



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي – تبسة
Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa
معهد المناجم
Institut des Mines
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا
Département Mines Et Géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie minier

Option : géotechnique

Etude du comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges roulantes. Cas: de la voie Tébessa /Annaba

Par

1 KETIF Rania

2 ABSI Linda

Devant le jury :

DJELLALI Adel	Président	Pr	Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa
MEBROUK Faouzi	Encadreur	MAA	Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa
BERRAH Yassin	Examineur	MCA	Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa

Année universitaire 2025/2026

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Larbi Tebessi – Tébessa
Institut des Mines
Département mines et géotechnologie



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
جامعة العربي التبسي – تبسة
معهد المناجم
قسم المناجم و الجيوتكنولوجيا

Année universitaire : 2025/2026 Tébessa le :

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

1 ABSI Linda

2 KETIF Rania

Niveau : Master 2

Option : Géotechnique

Thème : Etude du comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges roulantes. Cas: de la voie Tébessa /Annaba

Nom et prénom de l'encadreur : MEBROUK Faouzi

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Introduction général.	
Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.	
Chapitre 2: Etude géologique, Hydrogéologique et géotechnique.	
Chapitre 3: Classification et dimensionnement de la voie ferré	
Chapitre 4: Modélisation numérique	
Conclusion général	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لاتجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

الصفة : طالب

المسيد (ة) كتيف رانيا

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم: 411912299. و الصادرة بتاريخ. 2024/06/10.

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

المسجل بمعهد المناجم

و المكلف بانجاز أعمال بحث مذكرة ماستر عنوانها :

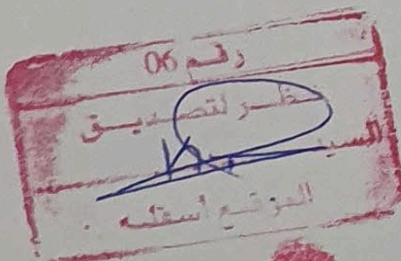
Etude du comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges
roulantes. Cas: de la voie Tébessa /Annaba

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية

المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 04 جويلية 2026

إمضاء المعني (ة)



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد (ة) عيسى لندة الصفة : طالب

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 406839836. و الصادرة بتاريخ. 2023/09/07.

المسجل بمعهد المناجم قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

و المكلف بإنجاز أعمال بحث منكرة ماستر عنوانها :

Etude du comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges
roulantes. Cas: de la voie Tébessa /Annaba

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية
المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 04 جوان 2023

إمضاء المعني (ة)



REMERCIMENT

Tout d'abord, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à **Dieu, le Tout-Puissant**, pour Sa grâce, Sa bénédiction et la force qu'Il nous a accordées tout au long de ce parcours. Nous Le remercions de nous avoir guidés et soutenus afin d'atteindre cette étape importante.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre directeur de recherche, **Mr. Mabrouk Faouzi**, pour son accompagnement, ses précieux conseils et son soutien tout au long de la réalisation de ce projet.

Nous remercions également les membres du jury de soutenance, **M. DJELLALI Adel et M. BERRAH Yacine** pour leur disponibilité et leurs remarques constructives.

Nos remerciements s'adressent aussi à tous nos enseignants pour la qualité de leur enseignement et leur contribution à notre formation académique et professionnelle.

Nous tenons à remercier particulièrement **M. BENGHAZI Zied, M. ALI Hamdan et Mme AMRANI Dounia**

pour leur soutien et leurs encouragements.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à l'ensemble des travailleurs de la **Cosider T153** pour leur accueil et leur contribution à l'enrichissement de notre expérience pratique.

إهداء

الحمد لله سبحانه وتعالى الذي وفقني وأعانتني، وأنار دربي بنور العلم، ومنحني القوة والصبر لإتمام هذا العمل المتواضع،
فله الحمد والشكر على نعمه التي لا تُعد ولا تُحصى، وعلى توفيقه الذي كان رفيقي في كل خطوة من هذا المشوار.
أهدي ثمرة جهدي هذه إلى أعز الناس على قلبي، إلى **أبي عبي عمارة وأمي العزيزين**، اللذين كانا السند الحقيقي
والداعم الأول في حياتي، واللذين لم يبخلا عليّ يوماً بالدعم والتشجيع والدعاء والتضحية أسأل الله أن يحفظهما ويدعم
عليهما الصحة والعافية، ويجزيهما غني خير الجزاء.

إلى اخواني وإخوتي الأعزاء **كمال وأيمن**، الذين كانوا دائماً مصدر دعم ومحبة وسند في مختلف مراحل حياتي، فكان
لوجودهم أثر جميل في مواصلة الطريق.

إلى شريكتي في إعداد هذه المذكرة **كثيف رانيا**، عرفاناً بالجهود المشتركة والتعاون المثمر وروح الصبر والمثابرة التي
جمعتنا طوال فترة إنجاز هذا العمل، وإلى عائلتها الكريمة على دعمهم وطيب معاملتهم.

إلى صديقتي العزيزات، اللواتي كنّ سنداً بكلماتهن الطيبة وتشجيعهن الصادق، فلهن مني كل الشكر والتقدير.
إلى صغیرتي القلب، ابنتي أختي العزيزتين **أنفال وأفنان**، اللتين أضفتا البهجة والفرح في أصعب الأوقات، أسأل الله أن
يحفظكما ويجعل مستقبلكما مليئاً بالنجاح والسعادة.

وفي الأخير، إلى كل من كان له عليّ فضل، وترك أثراً طيباً في حياتي ولم تسعفني الكلمات لذكره، وإلى كل من
دعمني أو شجعني أو مدّ لي يد العون من قريب أو بعيد، أهدي هذا العمل المتواضع عربون وفاء وامتنان وتقدير.

إهداء

الحمد لله سبحانه وتعالى الذي وفقني وأعانتني، وأنار دربي بنور العلم، ومنحني القوة والصبر لإتمام هذا العمل المتواضع، فله الحمد والشكر على نعمه التي لا تُعد ولا تُحصى، وعلى توفيقه الذي كان رفيقي في كل خطوة من هذا المشوار.

أهدي ثمرة جهدي هذه إلى أعزّ الناس على قلبي، إلى **أبي العزيز ميداني وأمي العزيزة نزار منى**، اللذين كانا السند الحقيقي والداعم الأول في حياتي، واللذين لم يبخلا عليّ يوماً بالدعم والتشجيع والدعاء والتضحية، أسأل الله أن يحفظهما ويديم عليهما الصحة والعافية، ويجزيهما عني خير الجزاء.

إلى إخوتي وأخواتي الأعزاء: **مروى، إيمان، وعبد المؤمن**، الذين كانوا دائماً مصدر دعم ومحبة وسند في مختلف مراحل حياتي، فكان لوجودهم أثر جميل في مواصلة الطريق.

إلى شريكتي في إعداد هذه المذكرة **عبسي لندة**، عرفاناً بالجهود المشتركة والتعاون المثمر وروح الصبر والمثابرة التي جمعتنا طوال فترة إنجاز هذا العمل، وإلى عائلتها الكريمة على دعمهم وطيب معاملتهم..

إلى كل عائلتي الكريمتين، التي كانت دائماً مصدر فخر واعتزاز، وسنداً لا ينضب في مسيرتي، أسأل الله أن يحفظهم جميعاً.

إلى صديقاتي العزيزات، اللواتي كنّ سنداً بكلماتهن الطيبة وتشجيعهن الصادق، فلهن مني كل الشكر والتقدير.

وفي الأخير، إلى كل من كان له عليّ فضل، وترك أثراً طيباً في حياتي ولم تسعفني الكلمات لذكره، وإلى كل من دعمني أو شجعني أو مدّ لي يد العون من قريب أو بعيد، أهدي هذا العمل المتواضع عربون وفاء وامتنان وتقدير

TABLE DES MATIÈRES

Liste des tableaux	I
Liste des figures	II
Liste des symboles.....	III
Résumé	III
Introduction générale	1

Chapitre I : Généralités sur les voies ferrées

I.1 Introduction	3
I.2 Historique du transport ferroviaire	4
I.2.1 Historique du chemin de fer dans le monde	5
I.3 Composants de la voie ferrée	8
I.4 Plateforme ferroviaire	14
I.5 Dégradations et pathologies	20
I.6 Techniques d'amélioration et de maintenance	23
I.9 Conclusion	25

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique

II.1 Introduction	27
II.2 Situation géographique et cadre géologique	28
II.2.1 Situation géographique	28
II.2.2 Cadre géologique	31
II.2.2.1 Géologie régionale	32
II.2.2.3 Géologie locale	34
II.2.2.4 Aspect tectonique	36
II.2.3 Cadre hydrogéologique	37
II.2.4 Cadre sismique	40
II.3 Étude géotechnique	42
II.4 Campagne de reconnaissance	45
II.5 Essais géotechniques	50
II.6 Interprétation des résultats	55
II.7 Essais in situ et de laboratoire	58
II.7.1 Essais in situ	58
II.7.3 Essais de laboratoire	61
II.7.3.1 Analyse granulométrique	61
II.7.3.1.2 Teneur en eau	62
II.7.3.1.3 Limites d'Atterberg	63

II.8 Conclusion	65
Chapitre III : Classification et dimensionnement de la voie ferrée	
III.1 Introduction	68
III.2 Les étapes de dimensionnement	69
III.2.1 Classification des sols	70
III.2.1.1 Classification LPC	71
III.2.1.2 Classification GTR	74
III.2.1.3 Classification UIC	81
III.2.1.3.2 Interprétation des résultats GTR	84
III.2.2 Classe de plateforme	86
III.2.3 Dimensionnement analytique	89
III.2.4 Dimensionnement graphique	91
III.3 Charges et surcharges d'exploitation	93
III.4 Conclusion	95
Chapitre III: Modélisation numérique	
IV.1 Introduction	96
IV.2 Modélisation théorique	98
IV.2.1 Les lois de comportement des sols dans PLAXIS	99
IV.2.1.1 Modèle élastique linéaire	100
IV.2.1.2 Modèle de Mohr-Coulomb	102
IV.2.2 Description du modèle géométrique de la voie	105
IV.2.2.1 Modèle de Winkler	107
IV.3 Présentation des données	109
IV.3.1 Géométrie du modèle	110
IV.3.2 Caractéristiques des matériaux	112
IV.4 Étude de la voie	116
IV.4.1 Étude statique de la voie	117
IV.4.1.1 Maillage du modèle	118
IV.4.1.2 Conditions initiales	119
IV.4.1.3 Contraintes initiales	120
IV.4.1.4 Procédure des calculs	121
IV.4.1.5 Présentation des résultats	122
IV.4.2 Étude dynamique	124
IV.5 Conclusion	125
Conclusion générale et recommandations	126

TABLE DES MATIÈRES

Références bibliographiques	129
-----------------------------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités sur les voies ferrées

(Aucun tableau)

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique

Tableau (II.1) : Classification des zones sismiques	39
Tableau (II.2) : Résumé des résultats d'essais pressiométriques	39
Tableau (II.3) : Résumé des résultats d'essais de pénétration statique.....	43
Tableau (II.4) : Les résultats d'essais SPT.....	46
Tableau (II.5) : Classification des sites (RPA99).....	48
Tableau (II.6) : Les résultats d'essais d'analyse granulométrique	48
Tableau (II.7) : Résumé des résultats d'essais	53

Chapitre III : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

Tableau (III.1) : Classification LPC des sols en laboratoire	59
Tableau (III.2) : Les résultats des essais du PK00+000 a PK21+300	60
Tableau (III.3) : Définition des grosseurs de particules, des échelles de grandeur et des symboles employés dans le système USCS.....	63
Tableau (III.4) : Tableaux de classification des sols fins	68
Tableau (III.5) : Les classes de qualité des sols	70
Tableau (III.6) : Les résultats de classification selon LPC, GTR et UIC.....	72
Tableau (III.7) : Classification et dimensionnement de la voie ferrée	73
Tableau (III.8) : Détermination de la classe de portance de la plateforme	74
Tableau (III.9) : Les types de plates-formes de la SNCF	76
Tableau (III.10) : Paramètres de dimensionnement	76

Chapitre IV : Modélisation numérique

Tableau (IV.1) : Structure des deux plateformes	90
Tableau (IV.2) : Les caractéristiques du rail et de la barre d'écartement	92
Tableau (IV.3) : Les caractéristiques des matériaux de la plateforme 1 (HardeningSoil)	93
Tableau (IV.4) : Les caractéristiques des matériaux de la plateforme 1 (Mohr-Coulomb)	93
Tableau (IV.5) : Les caractéristiques des matériaux de la plateforme 2 (HardeningSoil)	93

TABLE DES MATIÈRES

Tableau (IV.6) : Les caractéristiques des matériaux de la plateforme 2 (Mohr-Coulomb)	94
Tableau (IV.7) : Les caractéristiques du sol support.....	94
Tableau (IV.8) : Les caractéristiques des traverses	94
Tableau (IV.9) : Tableau des résultats du profil 1 (étude statique).....	99
Tableau (IV.14) : Tableau des résultats du profil 1 (étude dynamique).....	99
Tableau (IV.15) : Tableau des résultats du profil 1 (étude dynamique).....	101
Tableau (IV.15b) : Tableau des résultats du profil 2 (étude dynamique).....	101

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les voies ferrées

Figure (I.1) : La locomotive au bois Dorchester (dessin de John Loye, 1836)	3
Figure (I.2) : Réseau ferré national horizon 2014	4
Figure (I.3) : Rail double champignon	6
Figure (I.4) : Rail à patin	7
Figure (I.5) : Rail à gorge	7
Figure (I.6) : Traverses bi-bloc	8
Figure (I.7) : Traverses monobloc	9
Figure (I.8) : Systèmes de fixation	10
Figure (I.9) : Type d'attaches	11
Figure (I.10) : Courbe granulométrique du ballast S.N.C.F.	13
Figure (I.11) : Les efforts longitudinaux sur les rails	14
Figure (I.12) : Les efforts transversaux sur les rails	15
Figure (I.13) : Les efforts verticaux sur les rails	16
Figure (I.14) : Tassement différentiel au niveau de la voie	18
Figure (I.15.a) : Photo d'une zone de remontée boueuse	18
Figure (I.15.b) : Photo d'une zone de défaut de portance	23

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique

Figure (II.1) : Carte de situation géographique de la zone d'étude	26
Figure (II.2) : Carte géologique de l'Algérie au 1/50000, feuille n°206 Tébessa	27
Figure (II.3) : Colonne stratigraphique de la région d'étude	31
Figure (II.4) : Esquisse tectonique de la zone d'étude	32
Figure (II.5) : Carte des différents ensembles morphologiques de la zone d'étude	35
Figure (II.6) : Carte hydrogéologique de Tébessa 1/200 000	37
Figure (II.7) : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 2024)	39
Figure (II.8) : Schéma d'essais pressiométrique	43
Figure (II.9) : Schéma essai de pénétration dynamique	44
Figure (II.10) : Schéma d'essais pénétration statique	46

Chapitre III : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

TABLE DES MATIÈRES

Figure (III.1) : Digramme des étapes de dimensionnement.....	58
Figure (III.2): Positionnement des échantillons sur le diagramme de Casagrande.....	62
Figure(III.3) : Guide servant à la classification des sols considérés comme des cas limites.....	64
Figure (III.4) : Diagramme de classification GTR des sols	65
Figure (III.8) : Détermination de la classe de portance de la plate-forme.....	72

Chapitre IV : Modélisation numérique

Figure (IV.1) : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	86
Figure (IV.2) : Pyramide de Mohr-Coulomb	87
Figure (IV.3) : Surface de rupture pour le modèle HardeningSoil (HSM)	88
Figure (IV.4) : Modèle de Winkler	89
Figure (IV.5) : Modèle de Sauvage (1993)	90
Figure (IV.6) : Modèle géométrique de la plateforme	91
Figure (IV.7) : Modèle géométrique de la plateforme	92
Figure (IV.8) : Modèle géométrique de la double voie pour la plateforme 1	93
Figure (IV.9) : Modèle géométrique de la double voie pour la plateforme 2	92
Figure (IV.10) : Organigramme de la démarche d'étude.....	95
Figure (IV.11) : Le maillage.....	96
Figure (IV.12) : Distribution des pressions de l'eau interstitielle.....	96
Figure (IV.13) : Les déplacements verticaux du profil 1	98
Figure (IV.14) : Les déplacements verticaux du profil 1 double voie	99
Figure (IV.15) : Les déplacements verticaux du profil 1 (étude dynamique)	101
Figure (IV.16) : Les déplacements verticaux du profil 1 double voie (étude dynamique) ...	103
Figure (IV.17) : Les déplacements verticaux du profil 1	103
Figure (IV.18) : Les déplacements verticaux du profil 1 double voie	103
Figure (IV.19) : Le déplacement dans le sol support sans géotextile – seule voie	104
Figure (IV.20) : Le déplacement dans le sol support sans géotextile double voie.....	105
Figure (IV.21) : Les déformations dans le sol support avec géotextile cas statique	106
Figure (IV.22) : Le déplacement dans le sol avec géotextile cas statique.....	106
Figure (IV.23) : Le déplacement dans le sol avec géotextile cas dynamique	108
Figure (IV.24) : Le déplacement pour double voie avec géotextile cas dynamique	107

Liste des symboles

- W_n : Teneur en eau naturelle
- W_L : Limite de liquidité
- IP : Indice de plasticité.
- VBS : Valeur au bleu de méthylène.
- CBR : California Bearing Ratio.
- γ_d : Poids volumique sec.
- W_{OPM} : Teneur en eau optimale Proctor Modifié.
- C_u : Coefficient d'uniformité.
- C_c : Coefficient de courbure.
- D_{max} : Diamètre maximal.
- Tf_2 : Trafic fictive journalier.
- T_v : Tonnage des trains voyageurs.
- T_m : Tonnage des trains de marchandises.
- T_t : Tonnage des engins de traction.
- K_m : Coefficient des marchandises.
- K_t : Coefficient de traction.
- S : Coefficient de vitesse.
- $PF1 / PF2$: Types de plateformes ferroviaires.
- $P1 / P2 / P3$: Classes de portance.
- E : Module de Young.
- ν : Coefficient de Poisson.
- c : Cohésion du sol.
- ϕ : Angle de frottement interne.
- ψ : Angle de dilatance.
- σ : Contrainte normale.
- τ : Contrainte de cisaillement.
- K_0 : Coefficient des poussées au repos.
- EA : Rigidité axiale.
- EI : Rigidité en flexion.

Résumé

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude du comportement mécanique des structures d'assise de la voie ferrée soumises aux charges roulantes, appliquée au cas de la ligne ferroviaire Tébessa–Annaba, située dans l'est de l'Algérie. L'objectif principal est d'analyser la réponse de la plateforme ferroviaire aux sollicitations statiques et dynamiques à travers une approche intégrée combinant la classification géotechnique des sols, les méthodes de dimensionnement des infrastructures ferroviaires et la modélisation numérique par la méthode des éléments finis. La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, en adoptant le modèle constitutif Hardening Soil pour représenter le comportement mécanique des couches de sol. Cette démarche vise également à évaluer l'efficacité de solutions de renforcement adaptées aux conditions géotechniques et hydrogéologiques locales.

Les résultats obtenus montrent qu'en régime statique, les déplacements calculés pour les deux profils étudiés demeurent dans des limites admissibles, avec des valeurs variant de 0,29 cm à 1,50 cm. En revanche, sous sollicitations dynamiques, le profil 2 présente des déformations excessives dépassant les seuils recommandés par l'UIC (Union Internationale des Chemins de fer), tandis que le profil 1 conserve un comportement mécanique satisfaisant.

Par ailleurs, afin de prendre en compte le risque d'inondation affectant certains secteurs de la ligne, une solution de renforcement fondée sur l'association d'un géotextile et d'un enrochement a été proposée. Les simulations numériques mettent en évidence une amélioration significative de la répartition des contraintes dans la structure d'assise ainsi qu'une réduction notable des déformations, confirmant ainsi la pertinence de cette solution pour accroître la stabilité et la durabilité de la plateforme ferroviaire.

Mots-clés : Voie ferrée, Plateforme ferroviaire, Dynamique, Méthode des éléments finis, PLAXIS 2D, Hardening Soil.

Abstract

This thesis investigates the mechanical behavior of railway track substructure systems subjected to moving train loads, with application to the Tébessa–Annaba railway line in eastern Algeria. The main objective is to analyze the response of the railway platform under both static and dynamic loading conditions through an integrated approach combining geotechnical soil classification, railway infrastructure design methods, and finite element numerical modeling. The numerical simulations were carried out using PLAXIS 2D software, adopting the Hardening Soil constitutive model to accurately represent the mechanical behavior of the soil layers. This approach also aims to evaluate the effectiveness of reinforcement solutions adapted to local geotechnical and hydrogeological conditions.

The results show that, under static loading conditions, the calculated displacements for the two investigated profiles remain within acceptable limits, ranging from 0.29 cm to 1.50 cm. Under dynamic loading, however, Profile 2 exhibits excessive deformations that exceed the limits recommended by the UIC (International Union of Railways), whereas Profile 1 maintains satisfactory mechanical performance.

Furthermore, to address the flood risk affecting certain sections of the railway line, a reinforcement solution combining a geotextile layer with rock (riprap) protection was proposed.

Résumé

Numerical simulations demonstrate a significant improvement in stress distribution within the track substructure and a substantial reduction in deformations, confirming the effectiveness of this solution in enhancing the stability and long-term durability of the railway platform.

Keywords: Railway track, Railway platform, Dynamic loading, Finite element method, PLAXIS 2D, Hardening Soil model.

الملخص

تتناول هذه الرسالة دراسة السلوك الميكانيكي لمنشآت البنية التحتية للسكة الحديدية الخاضعة لأحمال القطارات المتحركة، مع تطبيقها على خط السكة الحديدية تبسة-عنابة الواقع في شرق الجزائر. ويتمثل الهدف الرئيس في تحليل استجابة المنصة الحديدية تحت تأثير الأحمال الساكنة والديناميكية من خلال منهجية متكاملة تجمع بين التصنيف الجيوتقني للتربة، وطرائق تصميم البنى التحتية للسكك الحديدية، والنمذجة العددية باستخدام طريقة العناصر المحددة. وقد أجريت عمليات النمذجة العددية باستخدام برنامج PLAXIS 2D، مع اعتماد نموذج التصلب للتربة (Hardening Soil) لتمثيل السلوك الميكانيكي لطبقات التربة. كما تهدف هذه المقاربة إلى تقييم فعالية حلول التدعيم الملائمة للظروف الجيوتقنية والهيدروجيولوجية المحلية.

أظهرت النتائج أنه في حالة التحميل الساكن، تبقى الإزاحات المحسوبة للمقطعين المدروسين ضمن الحدود المسموح بها، حيث تراوحت قيمها بين 0.29 سم و 1.50 سم. أما في حالة التحميل الديناميكي، فقد أظهر المقطع الثاني تشوهات مفرطة تجاوزت الحدود الموصى بها من قبل الاتحاد الدولي للسكك الحديدية (UIC)، في حين حافظ المقطع الأول على أداء ميكانيكي مرضٍ.

وعلاوة على ذلك، ولمواجهة مخاطر الفيضانات التي تؤثر في بعض أجزاء الخط الحديدي، تم اقتراح حل تدعيمي يعتمد على دمج طبقة من الجيوتكستيل مع حماية بواسطة الإلقاء الصخري (Riprap). وقد بينت نتائج المحاكاة العددية تحسناً ملحوظاً في توزيع الإجهادات داخل البنية التحتية للمسار، إلى جانب انخفاض كبير في التشوهات، مما يؤكد فعالية هذا الحل في تعزيز استقرار المنصة الحديدية وزيادة متانتها واستدامتها على المدى الطويل.

الكلمات المفتاحية: السكة الحديدية، المنصة الحديدية، التحميل الديناميكي، طريقة العناصر المحددة، PLAXIS 2D، نموذج التصلب للتربة (Hardening Soil Model)

Introduction générale

Le transport ferroviaire occupe une place stratégique dans le développement économique et social de l'Algérie, en tant que moyen de transport massif, écologique et énergétiquement efficace. Dans ce contexte, l'état et la modernisation du réseau ferroviaire national constituent un enjeu majeur, notamment pour les régions de l'est du pays dont le potentiel minier et industriel nécessite des infrastructures de transport performantes et durables.

La plateforme ferroviaire constitue l'élément porteur fondamental de la voie. Son dimensionnement et son comportement mécanique sous l'effet des charges roulantes représentent un défi géotechnique de premier ordre, car toute défaillance structurelle se répercute directement sur la sécurité et la qualité de service de la ligne. L'interaction entre les différentes couches constitutives de la voie — ballast, sous-ballast, couche de forme, sol support — et les sollicitations dynamiques générées par le trafic rend cette problématique particulièrement complexe et nécessite le recours à des outils de modélisation numérique avancés.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent mémoire de fin d'études, qui porte sur l'étude du comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges roulantes, appliquée au cas de la voie Tébessa–Annaba. L'objectif principal est d'analyser, à travers une approche combinée de classification géotechnique, de dimensionnement et de modélisation numérique par éléments finis, la réponse de la plateforme ferroviaire aux sollicitations statiques et dynamiques, et d'évaluer l'efficacité de solutions de renforcement adaptées aux conditions locales.

Pour atteindre cet objectif, le travail est structuré en quatre chapitres complémentaires :

Le premier chapitre traite des généralités sur la voie ferrée : historique du développement ferroviaire mondial et algérien, structure de la voie, composants de la superstructure et de l'infrastructure, sollicitations mécaniques et pathologies courantes de la plateforme.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique du site. Il comprend la caractérisation géomorphologique du terrain, l'analyse de l'hydrogéologie locale, la classification sismique selon le règlement RPA 2024, ainsi que l'interprétation des essais in situ (pressiométriques, pénétrométriques CPT et SPT) et au laboratoire.

Le troisième chapitre traite la classification et le dimensionnement de la voie ferrée. Nous développons les méthodes de classification du sol support selon les normes ferroviaires en vigueur (LCPC/SETRA), ainsi que le dimensionnement des différentes couches d'assise en fonction des paramètres géotechniques du site et du niveau de trafic prévu.

Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS 2D V 10. Deux plateformes ferroviaires ont été modélisées et étudiées en conditions statiques et dynamiques, à court et à long terme, en utilisant les modèles constitutifs de Mohr-Coulomb et de Hardening Soil. Les résultats sont analysés et comparés, et une solution de renforcement par géotextile avec des enrochements proposée afin de minimiser les risques des inondations.

Enfin, une conclusion générale et des recommandations sont proposées qui synthétise les principaux enseignements de cette étude et ouvre des perspectives pour des travaux futurs.

Chapitre 1

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

I.1 Introduction

La voie ferrée représente un système complexe dont le comportement dépend de l'interaction entre les éléments de la superstructure et de l'infrastructure, ainsi que du sol porteur. En tant qu'ouvrage soumis à des sollicitations cycliques importantes, elle supporte des charges élevées et répétitives, qui se transmettent progressivement aux couches d'assise et à la plate-forme. Comprendre cette interaction est crucial pour garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'infrastructure ferroviaire, notamment d'un point de vue géotechnique.

Ce chapitre propose une étude approfondie de la voie ferrée, en débutant par un aperçu historique du développement du transport ferroviaire à l'échelle mondiale et en Algérie. Il présente ensuite la structure de la voie, en détaillant les différents composants de la superstructure et de l'infrastructure, tels que les rails, les traverses, les systèmes de fixation et les couches d'assise. Une analyse des efforts longitudinaux, transversaux et verticaux induits par le trafic ferroviaire est également développée, mettant en évidence leur impact sur le comportement mécanique de la voie. Enfin, le chapitre examine les principaux défauts affectant la plate-forme ferroviaire, les méthodes de stabilisation des sols et les opérations de maintenance, en soulignant le rôle déterminant des paramètres géotechniques dans la performance et la pérennité de la voie.

I.2 Historique du transport ferroviaire

I.2.1 Historique du chemin de fer dans le monde

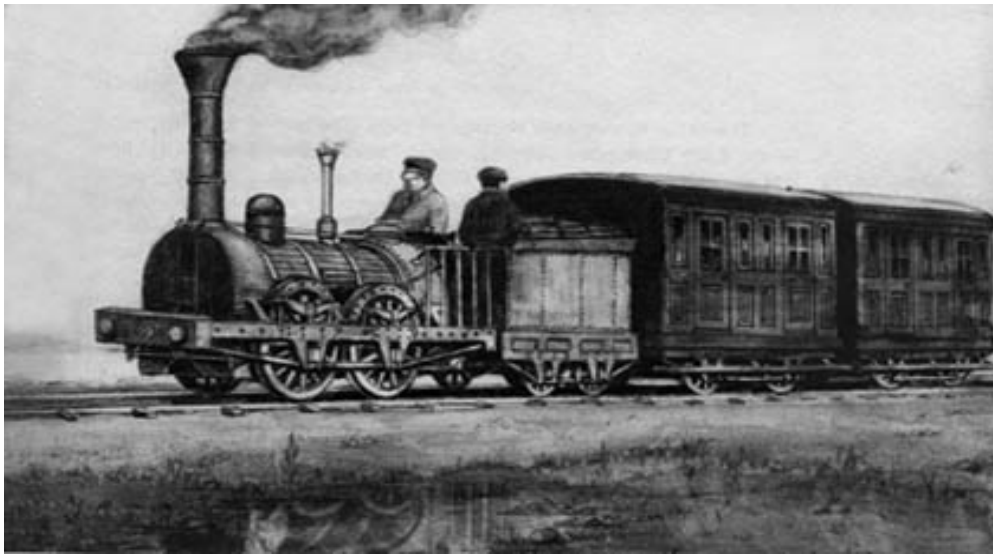
L'apparition des transports guidés remonte à 1550 en Europe, dans les mines, où l'on utilisait initialement des barres de guidage en bois avant de passer progressivement aux rails métalliques. L'idée de transporter de lourdes charges sur des rails provient des premières exploitations minières et constitue une transposition à ciel ouvert du chemin de fer minier, utilisant des chevaux et des machines à vapeur fixes pour tirer les wagonnets.

