plus, il est essentiel de prendre des dispositions constructives pour limiter toute augmentation significative de la teneur en eau à l'intérieur de la chaussée. Pendant la saison hivernale, afin de garantir une résistance et une rigidité adéquates du corps de chaussée, il est impératif de maintenir la teneur en eau en dessous de l'OPM. Une teneur en eau égale à l'OPM entraîne une réduction notable de la succion, ce qui se traduit par une perte de la cohésion du matériau et donc de sa résistance, entraînant ainsi une augmentation sensible des déformations permanentes.

Les tufs calcaires non imperméabilisés en surface nécessitent l'application d'un enduit protecteur pour les rendre étanches, les préservant ainsi des infiltrations d'eau lors de pluies intenses et évitant leur réhumidification. L'entretien régulier des accotements est essentiel pour prévenir la stagnation et l'infiltration d'eau. Opter pour des chaussées en léger remblai avec des pentes transversales plus prononcées facilite l'évacuation des eaux de ruissellement et réduit leur infiltration. En outre, un système de drainage bien conçu contribue à prolonger la durée de vie de la chaussée et à limiter les dépenses d'entretien. Les écrans drainants de rive, placés à la jonction entre la chaussée et l'accotement, représentent une solution efficace à cet égard. Pour les routes à circulation intense, il convient d'envisager un traitement aux liants hydrauliques afin de rendre le durcissement permanent et améliorer la résistance ainsi que la rigidité de l'assise.

L'eau a généralement tendance à affaiblir les propriétés mécaniques des tufs calcaires. Cependant, en assurant le transport du $CaCO_3$ dissous au sein de l'assise de chaussée, elle favorise, lors du séchage, sa recristallisation entre les grains. Cette cimentation exercera une influence positive sur la résistance et la rigidité de ces matériaux.

Par ailleurs, l'élément essentiel qui semble conditionner les propriétés mécaniques des tufs calcaires est la succion. L'état de serrage engendré par ce phénomène permet d'accroître

les efforts de contact entre grains. Elle est largement influencée par la teneur en eau et la compacité du matériau.

La grande abondance des tufs calcaires dans la région de Sétif ne doit pas éclipser le problème de leur extrême hétérogénéité, qui est également présent au sein d'un même gisement. Pour pallier ce problème, il est impératif, en fonction de l'usage prévu (couche de base ou de fondation), du type de trafic et de la zone climatique, d'établir des seuils pour les caractéristiques suivantes : teneur en $CaCO_3$, granulométrie, indice de plasticité, valeur de l'essai au bleu de méthylène, indice CBR après 4 jours d'immersion, résistance à la compression d'éprouvettes compactées selon les conditions de l'OPM et séchées en étuve à 55 °C, ainsi que le coefficient Los Angeles. Nous suggérons par ailleurs d'intégrer le coefficient micro-Deval en présence d'eau pour les zones subhumides. Pour les accotements, les spécifications porteront sur la granulométrie et l'indice de plasticité. Cette approche, recommandée par Struillou et Alloul (1984) et par Colombier (1988), offre une solution satisfaisante au problème. Ainsi, la sélection des gisements et la production de granulats viseront à répondre à ces critères. Des études complémentaires et l'expérience de chantier permettront de définir plus précisément les normes à imposer à l'avenir, notamment en vue de l'augmentation prévue du trafic routier. De plus, il est recommandé de traiter les tufs extraits par des installations de concassage et de criblage avant leur utilisation sur le chantier, afin d'obtenir un matériau routier plus homogène et de meilleure qualité.

En raison des propriétés géotechniques souvent limitées des tufs calcaires de Sétif en présence d'eau, l'utilisation d'un liant hydraulique pourrait constituer une solution pour élargir leur domaine d'application aux chaussées à fort trafic.