La première voie ferrée construite au monde fut réalisée en Angleterre en 1825, reliant Stockton à Darlington, et destinée exclusivement au transport de charbon, à l'instar d'autres lignes construites à la même époque en Écosse et dans le Lancashire. En 1803, la première voie ferrée mixte fut mise en service entre Liverpool et Manchester, sur une distance de 51 km.

À partir de 1840, le chemin de fer connut un développement rapide dans les pays disposant de charbon ou capables d'en importer facilement, comme en Europe et aux États-

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

Unis. Profitant de la révolution industrielle, de grands réseaux ferroviaires furent établis entre 1830 et 1890. En 1875, un demi-siècle après la construction des premières voies ferrées, on recensait 129 000 km de lignes aux États-Unis et 123 000 km en Europe occidentale. Quelques années plus tard, la longueur totale des voies ferrées dans le monde atteignait 363 000 km, dont 172 000 km en Europe et 165 000 km aux États-Unis. En 1950, le réseau ferroviaire mondial s'étendait sur environ 1,3 million de km, desservi par 350 000 km de lignes [1].



Figure(I.1) : La locomotive au bois Dorchester (dessin de John Loye, 1836).[2]

I.2.2 Historique du chemin de fer en Algérie

L'exploitation du sous-sol dans la partie ouest de la ville a permis la construction du premier tronçon de chemin de fer à Bône (Annaba). En 1846, le Marquis de Bassano, ancien directeur des Mines, signa l'acte de propriété pour l'exploitation des mines de fer découvertes à Meboudja, dans la région ouest, entre Bône et Aïn Mokra. Les usines et le haut-fourneau furent construits à l'Alaliq, à 6 km au sud d'Annaba, afin de traiter le minerai sur place et de transformer Bône en un centre métallurgique industriel.

Dès 1858, pour faciliter le transport terrestre du minerai, le Marquis de Bassano entreprit la construction d'une voie ferrée étroite, la première en Afrique du Nord. Cette ligne ne mesurait alors que 11 km et son terminus se situait sur les anciens quais du port fluvial de la Seybouse.

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

En 1862, la Société Bassano fit faillite et céda ses droits à la Compagnie Mokta El Hadid (littéralement « coupure du fer », en référence au passage à travers le gisement de fer). Cette compagnie obtint ensuite la concession d'un gisement de fer à Aïn Mokra, qui employait environ 3 000 ouvriers, principalement italiens. En 1860, la ligne originelle fut prolongée jusqu'à Aïn Mokra. En 1865, constatant que le port de la Seybouse ne suffisait plus, la société Mokta El Hadid fit construire un nouveau quai pour prolonger le débarcadère initial, édifié trois siècles plus tôt par les Turcs. En 1867, la ligne atteignit la darse sud du port, atteignant ainsi 40 km de longueur. La première ligne de chemin de fer en Algérie était née, dès 1858, pour répondre exclusivement aux besoins de l'exploitation minière de la région bônoise.

Par la suite, la ligne Alger-Blida fut réalisée et mise en service en 1862. Plusieurs programmes de construction ferroviaire furent ensuite menés, portant le réseau à 1 365 km en 1878, 3 400 km en 1906 et 6 270 km en 1946. La carte ci-dessous illustre l'ensemble du réseau avant 1942.



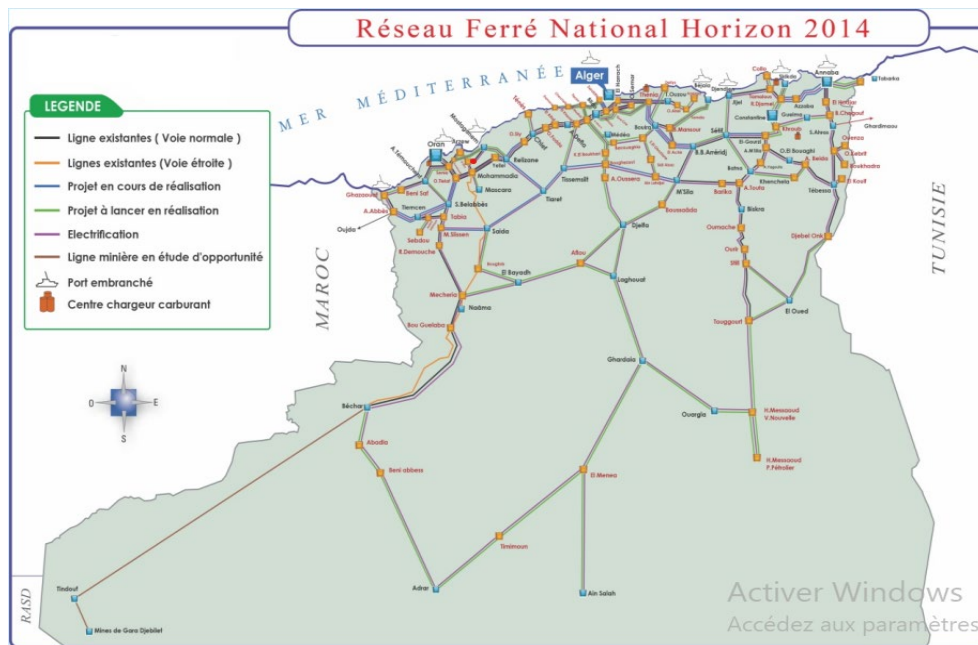
Ouvertures des lignes de l'Est algérien :

- Bône (Annaba) – Duvivier (Bouche gouf) : 55 km, 1er septembre 1876
- Duvivier (Bouche gouf) – Guelma : 33 km, 23 avril 1877
- Guelma – Le Kroubs : 115 km, 19 décembre 1878
- Duvivier (Bouche gouf) – Souk-Ahras : 52 km, 20 avril 1882
- Souk-Ahras – Sidi el Hemessi : 53 km, 19 septembre 1884
- Souk-Ahras – Tébessa : mise en service le 27 mai 1888



Ouverture de la ligne de l'Ouest et du Sud-Ouest algérien :

- Béchar – Tindouf – Gara Djebilet (environ 950 km) : projet lancé en 2023 pour le transport du minerai de fer du gisement de Gara Djebilet, avec une mise en service progressive prévue dans les prochaines années.[3]



Figure(I.2):Réseaux ferré national horizon 2014.[4]

Le développement des mines de fer de l'Ouenza et des phosphates de chaux du Kouif a nécessité le passage de la voie étroite à la **voie normale**, notamment sur le tronçon Souk-Ahras – Oued Kéberit. Pour des raisons de sécurité, liées au risque d'asphyxie du personnel circulant dans les tunnels, la ligne Bône – Oued Kéberit et les embranchements vers l'Ouenza et le Kouif ont été électrifiés à partir de 1922, avec achèvement des travaux en 1939 [3].

I.3 La structure d'une voie ferrée

La voie ferrée se compose de deux parties distinctes : la superstructure et l'infrastructure.

- ✚ Infrastructure : Elle comprend, outre l'ouvrage en terre, les ouvrages d'art, les galeries souterraines et les tranchées.
- ✚ Superstructure : Elle est constituée de la plateforme, du sous-ballast, du ballast, des traverses, des rails et des accessoires de fixation et d'attache.

I.3.1 Le rail

Le rail est une poutre qui répartit les charges des roues dans les directions verticale, transversale et longitudinale, tout en assurant le guidage et la stabilité de l'essieu. Le contact acier/acier entre la roue et le rail présente l'avantage de réduire la résistance au roulement grâce à une surface de contact limitée, tout en transférant les charges aux traverses via le système d'attaches.

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

Les rails se caractérisent par :

- Leur profil
- La nuance d'acier qui les compose

I.3.2 Les différents types de rails

I.3.2.1 Rail DC (double champignon)

Le rail à double champignon possède une forme symétrique, avec un champignon supérieur et un champignon inférieur. Il est fixé sur les traverses à l'aide de coussins en fonte, maintenus par des coins élastiques, généralement métalliques.



Figure(I.3):Rail double champignon [5]

I.3.2.2 Rail à patin (Vignole)

Le rail à patin, couramment appelé rail Vignole, se distingue par une base élargie qui facilite sa fixation sur les traverses. Il présente l'avantage de résoudre plusieurs inconvénients du rail à double champignon, tels que :

- La fixation nécessitant des coussinets en fonte,
- L'encoche du champignon inférieur,
- La difficulté à maintenir le dressage du rail.

Le rail Vignole est fixé sur les traverses soit directement, soit à l'aide de selles métalliques. Il est généralement utilisé pour les trains de transport de marchandises ainsi que pour le transport de voyageurs sur de longues distances.

Chapitre 1: généralités sur les voies ferré.

Le profil du rail Vignole se compose de trois parties :

- Champignon : assure le contact roue-rail, avec une courbure adaptée et une masse suffisante pour freiner la zone de contact.
- Âme : relie le champignon et le patin, avec des portées d'éclissage.
- Patin : large pour permettre le transfert des charges à la traverse, supporter les éclisses et accueillir les zones d'attaches.



Figure(I.4): rail à patin .[5]

I.3.2.2 Rail à gorge (Tramway / voies de port)

Généralement utilisé pour le cas des tramways et les métros légers, leur poids propre est environ de 58,96 kg/ml et leur géométrie est schématisée sur la figure ci-dessous.



Figure (I.5):rail à gorge.[5]

• Ecartement des rails

Conformément au règlement UIC l'écartement normal des rails sera comme suit :

- En alignement 1435 mm, avec une erreur de +0 à +2 mm
- En courbe $80 < R < 150$ m 1434,5 mm, avec une erreur de +0 à +2 mm

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

- En courbe $R < 80 \text{ m}$ 1430 mm, avec une erreur de +0 à +2 mm

I.3.2 La traverse

La traverse est un élément fondamental de la voie ferrée. Placée transversalement sous les rails, elle maintient l'écartement et l'inclinaison de ceux-ci, tout en transmettant les charges des véhicules circulant sur la voie au ballast.

I.3.2.1 Fonctions principales

- Répartition des charges verticales : augmente la surface d'appui sur le ballast.
- Ancrage transversal de la voie : contribue à la stabilité du châssis de voie, que ce soit en charge (efforts des véhicules) ou à vide (stabilité LRS).
- Maintien de la géométrie des rails : assure l'écartement et l'inclinaison corrects, tout en intégrant l'interface avec les systèmes d'attaches.

I.3.2.2 Types de traverses

- **Traverses en bois**

- Bois indigène : principalement chêne, mais aussi hêtre et pin.
- Bois exotique : azobé.

- **Traverses métalliques**

Profil laminé en U renversé, embouti aux extrémités pour assurer la résistance latérale de la voie.

- **Traverses en béton**

Capables de supporter les moments de flexion générés par les charges des roues :

- Moment de flexion positif : sous le rail, correspondant au moment appliqué au droit de l'axe du rail, générant une tension dans la partie inférieure de la traverse.
- Moment de flexion négatif : au centre des traverses monobloc, correspondant au moment appliqué au centre de la traverse, générant une tension dans la partie supérieure.

- **Traverses bi-bloc**

Composées de deux blochets en béton reliés par une entretoise métallique qui absorbe les efforts au milieu de la traverse. Deux modèles existent :

- Traverse à blochets de 68 cm
- Traverse à blochets de 84 cm



Figure (I.6):Traverses bi bloc. [6]

- **Traverses monobloc**

En béton précontraint, amincies dans leur partie centrale, armées de fils à haute résistance. L'ancienne génération (modèles V.W, SCOP,...), fabriquée jusqu'en 1967, a les caractéristiques suivantes :

longueur = 2 30 m

largeur = 25 cm

épaisseur = 14 m

La nouvelle génération, fabriquée à partir des années 1974 environ, présente les caractéristiques suivantes :

- longueur = 2 50 m
- largeur = 29 cm
- épaisseur = 17 ou 20 cm



Figure (I.7):Traverses monobloc.[5]

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

I.3.3 Systèmes de fixation

- Systèmes rigides Pas d'éléments élastiques
- Systèmes élastiques
- Présence d'au moins un élément élastique (semelle et/ou attache)
- Système de fixation directe, Le rail est fixé directement dans la traverse avec ou sans interposition de semelle ou de selle
- Système de fixation indirecte; Le rail n'est pas fixé directement à la traverse ; interposition d'une selle.

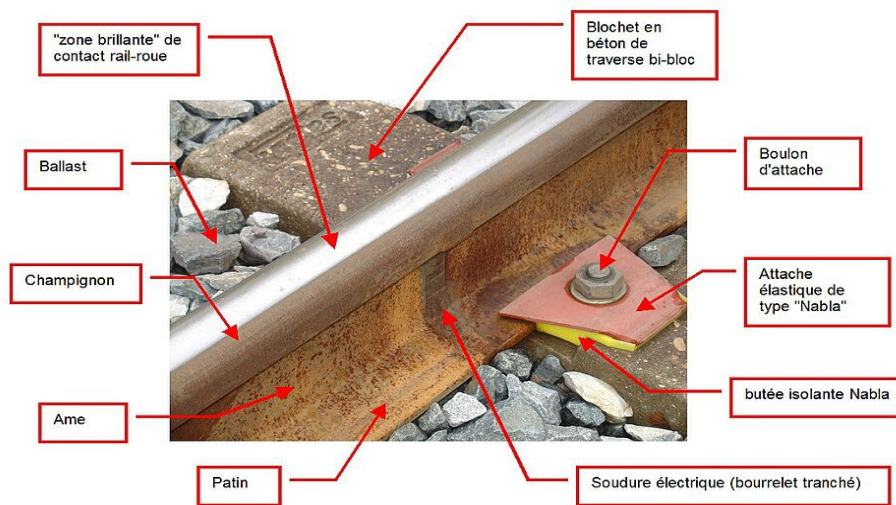


Figure (I.8):Systèmes de fixation. [5]

I.3.4 Attaches et semelles

Caractéristiques Mécaniques

- Assure un effort vertical de serrage du rail sur la traverse le plus constant possible o Couple de renversement important, s'opposant au déversement du rail
- Transmission des efforts latéraux à la traverse
- Contribuer à l'élasticité et à l'amortissement de la voie (attaches élastiques)
- Assure l'isolement électrique

Types d'attaches :

- Fixation rigide
- Crampons (utilisés aux USA)
- Tirefonds sur les traverses en bois
- Crapauds sur traverses métalliques
- Fixation élastique directe

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

- Semelle en caoutchouc
- Lame ressort : griffon
- Attache Nabla
- Fast clip
- Vossloh
- Fixation élastique indirecte
- Semelle en caoutchouc
- Selle
- Lame ressort (Attache Nabla, Fastclip, Vossloh)[5]



Figure (I.9): une d'attache

I.3.4 Les couches d'assises (plate-forme)

Elles comprennent la couche de ballast, la sous-couche et la plate-forme. Le dimensionnement des couches d'assise doit assurer la résistance à la fatigue du sol et doit mettre hors gel les sols sensibles.

I.3.4.1 Couche de ballast

Il s'agit de l'élément qui supporte la majorité des efforts exercés sur la voie. Le ballast est un matériau granulaire de diamètre compris entre 25 et 50 mm, obtenu par concassage de roches dures extraites de carrières, telles que le granit, la diorite, la rhyolite, le porphyre ou le quartzite. Lors de la pose de la voie, cette couche doit être compactée afin d'améliorer la stabilité du ballast.

I.3.4.1.1 Rôles de la couche de ballast :

- ✓ Supporter, transmettre et répartir les charges,

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

- ✓ Amortir les vibrations,
- ✓ Maintenir les traverses en place,
- ✓ Assurer un drainage rapide des eaux de pluie.

Pour les lignes à grande vitesse, l'épaisseur minimale de cette couche est de 300 mm.

I.3.4.1.2 Caractéristiques du ballast

Le ballast utilisé doit respecter des critères géométriques et mécaniques précis :

- Sa granulométrie doit se situer à l'intérieur des fuseaux indiqués dans la figure ci-dessous. Les fuseaux de contrôle, ainsi que les limites minimales et maximales, définissent la zone de tolérance à ne pas dépasser.

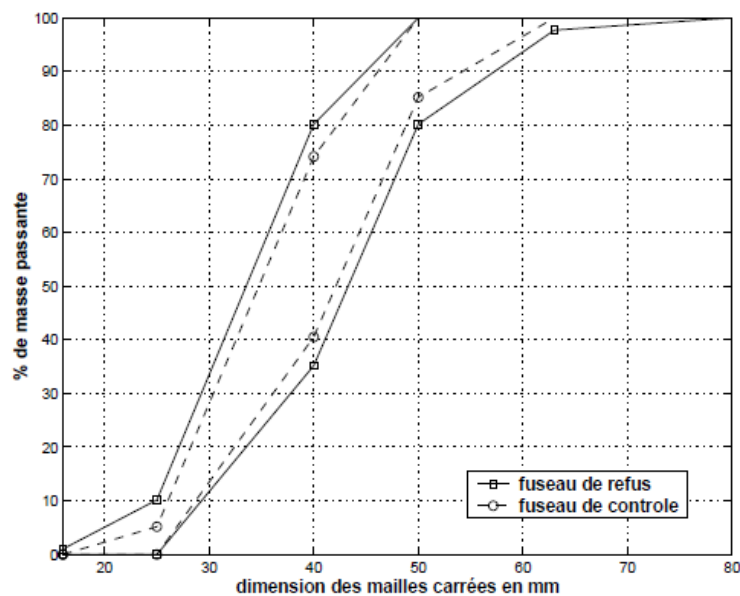


Figure (I.10): Courbe granulométrique du ballast S.N.C.F.[6]

- Afin de limiter la présence de grains en forme d'aiguilles, leur masse doit rester inférieure à 7 % de la masse totale des éléments passant au tamis de 50 mm lors de la production, et à 10 % lors de la réception.
- Pour éviter les grains plats, la masse des éléments passant à travers l'ensemble des grilles (dont l'ouverture dépend de la classe granulométrique d/D mm) ne doit pas dépasser 12 % de la masse totale à la production et 14 % à la réception.
- Pour garantir un ballast propre, la proportion des éléments passant au tamis de 1 à 6 mm doit être inférieure à 0,5 %.

Chapitre 1: généralités sur les voie ferrée.

- Le ballast doit également présenter certains indices DRG (coefficients de dureté globale), déterminés à partir d'essais tels que Los Angeles (LA) et Micro-Deval (MD), en fonction du trafic et du type de traverses.

I.3.4.2 Sous-couche

La sous-couche se compose, de haut en bas, d'une couche sous-ballast en grave (0/31,5 mm), suivie d'une couche de fondation en cas de sols de mauvaise qualité, et éventuellement d'une couche anti-contaminante en sable, complétée par un géotextile.

Son rôle est de protéger la partie supérieure de la plate-forme et d'assurer une meilleure répartition des charges transmises, en adéquation avec la capacité portante du sol.

I.3.4.3 La plate-forme

La plate-forme correspond à la partie supérieure de l'ouvrage en terre supportant les couches d'assise. Sa caractéristique principale est sa capacité de portance, tandis que son élasticité reste relativement élevée par rapport aux autres composants de la voie.

La qualité de la plate-forme dépend essentiellement de deux facteurs : la nature géotechnique du sol ainsi que les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales.

Selon ces critères, on distingue quatre classes de sols :

- **QS0** : sols impropres à la réalisation d'une plate-forme adéquate, nécessitant un remplacement sur une certaine épaisseur.
- **QS1** : sols médiocres mais utilisables en l'état.
- **QS2** : sols de qualité moyenne.
- **QS3** : sols de bonne qualité. . [7]

I.4 Construction d'une voie ferrée

La réalisation d'une voie ferrée est un processus structuré visant à assurer une infrastructure fiable, durable et sécurisée pour la circulation des trains. Elle se déroule en plusieurs étapes principales :

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

I.4.1 Préparation du terrain et de la plate-forme

Cette étape consiste à préparer le site par le défrichage, le nivellement, les terrassements et la mise en forme de la plate-forme. Elle garantit la portance, la stabilité et le drainage du sol.

I.4.2 Mise en place de la superstructure

Une fois la base prête, les éléments de la voie sont installés :

- Le ballast (pierres concassées) est disposé pour stabiliser la voie et assurer le drainage.
- Les traverses (en bois, béton ou acier) sont posées perpendiculairement afin de maintenir l'écartement des rails.
- Les rails en acier sont ensuite fixés sur les traverses à l'aide de systèmes d'attache (clips, boulons, etc.).

I.4.3 Alignement, nivellement et stabilisation

Après la pose, des ajustements géométriques sont réalisés pour assurer un bon alignement et un nivellement précis. Enfin, le ballast est compacté autour des traverses afin de stabiliser l'ensemble et d'assurer la durabilité de la voie[7]

I.5 Efforts exercés sur la voie

Les véhicules ferroviaires appliquent sur la voie des efforts selon trois directions principales : longitudinale, verticale et transversale.

I.5.1 Les efforts longitudinaux

Les efforts longitudinaux sont des forces parallèles aux rails. Ils résultent soit des phénomènes d'accélération et de freinage, soit des variations thermiques entraînant la dilatation et la contraction des rails.

Les charges statiques et dynamiques exercées par les véhicules, ainsi que les défauts de la voie, engendrent des fluctuations lors du passage des trains. Ces variations peuvent provenir de plusieurs sources, telles que les irrégularités horizontales et verticales de la voie, les discontinuités au niveau des jonctions non soudées, le franchissement des appareils de voie, ainsi que les défauts de la surface de roulement des rails ou des roues des véhicules.

- Ces irrégularités contribuent à la dégradation progressive de la voie. [8]

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

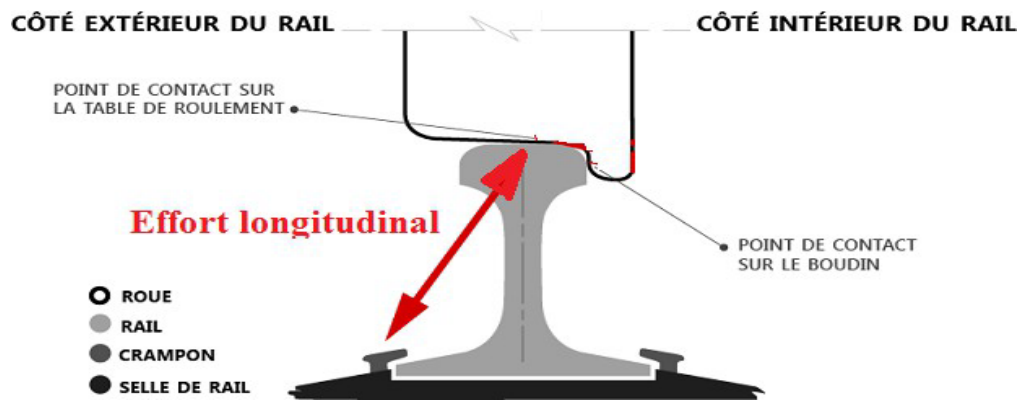


Figure (I.11): Les efforts longitudinaux sur les rails[8]

I.5.2 Les efforts transversaux

Les efforts latéraux s'exercent dans une direction parallèle à l'axe principal des traverses. Ces efforts proviennent des charges latérales apportées par les roues. Ces forces sont provoquées par le contact roue-rail, particulièrement pendant les virages, du fait de la présence de la force centrifuge [8]

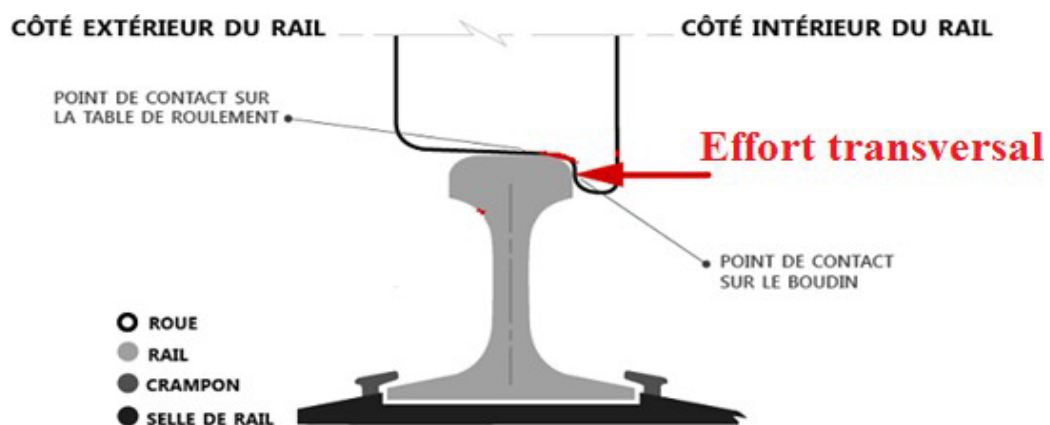


Figure (I.12): Les efforts transversaux sur les rails. [9]

I.5.3 Les efforts verticaux

Les efforts verticaux correspondent aux charges statiques (poids propre des véhicules) ainsi qu'aux surcharges dynamiques résultant de l'interaction entre la roue et le rail. La charge statique est répartie sur les essieux du véhicule.

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

Selon le poids des rails et l'espacement des traverses, l'U.I.C a classé les voies en trois catégories :

A : 16 t par essieu

B : 18 t par essieu

C : 20 t par essieu

Chacune de ces catégories est subdivisée en trois sous-groupes (indices 2, 3 et 4), définis par le rapport entre le poids total du véhicule et sa longueur mesurée entre ses deux extrémités:

Sous-catégorie 2 : 6,4 t/m

Sous-catégorie 3 : 7,2 t/m

Sous-catégorie 4 : 8 t/m

L'ensemble du réseau de la S.N.C.F est classé en catégorie C4.

La surcharge dynamique dépend fortement de la vitesse des véhicules ainsi que des défauts des roues et des rails. On distingue deux types de défauts :

- Défauts locaux au contact roue-rail : ils se manifestent par la présence de joints, d'empreintes ou d'ondulations sur la surface du rail, ou encore par des déformations des roues.
- Défaut global de la voie : il s'agit d'un défaut vertical du profil du rail sur sa longueur, engendrant des vibrations de basse fréquence.[9]

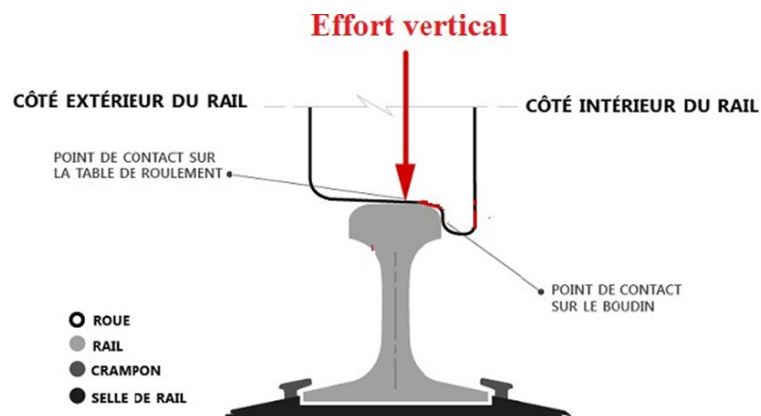


Figure (I.13): Les efforts verticaux sur les rails[9]

I.6 Les défauts de plateforme :

Ces anomalies peuvent être réparties en deux grandes catégories :

les défauts liés au ballast et ceux relatifs à la plateforme.

I.6.1 Les problèmes liés au ballast :

Le comportement du ballast fait l'objet de nombreuses études, notamment au sein de la Direction de l'Innovation et de la Recherche de la SNCF. Les travaux de modélisation réalisés par Saussine (2006) ont mis en évidence l'existence de chaînes de force dans un ballast non dégradé.

Ces recherches ont permis de souligner deux notions essentielles concernant la relation entre le ballast et la couche intermédiaire :

- La capacité des grains de ballast à transmettre les efforts à travers des chemins privilégiés, fortement hétérogènes, directement vers la sous-couche, ce qui explique la fréquence élevée des phénomènes de poinçonnement.
- La qualité de la sous-couche joue ainsi un rôle déterminant dans le phénomène de tassement.

Par ailleurs, Saussine (2006) met en évidence que la qualité de la sous-couche est un facteur essentiel dans l'évolution du tassement, et que le ballast ne peut être considéré comme l'unique cause de la dégradation géométrique de la voie.

En outre, les différentes opérations d'entretien, notamment le bourrage, ainsi que le vieillissement naturel du ballast, entraînent une augmentation de la proportion de fines. Cela réduit l'efficacité des liaisons entre les grains et provoque une augmentation des efforts transmis à la plateforme.

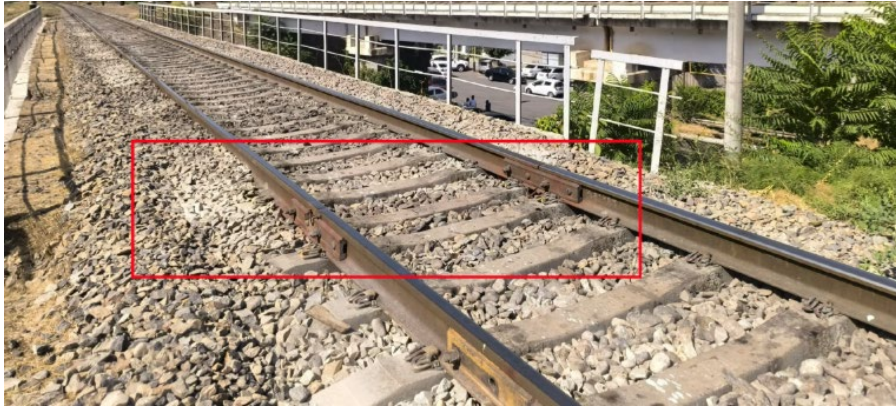


Figure (I.14):Tassement différentiel au niveau de la voie[10]

I.6.2 Les problèmes liés à la plateforme :

I.6.2.1 Remontées boueuses :

Ce phénomène constitue l'une des principales causes de l'augmentation des déformations de la voie. Il est surtout observé sur les lignes anciennes, construites il y a environ 150 ans, pour lesquelles l'évolution des conditions de circulation (charges et vitesses) a eu un impact défavorable.

Il est à noter que les structures de lignes à grande vitesse (LGV), bénéficiant de traitements spécifiques tels que les purges et l'utilisation de géotextiles, sont moins exposées à ce type de désordre.

Le phénomène de remontée boueuse , également appelé remontée glaiseuse, est défini par Alias (1984) comme un désordre affectant les plateformes argileuses saturées en eau. Les mouvements verticaux des traverses lors du passage des trains engendrent un effet de pompage, favorisant la remontée des particules fines du sol support vers le ballast.

- En hiver, la présence de boue dans le ballast réduit sa cohésion et entraîne des déformations de la voie.
- En été, le séchage de cette boue crée des points durs, ce qui provoque un vieillissement prématuré du rail.



Figure (I.15.a): Photo d'une zone de remontée boueuse .**Figure (I.15.b):**Photo d'une zone de défaut de portance[11]

I.6.2.2 Les défauts de portance

Ces défauts concernent les zones où les propriétés mécaniques du sol support sont insuffisantes, ne permettant pas d'assurer une bonne stabilité de la voie. Lors du passage des trains, les vibrations transmises se propagent de manière anormale dans la structure d'assise, entraînant la déstabilisation du ballast et des traverses. La stabilité de la voie n'est alors plus garantie. Plusieurs causes ont été identifiées :

Un sol support sensible aux vibrations : par exemple, lorsque la voie repose sur un sol tourbeux. Ce type de matériau présente un fort risque de liquéfaction sous l'effet du trafic ferroviaire. L'assise de la voie est alors soumise à des vibrations et peut se comporter, sous chargement dynamique et cyclique, comme un « lit d'eau » (*water-bed*).

La présence d'eau dans un matériau de purge non drainé : dans ce cas, un essai à la dynaplaque, permettant de mesurer la déformabilité des plateformes (AFNOR, 2000), peut donner des résultats conformes aux exigences des lignes à grande vitesse. Cependant, lors du passage des trains, la plateforme se met à vibrer et la banquette de ballast devient fluide. Il apparaît alors des défauts de portance dynamique liés à la circulation, provoqués par l'eau contenue dans la couche de purge, ce qui modifie localement le comportement de la structure. [11]

I.6.2.3 Les effets du gel :

Lorsque le ballast ou la sous-couche deviennent sensibles au gel, ou lorsque le front de gel atteint une plateforme constituée d'un sol sensible, des défauts de nivellement importants

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

peuvent apparaître. Ceux-ci se traduisent par un soulèvement en période de gel et une diminution de la portance lors du dégel. [12]

I.7 Les techniques de stabilisations de plateforme

7.1 Les techniques d'amélioration du sol

Les techniques d'amélioration du sol visent à augmenter la résistance, la densité et la stabilité du sol situé sous le remblai. Elles sont généralement mises en œuvre lorsque la stabilisation classique ne suffit pas à limiter les tassements, notamment dans les zones où les sols sont faibles ou compressibles.

- **Mélange profond du sol (Deep Soil Mixing)** : cette technique consiste à mélanger le sol en profondeur avec des liants tels que le ciment ou la chaux, afin de former une masse homogène stabilisée. Elle permet d'améliorer la résistance et la capacité portante des sols mous et profonds, tout en réduisant les risques de tassement et en augmentant la stabilité globale du remblai.
- **Vibro-compaction** : méthode utilisée pour densifier les sols granulaires ou meubles par l'application de vibrations à haute fréquence. Ces vibrations entraînent un réarrangement des particules du sol vers une structure plus compacte, ce qui améliore la résistance et diminue les tassements.
- **Colonnes de pierre** : cette technique consiste à insérer dans le sol des colonnes de gravier ou de pierres concassées compactées. Ces colonnes renforcent les sols meubles tout en jouant le rôle de drains verticaux, ce qui améliore le drainage et réduit les risques de tassement.
- **Géosynthétiques** : ils regroupent les géotextiles, les géogrilles et les géomembranes, et sont utilisés pour renforcer le sol, améliorer la répartition des charges et limiter les phénomènes d'érosion et de tassement.
- **Géotextiles** : assurent la séparation des couches de sol et empêchent le mélange des matériaux fins avec les matériaux grossiers.
- **Géogrilles** : matériaux polymériques utilisés pour renforcer le sol grâce à leur résistance à la traction.
- **Géomembranes** : couches synthétiques imperméables destinées à protéger les remblais en empêchant l'infiltration de l'eau. [13]

I.8 Maintenance de la voie :

Les opérations de maintenance sont déterminées selon trois paramètres principaux :

- La nature du trafic (charge par essieu, tonnage transporté, vitesse),
- La qualité géométrique de la voie en adéquation avec ce trafic,
- Le coût nécessaire pour maintenir cette qualité géométrique.

Pour appliquer efficacement une politique de maintenance, il est indispensable :

De bien identifier les facteurs responsables de la dégradation de la voie , de distinguer les zones en fonction de la fréquence des interventions de nivellement ; à ce sujet, la SNCF a introduit la notion de « coefficient d'entretien d'assise » et d'étudier les problèmes des plateformes sous un angle géotechnique.

I.8.1 Les Propriétés mécaniques des couches d'assise :

La qualité des couches d'assise influence directement la stabilité du nivellement de la voie :

- Par les caractéristiques mécaniques de chaque couche, déterminées à l'aide d'essais appropriés, ainsi que par la qualité du sol (QSi) et le degré de pollution des matériaux,
- Par la compatibilité entre les différentes couches.

Pour remédier à une insuffisance notable de la qualité des couches d'assise, plusieurs solutions peuvent être envisagées :

Dans les cas les plus sévères, procéder à leur remplacement total,

- Plus généralement, évaluer la portance du système « plate-forme + couche intermédiaire » (assimilée à une sous-couche) et améliorer les couches selon les règles de dimensionnement,
- Lors du renouvellement du ballast, veiller à préserver intégralement la couche située entre le ballast et la plate-forme, sans la réduire de manière excessive.

I.8.2 Les opérations localisées pour la maintenance de la structure d'assise

I.8.2.1 Amélioration de la portance

A .Renforcement de la sous-couche lors du renouvellement

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

- Réalisation d'un dégarnissage avec une pente transversale orientée vers l'extérieur ou vers les dispositifs de drainage longitudinaux,
- Mise en place d'une couche de grave d'une épaisseur minimale de 15 cm, avec pente transversale,
- Reballastage afin de limiter la profondeur du dégarnissage, accompagné de dispositifs de drainage et d'évacuation.

B. Substitution complète des couches d'assise

- Mise en œuvre d'une sous-couche classique en matériaux granulaires,
- Imperméabilisation à l'aide d'une géomembrane ou d'une couche bitumineuse étanche, associée à une couche drainante,
- Utilisation de matériaux traités (grave-ciment, sable traité à la chaux, liants hydrauliques),
- Renforcement des plateformes en sols organiques par relevage de la voie, création de banquettes au pied des talus et utilisation de matériaux compactés à faible densité.

C.Drainage

- Mise en place de drainages longitudinaux pour gérer les eaux de surface et souterraines,
- Réalisation de pentes transversales de 3 à 5 % pour favoriser un écoulement rapide vers les systèmes de drainage,
- Dimensionnement adéquat des dispositifs afin d'évacuer les débits importants lors des fortes pluies.

D.Mise hors gel

- Nettoyage du ballast pollué,
- Remplacement des sous-couches sensibles au gel,
- Rehaussement de la voie en tenant compte des contraintes liées aux déclivités, aux ponts, aux tunnels et aux caténaires.

E. Contrôle de la végétation dans les plateformes ferroviaires :

- Interventions régulières visant à limiter la végétation à une bande engazonnée d'environ 3 m de part et d'autre de la voie,
- Mise en place d'un drainage efficace pour empêcher le développement de la végétation,
- Utilisation limitée d'herbicides selon les conditions climatiques et la réglementation en vigueur,
- Mise en œuvre éventuelle d'une couche d'asphalte sous le ballast afin de limiter la croissance de la végétation. [12]

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

F.Bourrage de ballast :Le bourrage de ballast (*tamping*) est une opération essentielle de maintenance des voies ballastées. Elle vise principalement à :

- Corriger les défauts géométriques de la voie, notamment le nivellement et l'alignement,
- Améliorer la stabilité de la structure face aux sollicitations répétées du trafic ferroviaire.

Avec le temps, le ballast se compacte progressivement, ce qui entraîne des irrégularités dans les profils longitudinal et transversal de la voie. Ces déformations nécessitent des interventions régulières afin de garantir la sécurité et la performance du réseau ferroviaire

Processus de bourrage :

Le bourrage s'effectue en plusieurs étapes :

✓ **Levage et repositionnement**

- La voie et les traverses sont légèrement soulevées à l'aide d'une machine spécialisée (*tamping machine*),
- Cette opération permet de corriger les défauts verticaux et horizontaux et de rétablir le profil initial.

✓ **Insertion et compactage du ballast**

- Des outils vibrants (*tamping tines*) sont introduits dans le ballast de part et d'autre des traverses,
- Sous l'effet des vibrations et de la pression, le ballast est réorganisé et compacté sous les traverses, assurant un soutien homogène.

✓ **Homogénéisation et stabilisation**

- Après le compactage, la voie est stabilisée,
- La géométrie obtenue permet d'assurer la continuité des performances structurelles et la sécurité du trafic.

Avantages du bourrage :

Le bourrage de ballast présente plusieurs avantages :

- Rétablissement précis de la géométrie de la voie (nivellement et alignement),
- Stabilisation du ballast, le rendant plus homogène et résistant,
- Amélioration des performances de la voie grâce à une meilleure portance et une réduction des efforts dynamiques,

Chapitre 1: généralités sur les voie ferré.

- Allongement des intervalles entre les opérations de maintenance lourde, permettant de prolonger la durée de vie de la voie. [14]



Figure (I.16):La bourreuse.[15]

I.9 Conclusion

L'étude menée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence la complexité du fonctionnement de la voie ferrée ainsi que l'importance de l'approche géotechnique dans son analyse. Les différents composants de la voie, depuis les rails jusqu'à la plate-forme, assurent conjointement la transmission et la répartition des efforts générés par le trafic ferroviaire. Toutefois, ces sollicitations, combinées aux conditions hydrogéologiques et à la nature du sol support, peuvent engendrer des dégradations significatives, telles que les tassements, les remontées boueuses, les défauts de portance ou encore les effets du gel.

Les désordres observés au niveau des couches d'assise et de la plate-forme soulignent la nécessité d'un dimensionnement géotechnique adapté ainsi que d'une maintenance rigoureuse de la voie. Les techniques de stabilisation des sols, l'amélioration de la portance, le drainage et la mise hors gel constituent des solutions efficaces permettant de limiter ces dégradations et d'assurer la tenue géométrique de la voie dans le temps. Ainsi, la maîtrise des paramètres géotechniques apparaît comme un facteur clé pour garantir la sécurité de l'exploitation ferroviaire, réduire les coûts de maintenance et prolonger la durée de vie des infrastructures ferroviaires.

Chapitre 2

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

II.1 Introduction

La maîtrise des conditions géologiques et géotechniques d'un site constitue un préalable indispensable à toute conception d'infrastructure ferroviaire. Le présent chapitre rassemble l'ensemble des données relatives au milieu naturel traversé par le tracé, et fournit ainsi le socle géo scientifique sur lequel s'appuient les analyses et les dimensionnements développés dans les chapitres suivants.

La zone traversée par le tracé s'inscrit dans un contexte géologique complexe, caractérisé par une tectonique active, des formations superficielles variées et des risques naturels multiples. Une analyse rigoureuse de ces conditions s'avère indispensable pour garantir la stabilité des ouvrages, anticiper les aléas géotechniques et orienter le choix des solutions constructives adaptées.

À cet effet, ce chapitre présente successivement : la situation géographique et le cadre géologique régional et local, incluant la description litho-stratigraphique et les aspects tectoniques ; la géomorphologie et l'hydrogéologie de la zone d'étude ; les conditions de sismicité selon le RPA 2024 ; les risques naturels identifiés (inondations, trias gypseux, sols compressibles, karstification) ; et enfin, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ et au laboratoire, qui constituent le fondement des dimensionnements présentés dans les chapitres suivants.

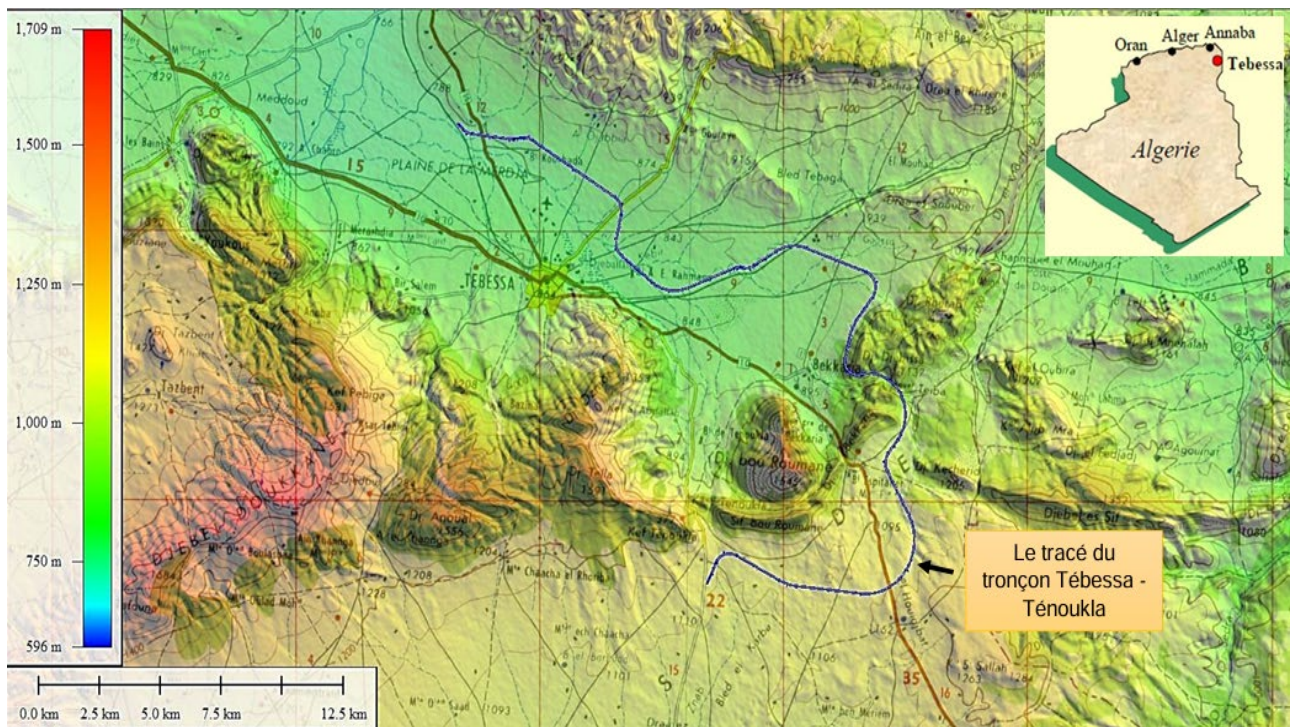
II.2 Situation géographique et cadre géologique de la zone d'étude

II.2.1 Situation géographique

La zone d'étude est située à l'extrémité de l'Est Algérien, aux confins Algéro-Tunisiens, le tracé est sur le territoire de la Wilaya de Tébessa. Cette région fait partie du domaine de l'Atlas Saharien Oriental, précisément, elle appartient aux monts de Tébessa, qui constituent la partie orientale des monts de Nemmemcha (figure II.1).

Cette zone se situe entre les deux bassins versants de la Medjerda au Nord et le bassin de Chott Melhrir au Sud séparé par la ligne de partage des eaux, constituée par les Monts de Tébessa présentées par Djebel Bourramane, Djebel Bekkaria, Djebel Djebissa et Djebel Rherab.

Le tracé traverse essentiellement la plaine de Merdja située a altitude entre 800 m à 850 m(dépression de Tébessa et Bekkaria), qui fait partie de la plaine alluviale de Tébessa-Morsott, une partie des Monts de Tébessa, et une partie de la plaine d'El Ma-El Abiod.



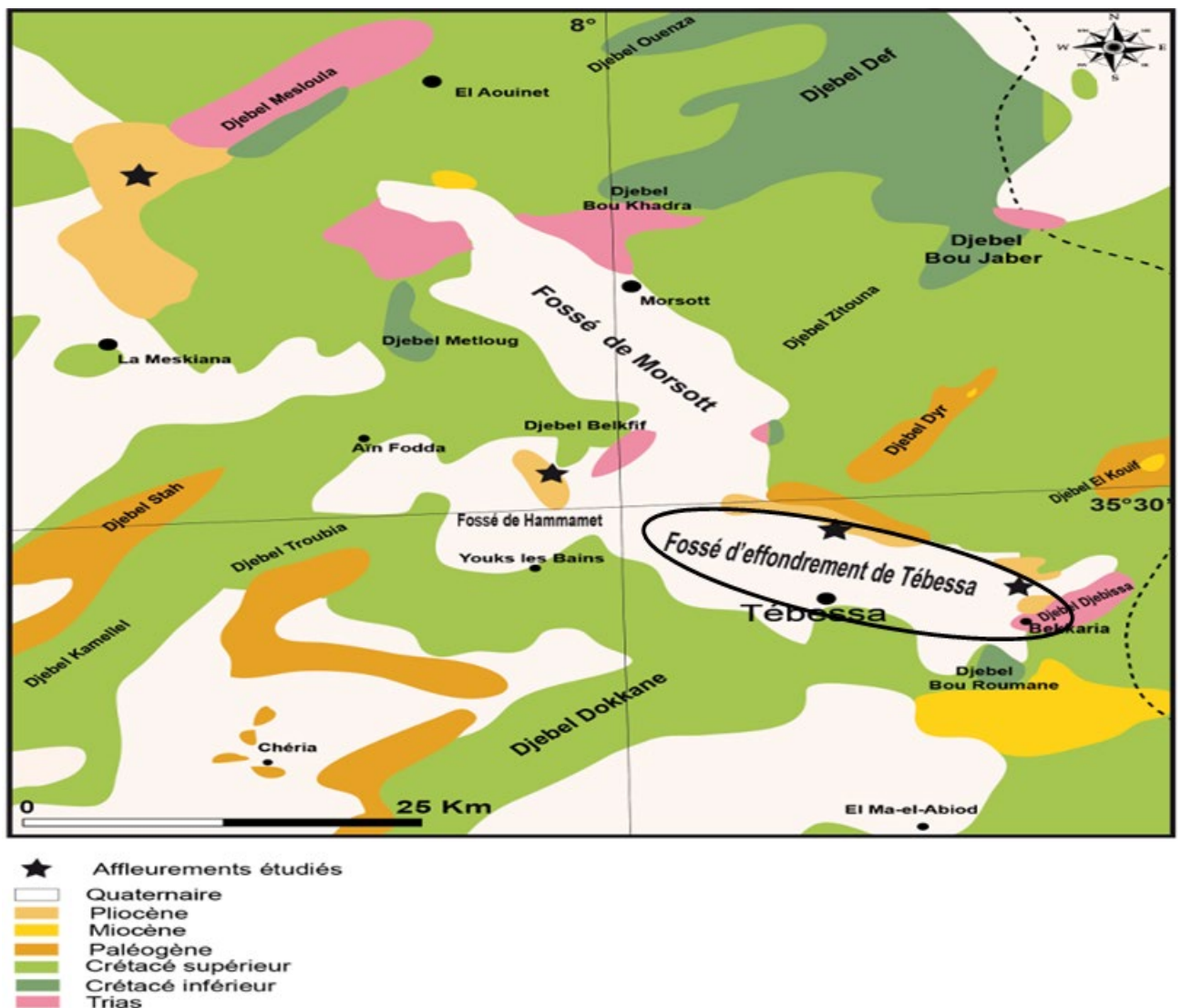
Figure(II.1) : Carte de situation géographique de la zone d'étude (Superposition de la carte topographique de Tébessa 1/200 000 et la carte MNT, Global mapper) ,[15]

II.2.2 Cadre géologique

II.2.2.1 Géologie régionale

La région de Tébessa appartient au domaine de l'Atlas saharien, caractérisé par une chaîne montagneuse orientée globalement Ouest Est, s'étendant jusqu'aux frontières algéro-tunisiennes. Elle est constituée essentiellement de formations sédimentaires d'âge Crétacé à Miocène, recouvertes localement par des dépôts quaternaires.

Par ailleurs, des affleurements triasiques sous forme de diapirs sont présents dans la région. Ces intrusions salifères et gypsifères engendrent des perturbations structurales importantes, telles que des inversions de pendage et des variations d'épaisseur des séries encaissantes



Figure(II.2) : carte géologique de la région de Tébessa(1/500000) montrant les coupes levées

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

II.2.2.2 Description litho-stratigraphique

L'étude de la stratigraphie de la région de Tébessa (Figure II.3.) est essentiellement basée sur les travaux de recherches de plusieurs auteurs (Dubourdieu, 1949, 1956; Durozoy, 1956 ; Blés et Fleury 1970 et Vila J. M 1980 et 1994).

a. Secondaire

a.1. Trias

Il n'apparaît qu'en diapir au Djebel Djebissa caractérisé par des Argiles rouges à gypse, avec lentilles de gypse. Ces argiles sont entaillées par les oueds sur des épaisseurs considérables dans le Djebel Djebissa.

Les roches du Trias sont caractérisées par des bancs de calcaires roux dolomitiques en gros bancs et de dolomies rousses (t^1), ainsi que des calcaires et calcaires dolomitiques noirs en plaquettes (t^2).

a.2. Crétacé inférieur

- ❖ **Aptien** : Il est formé par des bancs de calcaires à Obitoires, souvent bréchiques à ciment dolomitique ou calcique. Dans la région de Khanguet el Mouhad (au contact du Trias) des lames calcaires minéralisées représentent l'Albien sans que les deux assises puissent être distinguées.
- ❖ **Albien** : Il affleure près de Djebel. Bouroumane où il est formé par des calcaires en bancs bruns épais sur une épaisseur de 90 m. Ces assises forment une grande partie des pentes moyennes du versant Ouest de Bouroumane.
- ❖ **Vraconien** : Il est bien développé dans la zone de Bouroumane, et il existe probablement en profondeur. Cet étage est caractérisé par un ensemble de calcaires et de marnes calcaires grisâtres en plaquettes, renfermant des empreintes d'Ammonites.

a.3. Crétacé Supérieur

Cénomanién : Il affleure dans la partie Nord-ouest du fossé de Hammamet à l'Est de Djebel. Essen, sous la forme de marnes bleues violettes à intercalation de lumachelles. Ces marnes sont connues aussi au sud de Djebel. Belkfif dans l'anticlinal de Haméimat et dans la zone orientale du Djebel. Ozmor (Tella).

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

Turonien : Il se subdivise en deux parties, le turonien inférieur et le turonien supérieur. La base du Turonien inférieur est représentée par des marnes calcaires grisâtres, dont l'épaisseur est de l'ordre de 60 m. Le sommet du Turonien inférieur est représentée par des calcaires beiges qui constituent les falaises du Djebel Essen ; Djebel Belkfif, kef Daheche, Djebel Tella (chaîne d'Ozmor). Le Turonien supérieur se présente en marnes grises, alternées avec des marnes vertes d'une épaisseur d'environ 150 m.

Emschérien (Santonien et Coniacien) : C'est une série épaisse et monotone de marnes grises ou vertes, contenant dans sa partie supérieure des niveaux de calcaires lumachelliques sur une épaisseur de 250 m.

Campanien : Le Campanien (inférieur et supérieur) est caractérisé par une série des marnes grises ayant une épaisseur de 200 m. Le Campanien moyen présente dans le relief une nouvelle corniche entre celle du Turonien et du Maestrichtien, il passe sensiblement aux formations marneuses qui font le passage entre Campanien supérieur et Maestrichtien inférieur.

Maestrichtien : Le Maestrichtien inférieur est représenté par des éboulis au pied des reliefs. Le Maestrichtien supérieur est une formation puissante de calcaires massifs blancs bien lités renfermant de nombreuses empreintes d'Inocérames. Leur épaisseur est de l'ordre de 80 à 100 m, mais atteint 200 m au Sud -Ouest de Youkous (Hammamet).

b. Tertiaire

b.1. Pliocène inférieur

- ❖ **Paléogène : (Dano-Montien et Tanetien)** : Il se caractérise par une formation marneuse couverte au sommet par des marno-calcaires, refermant plusieurs couches phosphatées sur une épaisseur de 10 à 15 m.

b.2. Paléogène supérieur

- ❖ **Éocène** : Il est caractérisé par des formations calcaireuses très épaisses à rognons de silex et de boules de lumachelles. Il affleure dans les parties Nord-ouest (Gourigreur) et au sud-Est de Hammamet (Tazbent). De l'autre côté du fossé de Tébessa il apparaît à Djebel Dyr-Gastel.

b.3. Néogène

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- ❖ **Miocène** : L'étage du Miocène supérieur ; marnes rouges continentales parfois bariolées, n'affleure qu'au Sud du col de Tenoukla (ép :100 m). La série gréseuse continentale du Miocène inférieur et moyen, de puissance de 150 m à Ain Bekkaria, est transgressive sur tous les terrains antérieurs.

b.4. Néogène supérieur

- ❖ **Pliocène** : Il est composé par des argiles et des conglomérats, et il affleure près de Djebel Belkfif, et dans la partie orientale du fossé de Morsott, ainsi que dans la partie orientale du fossé de Hammamet au sud de l'embranchement de la route vers Bir d'Heb.

c. Quaternaire

Il est représenté par le remplissage du fossé de de Tébessa, et occupe une surface importante principalement dans les plaines et aux pieds des montagnes. Il s'agit du :

- ❖ **Villa franchien supérieur (pléistocène inférieur)**, qui se caractérise par des galets ;
- ❖ **Pléistocène moyen**, représenté par des argiles sableuses ;
- ❖ **Pléistocène supérieur**, formé par des galets et des graviers ;
- ❖ **Holocène**, composé essentiellement par des matériaux visibles dans les vallées des oueds ;
- ❖ **Travertins** : Déposés par les sources de Tébessa et de Tenoukla ;
- ❖ **Éboulis actuels**, qui se trouvent aux pieds des reliefs calcaires avec un épandage important. Ces dépôts sont, en majeure partie, déposés sur les séries marneuses du Crétacé supérieur.

		Lithologie	Epaisseur (m)	Description lithologique
CENOZOÏQUE	Quaternaire		⑥ 10-30	Dépôts clastiques d'origine continentale.
	Néogène		⑤ 10-150	Conglomérats à grains variés avec un ciment carbonaté, grès quartzeux et calcaire sableux avec intercalations d'argilites.
			200	Calcaires marneux à silex et intercalations de phosphates par endroits dans le mur.
	Paléogène		250-300	Calcaires gris clairs, calcaires crayeux et marnes argileuses avec intercalation d'argiles dans la partie supérieure.
			500-600	Marnes argileuses gris-foncées et des calcaires blancs dans la partie moyenne et supérieure.
	E	Maest.	500-600	Marnes argileuses grises et grises bleuâtres.
		Con-Sant.	④ 500-600	Calcaires en bancs, partiellement marneux à teinte noire et gris-foncée.
		Turo	180-250	Marnes gris-verdâtres et grises dans la partie supérieure, avec intercalations de calcaires marneux.
		Cénom.	③ 900-1000	Marnes et marnes-argileuses avec intercalations de calcaires argileux et argilites.
		Vracon.	② 500-600	Marnes grises et gris-foncées, noires dans la partie supérieure avec de minces intercalations de calcaires argileux.
		Albien	480-600	Marnes grises, gris-jaunes partiellement avec des intercalations de calcaires.
		Clans	100-200	1- Faciès clastique, marnes argileuses avec intercalations de marnes sableuses et grès calcaires. 2- Faciès carbonaté, calcaires organo-détritiques, bioclastes, ooclastes et interclastes.
		Aptien	① 300-600	Calcaires et dolomies, argilites et argiles dans la partie supérieure (Grès à Mesloulia).
		Barém	< 250	Formations marno-gypsifères bariolées avec peu d'intercalations de grès à grains fins, dolomies et calcaires marno-dolomitique.
		Jurassique	?	
		Trias	< 700	

Figure (II.3): Colonne stratigraphique de la région d'étude (G.Durozoy, F.Morel)[17]

II.2.2.3 La géologie locale

La zone traversée par le tracé ferroviaire dans la région de Tébessa correspond à un bassin d'effondrement affectant principalement des formations d'âge Crétacé et Éocène. Ce bassin a été progressivement comblé par des sédiments détritiques d'origine Mio-Plio-Quaternaire.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

La sédimentation s'est effectuée à partir des bordures escarpées constituées de calcaires, marno-calcaires, marnes et grès. Elle est caractérisée par un granoclassement latéral, avec la présence de matériaux grossiers (cailloutis et galets calcaires) au niveau des bordures, évoluant vers des dépôts fins (limons argileux récents) au centre des plaines, notamment au niveau des lits d'oueds.