Les résultats de l'étude sur le traitement des tufs calcaires au laitier granulé de haut fourneau sont encourageants, mais une recherche plus approfondie portant sur différents types de liants hydrauliques et activants est nécessaire. Des sections expérimentales devraient être mises en place et surveillées pour étudier les défis rencontrés lors de l'exécution des chantiers et le comportement réel de ces matériaux sous l'impact du trafic et dans des conditions climatiques spécifiques.

La complexité du comportement mécanique des tufs calcaires rend difficile l'application de modèles rhéologiques classiques tels que Mohr-Coulomb, qui ne parviennent pas à refléter leur caractère particulier.

Il reste encore des avancées à réaliser pour appréhender pleinement le comportement des tufs calcaires face à divers facteurs hydromécaniques. Cependant, seules des observations sur le terrain et en laboratoire, impliquant des caractérisations minéralogiques et microstructurales ainsi que des essais géotechniques, pourrait permettre d'approfondir cette compréhension. Ensuite, il serait pertinent de faire appel à des modèles qui prennent spécifiquement en considération certains aspects de ces comportements, tels que l'apparition de la plasticité parfaite ou la succion, afin de mieux rendre compte de ces comportements.

L'intégration de modèles rhéologiques s'avère donc essentielle pour décrire, reproduire et simuler efficacement les principaux aspects du comportement hydromécanique des tufs calcaires, facilitant ainsi les prédictions des déformations permanentes. La capacité à anticiper le comportement de ces matériaux au sein de la chaussée revêt donc une importance capitale pour leur valorisation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abbassene F (2016) Contraintes chronologiques et pétro-géochimiques du magmatisme sur l'évolution pré-et post-collisionnelle de la marge algérienne: secteur de la Petite Kabylie. Thèse de Doctorat, Université de Bretagne occidentale-Brest; Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene – Alger

Aitchison GD (1961) Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp 47–52

Akacem M, Zentar R, Mekerta B et al (2020) Co-valorisation of local materials tuffs and dune sands in construction of roads. Geotech Geol Eng 38:435–447. https://doi.org/10.1007/s10706-019-01035-4

Alloul B (1981) Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière. Thèse de Docteur 3ème cycle, Université Paris VI

Alonso EE, Gens A, Hight DW (1987) Special problem soils. General report. Proceedings of the 9th European Conference on soil mechanics and foundation engineering, Dublin 3:1087–1146

Alonso EE, Gens A, Josa A (1990) A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40(3):405–430. https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405

Alonso EE, Pereira JM, Vaunat J, Olivella S (2010) A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. Géotechnique 60(12):913–925. https://doi.org/10.1680/geot.8.P.002

Alonso EE, Pinyol NM, Gens A (2013) Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. Géotechnique 63(6): 463–478. https://doi.org/10.1680/geot.11.P.134

Alonso EE, Vaunat J, Gens A (1999) Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. Engineering geology 54(1–2):173–183. https://doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00079-4

Andrei PS (1977) Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés. Revue Française de Géotechnique 2:49–78. https://doi.org/10.1051/geotech/1977002049

Athamena M (2006) Etude des ressources thermales de l'ensemble allochtone Sud sétifien. Thèse de Magister, Université de Batna, Algérie

Barksdale RD, Itani SY (1989) Influence of aggregate shape on base behavior. Transportation Research Record 1227:173–182

Ben Dhia MH (1983a) Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière. Thèse de Docteur 3ème cycle, Université Paris VI

Ben Dhia MH (1983b) Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde. Bulletin de liaison des L. P. C. 126:5–14

Benahmed N, Canou J, Dupla JC (2004) Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. Comptes Rendus Mécanique 332(11):887–894. https://doi.org/10.1016/j.crme.2004.07.009

Bilodeau JP, Doré G, Calvar A (2017) Détermination de la résistance à la déformation permanente des matériaux granulaires de fondation de chaussées. Rapport final, Université Laval

Bilodeau JP, Doré G, Schwarz C (2011) Effect of seasonal frost conditions on the permanent strain behaviour of compacted unbound granular materials used as base course. International Journal of Pavement Engineering 12(5):507–518. https://doi.org/10.1080/10298436.2011.552605

Bishop AW (1959) The principal of effective stress. Teknisk Ukeblad 106(39):859–863

Bishop AW, Blight GE (1963) Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique 13(3):177–197. https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.3.177

Bishop AW, Eldin G (1950) Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. Géotechnique 2(1):13–32. https://doi.org/10.1680/geot.1950.2.1.13

Blight GE (1967) Effective stress evaluation for unsaturated soils. Journal of the soil mechanics and foundations division 93(2):125–148. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000949

Bolzon G, Schrefler BA (1995) State surfaces of partially saturated soils: an effective pressure approach. *Applied Mechanics Reviews* 48(10):643–649. https://doi.org/10.1115/1.3005044

Bonnot J (1988) Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques (deuxième partie). Bulletin de Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 157:59–87

Boudoukha A (1988) Etude hydrogéologique et modélisation du système aquifère fermé d'El Eulma-Ain Lahdjer (Région Est de Sétif - Algérie). Thèse de Doctorat, Université de Besançon

Boudoukha A (1998) Hydrogéologie des hautes plaines sétifiennes et qualité chimique des eaux souterraines. Thèse de Doctorat d'Etat, Université d'Annaba, Algérie

Boudoukha A, Athamena M (2012) Caractérisation des eaux thermales de l'ensemble Sud sétifien. Est algérien. Revue des Sciences de l'eau 25(2):103–118. https://doi.org/10.7202/1011602ar

Bouillin JP (1977) Géologie alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El Milia (Algérie). Thèse de Doctorat, SC., Paris VI

Bouillin JP (1986) Le bassin maghrébin : une ancienne limite entre l'Europe et l'Afrique à l'Ouest des Alpes. Bulletin de la Société Géologique de France 8(II-4):547–558. https://doi.org/10.2113/gssgfbull.II.4.547

Bouillin JP (1992) La répartition des affleurements de la Dorsale kabyle: héritage d'une segmentation mésozoïque de la marge nord-téthysienne? Comptes rendus de l'Académie des Sciences 315(9):1127–1132

Boulaine J (1957) Etude des sols des plaines du Chélif. Thèse Sci., Serv. Et. Scient., Alger, 582 p

Boustila R, Demdoum A, Fehdi C (2023) Aspects particuliers du comportement mécanique des tufs calcaires de Sétif (Algérie) en assises de chaussées. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 82(40). https://doi.org/10.1007/s10064-022-03033-y

Burland JB (1965) Some aspects of the mechanical behaviour of party saturated soils. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, Butterworths, Sydney, pp 270–278

Capeille H (1957) Construction de chaussées avec des tufs des Hauts-Plateaux du Sud-Oranais: R.N. 6 de Bouktoub à Aïn Sefra. Bull Doc Tech Routière, LCPC Alger 1:37–39

Carrera A, Dawson AR, Steger J (2009) State of the art of materials' sensitivity to moisture change. ERA-Net Road Research report P2R2C2, 38 p

Casini F, Vaunat J, Romero E, Desideri A (2012) Consequences on water retention properties of double-porosity features in a compacted silt. Acta Geotechnica 7:139–150. https://doi.org/10.1007/s11440-012-0159-6

Chauvin JJ (1987) Les sables : guide pratique d'utilisation routière. Synthèse, ISTED, Paris

Chen XT (2009) Effet du chauffage sur le comportement mécanique et poro-mécanique de matériaux cimentaires: propriétés hydrauliques et changements morphologiques. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille et Ecole Centrale de Lille, France

Cherrak M, Morsli M, Boutemeur R, Bali A (2015) Valorization of the use of calcareous tuff and dune sand in Saharan road design. J Civ Eng Archit 9(2015):665–676. https://doi.org/10.17265/1934-7359/2015.06.004

Coleman JD (1962) Stress strain relations for partly saturated soil. Géotechnique 12(4):348–350. https://doi.org/10.1680/geot.1960.10.4.181