Les plaines de Tébéssa et d'El Ma El-Abiod sont ainsi marquées par des dépôts d'origine continentale. Elles s'inscrivent dans le cadre structural autochtone nord-aurésien (Aurès–Nementcha), en relation avec l'Atlas saharien.

L'analyse lithologique et stratigraphique des formations principales de la zone d'étude met en évidence :

- Une formation triasique diapirique, localisée notamment dans la région de Bekkaria au niveau du Djebel Djebissa, responsable de perturbations structurales des formations sus-jacentes. Cette formation joue également un rôle important dans la salinité des eaux souterraines ;
- Une formation carbonatée d'âge Crétacé, constituée de calcaires fissurés et de marnes, bien développée au niveau des bordures des plaines ;
- D'importants dépôts alluvionnaires d'âge Mio-Plio-Quaternaire (sables, argiles, limons et graviers), reposant en discordance sur les formations plus anciennes et largement développés au niveau des plaines et des piémonts.

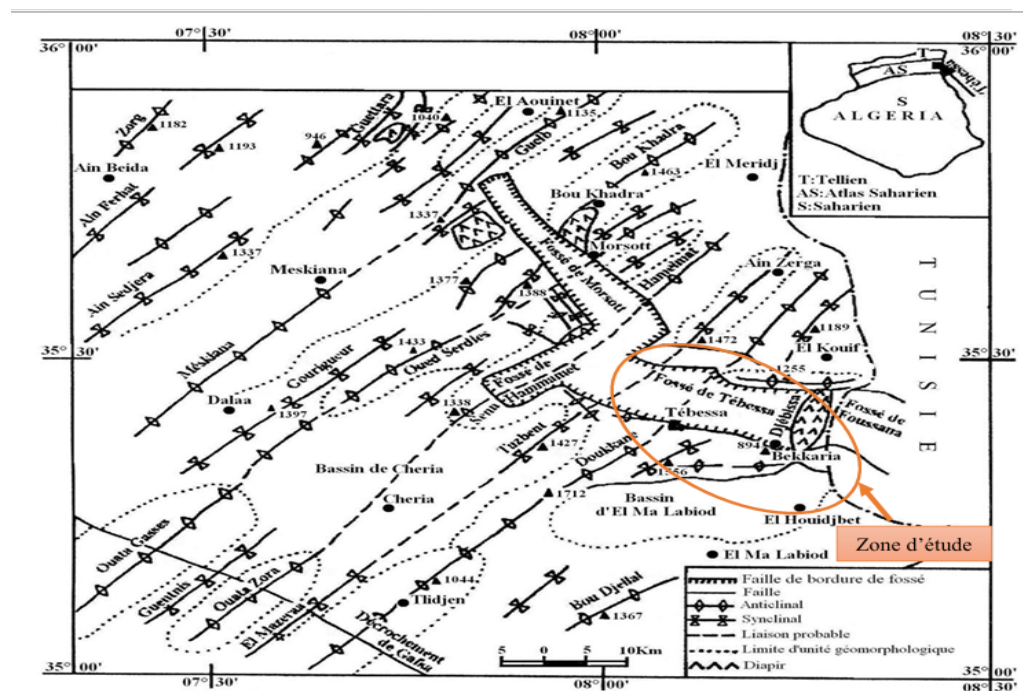


Figure (II.4) : Esquisse tectonique de la zone d'étude (W.M.Kowalski et al. 1997)[15]

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

II.2.2.4 Aspect tectonique de la zone d'étude

Du point de vue tectonique, la zone d'étude correspond à un bassin de sédimentation modérément subsident (W.M. Kowalski et al, 1997 ; G.Dubourdieu et G.Durozoy, 1950). C'est une fosse tectonique qui s'est formée au Tertiaire et au Quaternaire dans laquelle sont accumulées des formations détritiques, reposant sur un substratum marneux au centre de la plaine et sur les calcaires aux bordures.

En effet, le fait marquant dans la zone d'étude est la présence du fossé d'effondrement de Tébessa. Qui est la conséquence de mouvements récents du socle. Prolongeant celui de Kasserine à l'Est, en Tunisie, se poursuivant au Nord-Ouest par celui de Morsott, ce graben recoupe d'anciennes structures orientées SW-NE (plis de couverture), mal visibles dans les limites de la feuille de Tébessa : anticlinal du Djebel Es Sene, passant un peu au Nord du Koudiat Sefra ; Synclinal du Dyr, passant par Djebel Mestiri ; anticlinal secondaire du Gouraye, passant par Ksar Gouraye ; Synclinal du Kouif ; anticlinal du Djebissa. Ces structures sont anté-miocènes (les mouvements ont commencé au Campanien pour atteindre leur paroxysme au Lutétien supérieur) ; elles sont simples. Les failles datant de cette époque sont rares : faille de Tenoukla (1^{ère} phase) faille de Gouraye.

Les effondrements post-miocènes (probablement post-pliocènes) allongés Nord-Ouest – Sud Est, sont accompagnés de grandes cassures de même direction constituant un système très général dans la région. A la limite Sud de la feuille de Tébessa se fait sentir la tendance à la flexure qui se généralise plus au Sud (flexure saharienne) et qui est liée à des plis Est-Ouest anté-miocènes, mais ayant rejoué ensuite.

Le horst du Djebel Bou Roumane, dont la surrection avait probablement commencé lors des premiers plissements, a rejoué tardivement puisque les grandes failles Est-Ouest qui le disloquent recoupent les accidents de bordures du fossé de Tébessa.

L'ascension par diapirisme des argiles à gypse du Trias a dû commencer lors des premiers mouvements pour se poursuivre ensuite, probablement jusqu'au Villafranchien inclus. Le mouvement de subsidence du fossé de Tébessa s'est poursuivi très tardivement puisque les dépôts villafranchiens sont plissés sur les bords,

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

II.2.2.5 La géomorphologie

La région d'étude située dans la wilaya de Tébessa se caractérise par une morphologie dominée par une succession de dépressions plus ou moins marquées, séparées par des massifs calcaires importants constituant des limites naturelles. La plaine de Tébessa correspond à un vaste fossé d'effondrement, avec des altitudes comprises entre 800 et 900 m. Elle est encadrée par des ensembles montagneux calcaires, notamment Djebel Dyr et Djebel Bou-Rebaia au Nord, et Djebel Bouroumane, Djebel Doukkane, Djebel Anoual et Djebel Djebissa au Sud et au Sud-Est.

La plaine d'El Ma El-Abiod présente une morphologie en cuvette, limitée par des reliefs calcaires escarpés au Nord et au Sud. Son altitude décroît progressivement du Nord vers le Sud, depuis Djebel Doukkane (1712 m) jusqu'à la ville d'El Ma El-Abiod (1019 m). Elle est délimitée au Nord par Djebel Doukkane, Djebel Anoual et Djebel Bouroumane, et au Sud par Djebel Boudjelal, Djebel Dalaa et Djebel El Gallal.

L'évolution morphologique de la région a conduit à la mise en place de reliefs caractéristiques des terrains sédimentaires, marqués par un contraste lithologique net. Celui-ci se traduit par des pentes faibles au centre des plaines (de l'ordre de 2 %) et des pentes fortes au niveau des bordures (pouvant atteindre 18 %). Ces reliefs résultent de structures plissées (anticlinaux et synclinaux), développées principalement dans des formations calcaires et marneuses d'âge Crétacé (de l'Aptien au Maastrichtien) et Paléogène, affectées par des intrusions triasiques.

Le Trias affleure notamment au niveau des zones de faiblesse structurale, correspondant à l'intersection des axes de plissement et des fossés d'effondrement, ce qui traduit une forte activité tectonique.

Par ailleurs, certaines structures morphologiques majeures, telles que les crêtes franchies par les cols de Bekkaria et de Tenoukla, ainsi que la falaise du Djebel Doukkane au Sud-Ouest, constituent une ligne de partage des eaux entre le versant méditerranéen (Oued Kébir–Mellègue) et le versant saharien.

Les monts septentrionaux de la dépression de Tébessa se caractérisent par un resserrement des plaines et par la présence d'unités géomorphologiques telles que les vals perchés de Dyr et de Bou-Rebaia. Les structures plissées y sont fréquemment recoupées par des failles transversales.

Au Sud, le fossé d'Aïn Chabro traverse les monts des Nementcha, perturbant l'organisation initiale des reliefs. Plus à l'Est de Djebel Doukkane, le relief devient plus complexe, formant une barrière orientée Ouest–Est, puis Nord-Est, fermant la plaine de Tébessa. Cette barrière

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

est constituée de plusieurs massifs, notamment Djebel Anoual, Djebel Azmour, Djebel Bouroumane et Djebel Djebissa .

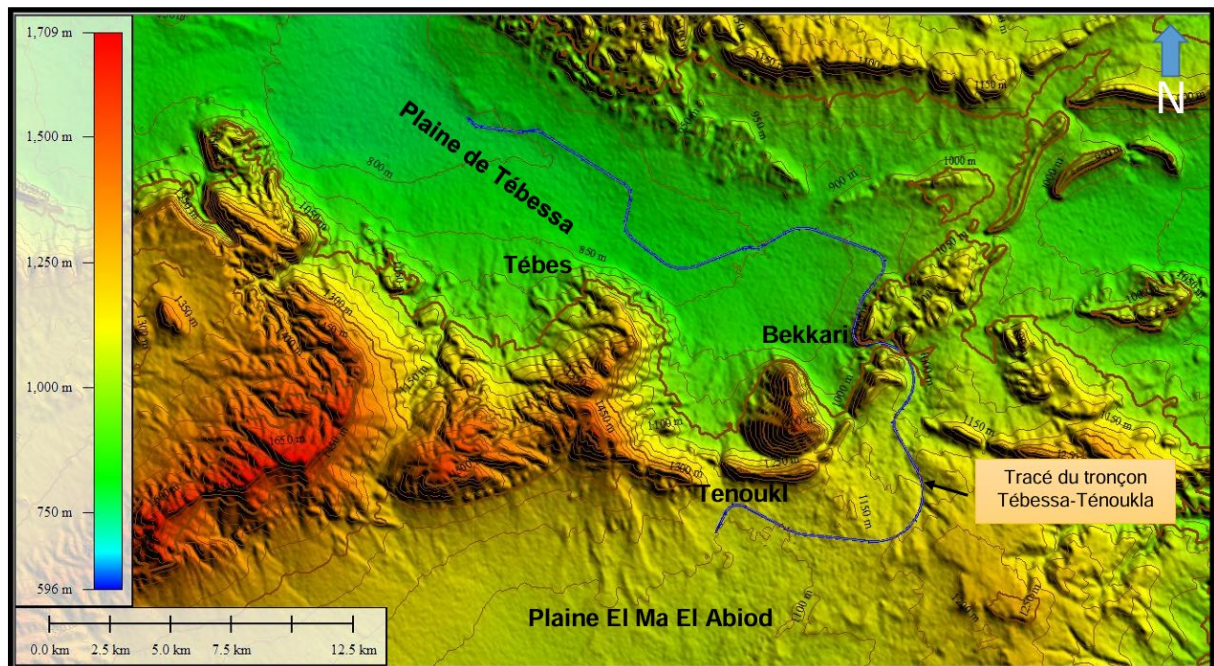


Figure (II.5): Carte des différents ensembles morphologiques de la zone d'étude (MNT, Global mapper)[15]

II.2.3 Cadre Hydrogéologique de la zone d'étude

II.2.3.1 Identification des aquifères présent dans la zone d'étude

Les études géophysiques et la description litho stratigraphique ont montré que deux types d'aquifères sont présents dans la zone d'étude.

a. Milieu poreux

a.1 Nappe alluviale de Tébessa :

Le remplissage du Mio-plio-quaternaire du bassin d'effondrement s'étale sur toute la plaine et constitue un grand réservoir pour les eaux de précipitations (alimentation directe). Il est capté par la majorité des forages, possédant une résistivité de 50 à 100 voire 200 Ohm.m au voisinage des bordures et de très faible résistivité inférieure à 2 Ohm.m au centre de la plaine à cause de leur degré de salinité et des sédiments fins. L'hydrogéologie de cette série détritique est compliquée d'un fossé à un autre à cause de :

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- La grande variation de la profondeur du substratum ;
- Le type des matériaux de remplissage dominant (Quaternaire, Miocène ou pliocène) ;
- Les formations qui bordent le fossé (calcaires Maestrichtien, Turonien ou Pliocène) ;
- Le grano-classement latéral.

✓ **Caractéristiques hydrauliques du remplissage**

Au centre de la plaine, l'ordre de grandeur du débit d'exploitation est de 10 l/s, par contre en bordures et principalement sur la rive gauche depuis Hamammet jusqu'à Bekkaria, il dépasse 20 l/s.

a.2 Nappe alluviale d'El Ma El Abiod :

Est très étendue et se rencontre dans les formations alluviales récentes, constituées d'argiles remaniées avec du sable et des cailloutis. Elle se localise essentiellement près des bordures de la plaine d'El Ma El Abiod et son épaisseur n'excède pas les 15 m.

Dans la partie traversée par le tracé, la nappe alluviale vient en contact avec les calcaires d'âge secondaire qui constituent une limite perméable. Flux entrant.

Les argiles et les marnes constituent en profondeur le substratum imperméable, de ce fait les eaux d'infiltration s'écoulent en aval en direction de la nappe miocène.

a. 3 Nappe Miocène d'El Ma El Abiod :

Se trouve dans les formations miocènes, constituées de grès, sables et graviers. Elle est située au milieu de la plaine avec une superficie considérable et une importante puissance, elle affleure au Nord-Est du village d'El Houidjbet où elle alimente les sources. La nappe Miocène est profonde et son épaisseur varie de 110 m à 178 m à l'Ouest. A l'Est, elle atteint 90 m puis elle diminue progressivement vers le Sud jusqu'à 31m.

La nappe Miocène constitue l'une des réserves d'eau principales de la région, elle est exploitée par les services de l'hydraulique de la wilaya depuis 1970 avec une dizaine de forages et une centaine de puits. Elle est alimentée principalement à partir :

- Des massifs calcaires du Nord (Djebel Bouroumane) au contact de grès miocènes ;
- Des précipitations qui tombent directement sur l'étendue des grès affleurant ;
- De la nappe alluviale lorsque les deux nappes sont en contact dans la région Ouest.

Au Sud, elle admet une limite de fuite vers la nappe alluviale.

Les deux nappes sont libres, mais la nappe miocène devient légèrement captive plus à l'Est.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

B . Milieu Fissuré :

Ce niveau se trouve à grande profondeur (5 km) au centre de la plaine de Tébessa. En allant vers les bordures, cette profondeur devient de plus en plus faible. Ce milieu est composé essentiellement de calcaires d'âge Maestrichtien, Turonien et Éocène ayant un potentiel hydraulique important qui se traduit par un débit considérable au niveau des sources de Youkous, Kissa ...ect.

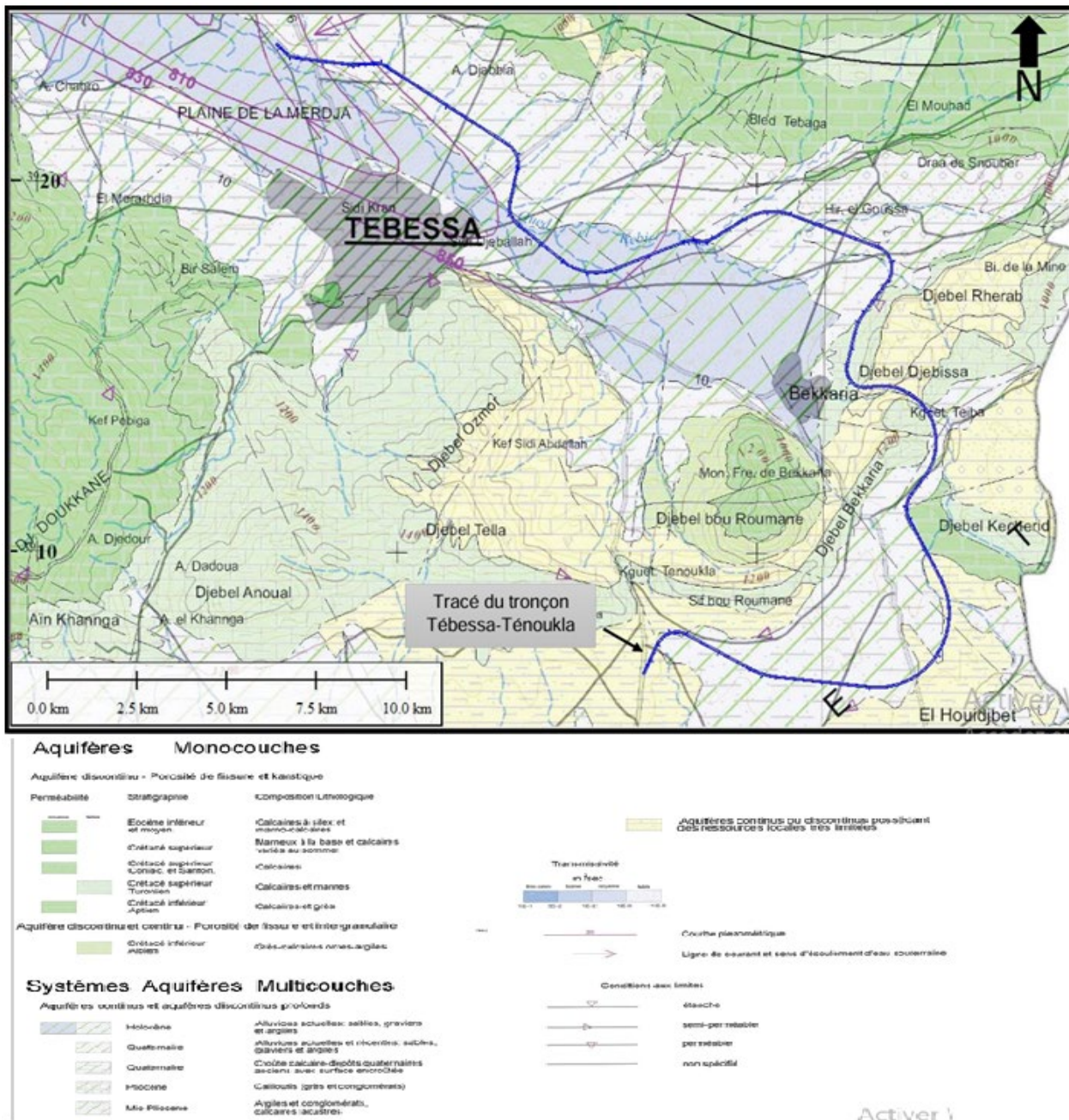


Figure (II.6): Carte hydrogéologique de Tébessa 1/200 000[15]

II.2.4 Cadre Sismique

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA, 2024) Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, Figure et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, définies ci-dessous :

Zone 0 : sismicité Très faible ;

Zone I : Sismicité faible ;

Zone II : Sismicité Faible à moyenne ;

Zone III : Sismicité Moyenne.

Zone IV : Moyenne à élevée

Zone V & VI : Elevée

La classification des zones sismiques est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.1) : Classification des zones sismiques

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Le tableau ci-dessous présente les classes des zones sismiques selon RPA 2024

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS-MIQUE
11	TAMANRASSET	0
12	TEBESSA	
	Groupe de communes A Bir El Ater, Ferkane, Negrine, Stah Guentis, Tlidjene, El Meridj, Ouenza, El Aouinet, Boukhadra	III
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	II

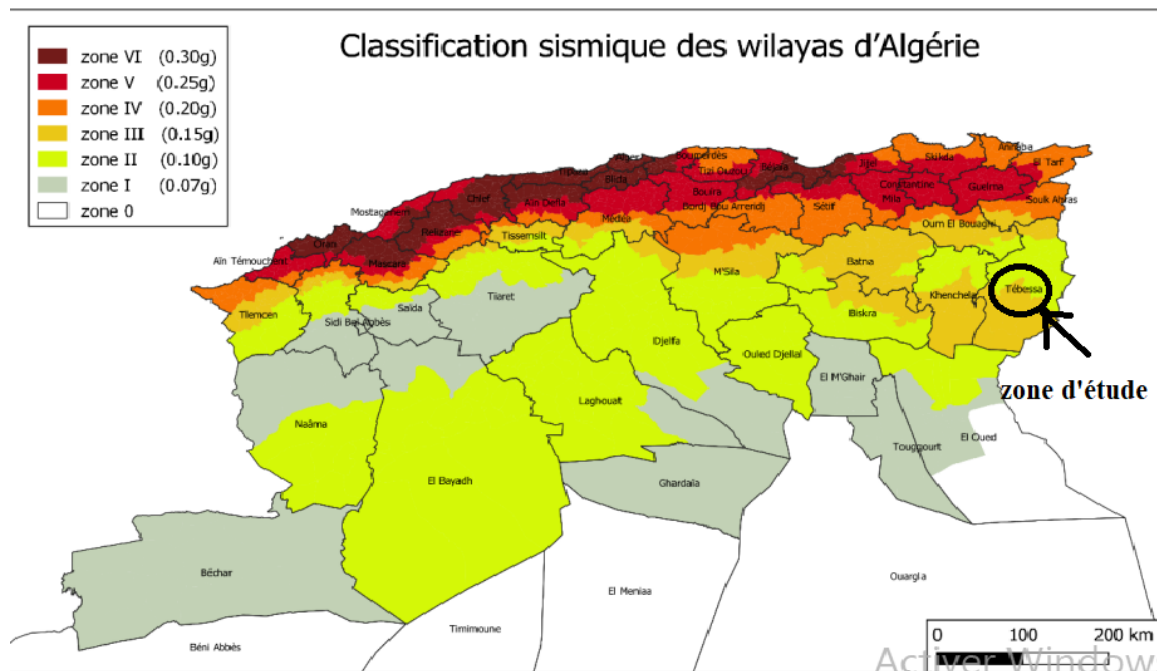


Figure (II.7): Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA, 2024)[18]

Selon le RPA 2024 (Annexe A), la wilaya de Tébessa est subdivisée en zones sismiques. Les communes du groupe A sont classées en zone III (sismicité moyenne), tandis que les autres communes, dont El Ma El Abiod, sont classées en zone II. D'après ce découpage, notre région d'étude appartient à **la zone II (sismicité faible à moyenne)**.

II.3 Facteurs favorisant les inondations dans la région d'étude

- **La morphologie du terrain** : la zone d'étude présente des dépressions caractérisées par des pentes faibles à très faibles, surplombées par des versants à pentes fortes favorisant un écoulement torrentiel temporaire sur les versants ;
- **Les formations superficielles** meubles à dominance argileuse (alluvions du Quaternaire) reposant sur un socle marneux, ces formations à granulométrie fine favorisent l'accumulation des eaux à la surface ;
- **Couvert végétal dégradé** (non protecteur) qui entraîne une augmentation du ruissellement, et par conséquent, de la charge solide sur les parties basses. Caractérisés par une granulométrie fine et des pentes très faibles (terrains plats), ces parties basses constituent de véritables zones d'inondation et d'accumulation des sédiments ;
- **L'intensité et la fréquence** des averses torrentielles qui amplifient les risques d'inondation.

Selon la visite sur le site et l'historique des inondations dans la région d'étude, la zone entre le Pk 00+000 et le Pk 19+000 est considérée comme zone inondable.

II.4 Risques liés au Trias gypseux

Les formations triasiques gypse et argiles présentent, d'une part, un risque d'instabilité de terrain dû au gonflement et au fluage entraînant des glissements sur les pentes, et, d'autre part, un risque d'effondrement résultant des phénomènes de dissolution du gypse (karst gypseux). Cette formation est présentée dans la zone d'étude par le Diapir de Dj.Djebissa dans la zone de Bekkaria, elle a une grande importance sur la salinité des eaux de la nappe souterraine.

II.5 Zones à sol compressible

Les sols compressibles correspondent généralement à des dépôts récents (quaternaire) argilo-limoneux mous, souvent organiques (présence de tourbe et de débris végétaux), dont les caractéristiques de résistance mécanique sont faibles, induisant des tassements et des déformations sous l'effet des sollicitations apportées par les aménagements (remblai, fondations des ouvrages d'art). Ces sols se rencontrent principalement dans les vallées alluviales à faible pente et dans des zones marécageuses actuelles ou anciennes. Compte tenu des spécifications techniques propres aux Lignes à grande vitesse (LGV), en matière de tolérances géométriques notamment, la construction de remblais en zones compressibles nécessite toujours de prévoir des dispositions constructives particulières visant à maîtriser les déformations. Ces dispositions sont de deux ordres :

- soit les sols compressibles sont peu épais (ép. <4 m), auquel cas leur substitution est envisageable.
- soient ils se développent sur des épaisseurs importantes et des techniques spéciales sont alors nécessaires : accélération de la consolidation par drainage vertical, pré chargement, construction phrasée des remblais, amélioration des sols d'assise par colonnes ballastées ou injections solides, etc.

Concernant les ouvrages d'art, les sols compressibles justifient de prévoir des fondations profondes sur pieux afin de reporter les sollicitations sur des sols de meilleures caractéristiques portantes.

Dans la zone objet de cette étude, les zones compressibles font partie de la plaine de **la Merdja**, cette dernière est constituée d'un dépôt alluvionnaire récent et ancien contenant respectivement des limons récents et argiles. Cette zone s'étend entre le PK 0+000 et le PK

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

5+000 les solutions qui seront adopter sont proposés dans le chapitre localisation des zones à risque.

II.6 Karstification

Les massifs calcaires Eocènes et Maestrichtien, qui entoure la zone d'étude, ont subis dans le temps des fracturations intenses en favorisant le développement du Karst, par la circulation de l'eau à travers les fissures. Dans la zone d'étude aucune forme de karstification n'est visible. Mais le risque de formation de cavités reste possible et cela est dû à la :

- Présence de fractures dans les formations calcaires et dolomitiques du Turonien moyen ;
- Présence de sources proches de la zone d'étude (Source de Youkous qui contient une grotte).

Par ailleurs, la présence du gypse dans le trias diapirique de Dj. Djebissa et dans le Cénomaniens inférieur peut causer des effondrements, dus aux cavités de dissolution du gypse en contact avec l'eau.

II.7 Travaux de reconnaissance géotechniques

La campagne d'investigation géotechnique consistera en la réalisation de :

- (40) Sondages carottés entre 10 et 30 m de profondeur
- (26) sondages pressiométriques entre 12 et 20 m de profondeur
- (23) Essais de pénétration dynamique jusqu'au refus le long du tracé
- (25) Puits de reconnaissances creusés jusqu'à une profondeur de 4 m
- (04) Pénétromètre statique CPT
- Des essais de laboratoires

II.7.1 Les essais in situ

Dans le cadre de cette étude, des essais in situ comprenant le pénétromètre statique (CPT), l'essai pressiométrique ainsi que l'essai à la plaque de chargement (PDL) ont été réalisés afin de déterminer les paramètres de déformabilité et de résistance du sol en place.

II.7.1.1 Essais pressiométrique

a) Mode opératoire – Essai pressiométrique (NF P 94-110)

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- Réaliser un forage préalable à la profondeur souhaitée en maintenant les parois stables (boue bentonitique ou tubage).
- Introduire la sonde pressiométrique (cellule de mesure centrale et deux cellules de garde) dans le forage.
- Gonfler la sonde par paliers de pression de 50 kPa, chaque palier maintenu 60 secondes.
- Relever le volume injecté V (cm³) à 30 s et 60 s pour chaque palier.
- Poursuivre jusqu'à la rupture du sol puis dégonfler et remonter la sonde.
- Tracer la courbe $P = f(V)$ pour identifier les trois phases : élastique, pseudo-plastique et plastique.