Colombier G (1988) Tufs et encroûtements calcaires: utilisations routières. Synthèse, ISTED, Paris

Colombier G, Ponteville P, Alexandre J, Guimarho C (1980) Assises traitées aux liants hydrauliques et pouzzolaniques (Première partie). Revue générale des routes et des aérodromes, Guide pratique de la construction routière, n°18

Côté J (1997) Conductivité hydraulique de matériaux de fondations de chaussées partiellement saturés. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec

Côte M (1998a) Les régions bioclimatiques de l'Est algérien. Rhumel 6:57–71

Cracium O (2009) Matric suction response of unbound granular base materials subject to cyclic loading. Ph.D. thesis, University of New South Wales, Australia

Croney D (1952) The movement and distribution of water in soils. Géotechnique 3(1):1–16. https://doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.1

Croney D, Coleman JD, Black WPM (1958) Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway Research Board Special Report, Washington DC 40:226–252

CTTP (2001) Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves. Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algérie

Cui YJ (1993) Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

Cuisinier O (2002) Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. Thèse de Doctorat. Institut National Polytechnique de Lorraine-INPL

Daheur EG, Goual I, Taibi S, Mitiche-Kettab R (2019) Effect of dune sand incorporation on the physical and mechanical behaviour of tuff: (experimental investigation). Geotech Geol Eng 37:1687–1701. https://doi.org/10.1007/s10706-018-0715-4

Daniel DE (1982) Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers. Soil Science Society of America Journal 46(6):1125–1129. https://doi.org/10.2136/sssaj1982.03615995004600060001x

Davalle EM (1991) Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques. Thèse de Doctorat. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL

Dawson A, Kolisoja P (2004) Permanent deformation. Report on task 2.1, Roadex II. Nottingham, England

Dawson AR, Thom NH, Paute JL (1996) Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. Flexible Pavements, Proceedings of European Symposium Euroflex 1993, Correia AG, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp 35–44

Delage P (1987) Aspects du comportement des sols non saturés. Rev Fr Geotech 40:33–43. https://doi.org/10.1051/geotech/1987040033

Delage P, Audiguier M, Cui YJ, Howat MD (1996) Microstructure of a compacted silt. Canadian Geotechnical Journal 33(1):150–158. https://doi.org/10.1139/t96-030

Delage P, Cui YJ (2000a) Comportement mécanique des sols non saturés. Techniques de l'ingénieur C302. https://doi.org/10.51257/a-v1-c302

Delage P, Cui YJ (2000b) L'eau dans les sols non saturés. Techniques de l'ingénieur C 301. https://doi.org/10.51257/a-v1-c301

Delage P, Fry JJ (2000) Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés. Revue française de géotechnique 92:17–29. https://doi.org/10.1051/geotech/2000092017

Delage P, Graham J (1995) Mechanical behaviour of unsaturated soils: understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. Proceedings of the first international conference on unsaturated soil, vol. 3, Paris

Demdoum A (1996) Etude hydrogéologique et problème de la qualité des eaux des bassins fermés d'El Eulma. Thèse de Magister, Université de Constantine, Algérie

Demdoum A (2010) Etude hydrogéochimique et impact de la pollution sur les eaux de la région d'El Eulma. Thèse de Doctorat, Université de Constantine, Algérie

Djenba S (2015) Influence des paramètres géologique, géomorphologique et hydrogéologique sur le comportement mécanique des sols de la wilaya de Sétif (Algérie). Thèse de Doctorat, Université de Biskra, Algérie

Dubief J (1963) Le climat du Sahara. Tome 2, fascicule 1, 3ème partie — L'eau atmosphérique du Sahara, chap. premier – Les Précipitations. Mém. (Hors Sér.), Univ. Alger, 275 pp

Dudley JH (1970) Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 96(3):925–947. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001426

Durand JH (1959) Les sols rouges et les croûtes en Algérie. Direction de l'Hydraulique et de l'Equipement rural, Service des Etudes Scientifiques, Birmandreis, Alger, Algérie

Durand JH (1963) Les croûtes calcaires et gypseuses en Algérie: formation et âge. Bulletin de la Société Géologique de France S7–V(6):959–968

Durand-Delga M (1955) Etude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique. Bulletin du Service de la carte géologique de l'Algérie, Alger 2:(24)

Durand-Delga M (1969) Mise au point sur la structure du Nord-Est de la Berbérie. Bulletin du Service de la carte géologique de l'Algérie 39:89–131

Ficheur E (1890) Description géologique de la Kabylie du Djurdjura. Etude spéciale des terrains tertiaires. Thèse Paris. Fontana et Cie. Edit .Alger

Fredlund DG, Morgenstern NR (1977) Stress state variables for unsaturated soils. Journal of the geotechnical engineering division 103(5):447–466. https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000423

Fredlund DG, Morgenstern NR, Widger RA (1978) The shear strength of unsaturated soils. Canadian geotechnical journal 15(3):313–321. https://doi.org/10.1139/t78-029

Fredlund DG, Rahardjo H (1993) Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, New York

Gens A, Alonso EE (1992) A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. Canadian Geotechnical Journal 29(6):1013–1032. https://doi.org/10.1139/t92-120

Gens A, Alonso EE, Lloret A (1995) Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. Proceedings of the first international conference on unsaturated soil, vol. 1, Paris

Gidel G (2001) Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. Thèse de Doctorat, Université Bordeaux I, France

Goual I (2012) Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat: Application en construction routière. Thèse de Doctorat, Université de Tlemcen, Algérie

Goual I, Goual MS, Taibi S, Abou-Bekr N (2012) Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire. Eur J Environ Civ Eng 16(6):744–763. https://doi.org/10.1080/19648189.2012.667653

Gras JP (2011) Approche micromécanique de la capillarité dans les milieux granulaires: rétention d'eau et comportement mécanique. Thèse de Doctorat, Université de Montpellier II, France

GTR (1992) Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme. LCPC-SETRA, Paris-Bagneux

Guiraud R (1971) Aperçu sur les principaux traits structuraux du Hodna et des régions voisines. Publications du Service de la carte géologique de l'Algérie, Alger, (N.S) 41:41–50

Guiraud R (1990) Evolution post-triasique de l'avant-pays de la chaîne alpine en Algérie d'après l'étude du Bassin du Hodna et des régions voisines. Office National de la Géologie, Algérie, Mémoire n° 3

Gulhati SK, Satija BS (1981) Shear strength of partially saturated soils. Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm, pp 609–612

Hamrouni A (1975) Routes économiques et routes à faible circulation. XV^{e} Congrès mondial de la route, Mexico

Henkel DJ (1959) The relationships between the strength, pore-water pressure, and volume-change characteristics of saturated clays. Géotechnique 9(3):119–135. https://doi.org/10.1680/geot.1959.9.3.119

Henkel DJ (1960) The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays. Géotechnique 10(2):41–54. https://doi.org/10.1680/geot.1960.10.2.41

Ho XN (2013) Comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés. Thèse de Doctorat, Université de Strasbourg, France

Hornych P, Kazai A, Piau JM (1998) Study of the resilient behaviour of unbound granular materials. Proc. 5th Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway 3:1277–1287

Horta JC (1979) Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière. Service des publications du Laboratoire de Mécanique Des Sols, Base SONATRACH, Blida, Algérie

Jennings JEB (1961) A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. Pore pressure and suction in soils, Butterworths, London, pp 26–30

Jennings JEB, Burland JB (1962) Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Géotechnique 12(2):125–144. https://doi.org/10.1680/geot.1962.12.2.125

Josa A, Balmaceda A, Gens A, Alonso EE (1992) An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse. Proceedings of the Third International Conference on Computational Plasticity, Barcelona, 1:815–826

Khalili N, Khabbaz MH (1998) A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. Géotechnique 48(5):681–687. https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.5.681