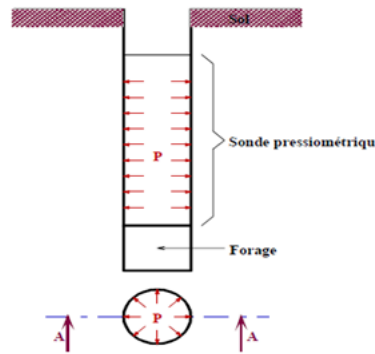


Figure (II.8) : Schéma d'essais pressiométrique.[19]

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit avec l'état de consolidation selon la classification des sols basée sur le rapport E/PI :

Tableau (II.2) : résumé des résultats d'essais pressiométriques

SP	E (Mpa)		PI (Mpa)		E/PI (Mpa)		$\frac{\overline{Ep}_I}{\overline{Pl}}$	$\overline{Ep}$ (Mpa)	$\overline{Pl}$ (Mpa)	Catégorie selon RPA
SP-17	20,322	71,908	2,074	2,960	0,897	2,765	1,466	34,977	2,421	S2
SP-01	19,083	27,387	0,57	2,07	1,071	3,351	1,778	20,637	0,945	S2
SP-02	3,745	24,83	0,57	2,47	0,46	1,005	0,684	7,186	1,13	S3
SP-18	4,94	50,05	0,90	3,86	5,47	49,41	9,84	11,43	1,19	S3
SP-19	11,52	61,06	1,59	3,04	5,98	23,51	12,98	26,19	2,10	S2
SP-03	13,084	31,233	0,691	2,19	1,193	1,991	1,615	22,334	1,301	S2
SP-04	12,803	18,255	0,687	2,614	0,49	1,917	0,801	14,511	1,328	S3
SP-05	16,703	19,748	0,57	3,059	0,646	3,351	1,154	17,987	1,074	S3
SP-06	13,001	25,914	0,67	3,873	0,669	1,94	0,941	18,585	1,623	S3
SP-07	18,823	25,877	0,57	3,217	0,804	3,304	1,275	22,114	1,222	S2

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

SP	E (Mpa)		PI (Mpa)		E/PI (Mpa)		$\frac{\overline{Ep}_I}{\overline{PI}}$	$\overline{Ep}$ (Mpa)	$\overline{PI}$ (Mpa)	Catégorie selon RPA
SP-08	13,699	188	1,579	4,347	0,639	3,877	1,462	38,895	3,182	S2
SP-20	24,80	95,49	2,12	4,07	8,75	23,45	14,34	45,24	3,23	S2
SP-21	17,33	82,69	0,93	4,76	6,51	18,67	12,11	34,64	2,66	S2
SP-22	23,60	72,53	2,69	4,96	6,71	16,52	11,84	43,02	3,65	S2
SP-23	1,68	123,72	0,16	5,02	5,69	30,95	14,15	6,19	0,68	S3
SP-09	11,699	153	1,579	4,237	0,685	3,672	1,12	23,31	2,504	S2
SP-10	13,699	188	1,579	4,454	0,868	4,345	2,707	75,237	3,633	S2
SP-25	15,75	95,41	1,22	5,31	3,57	23,42	9,23	30,60	2,90	S2
SP-26	7,63	20,82	1,07	2,03	5,98	14,24	8,61	12,03	1,40	S3
SP-27	55,88	113,77	3,78	4,91	14,53	23,18	20,59	89,73	5,10	S2
SP-11	13,699	189	1,579	4,454	0,868	4,559	2,733	75,562	3,618	S2
SP-28	93,91	125,28	4,22	5,82	17,62	28,15	23,35	122,16	6,03	S1
SP-29	10,90	306,49	1,01	5,48	10,82	65,64	17,41	38,21	2,65	S2
SP-30	8,56	97,50	1,00	5,81	4,60	17,66	6,95	14,39	2,09	S3
SP-31	12,08	139,61	1,36	5,54	8,87	30,99	13,89	27,76	2,53	S2
SP-32	35,30	165,80	2,07	5,90	11,95	28,12	17,58	51,26	3,03	S2

b) Interprétation des résultats pressiométriques

L'analyse des résultats montre une grande variabilité selon les zones du tracé :

- SP-28 et SP-27 (EM = 93,91 et 55,88 MPa) : meilleures caractéristiques mécaniques, catégories S1 et S2. Ces zones sont favorables à des fondations superficielles.
- SP-02, SP-18, SP-23 (EM faibles, PI inférieur à 1 MPa) : sols meubles (S3) compressibles dans la plaine de la Merdja (PK 0+000 à PK 5+000). Nécessitent fondations profondes ou colonnes ballastées.
- Rapport EM/PI inférieur à 5 : sols sous-consolidés sensibles aux tassements différentiels. Recommandation : préchargement ou inclusions rigides.

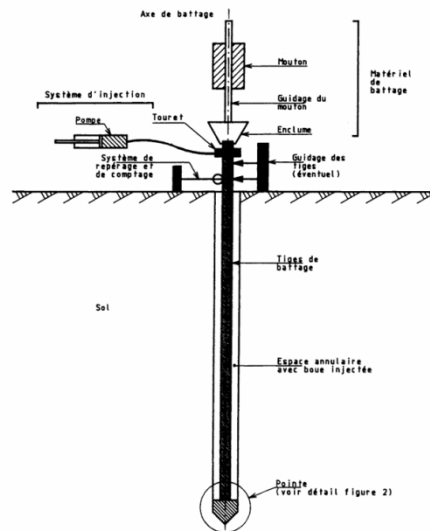
II.7.1.2 Essai de pénétration dynamique

a) Mode opératoire – Essai de pénétration dynamique (PDL)

- Assembler le train de tiges équipé d'une pointe débordante normalisée.
- Connecter le système d'injection de boue pour éliminer le frottement latéral.
- Laisser tomber le mouton (m = 63,5 kg, h = 75 cm) et compter N pour chaque 10 cm.
- Arrêter au refus (N supérieur ou égal à 100 coups/10 cm) ou à la profondeur maximale.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- Tracer le diagramme R_d (MPa) en fonction de la profondeur.



Figure(II.9) : Schéma essai de pénétration dynamique.[20]

b) Interprétation des résultats PDL

Deux comportements distincts sont observés sur le tracé :

- Groupe 1 (PDL 04–09, 16–23) : refus rapide entre 0,8 et 4 m. Présence d'alluvions grossiers ou d'encroûtements calcaires. Zones compatibles avec remblais ferroviaires sans traitement.
- Groupe 2 (PDL 01–03, 06, 11–15) : refus entre 8 et 10 m. Couche meuble (limons, argiles) en surface surmontant un niveau portant. Étude de tassement obligatoire.
- La corrélation PDL/SPT valide la classification S2/S3 selon le RPA 99.

II.7.1.3 Essai pénétration statique « Cone Penetration Test CPT (NF P 94-113) »

a) Mode opératoire – Essai CPT (NF P 94-113)

- Installer le pénétromètre statique (vérin hydraulique) sur le point d'essai.
- Enfoncer le cône (angle 60° , section 10 cm^2) à vitesse constante de 2 cm/s .
- Mesurer en continu la résistance de pointe q_c (MPa) et le frottement latéral f_s (kPa) tous les 2 cm .

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- Calculer le rapport de friction $R_f = f_s/q_c \times 100$ (%) pour identifier le type de sol.

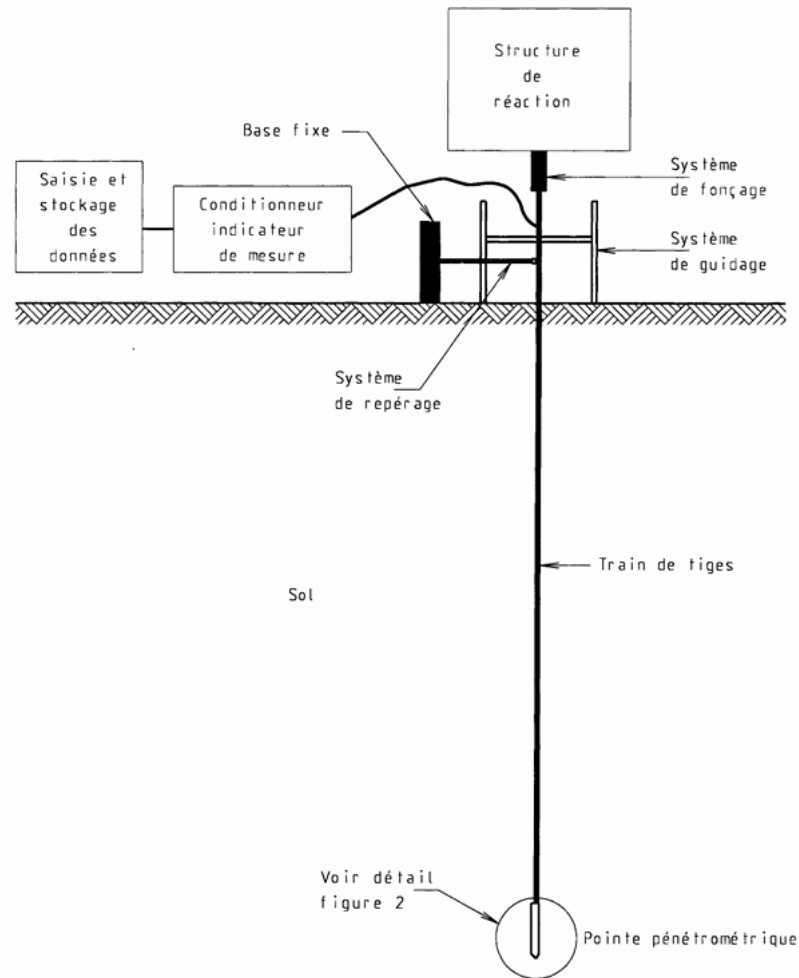


Figure (II.10) : Schéma d'essais pénétration statique.[21]

Les résultats obtenus pour chaque 0.2m sont présentés comme suit :

Tableau (II.3) : résumé des résultats d'essais pénétration statique

CPT	$\bar{q}_c$	Classification
CPT01-PK3+650	6,11	S3
CPT02-PK4+732	5,97	S3
CPT03-PK4+975	7,17	S3
CPT04-PK5+357	6,77	S3

b) Interprétation des résultats CPT

Les 4 essais CPT (PK 3+650 à PK 5+357) donnent des valeurs $\bar{q}_c$ variant de 5,97 à 7,17 MPa, classant le sol en S3 selon le RPA 99.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- Ces valeurs modérées confirment la présence de limons argileux compressibles dans la plaine de la Merdja, cohérentes avec les résultats SPT et pressiométriques.
- R_f élevé (supérieur à 2 %) : sols à dominance fine (argiles, limons), sensibles à l'eau et peu portants à l'état naturel.
- CPT 03 (PK 4+975) : valeur la plus élevée (7,17 MPa), probablement due à des intercalations sableuses.
- Recommandation : colonnes ballastées ou géosynthétiques de renforcement indispensables avant pose de plateforme.

II.7.1.4 ESSAIS « STANDARD PENETRATION TEST » (SPT)

a) Mode opératoire – Essai SPT (Standard Penetration Test)

- Réaliser un forage à la profondeur souhaitée et nettoyer le fond.
- Descendre le carottier normalisé (diamètre intérieur 35 mm, extérieur 51 mm).
- Battre avec un mouton de 63,5 kg tombant de 76 cm ; compter N pour chaque tranche de 15 cm.
- $NSPT = N_2 + N_3$ (2e et 3e tranches de 15 cm). Arrêter au refus (N supérieur à 50 coups/30 cm).

b) Interprétation des résultats SPT

Les valeurs N_{SPT} varient de 11 à 82 coups/30 cm selon la profondeur et la localisation :

- N_{SPT} inférieur à 30 (F03-CTT, F04-CTT) : sols moyennement denses à lâches (S3). Étude de stabilité des talus et contrôle de compactage requis.
- N_{SPT} entre 30 et 50 (F02-CTT) : sols denses (S3), fondations superficielles sous charge modérée acceptables.
- $N_{SPT} = 68$ à 14,80 m (SC-19-CCTT) : sol très dense (S2), substratum portant pour ancrage de pieux.
- Corrélation de Bowles : $C_u \approx 5 \times NSPT$ (kPa) pour estimer la résistance au cisaillement des argiles.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

Un échantillon des résultats de l'essai obtenus est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.4) : les résultats d'essais SPT

N° Forage	Profondeur (m)	Nspt	Observation	Classification
SC-19-CCTT	5.00 - 5.45	30	Dense	S3
	10.00 - 10.45	35	Dense	S3
	14.80 - 15.25	68	Très dense	S2
F02-CTT	3.00 – 3.45	30	Dense	S3
	6.00 – 6.45	36		S3
	9.00 - 9.45	50		S3
	12.00 - 12.45	43		S3
F03-CTT	3.00 – 3.45	17	Moyennement dense	S3
	6.00 – 6.45	18		S3
	9.00 - 9.45	24		S3
	12.00 - 12.45	22		S3
	15.00 - 15.45	25		S3
	18.00 - 18.45	28		S3
F04-CTT	20.00 - 20.45	41	Dense	S3
	3.00 – 3.45	16	Moyennement dense	S3

II.7.2 Classification des sites

Le tableau ci-après présente la classification des sites selon le RPA99. Cette classification permet de distinguer les différentes catégories de sols en fonction de leur comportement mécanique, allant des sols rocheux aux sols très meubles, dans le but d'évaluer la réponse du site aux sollicitations sismiques.

Tableau (II.5) : Classification des sites (RPA99)

Site	Type de sol	qc(MPa) (c)	N (d)	PI(MPa)(e)	Ep(MPa) (e)	qu(MPa) (f)	Vs(m/s)(g)
S1	Rocheux(a)			>5	>100	>10	>=800
S2	Ferme	>15	>5 0	>2	>20	>0.4	>=400 - <800
S3	Meuble	1.4 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	>=200 - <400
S4	Très meuble(b)	<1.5	<1 0	<1	<5	<0.1	>=100 - <200

II.7.3 Essais au laboratoire

Dans le cadre du programme de prospection complémentaire, un ensemble d'essais de laboratoire a été réalisé afin de déterminer les caractéristiques et les paramètres géotechniques des matériaux, qu'ils soient terreux ou rocheux. Les échantillons prélevés ont fait l'objet de plusieurs essais dans le but de les identifier et de les caractériser selon les classifications françaises (GTR – LCPC/SETRA), ainsi qu'en conformité avec le code UIC 719R.

II.7.3.1 Essais d'identification physique

II.7.3.1.1 Analyse granulométrique (normes NF P 94-056 / NF P 94-057)

a) Mode opératoire – Analyse granulométrique

- Sécher l'échantillon à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante, puis peser.
- Laver sur le tamis de 80 µm pour séparer les fines ; sécher le refus et peser.
- Tamisage à sec sur colonne de tamis (80 µm à 100 mm), vibration 15 minutes.
- Sédimentométrie (NF P 94-057) pour les fines : mesurer la densité de suspension avec aréomètre.
- Tracer la courbe granulométrique et calculer D10, D30, D60, Cu et Cc.

Un échantillon des résultats de l'essai obtenus est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6 : les résultats d'essais analyse granulométrique

N° Sondage	Profondeur (m)		< 80 µm	Observation
	De	À		
F15 TT	1.65	2.00	90	Granulométrie étalées attestant d'un sol fin
	9.45	9.75	57	
F16 TT	0.00	2.40	15	
	7.20	7.50	100	
F18 TT	1.40	1.75	44	Granulométrie serrés constitué de sables
	3.40	3.65	53	
	5.00	12.00	03	
	13.00	13.45	100	
F19 TT	1.00	3.00	10	Granulométrie serrés constitué de sables
	7.00	7.40	100	Granulométrie étalées attestant d'un sol fin
	13.30	13.60	24	
F20 TT	0.20	1.60	8	Granulométrie serrés constitué de sables
	1.60	10.00	5	Granulométrie serrés constitué de sables
F21 TT	2.40	2.85	91	Granulométrie étalées attestant d'un sol fin
	10.50	12.00	3	Granulométrie serrés constitué de sables
F 22 TT	0.20	10.00	5	
F 23 TT	0.20	12.00	3	
F 24 TT	0.20	12.00	5	

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

b) Interprétation des résultats granulométriques

Deux grandes familles de sols sont identifiées le long du tracé :

- Sols à granulométrie étalée (fines supérieures à 80 %) : F15-TT, F16-TT, F19-TT. Limons argileux sensibles à l'eau, risque de gonflement et perte de portance par saturation. À écarter ou traiter à la chaux avant réutilisation en remblai.
- Sols à granulométrie serrée (fines inférieures à 15 %) : F18-TT, F20-TT, F21-TT. Sables propres, bon drainage et portance satisfaisante, valorisables directement en corps de remblai.
- La stratification complexe impose une sélection rigoureuse des matériaux selon le GTR-LCPC/SETRA et le code UIC 719R.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la répartition des grains en fonction de leur taille. Elle est réalisée par :

- **Tamissage** pour les particules dont le diamètre est compris entre 80 µm et 100 mm
- **Sédimentométrie** pour les fractions les plus fines

II.7.3.1.2 Teneur en eau (norme NF P 18-598)

Cet essai vise à déterminer la teneur en eau (W) d'un sol, définie comme le rapport entre la masse d'eau contenue dans le sol et la masse des particules solides sèches

II.7.3.1.3.Limites d'Atterberg (norme NF P 94-051)

Cet essai permet de déterminer les limites d'Atterberg caractérisant les états du sol :

- **Limite de liquidité (WL)** : séparation entre l'état liquide et plastique
- **Limite de plasticité (WP)** : séparation entre l'état plastique et solide

L'indice de plasticité est donné par :

$$IP = WL - WP \dots\dots\dots (II.1)$$

a) Mode opératoire – Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

- Sécher à l'air, broyer légèrement et tamiser à 400 µm.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- Limite de liquidité WL : mélanger sol + eau progressive, étaler dans la coupelle de Casagrande, tracer un sillon et compter les coups de fermeture. WL correspond à 25 coups.
- Limite de plasticité WP : rouler des bâtonnets de 3 mm de diamètre sur plaque en verre. WP est la teneur en eau à laquelle le bâtonnet se fissure.
- Calculer l'indice de plasticité : $IP = WL - WP$(II.1)

b) Interprétation des limites d'Atterberg

Les résultats montrent WL entre 35 et 63 % et IP entre 17 et 27 %, soit une plasticité moyenne à élevée :

- IP supérieur à 20 % (argiles PK 0 à PK 20) : sols fortement plastiques, sensibles aux cycles sécheresse/pluie. Classification GTR A3/A4 — traitement à la chaux vive (2 à 4 %) requis.
- IP = 17 % (PK 21+000) : plasticité modérée, dépôts alluvionnaires plus grossiers, plus favorables à la construction.

II.7.3.2 Essais chimiques

II.7.3.2.1 Valeur au bleu de méthylène (VBS) (norme NF P 94-068)

L'essai au bleu de méthylène permet de déterminer la teneur en particules argileuses d'un sol ou d'un granulat. Il repose sur l'adsorption du bleu de méthylène par les argiles, ce qui permet d'estimer leur quantité dans l'échantillon.

a) Mode opératoire – Valeur au bleu de méthylène VBS (NF P 94-068)

- Préparer une suspension de 30 g de sol (inf. à 5 mm) dans 500 mL d'eau distillée.
- Ajouter la solution de bleu de méthylène (10 g/L) par doses de 2 mL sous agitation.
- Effectuer le test à la tache sur papier filtre ; arrêter quand un halo bleu clair persistant apparaît.
- Calculer $VBS = (\text{volume injecté} \times \text{concentration}) / \text{masse de sol sec}$.

b) Interprétation – Valeur au bleu de méthylène

Les valeurs VBS varient entre 0,16 et 2,66 g/100 g selon les zones :

- VBS inférieur à 0,5 (PK 9+800, PK 19+900) : sols peu argileux, risque faible, compatibles avec les matériaux de plateforme.

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- VBS entre 1 et 3 (PK 0+975, PK 1+475, PK 2+875) : sols argileux sensibles à l'eau, traitement avant mise en remblai requis.
- VBS supérieur ou égal à 2,5 : argiles actives selon GTR, inadaptées sans traitement à la chaux.

II.7.3.3 Essais mécaniques

II.7.3.3.1 Essai Proctor modifié (norme NF P 94-093)

L'essai Proctor modifié permet de déterminer la teneur en eau optimale pour laquelle un sol atteint sa densité sèche maximale.

Cette teneur est appelée **teneur en eau optimale Proctor**.

a) Mode opératoire – Essai Proctor modifié (NF P 94-093)

- Préparer 5 échantillons du même sol avec des teneurs en eau croissantes (± 2 % autour de l'optimale estimée).
- Compacter chaque échantillon dans le moule Proctor ($\varnothing$ 152 mm) en 5 couches de 25 coups (mouton lourd 4,5 kg, chute 45 cm).
- Calculer la densité sèche : $\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$. Tracer la courbe $\gamma_d = f(w)$.
- Identifier γ_{dmax} (densité sèche maximale) et W_{opm} (teneur en eau optimale Proctor).

b) Interprétation – Essai Proctor modifié

Les résultats montrent γ_{dmax} entre 1,50 et 1,84 t/m³ et W_{opm} entre 7,5 et 14,9 % :

- Faibles γ_{dmax} (PK 1+475 : 1,64 t/m³ ; PK 2+875 : 1,50–1,70 t/m³) : argiles plastiques, compactage à contrôler à 95 % OPM.
- γ_{dmax} élevé (PK 19+275 : 1,84 t/m³) : argiles fermes à faible plasticité, mieux compactables.
- Contrôle in situ au gammadensimètre nucléaire ou plaque de charge, objectif 95 % γ_{dmax} (UIC 719R).

II.7.3.3.1 Essai CBR (norme NF P 94-078)

L'essai CBR (California Bearing Ratio) permet d'évaluer la résistance mécanique des sols naturels et compactés.

Il est utilisé principalement pour le dimensionnement des remblais, des couches de forme, ainsi que des fondations et sous-fondations.

a) Mode opératoire – Essai CBR (NF P 94-078)

- Compacter l'échantillon à la teneur Proctor (95 % OPM) dans le moule CBR ($\varnothing$ 152 mm).

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

- Immerger 96 heures (4 jours) pour simuler la saturation et relever le gonflement.
- Appliquer le piston (19,35 cm²) à 1,27 mm/min et mesurer l'effort à 2,54 mm et 5,08 mm.
- Calculer CBR = (effort mesuré / effort référence) x 100, références : 13,2 kN (2,54 mm) et 20 kN (5,08 mm).

b) Interprétation – Essai CBR

Les indices CBR sont très faibles, tous inférieurs à 3,65 % avec la majorité inférieure à 2,5% :

- CBR inférieur à 2,5 % (PK 0 à PK 2+550, PK 2+875, PK 3+975, PK 19+275) : sous-grade très médiocre, inutilisable sans traitement (chaux + ciment).
- CBR entre 2,5 et 3,5 % (PK 6+450, PK 12+900, PK 19+900) : insuffisant pour plateforme ferroviaire. UIC 719R exige CBR supérieur ou égal à 15 % pour la couche de forme.
- Solution : substitution ou traitement à la chaux+ciment des sols (CBR inférieur à 3 %), puis couche de forme en grave traitée au ciment (GTC) d'épaisseur adaptée.

Les résultats des essais au laboratoire sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Résumé des résultats d'essais

Localisation(PK de projet d'exécution)	Extension(m)	Essais réalisés	Lithologie	Wn (%)	Limites d'Atterberg		Pourcentage des mat. Fines (% < 80µ)	VBS(g/100g)	Essai Proctor Modifié		Indice CBR 95%OPM
					WL (%)	IP (%)			Yd Max	wopm %	
PK0+975-PK1+075	100	PU-02-TT	Argile limoneuse noirâtre	14	45	23.00	100	2.66	1.74	10.10	<2.5
PK1+475-PK1+775	300	PU-03-TT	Sable argileux marneux	21	50	25	100	2.66	1.64	10	<2.5
PK2+000-PK2+550	550	F-01-TT	Argile marneuse bariolé	17-21	46-50	23-25	82-100	NR	NR	NR	<2.5
PK2+875-PK3+475	600	PU-04-TTP U-05-TT SC-19-CCTT	Marne sableuse altérée, brunâtre à jaunâtre avec Des traces grisâtres	17-26	54	27	100	2-2.5	1.5-1.7	7.6-11	<2.5
PK3+975-PK4+300	325	SC03EX ECTT	Argile jaune à marron peu plastique avec inclusion Blanchâtres	18-23	55	27	100	NR	NR	NR	<2.5

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

PK6+45 0-PK6+675	225	PREXECTT01PREXECTT02F-05-TTSC-07-EXECTTF-06-TTSC08EXECTT	Argile limoneuse noirâtre	10-19.05	49	19	78-100	0.16-0.33	1.6	21	1.75-2.54
PK9+80 0-PK10+475	675	PREXECTT04F-08-TTSC10EXECTTSC11EXECTT	Argile vert peu plastique	17	63	25	95	0.33	1.5	23	3.2
PK12+90 0-PK13+200	1475	F-11-TTSC14EXECTT	Argile limoneuses marron avec inclusion grises	10-18.3	43-49	22	100	NR	NR	NR	2.5
PK13+35 0-PK13+500	150										
PK15+17 5-PK16+700	1525	PU-11-TTPREXECTT06F-12-TT	Argile marneuse brunâtre	15-21	47	23-18	100	2	1.65	9.9	1.97
PK19+27 5-PK19+750	475	PU-14-TTSC-22-CTTSC20EXECTT	Argile ferme beige a marron	8.7	46	23	100	2.26	1.84	9.7	<2.5
PK19+90 0-PK20+200	300	PREXECTT07SC23-CTT	Argile sableuse marron brunâtre avec cristaux de gypse a la base	12	62	25	45	0.66	1.81	14.9	2.78
PK20+37 5-PK20+900	525	PU-15-TT	sable argileux marneux brunâtre	23	53	26	81	2.66	1.62	12	-
PK21+00 0-PK21+300	300	PU-16-TT	Dépôt alluvionnaire	21	35	17	67	1.33	1.65	7.5	-

Chapitre 2: étude géologique hydrogéologique et géotechnique

II.8 Conclusion

L'analyse des données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques recueillies dans ce chapitre met en évidence la complexité du contexte naturel de la zone d'étude et son incidence directe sur la conception de l'infrastructure ferroviaire.

Sur le plan géologique, la zone traversée est dominée par un bassin d'effondrement comblé par des dépôts Mio-Plio-Quaternaires, reposant sur un substratum marneux et carbonaté. La présence de formations triasiques diapirique au niveau du Djebel Djebissa introduit des risques spécifiques de gonflement, de dissolution gypsifère et de salinisation des eaux souterraines, qui doivent être pris en compte dès les phases de terrassement. Sur le plan sismique, la région est classée en zone II selon le RPA 2024 (sismicité faible à moyenne), ce qui impose l'application des dispositions parasismiques réglementaires pour les ouvrages d'art.

Les résultats des essais in situ (pressiométriques, pénétration dynamique PDL, CPT et SPT) et des essais de laboratoire (granulométrie, limites d'Atterberg, VBS, Proctor, CBR) révèlent une hétérogénéité importante des sols le long du tracé. La plaine de la Merdja, entre le PK 0+000 et le PK 5+000, concentre les zones les plus défavorables, avec des argiles limoneuses compressibles le site est globalement classé en catégorie S3 selon le RPA, des indices CBR inférieurs à 2,5 %, des valeurs VBS élevées (jusqu'à 2,66 g/100 g) et une plasticité élevée (IP pouvant dépasser 25 %). Ces caractéristiques excluent toute utilisation directe en remblai ferroviaire sans traitement préalable.

En revanche, certaines zones du tracé, notamment celles associées aux sondages SP-27 et SP-28 (EM supérieur à 55 MPa, catégorie S1/S2), présentent des caractéristiques mécaniques satisfaisantes, compatibles avec des fondations superficielles et des remblais sans traitement lourd. Cette variabilité spatiale des propriétés géotechniques impose une approche différenciée des solutions constructives, adaptée aux conditions locales de chaque section du tracé.

Ces données constituent la base indispensable sur laquelle s'appuient le chapitre suivant, notamment pour le dimensionnement de la plateforme ferroviaire, la définition des zones à risque et le choix des techniques d'amélioration ou de substitution des sols, conformément aux exigences du code UIC 719R et aux normes en vigueur.

Chapitre 3

III. 1 Introduction

Le sol constitue un élément essentiel dans la réalisation des ouvrages de construction, car il conditionne leur stabilité et leur durabilité. Dans ce cadre, l'étude géotechnique est indispensable dans les projets ferroviaires, en raison de la diversité des formations géologiques traversées et de l'importance des contraintes liées à l'exploitation.

Le tronçon étudié, allant de PK 0+000 à PK 22+000, présente des sols variés (argileux, marneux et alluvionnaires), nécessitant une caractérisation détaillée basée sur des essais au laboratoire tel que l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, le VBS, le Proctor modifié et le CBR. Ces essais permettent de mieux comprendre le comportement des sols et de les classer selon les systèmes LPC, GTR et UIC.

Ce chapitre traite le dimensionnement des couches d'assise a s'avoir les épaisseurs de la couche de ballast et sous-ballast et la conception de l'ouvrage ferroviaire en fonction des charges roulantes, qui est basé sur la classification des sols, et le choix du type de la plateforme en fonction de qualité du sol support, de l'évaluation de la capacité portante de la plateforme, de la sensibilité au gel, afin de définir une structure ferroviaire adaptée aux conditions du site. L'ensemble de ces résultats constitue une base essentielle pour le dimensionnement.