Kolisoja P (1994) Large scale dynamic triaxial test with coarse grained aggregates. Proc. 4th Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Minneapolis, Minnesota, United States of America 2:883–897

Kouadra R, Demdoum A (2020) Hydrogeochemical characteristics of groundwater and quality assessment for the purposes of drinking and irrigation in Bougaa area, Northeastern Algeria. Acta Geochimica 39:642–654. https://doi.org/10.1007/s11631-019-00393-3

Lade PV, Yamamuro JA (1997) Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. Can Geotech J 34:918–928

Lambe TW (1960) A mechanistic picture of shear strength in clay. Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado 437:555–580

Lee IK (1968) Soil mechanics - selected tropics. Butterworth, London, pp 67–73

Lekarp F, Isacsson U, Dawson A (2000) State of the Art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. J Transp Eng 126(1):76–83. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(76)

Li XL (1999) Comportement hydromécanique des sols fins: de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de Doctorat, Université de Liège, Belgique

Lion M (2004) Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier. Etudes expérimentales. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille et Ecole Centrale de Lille, France

Loualbia H (2017) Valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière. Thèse de Doctorat, Université de Sidi Bel Abbès, Algérie

Loualbia H, Duc M, Demdoum A, Feia S (2021) Study of the curing behaviour of an algerian calcareous crust. Geotech Geol Eng 39:1173–1179. https://doi.org/10.1007/s10706-020-01552-7

Loualbia H, Duc M, Feia S (2018) Etude du phénomène durcissement des encroûtements calcaires en Algérie. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Champs-sur-Marne, France

Loualbia H, Sebaibi Y, Duc M, Goual I, Feia S (2017) Effect of different drying methods on the mechanical behavior and the microstructure of an Algerian compacted limestone crust. J Adhes Sci Technol 31(10):1045–1060. http://dx.doi.org/10.1080/01694243.2016.1242525

Matyas EL, Radhakrishna HS (1968) Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique 18(4):432–448. https://doi.org/10.1680/geot.1968.18.4.432

Mitchell JK (1976) Fundamentals of soil behaviour. John Wiley & Sons, New York

Mitchell JK (1993) Fundamentals of soil behaviour. John Wiley & Sons, Inc., New York

Morsli M (2007) Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharienne. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie

Morsli M, Bali A, Bensaibi M, Gambin M (2007) Etude du durcissement d'un tuf d'encroûtement de Hassi-Messaoud (Algérie). Revue Européenne de Génie Civil 11(9–10):1219–1240. https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692985

Mounanga P (2003) Etude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge: hydratation, retraits, propriétés thermophysiques. Thèse de Doctorat, Université de Nantes, France

Nadah J (2010) Valorisation d'une craie du Nord de la France en assise de chaussée routière. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lille, France

Netterberg F (1971) Calcrete in road construction. National Institute for Road Research, CS/R Research Report 286, NIRR Bulletin 10, pp. 1–73, UDC 625.707.553.636, Pretoria, South Africa

Netterberg F (1975) Self-stabilization of road bases: fact or fiction? Proc. 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban

NF EN 933-1 (2012) Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats—Partie 1: Détermination de la granularité—Analyse granulométrique par tamisage

NF EN 933-8+A1 (2015) Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats—Partie 8: Evaluation des fines—Equivalent de sable

NF EN 933-9+A1 (2013) Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats—Partie 9: Qualification des fines—Essai au bleu de méthylène

NF EN 1097-1 (2011) Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats—Partie 1: Détermination de la résistance à l'usure (micro-DEVAL)

NF EN 1097-2 (2010) Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats—Partie 2: Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation

NF EN ISO 17892-4 (2018) Reconnaissance et essais géotechniques—Essais de laboratoire sur les sols—Partie 4: Détermination de la distribution granulométrique des particules

NF P94-051 (1993) Sols: Reconnaissance et essais—Détermination des limites d'Atterberg—Limite de liquidité à la coupelle—Limite de plasticité au rouleau

NF P94-078 (1997) Sols: Reconnaissance et essais—Indice CBR après immersion—Indice CBR immédiat—Indice Portant Immédiat—Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR

NF P94-093 (2014) Sols: Reconnaissance et essais—Détermination des références de compactage d'un matériau—Essai Proctor Normal—Essai Proctor modifié

Nguyen DC, Derkx (1991) Détermination du module élastique des matériaux de chaussées traités aux liants hydrauliques avec l'essai de compression diamétrale. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées 171:7–12

Nguyen DC, Derkx (1997) Méthode de mesure des caractéristiques rhéologiques d'un matériau au moyen de la compression diamétrale : application aux matériaux routiers. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 207:21–32

Nowamooz H (2007) Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels. Thèse de Doctorat. Institut National Polytechnique de Lorraine-INPL

Paute JL (1983) Comportement des sols supports de chaussées à l'appareil triaxial à chargements répétés. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées 124:101–114

Paute JL, Hornych P, Benaben JP (1994) Comportement mécanique des graves non traitées. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées 190:27–38

Pelizzari B (2017) Etude expérimentale des sols proches de la saturation: application aux remblais en matériaux fins. Thèse de Doctorat. Université Grenoble Alpes.

Ponton A (1964) Les tufs des Hauts-Plateaux en Algérie. Revue Générale des Routes et Aérodromes n° 388, Paris

Pouget M (1980) Les sols à croûte calcaire dans les steppes algériennes: Quelques aspects morphologiques et esquisse d'une évolution actuelle. Cahiers ORSTOM, série pédologique, XVIII (3–4):235–246

Raoult JF (1969) Nouvelles données sur les flyschs au Nord du Kef Sidi Dris et dans la zone du Col des Oliviers (Nord du Constantinois, Algérie). Bulletin de la Société Géologique de France 7(4):516–522. https://doi.org/10.2113/gssgfbull.S7-XI.4.516

Raoult JF (1974) Géologie du Centre de la chaîne numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Thèse. Sc. Paris. Mém. Soc. Géol. Fr., N.S., t. LIII, n°121, 164 p

Régis C (1985) Cours de routes – Assises de chaussées. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

Rendulic L (1936) Relation between void ratio and effective principal stresses for a remolded silty clay. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge 3:48–51

Risnes R (1990) A laboratory study of chalk extrusion. Third North Sea Chalk Symposium, Copenhagen

Risnes R, Gjesdal SA, Landaas TL, Madland I (1994) Changes in mechanical properties of chalk caused by deformation and by pore pressure. Eurock SPE/ISRM Rock Mechanics in Petroleum Engineering Conference, Delft, The Netherlands, SPE 28136:853-860. https://doi.org/10.2118/28136-MS

Roscoe K, Burland JB (1968) On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. Cambridge University Press, Cambridge, pp 535–609

Ruellan A (1967) Individualisation et accumulation du calcaire dans les sols et les dépôts quaternaires du Maroc. Cahiers ORSTOM, série Pédol V/4:421–462

Ruellan A (1970) Contribution à la connaissance des sols des régions méditerranéennes: les sols à profil calcaire différencié des plaines de la Basse Moulouya (Maroc oriental). Thèse de Doctorat, Université de Strasbourg, Mémoires ORSTOM, 54, 302 p

Scholtès L (2008) Modélisation micromécanique des milieux granulaires partiellement saturés. Thèse de Doctorat. Institut National Polytechnique de Grenoble-INPG

Schroeder C (2001) Du coccolithe au réservoir pétrolier: Approche phénoménologique du comportement mécanique de la craie en vue de sa modélisation à différentes échelles. Thèse de Doctorat, Université de Liège, Belgique

Skempton AW (1960) The pore-pressure coefficient in saturated soils. Géotechnique 10(4):186–187. https://doi.org/10.1680/geot.1960.10.4.186

Soulié F (2005) Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaires. Thèse de Doctorat, Université de Montpellier II, France