Par ailleurs, l'analyse des paramètres géotechniques permet d'identifier les zones homogènes et les zones critiques le long du tracé. Cette étude met également en évidence l'influence importante de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols. Enfin, les résultats obtenus constituent une base fiable pour orienter les choix techniques de traitement ou de substitution des matériaux.

III. 2 Les étapes de dimensionnement

Les étapes du dimensionnement de la plateforme ferroviaire débutent par la classification du sol support selon les systèmes LCP/USCS, GTR et UIC, permettant d'identifier les caractéristiques géotechniques et mécaniques du terrain. À partir de cette classification, la classe de plateforme est déterminée afin d'évaluer la portance du sol support et son aptitude à transmettre les charges ferroviaires. Une fois la classe de plateforme définie, le calcul des épaisseurs des couches d'assise est effectué.

Ce dimensionnement peut être réalisé soit par une méthode analytique basée sur des formulations théoriques, soit par une méthode graphique fondée sur des abaques et recommandations techniques. L'ensemble de ces étapes permet finalement de déterminer les épaisseurs finales des différentes couches constituant la structure de la voie ferroviaire, garantissant ainsi la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'infrastructure.

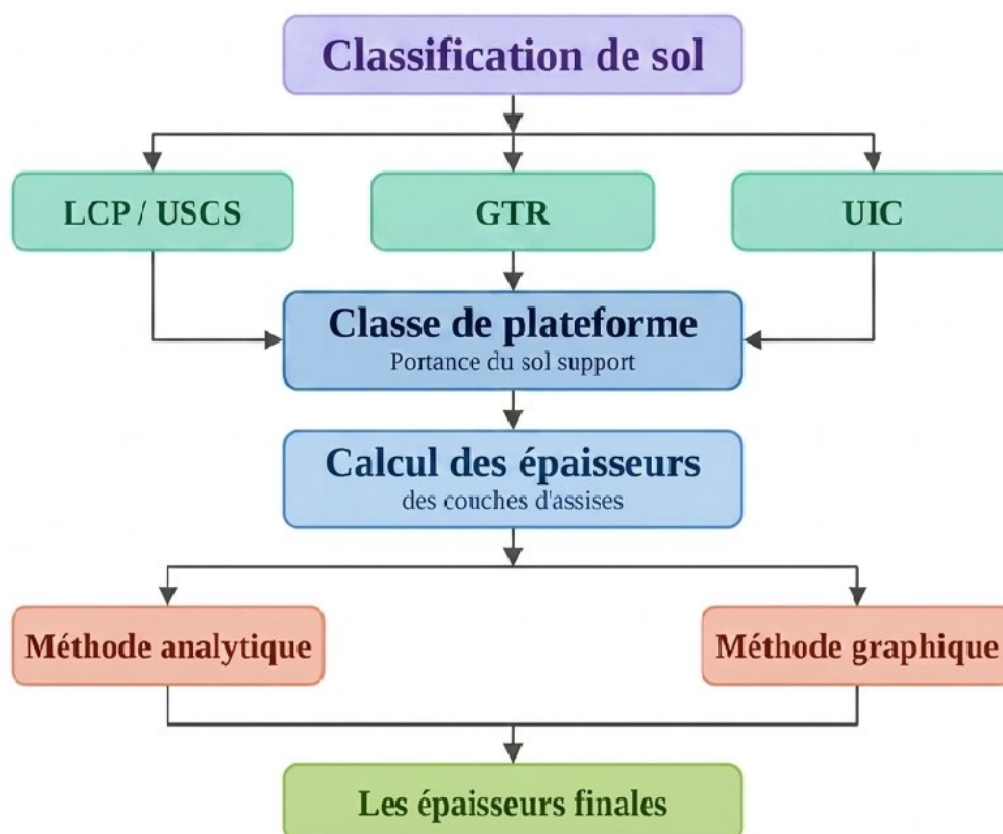


Figure (III.1) : Digramme des étapes de dimensionnement.

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

III.2.1 Classification des sols

III.2.1.1 Classification LPC (Laboratoire des Ponts et Chaussées)

La classification géotechnique des sols, connue sous l'appellation « classification LPC », représente un cadre méthodologique largement utilisé pour l'identification et la catégorisation des sols dans le domaine des études géotechniques. Elle permet de distinguer les différents types de sols en fonction de leurs propriétés physiques et de leur comportement mécanique.

Dans sa version initiale, cette classification repose sur la distinction de trois grandes familles de sols : les sols grenus (tels que les sables et les graves), les sols fins (comprenant les argiles, les limons et certains sols organiques) ainsi que les sols très organiques. Cette approche a été introduite par SCHON en 1965, puis améliorée par PERRIN en 1974 afin de mieux prendre en compte les particularités des sols à forte teneur organique.

La classification LPC s'appuie principalement sur les résultats d'essais d'identification en laboratoire, notamment l'analyse granulométrique, la détermination des limites d'Atterberg, la mesure de la teneur en matière organique et l'évaluation du degré de saturation. Ces paramètres constituent des indicateurs essentiels pour caractériser le comportement des sols.

Par ailleurs, ces mêmes critères sont également utilisés dans le cadre du Guide des Terrassements Routiers (GTR), où ils interviennent dans la définition des conditions de mise en œuvre des matériaux, en particulier pour le choix des techniques de compactage et la réalisation des différentes couches des ouvrages routiers (couche de forme et couche de base).[22]

Le tableau suivant présente une synthèse de la classification LPC.

Tableau(III.1) : Classification LPC des sols en laboratoire. [23]

Définitions			Symbole LPC (USCS)	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$C_U=D_{60}/D_{10}>4$ et $1<C_c=(D_{30})^2/D_{10}D_{60}<3$	Grave propre bien gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal gradué
			GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneux
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave argileux
Sable	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$C_U=D_{60}/D_{10}>6$ et $1<C_c=(D_{30})^2/D_{10}D_{60}<3$	Sable propre bien gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
			SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux
Lorsque la teneur en particules fines (< 0,08 mm) est comprise entre 5 et 12 %, on utilise un double symbole. Par exemple : Sb-SL.					

Le tableau suivant présente les résultats des essais géotechniques réalisés sur les différents échantillons prélevés le long du tracé

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

Tableau (III.2): Les résultats des essais du PK00+000 au PK21+300.

Localisation de projet (PK d'exécution)	Extension(m)	Essais réalisés	Lithologie	Wn (%)	Limite d'Atterbg		Pourcentage des mat. Fins (% < 80µ)	VBS(g/100g)	Essai Proctor Modifié		Indice CBR 95%OPM
					WL (%)	IP (%)			Vd Ma _x	wopm %	
PK0+975- PK1+075	100	PU-02-TT	Argile limoneuse noirâtre	14	45	23.0 0	100	2.66	1.74	10.10	<2.5
PK1+475- PK1+775	300	PU-03-TT	Sable argileux marneux	21	50	25	100	2.66	1.64	10	<2.5
PK2+000- PK2+550	550	F-01-TT	Argile marneuse bariolée	17-21	46- 50	23-2 5	82- 100	NR	NR	NR	<2.5
PK2+875- PK3+475	600	PU-04-TTP U-05-TT SC-19-CCTT	Marne sableuse altérée, brunâtre à jaunâtre avec des traces grisâtres	17-26	54	27	100	2-2. 5	1.5 - 1.7	7.6-11	<2.5
PK3+975- PK4+300	325	SC03EXECT T	Argile jaune à marron peu plastique avec inclusion Blanchâtres	18-23	55	27	100	NR	NR	NR	<2.5
PK6+450- PK6+675	225	PREXECTT01 PREXECTT02 F-05-TTSC-07 -EXECTTF-06 -TT SC08EXECT T	Argile limoneuse noirâtre	10- 19.0 5	49	19	78- 100	0.16 - 0.33	1.6	21	1.75- 2.54
PK9+800- PK10+475	675	PREXECTT04 F-08-TT SC10EXECTT SC11EXECTT	Argile vert peu plastique	17	63	25	95	0.33	1.5	23	3.2
PK12+900- PK13+200	1475	F-11-TT SC14EXECTT	Argile limoneuses marron avec inclusion grises	10- 18.3	43- 49	22	100	NR	NR	NR	2.5
PK13+350- PK13+500	150										
PK15+175- PK16+700	1525	PU-11-TTPR EXECTT06F- 12-TT	Argile marneuse brunâtre	15-21	47	23-1 8	100	2	1.65	9.9	1.97

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

Localisation (PK de projet)	Extension (m)	Essais réalisés	Lithologie	W _n (%)	Limite d'Atterbg		Pourcentage des mat. Fins	VBS(g/100g)	Essai Proctor Modifié		Indice CBR 95%OPM
PK19+275- PK19+750	475	PU-14-TT SC-22-CCTT SC20EXECT T	Argile ferme beige a marron	8.7	46	23	100	2.26	1.84	9.7	<2.5
PK19+900- PK20+200	300	PREXECTT07 SC23-CCTT	Argile sableuse marron brunâtre avec cristaux de gypse a la base	12	62	25	45	0.66	1.81	14.9	2.78
PK20+375- PK20+900	525	PU-15-TT	Sable argileux marneux brunâtre	23	53	26	81	2.66	1.62	12	-
PK21+000- PK21+300	300	PU-16-TT	Dépôt alluvionnaire	21	35	17	67	1.33	1.65	7.5	-

Le tableau ci-dessus présente les résultats des essais au laboratoire réalisé sur les différents échantillons de sol, notamment la limite de liquidité (WL) et l'indice de plasticité (IP). Ces paramètres ont servi de base pour le report des points sur le diagramme de Casagrande, dans le but de classer les sols étudiés et d'évaluer leur degré de plasticité. Cette démarche permet d'obtenir une interprétation plus précise du comportement géotechnique des matériaux identifiés le long du tracé étudié,

Les résultats sont présentés dans le diagramme suivant :

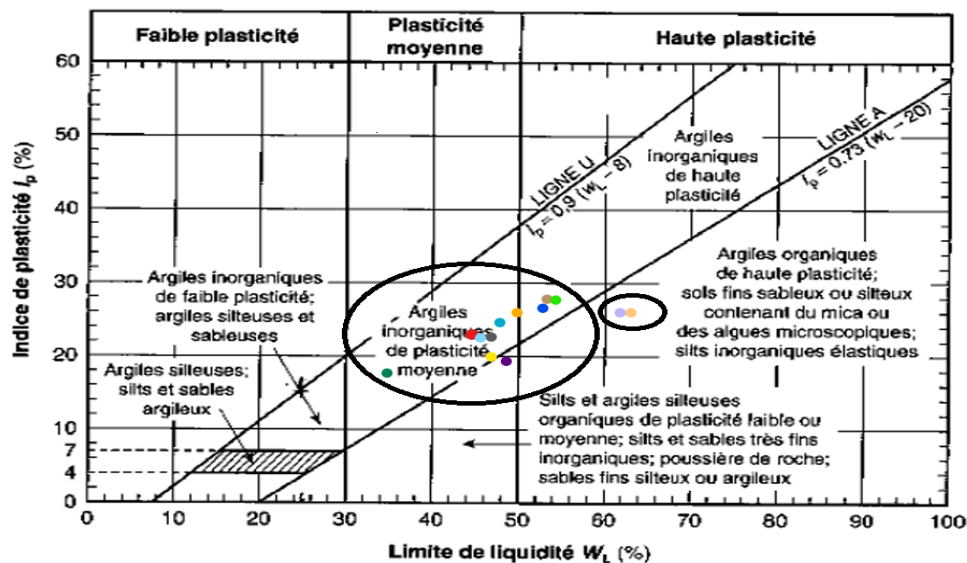


Figure (III.2): Positionnement des échantillons sur le diagramme de Casagrande. [24]

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

✓ Interprétation des résultats

L'analyse du diagramme de Casagrande montre que la majorité des échantillons se situent au-dessus de la ligne A, dans le domaine des argiles inorganiques de plasticité moyenne. Ces sols présentent une cohésion appréciable et une compressibilité modérée, avec une sensibilité notable à la variation de la teneur en eau.

La position des points suggère la présence dominante de minéraux argileux de type illite ou kaolinite. Par ailleurs, la dispersion de certains points vers des valeurs plus élevées de la limite de liquidité traduit une légère hétérogénéité du sol, avec une tendance locale vers des sols limoneux. Ces caractéristiques impliquent un comportement intermédiaire, nécessitant une attention particulière vis-à-vis des phénomènes de tassement et de variation volumique.

III.2.1.2 Système de classification unifiée des sols (USCS)

Le système de classification unifiée des sols (USCS) a été développé par A. Casagrande en 1948 afin de faciliter les travaux de construction des pistes d'atterrissage pendant la Seconde Guerre mondiale. En 1952, le Corps des ingénieurs de l'armée américaine a amélioré ce système pour le rendre applicable à la classification des sols utilisés dans les fondations et diverses structures de génie civil. Ce système repose sur un principe fondamental selon lequel les sols sont classés en fonction de leur comportement mécanique. Les sols à grains grossiers sont classés selon leur granulométrie, tandis que les sols fins (limons et argiles) sont classés selon leur plasticité et les limites d'Atterberg. Ainsi, la classification repose sur l'analyse granulométrique ou les essais des limites d'Atterberg.

Le système USCS distingue quatre grandes catégories de sols : les sols à grains grossiers, les sols à grains fins, les sols organiques et les tourbes. La classification est basée sur la fraction passant le tamis de 75 mm, tandis que les particules plus grossières sont enregistrées dans les rapports de forage. Les particules de diamètre supérieur à 300 mm sont appelées blocs, et celles comprises entre 75 et 300 mm sont désignées comme gros graviers. Les sols à grains grossiers sont subdivisés en graviers (G) et sables (S) selon la proportion retenue ou passant au tamis n°4 (4,75 mm). Ils sont ensuite classés en sous-groupes selon leur granulométrie et la nature des fines : GW, GP, GM, GC pour les graviers et SW, SP, SM, SC pour les sables. La granulométrie est déterminée à partir de la courbe

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferré

granulométrique et par le calcul du coefficient d'uniformité (C_u) et du coefficient de courbure (C_c), définis comme suit :

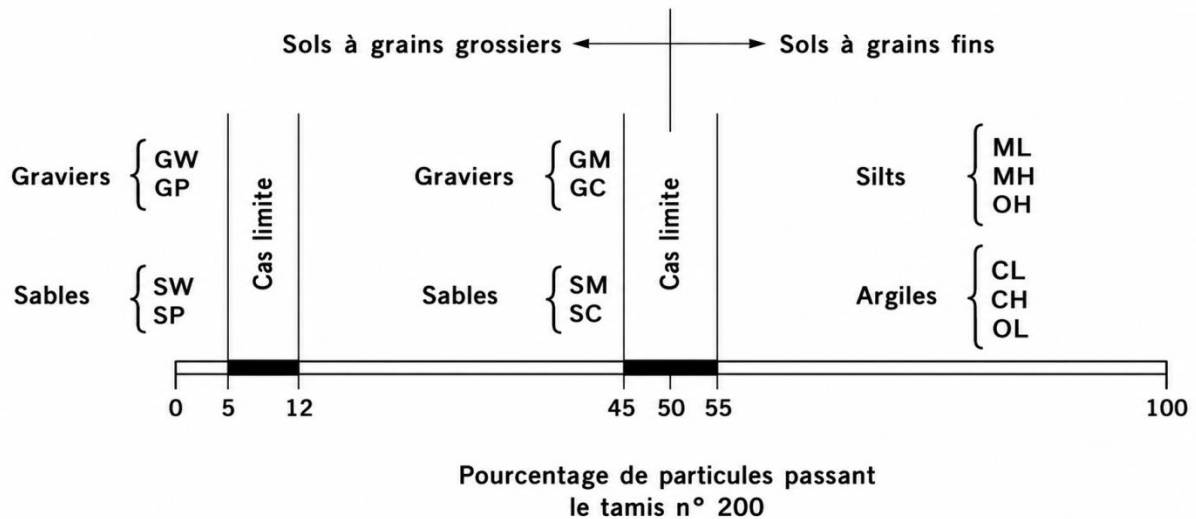
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots \dots \dots (III.1)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} \dots \dots \dots (III.2)$$

Où D_{60} , D_{30} et D_{10} représentent respectivement les diamètres des particules correspondant à 60 %, 30 % et 10 % de passant. Les sols bien gradués (GW et SW) contiennent moins de 5 % de particules fines, tandis que les sols mal gradués (GP et SP) présentent une granulométrie uniforme et une faible proportion de fines.

Tableau: (III.3) : définitions des grosseurs de particules, des échelles de grandeur et des symboles employés dans le système USCS.[29]

Fraction de sol ou composante	Symbole	Limites granulométriques
Blocs erratiques	Aucun	plus de 300 mm
Cailloux	Aucun	de 75 mm à 300 mm
(1) Sols à grains grossiers		
Gravier	G	de 75 mm à 4,75 mm (tamis n° 4)
Grossier		de 75 mm à 19 mm
Fin		de 19 mm à 4,75 mm (tamis n° 4)
Sable	S	de 4,75 mm (tamis n° 4) à 0,075 mm (tamis n° 200)
Grossier		de 4,75 mm (tamis n° 4) à 2,0 mm (tamis n° 10)
Moyen		de 2,0 mm (tamis n° 10) à 0,425 mm (tamis n° 40)
Fin		de 0,425 mm (tamis n° 40) à 0,075 mm (tamis n° 200)
(2) Sols à grains fins		
Particules fines		moins de 0,075 mm (tamis n° 200)
Silts	M	(sans dimension spécifique – utiliser les limites d'Atterberg)
Argiles	C	(sans dimension spécifique – utiliser les limites d'Atterberg)
(3) Sols organiques	O	(sans dimension spécifique)
(4) Tourbe	Pt	(sans dimension spécifique)
Symboles d'étalement Bien étalé, W Peu étalé, P		Symboles des limites de liquidité Élevée, H Faible, L



Figure(III.3) : Guide servant à la classification des sols considérés comme des cas limites.

[29]

III.2.1.3 Classification GTR (Guide des Terrassements Routiers)

Les sols sont des matériaux naturels constitués de particules pouvant être séparées facilement, soit par simple désagrégation, soit sous l'effet de l'eau. La taille de ces particules varie largement, allant des éléments très fins comme les argiles jusqu'aux blocs. D'un point de vue géologique, les sols peuvent avoir différentes origines :

- les alluvions,
- les matériaux sédimentaires meubles,
- les dépôts glaciaires,
- les sols résiduels formés sur place par altération physico-chimique des roches (comme les arènes granitiques ou les latérites).

Les sols contenant plus de 3 % de matière organique sont classés à part dans la classe F, avec les sous-produits industriels.

III.2.1.3.1 Les paramètres utilisés pour la classification

La classification GTR repose sur trois types de paramètres, déterminés sur la fraction 0/50 mm :

- Paramètres de nature
- Paramètres de comportement mécanique

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

- Paramètres d'état

A. Paramètres de nature

Ils correspondent aux propriétés intrinsèques du sol, généralement stables dans le temps.

- Les principaux paramètres sont :
- Granularité
- Le diamètre maximal $D_{\max}$ (limite fixée à 50 mm pour distinguer sols fins et grossiers)
- Le pourcentage de fines (tamisât à 80 μm) :
 - ✓ 35 % : comportement de sol fin
 - ✓ ≤ 12 % : sol pauvre en fines
- Le tamisât à 2 mm pour différencier sols sableux et graveleux
- Indice de plasticité (I_p) Il indique le degré d'argilosité :
 - ✓ $I_p \leq 12$: sol peu argileux
 - ✓ $12 < I_p \leq 25$: sol moyennement argileux
 - ✓ $25 < I_p \leq 40$: sol argileux
 - ✓ $I_p > 40$: sol très argileux
- Valeur au bleu de méthylène (VBS)
- Elle permet d'évaluer la propreté ou la teneur en argile :
 - ✓ $VBS < 0,1$: sol peu sensible à l'eau
 - ✓ $VBS > 0,2$: sol sensible à l'eau
 - ✓ Les valeurs intermédiaires permettent de distinguer les types de sols (sablo-limoneux, limoneux, argileux...)

B. Paramètres de comportement mécanique

Ces paramètres tiennent compte du fait que des sols de même nature peuvent présenter des comportements différents sous sollicitation. Ils incluent :

- l'essai Los Angeles (LA)
- l'essai Micro-Deval (MDE)

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

- la friabilité des sables (FS)

Seuils :

- LA et MDE ≤ 45
- FS ≤ 60

C. Paramètres d'état

Ils dépendent des conditions environnementales, notamment de la teneur en eau du sol.

États hydriques :

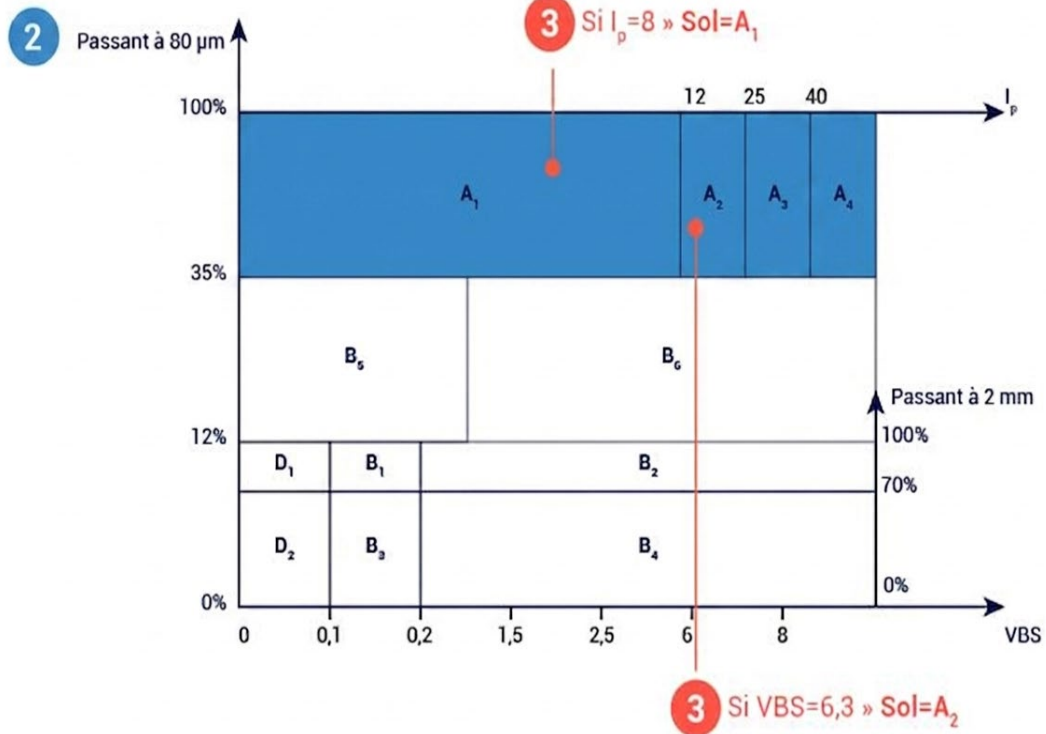
- Très humide (th) : sol non réutilisable dans des conditions normales
- Humide (h) : réutilisable avec traitement
- Humidité moyenne (m) : état optimal
- Sec (s) : nécessite des ajustements (arrosage, compactage)
- Très sec (ts) : non réutilisable économiquement

Caractérisation de l'état hydrique :

- Rapport entre la teneur en eau naturelle et l'optimum Proctor
- Indice de consistance Ic
- Indice portant immédiat (IPI) issu de l'essai CBR[4]

Dans ce qui suit, nous présentons un tableau récapitulatif des différents types de matériaux pris en compte par cette classification. Le tableau ci-dessous illustre à la fois la classification GTR générale ainsi que la classification GTR en fonction de la nature des sols.

1 Sol avec $D_{max} \leq 50 \text{ mm}$



Figure(III.4):Diagramme de classification GTR des sols. [26]

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

Tableau (III.4) : tableau de classification des sols fins. [26]

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 ^(*) ou I _p ≤ 12	A₁ Limons peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI ^(*) ≤ 3 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	A ₁ th
				3 < IPI ^(*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	A ₁ h
				8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₁ m
				0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₁ s
				W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₁ ts
		12 < I _p ≤ 25 ^(*) ou 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI ^(*) ≤ 2 ou I _c ^(*) ≤ 0,9 ou W _n ≥ 1,3 W _{OPN}	A ₂ th
				2 < IPI ^(*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I _c ^(*) < 1,05 ou 1,1 W _{OPN} ≤ W _n < 1,3 W _{OPN}	A ₂ h
				5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₂ m
				1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₂ s
				I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₂ ts
		25 < I _p ≤ 40 ^(*) ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles mameuses, limons très plastiques...	IPI ^(*) ≤ 1 ou I _c ^(*) ≤ 0,8 ou W _n ≥ 1,4 W _{OPN}	A ₃ th
				1 < IPI ^(*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I _c ^(*) < 1 ou 1,2 W _{OPN} ≤ W _n < 1,4 W _{OPN}	A ₃ h
				3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,2 W _{OPN}	A ₃ m
				1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₃ s
				I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₃ ts
		I _p > 40 ^(*) ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles mameuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	

❖ Exemple d'application : Analyse du tronçon PK 6+450 - PK 6+675

Tenant compte des essais réalisés (F-05-TT, SC-07, F-06-TT, SC-08) :

- Le diamètre maximal D_{max} est inférieur à 50 mm
- Le pourcentage des passants à 80 microns est compris entre 78% et 100%.
- La valeur de bleu de sol (VBS) est comprise entre 0.16 et 0.33.
- Selon l'indice de plasticité IP = 19 (compris entre 12 et 25), la sous-classe est A₂.

• Classification selon l'état hydrique (Calcul) :

Les données : W_{opm} = 21% et W_n = 19.05%.

• Calcul des bornes :

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

$$- 0.9 \times W_{\text{opm}} = 0.9 \times 21 = 18.9\%$$

$$- 1.1 \times W_{\text{opm}} = 1.1 \times 21 = 23.1\%$$

- **Comparaison** : On remarque que $18.9\% < W_n (19.05\%) < 23.1\%$.
- **Résultat** : L'état hydrique est classé comme **moyen (m)**.
- **Conclusion GTR** : Le sol est de classe **A2m**.

III.2.1.3.2 Interprétation des résultats de classification GTR

L'analyse des résultats de classification GTR présentés dans le Tableau (III.5) montre une prédominance des sols fins argileux le long du tracé étudié. La majorité des matériaux rencontrés appartiennent principalement aux classes A1 et A2, avec quelques occurrences de classe A3. Ces sols se caractérisent par une teneur élevée en éléments fins ainsi qu'une plasticité moyenne à élever, traduisant un comportement sensible aux variations hydriques

Les formations géologiques identifiées sont principalement constituées d'argiles limoneuses, d'argiles marneuses, de marnes sableuses et de sables argileux. Les valeurs de l'indice de plasticité obtenues, généralement comprises entre 17 % et 27 %, confirment la nature argileuse des matériaux étudiés ainsi que leur susceptibilité aux phénomènes de retrait-gonflement. L'étude des états hydriques montre également une prédominance des états « très humide » (th) et « moyen » (m), ce qui indique une influence importante de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols. Cette situation entraîne généralement :

- une diminution de la portance ;
- une augmentation des déformations différentielles ;
- une forte sensibilité aux infiltrations d'eau ;
- des difficultés de compactage et de réutilisation directe des matériaux.

III.2.1.4 Classification UIC (Union Internationale des Chemins de fer)

La classification UIC est une méthode utilisée pour classer les sols destinés aux infrastructures ferroviaires. Elle se base principalement sur l'analyse granulométrique des matériaux ainsi que sur leur comportement mécanique. La classification des matériaux excavés en vue de leur réutilisation a été faite sur la base de ce qui est défini par l'Union Internationale des Chemins de Fer au code UIC 719R (édition de 2008) pour ouvrages en terre

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

et couches d'assises ferroviaires. Les sols sont classés en quatre catégories selon leur qualité de support :

- **QS0** : Sols impropres, nécessitant des mesures correctives (substitution, traitement aux liants, géotextiles, renforcement).
- **QS1** : Sols médiocres acceptables, nécessitant un bon drainage et éventuellement un traitement aux liants.
- **QS2** : Sols de qualité moyenne.
- **QS3** : Bons sols, directement utilisables sans traitement particulier.