Soulié F (2008) Etude micromécanique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides. Eur J Environ Civ Eng 12(3):279–290. https://doi.org/10.1080/19648189.2008.9693014

Soulié F, Cherblanc F, El Youssoufi MS, Saix C (2006) Influence of liquid bridges on the mechanical behaviour of polydisperse granular materials. Int J Numer Anal Meth Geomech 30:213–228. https://doi.org/10.1002/nag.476

Soulié F, El Youssoufi MS, Delenne JY, Voivret C, Saix C (2007) Effect of the crystallization of a solute on the cohesion in granular materials. Powder Technology 175(1):43–47. https://doi.org/10.1016/j.powtec.2007.01.025

Struillou R, Alloul B (1984) Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie. Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur 30:465–469. https://doi.org/10.1007/BF02594363

Taibi S (1994) Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative - Etude expérimentale et modélisation. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris

Thorez J (1976) Practical identification of clay minerals: a handbook for teachers and students in clay mineralogy. Editions G. Lelotte, Dison, Belgique

Thorez J (1987) X-ray studies, chapitre 11 dans "Preparative Chemistry Using Supported Reagents". Edited by Pierre Laszlo, Academic Press, INC. Harcourt Brace Jovanovich, Publishers

Uthus L (2007) Deformation properties of unbound granular aggregates. Ph.D. thesis, University of Trondheim, Norway

Vachaud G, Gaudet JP, Kuraz V (1974) Air and water flow during ponded infiltration in a vertical bounded column of soil. Journal of hydrology 22(1–2):89–108. https://doi.org/10.1016/0022-1694(74)90098-5

Van Genuchten MT (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil science society of America journal 44(5):892–898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

Vaudour J, Clauzon G (1976) Les croûtes calcaires ont-elles toutes une origine pédologique? Méditerranée 24:71–81. https://doi.org/10.3406/medit.1976.1654

Vicol T (1990) Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chassées, Paris, France

Vila JM (1977) Notices explicatives des cartes géologiques au l/50000 de Bir El Ahrech, Chelghoum El Aid, El Eulma, Mezloug, Sétif et Tadjenanet

Vila JM (1980) La chaine alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens. Thèse de Doctorat, Université Paris VI

Vila JM, Busnardo R, Devries A, Magne J, Sigal J (1968) Données stratigraphiques sur la série renversée et charriée du Djebel bou Sba et étude de son cadre structural (région de Guelma, Constantinois, Algérie). Bulletin de la Société Géologique de France 7(2):206-212. https://doi.org/10.2113/gssgfbull.S7-X.2.206

Vila JM, Feinberg H, Coiffait PE, Lahondere JC (1978) Les formations priaboniennes à blocs d'Algérie orientale: datation, nature des éléments remaniés, position et signification structurales. C.R. Acad. Sc., Paris (286):391–394

Vila JM, Leikine M (1976) Sur l'allochtonie des Biban orientaux (Algérie). 4ème réun. ann. Sc. Terre, Paris, S.G.F, p393

Vila JM, Sigal J, Coiffait PE, Lahondere JC, Quinif Y (1975) Sur l'allochtonie du Tell sétifien; la fenêtre de la Koudiat Touachra et la nappe de Djemila. Bulletin de la Société Géologique de France 7(6):1172–1175. https://doi.org/10.2113/gssgfbull.S7-XVII.6.1172

Vogt T (1989) Quelques éléments de discussion au sujet des croûtes calcaires. Annales de Géographie 98(545):71–79

Werkmeister S, Numrich R, Dawson AR, Wellner F (2003) Design of granular pavement layers considering climatic conditions. Transportation Research Record 1837(1):61–70. https://doi.org/10.3141/1837-07

Wheeler S, Karube D (1995) Constitutive behaviour. Proceedings of the first international conference on unsaturated soil, Paris, 3: 1323–1356

Wildi W (1983) La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène. Revue de Géologie Dynamique et de Géographie Physique 24(3):201–297