Tableau (III.5): Les classes de qualité des sols. [27]

Classification des sols (identification géotechnique)		Classe de qualité des sols
0.1	Sols organiques	QS0
0.2	Sols fins (comportant plus de 15 % de fines) foisonnés, humides et donc non compactables	
0.3	Sols thixotropes b(quick-Clay par exemple)	
0.4	Sols comportant des matériaux solubles (sel gemme ou gypse)	
0.5	Sols comportant des matériaux polluants (déchets industriels, par exemple)	
0.6	Sols mixtes "minéraux organiques"b	
1.1	Sols comportant plus de 40 % de fines (sauf sols 0.2)	QS1
1.2	Roches très évolutives Par exemple : - Craies de $\rho_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ et de friabilité forte - Marnes - Schistes altérés	

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferré

Tableau (III.6) : Définition de la classe de qualité des sols à partir de la classification des sols de la norme NF P 11 300

Classification de la norme NF P 11 300			CLASSE DE QUALITE DES SOLS			
Classe	Désignation	sous-classe	QS 0	QS 1	QS 2	QS 3
A	<i>Sols fins</i>	A1	A1h	A1m & A1s	A1s B.C. Hydro saison sèche	
		A2	A2h	A2m & A2s	A2s B.C. Hydro saison sèche	
		A3	A3h	A3m & A3s		
		A4	A4h	A4m & A4e (1)		
B	<i>Sols sableux et graveleux avec fines</i>	B1				
		B2	B2h	B2m	B2s B.C. Hydro.	
		B3				Propre et bien gradué Duraté élevée
		B4	B4h	B4m	B4s	Propre et bien gradué Duraté élevée
		B5	B5h	B5m	B5s	
		B6	B6h	B6m	B6e B.C. Hydro.	
C	<i>Sols comportant des fines et de gros éléments</i>	C1	La classe de qualité est celle de la fraction 0/50			
		C2	fraction 0/50 de classe de qualité QS0 w > 1.25 wopn	fraction 0/50 de classe de qualité QS1 w < 1.25 wopn	fraction 0/50 de classe de qualité QS2	Propre et bien gradué Duraté élevée
D	<i>Sols inépuissables à l'eau</i>	D1			Assurer la traficabilité Planche d'essai	
		D2		Durété faible	Durété moyenne	Propre et bien gradué Duraté élevée
		D3		Durété faible	Durété moyenne	Propre et bien gradué Duraté élevée

➤ Interprétation:

Les résultats obtenus pour le tracé étudié montrent que les sols rencontrés sont majoritairement classés **QS0** et **QS1**, ce qui confirme leur sensibilité à l'eau et leur faible portance, et implique la nécessité de mesures d'amélioration adaptées avant toute mise en œuvre.

Le tableau suivant regroupe les résultats de classification des sols selon les systèmes LPC, GTR et UIC

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferré

Tableau (III.7): les résultats de classification selon LPC.GTR.et UIC

Localisation (PK)	Extension(m)	Essais réalisés	Lithologie	Wn(%)	Limites d'Atterberg		Fins(<80µ) Pourcentage des mat.	VBS(g/100g)	Essai Proctor Modifié		La classification		
					WL (%)	IP(%)			Xd Max	W _{opm} %	GTR	USCS /LPC	UIC
PK0+975- PK1+075	100	PU-02-TT	Argile limoneuse noirâtre	14	45	23.00	100	2.66	1.74	10.10	A2th	CL(SA)	QS1
PK1+475- PK1+775	300	PU-03-TT	sable argileux marneux	21	50	25	100	2.66	1.64	10	A2th	CH(SA)	QS1
PK2+000- PK2+550	550	F-01-TT	Argile marneuse bariolé	17-21	46-50	23-25	82-100	NR	NR	NR		CL(SA)	QS1
PK2+875- PK3+475	600	PU-04-TT PU-05-TT SC-19-CCT T	Marne sableuse altérée, brunâtre à jaunâtre avec Des traces grisâtres	17-26	54	27	100	22	1.5-1.7	7.6-11	A1th	CH(SA)	QS0
PK3+975- PK4+300	325	SC03EXEC TT	Argile jaune à marron peu plastique avec inclusion Blanchâtres	18-23	55	27	100	NR	NR	NR		CH(SA)	QS1
PK6+450- PK6+675	225	PREXECTT 01PREXEC TT02 F-05-TTSC- 07-EXECTT F-06-TT SC08EXEC TT	Argile limoneuse noirâtre	10-19.0 5	49	19	78-100	0.1-0.3	1.6	21	A2m	CL(SA)	QS1
PK9+800- PK10+475	675	PREXECTT 4 F-08-TT SC10EXEC TTSC11EX ECTT	Argile vert peu plastique	17	63	25	95	0.33	1.5	23	A3s	MH/ CH(SL)	QS1
PK12+900- PK13+200	475	F-11-TT	Argile limoneuses marron avec inclusion grises	10-18.3	43-49	22	100	NR	NR	NR		CL(SA)	QS1
PK13+350- PK13+500	150	SC14EXEC TT											
PK15+175- PK16+700	525	PU-11-TTP REXECTT0 6F-12-TT	Argile marneuse brunâtre	15-21	47	23-18	100	2	1.65	9.9	A1th	CL /ML (SA)	QS0

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferré

Localisation (PK)	Extension(m)	Essais réalisés	Lithologie	Wn(%)	Limites d'Atterberg		Pourcentage des mat. Fins(<80µ)	VBS(g/100g)	Essai Proctor Modifié		La classification		
					WL (%)	IP(%)			Xd Max	W _{opm} %	GTR	USCS /LPC	UIC
PK19+275- PK19+750	475	PU-14-TT SC-22-CCTT SC20EXECT T	Argile ferme beige a marron	8.7	46	23	100	2.26	1.84	9.7	A2m	CL(SA)	QS0
PK19+900- PK20+200	300	PREXECTT0 7 SC23-CCTT	Argile sableuse marron brunâtre avec cristaux de gypse a la base	12	62	25	45	0.66	1.81	14.9	A2s	CL/ CH(SA)	QS1
PK20+375- PK20+900	525	PU-15-TT	sable argileux marneux brunâtre	23	53	26	81	2.66	1.62	12	A3th	CL/ SC(SA)	QS1
PK21+000- PK21+300	300	PU-16-TT	Dépôt Alluvionnaire	21	35	17	67	1.33	1.65	7.5	A2th	ML/ CL(SA)	QS0

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

III.2.2 Détermination de la Classe de portance de la plate-forme

La portance d'une plate-forme dépend de deux conditions suivantes:

- De la qualité de sol constituant le corps de remblai ou du sol en place en fond de déblai ;
- De la qualité et de l'épaisseur de la couche de forme (lorsque cette dernière existe).

On peut distinguer, selon les paramètres indiqués précédemment les trois classes des portances de plates-formes suivantes :

P1 : plate-forme médiocre

P2 : plate-forme moyenne

P3 : plate-forme bonne

Les divers réseaux disposent des méthodes différentes pour effectuer ce classement. Une de ces méthodes est donnée dans le tableau suivant :

Tableau (III.8): Détermination de la classe de portance de la plateforme.[27]

Classe de qualité du sol	Classe de portance envisagée pour la plate-forme	Couche de forme à mettre en œuvre pour obtenir cette classe de portance	
		Qualité	Epaisseur minimale : "ef" (en mètres) (voir figure 15)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

➤ Recommandation :

Avec la catégorie de la qualité du sol support rencontrée le long du tracé, généralement classée QS1, la réalisation de la couche de forme à partir des matériaux en place n'est pas possible, en raison de leur qualité géotechnique médiocre, d'où il est possible

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

d'envisager deux solutions possibles pour choisir l'épaisseur de la couche de forme ou en distingue :

- Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser un mâtereau de classe QS2 afin d'atteindre une couche forme de classe de portance P2, avec une épaisseur minimale de 0,50 m.
- Alternativement, il est également possible d'utiliser un matériau sélectionné de classe QS3, garantissant également l'obtention d'une couche de forme de classe P2, avec une épaisseur de 0,35 m.

III.2.3 La détermination des plates-formes

Afin de déterminer le type de plate-forme et, par conséquent, l'ensemble des couches constituant la structure ferroviaire, il sera fait référence au tableau présenté dans la Figure (III.6) . Compte tenu de la nature du sol support rencontré, classé QS1 et caractérisé par une faible qualité géotechnique, deux types de plates-formes peuvent être proposés dans le cadre de la présente étude :

- Une plate-forme **PF1**, ce compose de a couche de forme d'une épaisseur de 0,35 m, une couche de fondation, couche de sous ballast est couche de ballast
- Une plate-forme de **PF2**, ce compose dea couche de forme d'une épaisseur de 0,50 m, une couche de fondation , couche anti contaminants ,couche de sous ballast est couche de ballast
- La figure ci-dessous présente les différents types de plates-formes

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

Tableau (III.9): Les types de plates-formes de la SNCF. [28]

CLASSE DE CAPACITÉ DE CHARGE DE LA PLATEFORME	CLASSE DE QUALITÉ DU SOL SUPPORT		
	Q S 1 SOL MAUVAIS	Q S 2 SOL MOYEN	Q S 3 (z1) SOL BON
P 1 PLATEFORME MAUVAISE CBR ≤ 5	GROUPES 4y3B 5 ≤ CBR 		
P 2 PLATEFORME MOYENNE 5 < CBR ≤ 20	GROUPES 3By3A 5 ≤ CBR ≤ 10 	GROUPES 5Ay2 10 < CBR ≤ 20 	
P 3 PLATEFORME BONNE 20 < CBR	GROUPES 2y1C 20 ≤ CBR ≤ 22 	GROUPES 1Cy1B 22 ≤ CBR ≤ 24 	GROUPES 1By1A 24 ≤ CBR

III.2.4 La Détermination de l'épaisseur de la couche de ballast et sous-couche

III.2.4.1 La méthode analytique

L'épaisseur des couches de ballast et sous ballast, les deux réunis sont déterminé par la formule suivante :

$$e = E + a + b + c + d + f + g \dots \dots \dots (III.3)$$

Tableau (III.10) : Paramètres de dimensionnement. [27]

E	=0,70 m	Pour les plates-formes de classe de portance P ₁
E	=0,55 m	Pour les plates-formes de classe de portance P ₂
E	=0,45 m	Pour les plates-formes de classe de portance P ₃
a	=0	Pour les groupes UIC 1 et 2 (ou lignes à V ≥ 160 km/h quel que soit le groupe UIC)
a	=-0,05 m	Pour les groupes UIC 3 et 4
a	=-0,10 m	Pour les groupes UIC 5, 6 et 7, 8, 9 avec voyageurs
a	=-0,15 m	Pour les groupes UIC 7, 8, 9 sans voyageurs
b	=0	Pour les traverses bois de longueur 2,60 m
b	=(2,50 - L)/2	Pour les traverses béton de longueur L (benm .L en m, b peut être négatif si L > 2,50 m)

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

c	=0	Pour un dimensionnement normal
c	=-0.10 m	à titre exceptionnel pour des opérations difficiles sur les lignes existantes de groupe UIC"7,8,9sans voyageur
c	=-0.05m	à titre exceptionnel pour des opérations difficiles sur les lignes existantes de groupe UIC autre que"7, 8, 9 sans voyageur"
d	=0	Lors quel a charge maximale d'essieu des véhicules remorqués ne dépasse pas 200 KN
d	= + 0,05 m	Lors quel a charge maximale d'essieu des véhicules remorqués ne dépasse pas 225 KN
d	=+0,12m	Lors quel a charge maximale d'essieu des véhicules remorqués ne dépasse pas 250 KN
f	=0	Pour toutes les lignes à $V \leq 160\text{km/h}$ et Pour les plates-formesdeportanceP ₃ ,des lignes à grande vitesse.
f	=+0,05 m	Pour les plates-formesdeclassedeportanceP ₂ des lignes à grande vitesse.
f	=+0,1 0m	Pour les plates-formesdeclassedeportanceP ₁ des lignes à grande vitesse
g	=+géotextile	Lors quel a couche de forme est en sol QS ₁ ouQS ₂
g	= 0 (pas de géotextile)	Lors quel a couche de forme est en sol QS ₃

Figure (III.11) :Paramètres de dimensionnement appliqués au projet.

Paramètres de dimensionnement	Conditions	Epaisseur retenue en(m)
E	Pour les plates-formes de classe de portance P2	0.55m
A	GroupeUIC1	0
B	pour les traverses béton bi bloc avecenmodelutiliséleB440 (ancienne V max U31), avec une longueur de2,245m.	$(2.5-2.24)/2=0.13\text{m}$
C	Pour un dimensionnement normal	0
D	Lors quel a charge maximale d'essieu des véhicules remorqués ne	0.05

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

	dépasse pas 225 Kn	
F	Pour toutes les lignes à $V \leq 160$ km/h et pour les plateformes de portance P3, des lignes à grande vitesse.	0
G	Lorsque la couche de forme est en sol QS 1	0

L'épaisseur totale est: **0.73 m**

III.2.4.2 Détermination des épaisseurs par méthodes graphique

La détermination des épaisseurs des couches de ballast et de sous-ballast est réalisée à l'aide du diagramme discontinu de dimensionnement applicable aux voies ferrées équipées de traverses en bois ou en béton (monobloc ou bi bloc). Cette méthode repose sur le trafic fictif journalier $T'f_2$ et la charge maximale par essieu.

$$T'f_2 = S \times Tfi = S \times (Tv + Km \times Tm - Kt \times Tt) \dots \dots \dots (III.4)$$

➤ Les paramètres

Tv : tonnage journalier des trains voyageurs (t/jour).

Tm : tonnage journalier des trains de marchandises (t/jour).

Tt : tonnage journalier des engins de traction (t/jour).

$Km = 1,30$ (trafic prépondérant d'essieux de 22,5 t).

$Kt = 1,40$.

$S = 1,10$ (vitesse des trains voyageurs inférieure à 120 km/h).

Calcul du trafic fictif journalier

• Tonnage journalier voyageurs

$$Tv = 160 \times 2$$

$$Tv = 320 \text{ t/jour}$$

• Tonnage journalier marchandises

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferré

$$T_m = \frac{2600000}{365} \approx 7123 \text{ t/jour}$$

- Tonnage journalier des engins de traction

$$P_{ess} = 22.5 \times 4 = 90 \text{ t/jour}$$

$$P_t = 90 \times 30 = 2700 \text{ t}$$

$$N = \frac{7123}{2700} \approx 3 \text{ train/jour}$$

$$T_{tm} = 100 \times 3 = 300$$

$$T_{tv} = 100 \times 2 = 200$$

$$T_t = 300 + 200 = 500 \text{ t/jour}$$

- Calcul de $T'f_2$

$$Tf2' = 1.10(320 + 1.30 \times 7123 - 1.40 \times 500)$$

$$Tf2' \approx 10000 \text{ t/j}$$

$$7\,000 < T'f_2 \leq 14\,000$$

Selon les résultats obtenus, la ligne appartient au groupe **UIC 6**. La détermination graphique a été effectuée à partir du trafic fictif journalier ($T'f_2 \approx 10\,000 \text{ t/jour}$) avec la prise en compte du nombre journalier maximale de 2 à 3 passage par jour, ainsi que de la charge maximale par essieu est de **22,5 t**, reportés sur le diagramme de dimensionnement.

Le point d'intersection obtenu permet de déterminer les épaisseurs minimales des couches de **ballast et de sous-ballast**. Le diagramme correspondant est présenté dans la figure ci-dessous.

Chapitre 3 : Classification et dimensionnement de la voie ferrée

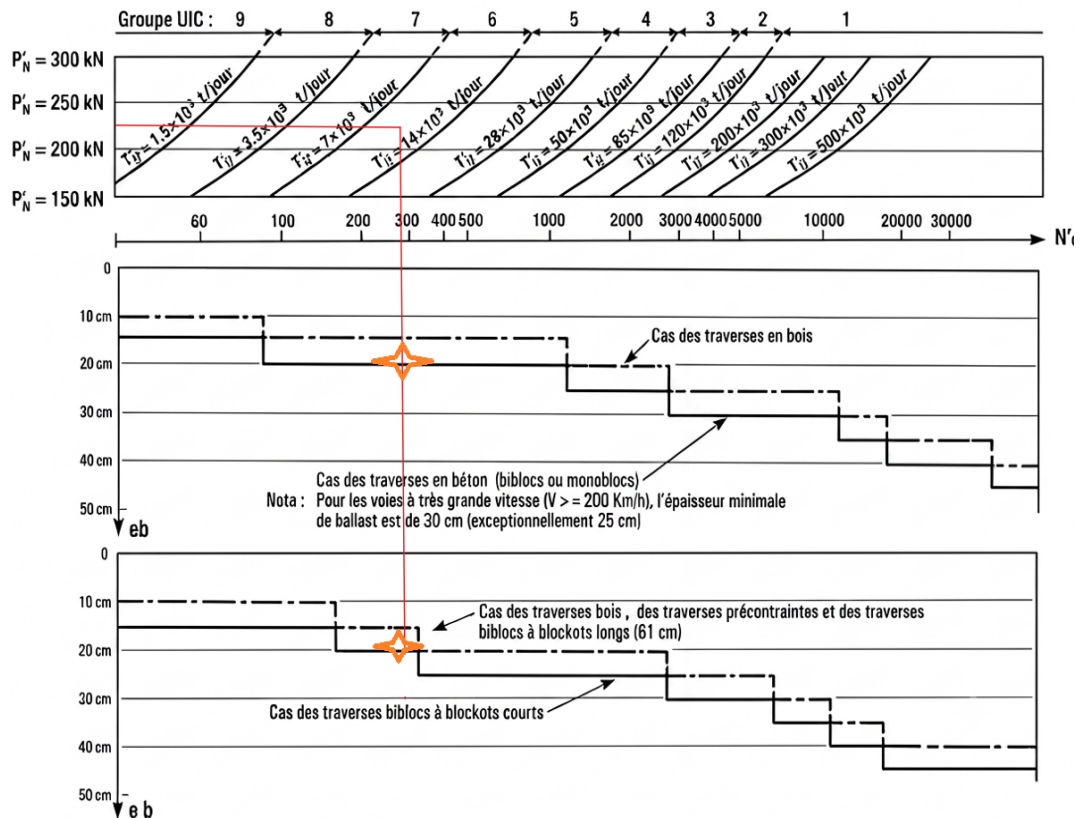


Figure (III.5) : Diagramme de détermination de ballast et sous ballast. [28]

➤ Recommandations

La méthode graphique donne une estimation des épaisseurs de 20 cm pour le ballast et 20 cm pour le sous-ballast, ce qui reste indicatif et moins précis. En revanche, la méthode analytique fournit des résultats plus fiables avec 30 cm pour le ballast et 25 cm pour le sous-ballast, basés sur des calculs rigoureux.

Ainsi, nous avons retenu la méthode analytique comme référence principale, car elle est plus précise et conforme aux critères de dimensionnement. Les résultats obtenus restent dans des limites raisonnables, ce qui confirme la cohérence de l'ensemble du système.

Tableau(III.11) : Les épaisseurs des couches des couches.

Plateforme	Classe UIC	Ballast (cm)	Sous-ballast (cm)	Couche de fondation (cm)	Couche anticontaminant (cm)	Couche de forme (cm)	Type de couche de forme
P1	S1	30	25	15	/	35	QS3
P2	S1	30	25	15	18	50	QS2

III.3 Charge et surcharge d'exploitation

Concernant la charge et la surcharge d'exploitation L'UIC considère le schéma de charge tel que :

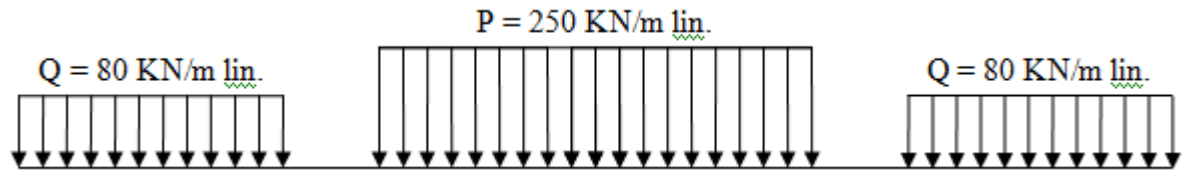


Figure (III.6) : Les charges uniformément réparties.[27]

III.3.1 Surcharges dues aux freinages

Ces efforts sont supposés agir au niveau de la traverse suivant la direction des rails. Ils sont fixés à 1/7 du poids des charges portées.

III.3.2. Coefficient de majoration dynamique

Les efforts de flexion

$$\phi_1 = \frac{2.16}{\sqrt{ld-0.2}} + 0.73 \dots \dots \dots (III.5)$$

Les efforts tranchants

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{ld-0.2}} + 0.82 \dots \dots \dots (III.6)$$

D'où : ld est la largeur de la plateforme

- pour une ligne de deux voies ld = 7,2 m
- pour une ligne à une seule voie ld = 3,6 m. [8]

III.4 Conclusion

Ce chapitre a permis de conclure que les sols le long du tronçon étudié sont caractérisés par une prédominance nette de sols fins argileux, dont la majorité a été classée dans les catégories A1 et A2 selon la classification GTR, et entre CL et CH selon la classification LPC/USCS, reflétant leur nature argileuse à plasticité moyenne à élevée. Selon la classification UIC, les résultats indiquent que la majorité des sols appartient aux catégories QS0 et QS1, ce qui rend leur utilisation directe impossible comme une couche de forme. À la lumière de ces résultats, deux solutions techniques ont été proposées pour atteindre la plateforme requise ; on distingue :

- Solution 1 : Adoption d'une plateforme de classe de portance PF1, en mettant en œuvre une couche de forme d'épaisseur 0,35 m constituée de matériaux sélectionnés de catégorie QS3.
- Solution 2 : Adoption d'une plateforme de classe de portance PF2, en mettant en œuvre une couche de forme d'épaisseur réduite de 0,50 m constituée de matériaux de haute qualité de catégorie QS2, garantissant ainsi une meilleure capacité portante tout en réduisant l'épaisseur de la couche.

Ces résultats confirment l'importance du choix rigoureux des matériaux de la couche de forme et du contrôle de ses dimensions en fonction de la nature du sol support, afin de garantir les performances d'ingénierie requises de la plateforme ferroviaire. Une modélisation numérique en élément finis des deux modèles trouvées sera réalisée dans le chapitre suivant à fins de recommander les meilleures solutions possibles.

Chapitre 4

Chapitre 4 : Modélisation numérique

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, une étude numérique du comportement géotechnique d'une plateforme ferroviaire a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS, basé sur la méthode des éléments finis. Cette approche permet d'évaluer le comportement mécanique des différentes couches constituant l'infrastructure ferroviaire sous l'effet des charges appliquées, en tenant compte des interactions entre les matériaux et le sol support.

L'étude porte sur deux configurations de plateformes ferroviaires, analysées à travers des profils longitudinaux et transversaux, en considérant les cas d'une voie simple et d'une double voie. Afin de mieux représenter le comportement réel du sol, deux lois de comportement ont été adoptées, à savoir le modèle de **Mohr-Coulomb** et le modèle **HardeningSoil**, avec des analyses effectuées à court et à long terme, aussi bien en régime statique qu'en régime dynamique.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence des caractéristiques géométriques de la plateforme, des modèles constitutifs du sol et des conditions de chargement sur les déplacements verticaux de la structure ferroviaire. Une analyse comparative des résultats obtenus permettra également d'identifier la configuration la plus performante et de proposer des solutions de renforcement adaptées afin d'améliorer la stabilité et la durabilité de l'infrastructure ferroviaire.

IV.2Présentation du logiciel PLAXIS

Dès 1975, des travaux ont été élaborés afin d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. Les recherches relatives au (Critical State Program) (CRISP) ont été menées à l'Université de Cambridge, en Grande-Bretagne, et publiées en 1986 (Britto et Gunn). Par la suite, plusieurs équipes de recherche ont développé des logiciels basés sur cette méthode, dont le logiciel PLAXIS, spécialement conçu pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches (Brinkgreve et Vermeer).

Le PLAXIS est un logiciel développé en 1987 à l'Université Technique de Delft, aux Pays-Bas, à l'initiative du (DutchDepartment of Public Works and Water Management). Il avait pour objectif initial la création d'un code simple par éléments finis destiné aux problèmes géotechniques des sols argileux, avant d'être étendu à l'ensemble des applications géotechniques. Il permet l'utilisation de modèles constitutifs avancés afin de simuler le comportement réel des sols et de déterminer les contraintes, déformations et déplacements. Contrairement à d'autres logiciels, PLAXIS est spécifiquement dédié aux problèmes de déformation et de stabilité en géotechnique. Sa modélisation est simple et permet de construire rapidement des modèles complexes. L'utilisateur définit la géométrie, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites, tandis que le calcul est réalisé automatiquement par des méthodes numériques robustes. Le logiciel est composé de plusieurs modules principaux : (Input) pour la modélisation et le maillage, (Calculation) pour les phases de calcul, (Output) pour la visualisation des résultats, et (Curves) pour l'analyse des courbes de comportement.).[1]

Les résultats obtenus avec PLAXIS ont été validés par comparaison avec des solutions analytiques et des données de projets réels instrumentés, ainsi que par des études de référence publiées dans la littérature technique et dans les travaux de Vermeer.

IV.2.1Les lois de comportement des sols dans PLAXIS

Le logiciel PLAXIS utilise plusieurs modèles constitutifs pour représenter le comportement mécanique des sols. Parmi les modèles les plus couramment utilisés dans les analyses géotechniques, on distingue :

- Le modèle élastique linéaire (ElasticLinear – EL)
- Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM)

Chapitre 4 : Modélisation numérique

- Le modèle HardeningSoil (HS)
- Le modèle Soft SoilCreep (SSC)
- Le modèle Hardening Soil Small Strain (HSsmall)

IV.2.1.1 Modèle élastique linéaire (EL)

Le comportement mécanique des sols peut être représenté à différents niveaux de précision. Le modèle élastique linéaire est le plus simple des modèles constitutifs. Il considère le sol comme un matériau homogène, isotrope et parfaitement élastique, obéissant à la loi de Hooke.

Ce modèle est défini par deux paramètres principaux :

- le module de Young (E)
- le coefficient de Poisson (ν)

Il est généralement utilisé pour des analyses préliminaires ou des études simplifiées.

IV.2.1.2 Modèle de Mohr-Coulomb (MCM)

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élasto-plastique largement utilisé en géotechnique. Il permet de représenter le comportement au cisaillement des sols en tenant compte de la rupture.

Il est caractérisé par cinq paramètres principaux :

- le module de Young (E)
- le coefficient de Poisson (ν)
- l'angle de frottement interne (φ)
- la cohésion (c)
- l'angle de dilatance (ψ)

Ce modèle est souvent considéré comme une première approximation du comportement réel du sol et est utilisé dans les analyses géotechniques courantes.

Dans le plan de Mohr, la condition de rupture est donnée par

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \dots \dots \dots (IV.1)$$

Chapitre 4 : Modélisation numérique

Où :

- σ_n : contrainte normale
- τ : contrainte de cisaillement
- c : cohésion du sol
- ϕ : angle de frottement interne

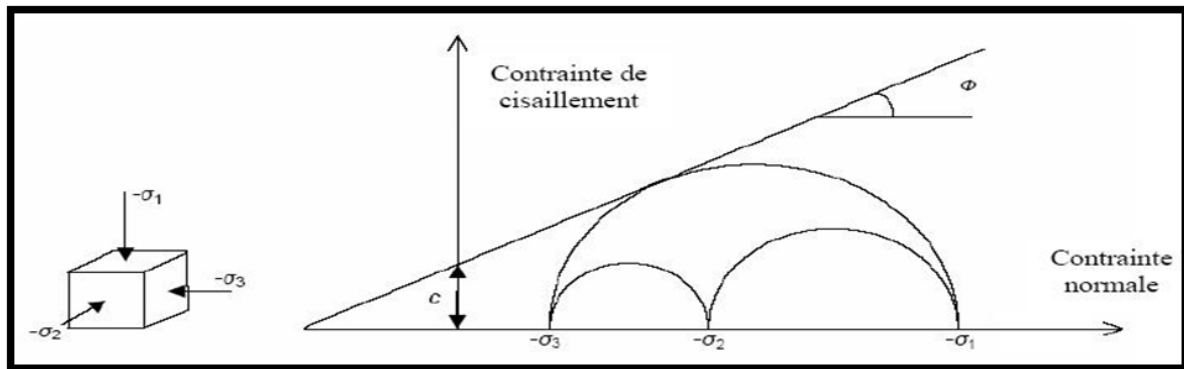


Figure (IV.1) : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [30]

Le critère de Coulomb peut également être représenté dans l'espace des contraintes principales (σ_1 , σ_2 , σ_3). Dans cette représentation tridimensionnelle, il est formulé en supposant une influence limitée de la contrainte principale intermédiaire σ_2 sur la rupture.

La surface de rupture correspond alors à une pyramide irrégulière dans l'espace des contraintes principales, centrée autour de la trisectrice ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Cette pyramide est construite à partir de l'extension du polygone de Mohr-Coulomb observé dans le plan déviatorique.

Cette représentation permet de mieux visualiser la condition de rupture du matériau dans un espace tridimensionnel des contraintes.

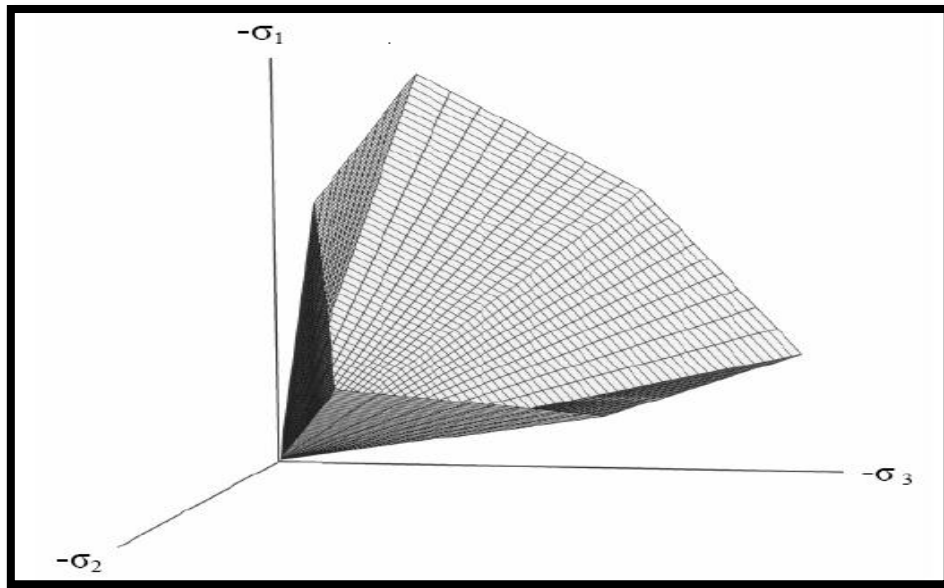


Figure (IV.2) : Pyramide de Mohr-Coulomb. [30]

IV.2.1.3. Modèle de durcissement par écrouissage iso tropique « HardeningSoil Model » (HSM)

Le modèle de durcissement par écrouissage isotropique (HSM) constitue une extension avancée du modèle de Mohr-Coulomb, permettant une représentation plus réaliste du comportement mécanique des sols. Dans ce modèle, la surface de rupture est définie par les paramètres classiques de résistance du sol, à savoir la cohésion (C), l'angle de frottement et l'angle de dilatance.

Contrairement au modèle de Mohr-Coulomb, le HSM introduit une description plus précise de la rigidité du sol grâce à plusieurs modules de déformation représentatifs des différents types de sollicitations. On distingue principalement la rigidité en chargement triaxial, la rigidité en déchargement-rechargement ainsi que la rigidité en compression œdométrique. Ces paramètres permettent de mieux reproduire la réponse non linéaire du sol. Ce modèle améliore significativement la formulation classique en intégrant plusieurs effets essentiels du comportement des sols, notamment :

- la variation de la rigidité en fonction du niveau de contrainte, traduisant le durcissement du sol avec la pression ;
- la non-linéarité du comportement contrainte-déformation avant rupture ;
- la distinction entre les phases de chargement et de déchargement ;

Chapitre 4 : Modélisation numérique

- la limitation de la dilatance à des valeurs réalistes.

Le HSM est souvent considéré comme une évolution du modèle hyperbolique de Duncan-Chang, car il conserve son principe de base tout en l'améliorant pour mieux représenter le comportement réel des sols.

Il est constaté que le modèle HSM utilise non seulement les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb, mais également d'autres paramètres complémentaires, ce qui lui confère une meilleure précision par rapport à de nombreux modèles.

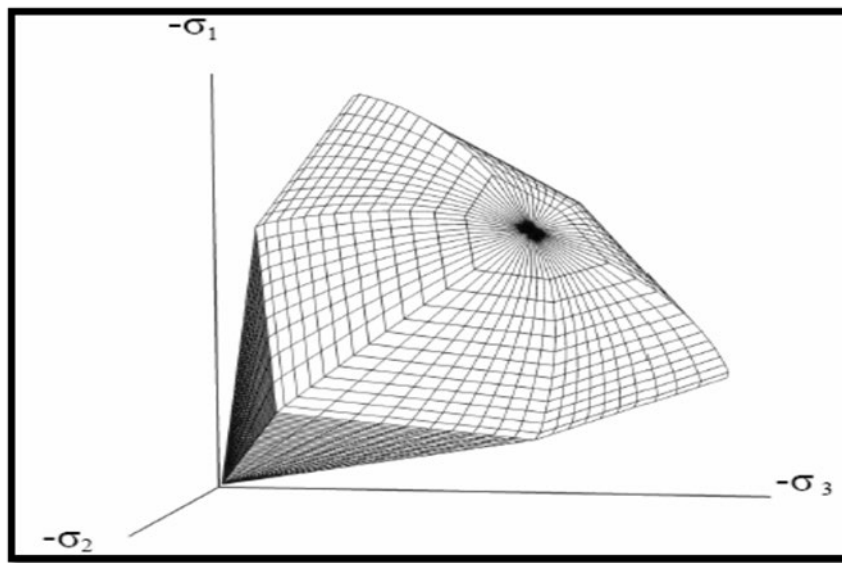


Figure (IV.3) : Surface de rupture pour le HSM, cas de sols pulvérulents.). [31]

IV.2.2 Description du modèle géométrique de la voie :

IV.2.2.1 Modèle de Winkler

La modélisation de la voie ferrée repose fréquemment sur le modèle de Winkler, largement utilisé dans la littérature classique, notamment chez Timoshenko (1990). Dans cette approche, le rail est assimilé à une poutre élastique reposant sur un support continu représenté par un ensemble de ressorts indépendants. Ce support traduit le comportement global de la voie à travers un coefficient de raideur équivalent, appelé module de voie. Ce modèle permet de simplifier l'interaction entre le rail et les différentes couches constitutives de l'infrastructure ferroviaire. La voie est ainsi représentée de manière simplifiée, où la rigidité du rail et la réaction du support constituent les principaux éléments du comportement

Chapitre 4 : Modélisation numérique

mécanique. Le déplacement du rail résulte de l'interaction entre la rigidité de la poutre et la capacité de déformation du support élastique.

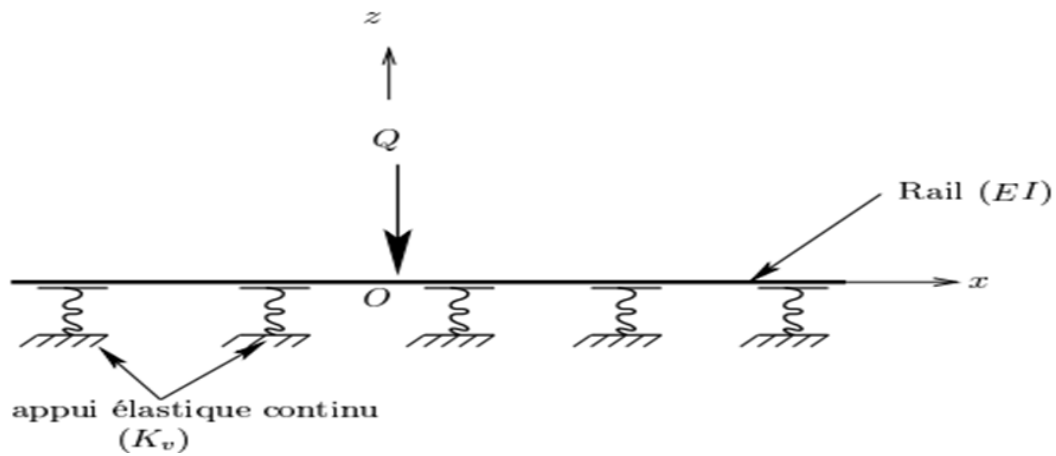


Figure (IV.4) : Modèle de Winkler

Dans une extension de cette représentation simplifiée, le modèle de Sauvage (1993) propose une description plus détaillée de la structure réelle de la voie ferrée. Dans ce modèle, le rail est considéré comme une poutre reposant sur des traverses en béton précontraint, elles-mêmes supportées par plusieurs couches successives comprenant le ballast, le sous-ballast, la couche de fondation, la couche de forme, ainsi que le sol support, généralement constitué de sols fins tels que des argiles de différentes plasticités. Ce schéma permet une meilleure représentation de la stratification réelle de l'infrastructure ferroviaire.

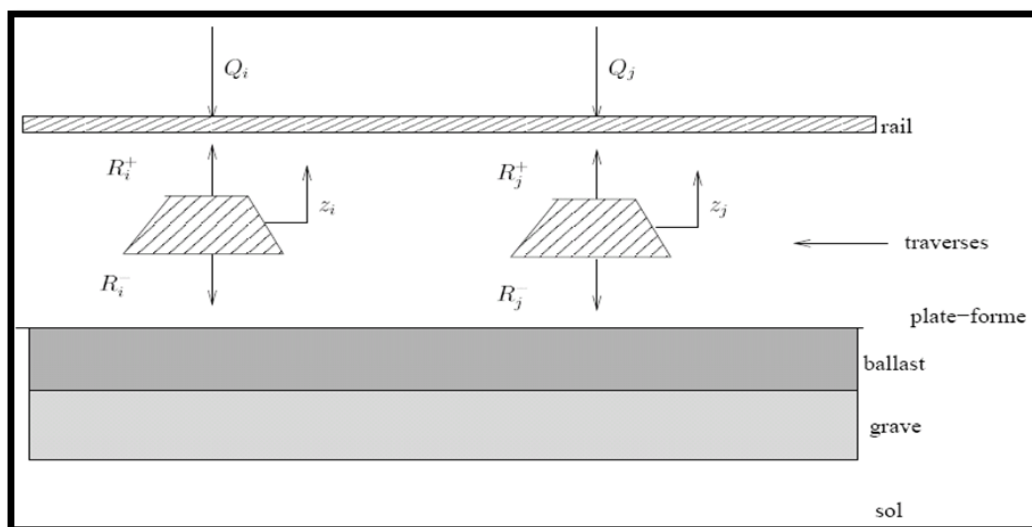


Figure (IV.5):Modèle de Sauvage (1993).).[32]

IV.3 Présentation des données

Dans le cadre de cette étude, nous avons élaboré deux plateformes ferroviaires différentes. Pour chaque plateforme, nous avons réalisé deux profils transversaux correspondant respectivement à une voie simple et à une double voie. L'étude a été effectuée en considérant les cas statique et dynamique afin d'analyser le comportement de la structure sous différentes conditions de chargement.

Concernant les lois de comportement, les modèles de Mohr-Coulomb et Hardening Soil ont été adoptés pour toutes les couches de la structure. L'analyse a été réalisée à court et à long terme afin d'étudier l'évolution du comportement de la plateforme ferroviaire dans le temps

.Le tableau ci-dessous présente la structure des deux plateformes

Tableau (IV.1):Structure des deux plateformes

	Couche de ballast (Ballast 25/50)	sous-ballast (Grave 0,31/5 mm)	Couche de fondation	Couche de anticontaminante Sable	Couche de forme
Plateforme 1	30cm	25cm	18cm	/	35cm
Plateforme 2	30cm	25cm	18cm	15	50cm

IV.3.1 Géométrie du modèle

Le modèle géométrique consiste à assembler des points, des lignes et des couches afin de représenter le site ou une portion du site où sera implanté l'ouvrage sous forme de schéma. Le projet, basé sur des éléments de type 15 nœuds, a été représenté par trois modèles géométriques différents, en considérant une profondeur du sol support de 3 m :

- Modèle transversal d'une voie simple : longueur de 7 m.
- Modèle transversal d'une double voie : longueur de 14 m.

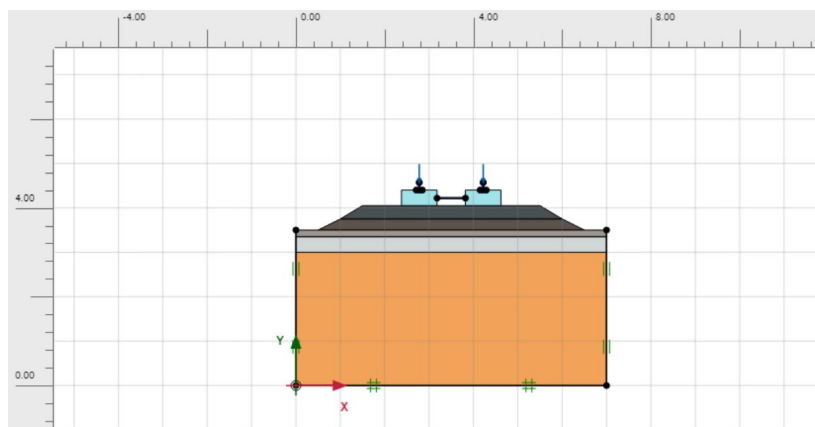


Figure (IV.6): Modèle géométrique de la plateforme 1

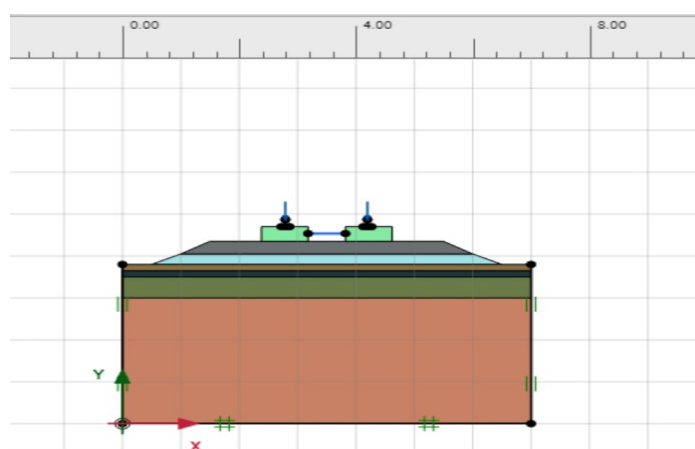


Figure (IV.7): Modèle géométrique de la plateforme 2

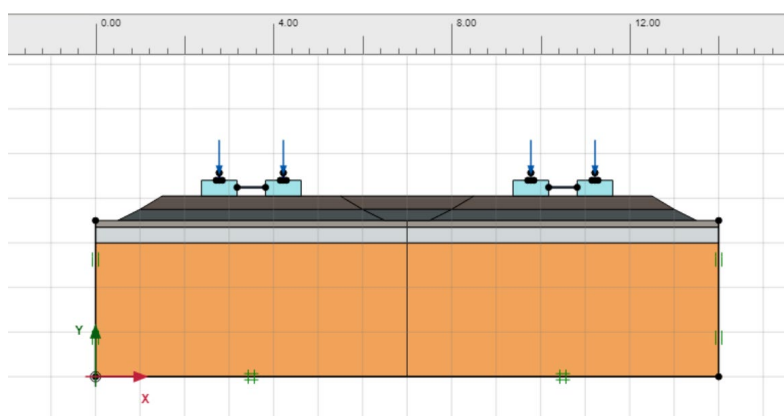


Figure (IV.8): Modèle géométrique de la double voie pour la plateforme 1

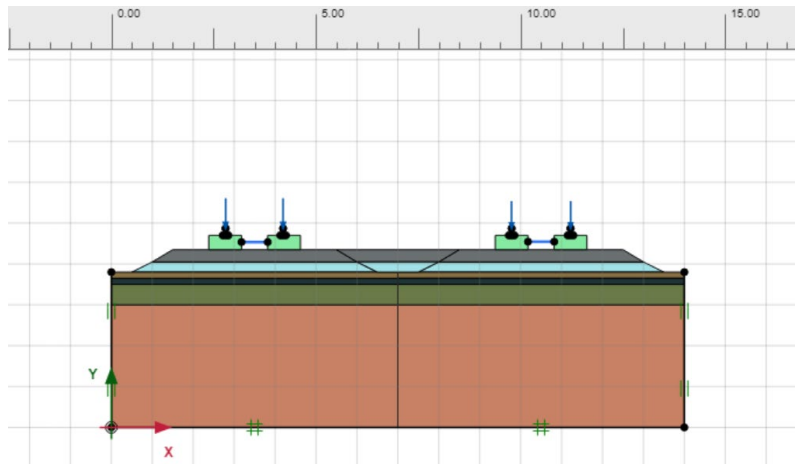


Figure (IV.9): Modèle géométrique de la double voie pour la plateforme 2

IV.3.2 Les caractéristique des matériaux

Les matériaux qui composent notre modèle sont détaillés aux tableaux. Ces matériaux obéissent à des lois de comportement différentes, car c'est à partir de cela que tous les calculs seront développés.

- Le rail est une structure rigide en acier avec une loi de comportement linéaire élastique .
- La barre d'écartement est un élément métallique assurant le maintien de l'écartement entre les deux rails et la stabilité de la voie ferrée, avec une loi de comportement linéaire élastique.

Tableau (IV.2): Les caractéristiques de rail et la barre d'écartement.

Identification	Type	EA (KN/m)	EI (KNm ² /m)	W	ν
Rail	Elastique	4800,00	$1,54 \cdot 10^6$	35	0.2
Barre d'écartement	Elastique	60000	10000	30	0.2

Chapitre 4 : Modélisation numérique

Tableau (IV.3):Les Caractéristiques des matériaux de la plateforme 1(Hardening Soil)

La couche	ν	Type	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	E_{50}^{ref} (KN/m ²)	E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	C_{ref} (KN/m ²)	ϕ (°)
Ballast	0.2	Drained	18,0	18,0	1,50E ⁺⁰⁵	4,50E ⁺⁰⁵	1	49,0
Sous ballast	0.2	Drained	20,0	20,0	1,200E ⁺⁰⁵	3,60E ⁺⁰⁵	1,0	44,0
Couche de Fondation	0.2	Drained	20,5	22	3,833E ⁺⁰⁵	7,666E ⁺⁰⁵	25	29
Couche Anti contaminant	0.2	Drained	18.5	20	3.0E ⁺⁰⁴	1.0E ⁺⁵	1	30
Couche de forme	0.2	Drained	17	20	7,0E ⁺⁰⁴	2,1E ⁺⁰⁵	16	16

Tableau (IV.4):Les Caractéristiques des matériaux de la plateforme 1(Mohr colemb)

Identification	ν	Type	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	C_{ref} (KN/m ²)	ϕ (°)
Ballast	0.2	Drained	18,0	18,0	4,50E ⁺⁰⁵	1	49,0
Sous ballast	0.2	Drained	20,0	20,0	3,60E ⁺⁰⁵	1	44,0
Couche de Fondation	0.2	Drained	20,5	22	2.6E ⁰⁴	25	29
Couche Anti contaminant	0.2	Drained	18.5	20	4.0E ⁺⁴	1	30
Couche de forme	0.2	Drained	17	20	1,5E ⁺⁰⁴	16	16

Taleau(IV.5):Les Caractéristiques des matériaux de la plateforme 2(Hardening Soil)

La couche	ν	Type	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	E_{50}^{ref} (KN/m ²)	E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	C_{ref} (KN/m ²)	ϕ (°)
Ballast	0.2	Drained	18,0	18,0	1,50E ⁺⁰⁵	4,50E ⁺⁰⁵	1	49,0
Sous ballast	0.2	Drained	20,0	20,0	1,200E ⁺⁰⁵	3,60E ⁺⁰⁵	1,0	44,0
Couche de Fondation	0.2	Drained	20,5	22	3,833E ⁺⁰⁵	2,6E ⁺⁰⁵	25	29
Couche de forme	0.2	Drained	20,5	22	3,833E ⁺⁰⁵	2,6E ⁺⁰⁵	25	28

Chapitre 4 : Modélisation numérique

Tableau (IV.6): Les Caractéristiques des matériaux de la plateforme 2 (Mohr coulomb)

Identification	ν	Type	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	C_{ref} (KN/m ²)	ϕ (°)
Ballast	0.15	Drained	18,0	18,0	4,50E ⁺⁰⁵	1	49,0
Sous ballast	0.15	Drained	20,0	20,0	3,60E ⁺⁰⁵	1	44,0
Couche de Fondation	0.18	Drained	20,5	22	2.6E ⁰⁴	25	29
Couche de forme	0.2	Drained	20.5	22	2,6E ⁺⁰⁵	25	28

- Les caractéristiques géotechniques du sol support sont regroupées dans le tableau suivant. L'analyse a été effectuée en court terme et en long terme afin d'étudier le comportement du sol dans les deux cas

Tableau (IV.7): Les Caractéristiques de sol support

Identification	Loide comportement	Type	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	E_{ref} (KN/m ²)	ν	C_{ref} (KN/m ²)	Φ (°)
Sol support (Argile)	Mohr-Coulomb	Drained	16	17	30000	0,3	61.20	1
		Undrained	16	17	36000	0.2	29	25

- Les traverses en béton sont modélisées comme des éléments rigides assurant la liaison entre les rails et le ballast. Les propriétés utilisées sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau (IV.8): Les Caractéristiques de traverse

Identification	Loide comportement	Type	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	E_{ref} (KN/m ²)	ν
Traverse	Non poreux	Linear élastique	25	25	50000	0.25

IV.4 Etude de la voie

La démarche des étapes de l'étude de la voie est illustré dans la figure suivante :

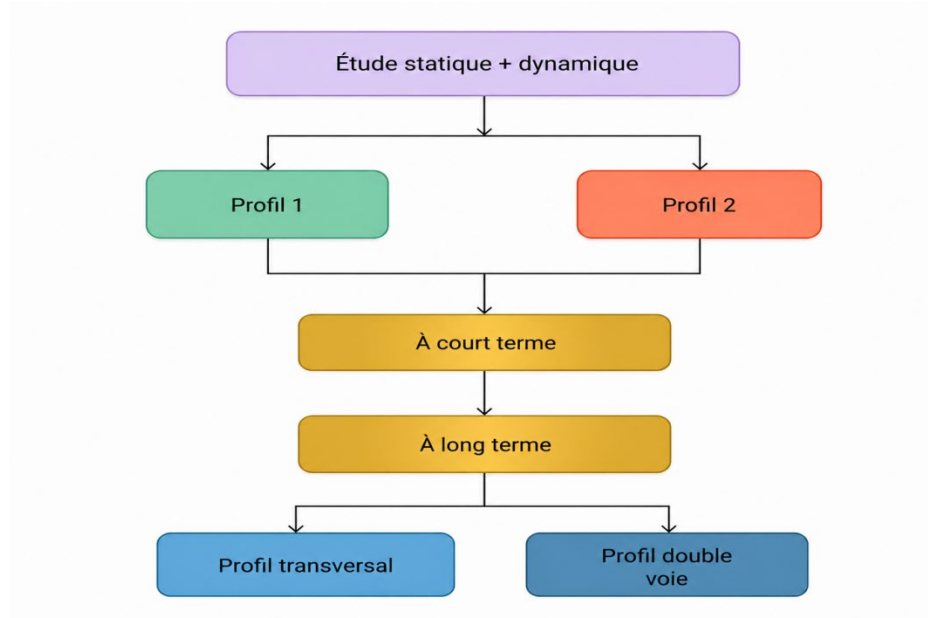


Figure (IV.10) : Organigramme de la démarche d'étude

IV.4.1 Etude statique de la voie

IV.4.1.1 Maillage du modèle :

Le maillage du modèle numérique est réalisé à l'aide d'éléments finis à 15 nœuds afin d'obtenir une meilleure précision des calculs. Un maillage global de type moyen à fin a été adopté pour l'ensemble des modèles étudiés afin d'assurer une bonne convergence des résultats et une représentation correcte du comportement de la structure ferroviaire, le maillage présenté correspond au modèle de référence et sera utilisé pour les autres modèles.

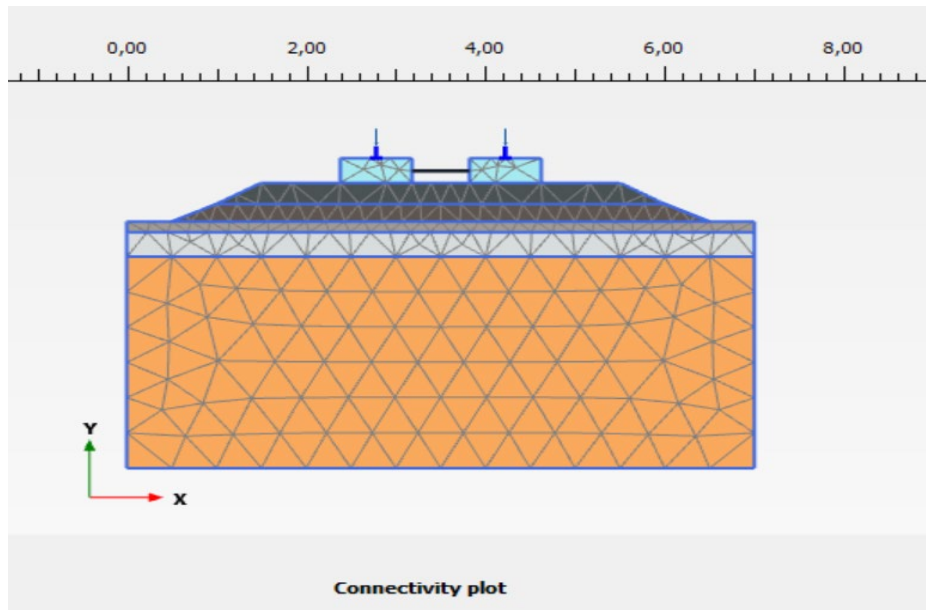


Figure (IV.11): Le maillage.

IV.4.1.2 Conditions initiales :

Les conditions initiales, étape importante lors du traitement des caractéristiques physico-mécaniques des matériaux dans l'environnement PLAXIS, imposent l'activation des pressions interstitielles initiales du site étudié. Les conditions hydrauliques sont ainsi prises en compte dès le début de la modélisation. Le niveau de la nappe phréatique a été défini selon les différents cas étudiés.

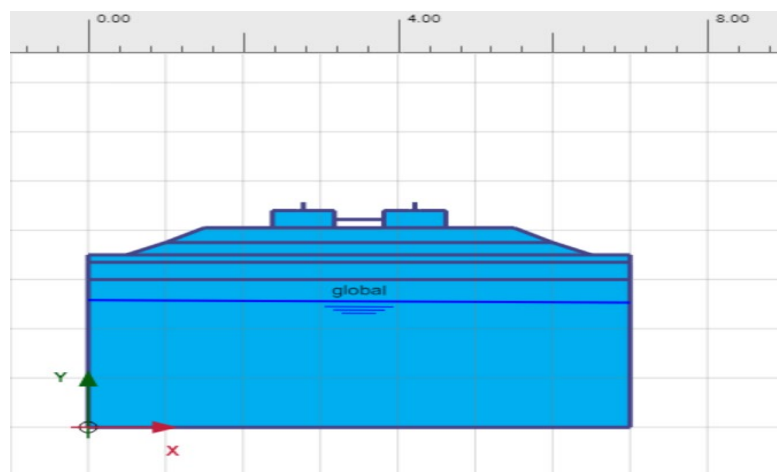


Figure (IV.12): Distribution des pressions de l'eau interstitielle

Chapitre 4 : Modélisation numérique

IV.4.1.3 Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, les contraintes géostatiques sont générées à partir de la procédure K0 correspondant à l'état de repos des poussées de terres. Les valeurs de K0 sont proposées automatiquement par le logiciel selon la formule de Jaky. Le poids volumique du sol est pris en compte afin d'assurer l'application complète de la gravité.

IV.4.1.4 Procédure des calculs :

Le calcul du modèle numérique est effectué suivant plusieurs phases successives réalisées dans un ordre précis :

- Phase 0 : initialisation des contraintes (procédure K0) ;
- Phase 1 : activation de la couche de forme et de la couche de fondation ;
- Phase 2 : de la couche de fondation activation de la couche de sous-ballast ;
- Phase 3 : activation de la couche de sous-ballast
- Phase 4 : activation de la couche de ballast ;
- Phase 5 : mise en place des traverses ;
- Phase 5 : installation du rail ;
- Phase 6 : activation de la barre d'écartement
- Phase 7 : application des charges statiques ou dynamiques
- Phase 8 : définition des paramètres dynamiques (fréquence, amplitude) dans le cas d'une étude dynamique.

IV.4.1.5 Présentations des résultats

Nous présentons ci-dessous un échantillon des résultats concernant le premier profil, modélisé avec le comportement HardeningSoil (à long terme) sous une charge de 225 kN. L'ensemble des autres résultats sera regroupé et présenté ultérieurement dans un tableau récapitulatif

La figure suivante présente les résultats du déplacement vertical pour le premier profil dans le cas du « HardeningSoil Long Term » sous une charge de 225 kN. Les résultats obtenus sont de l'ordre de 1 cm, ce qui représente une valeur admissible

Chapitre 4 : Modélisation numérique

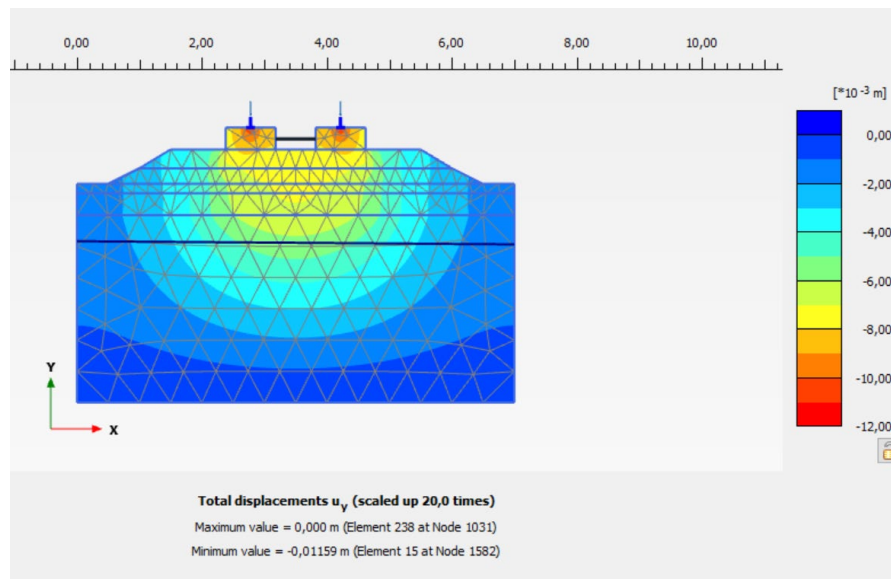


Figure (IV.13):Les déplacements verticaux du profile1

La valeur du déplacement vertical présentée dans la figure suivant est de 0,85 cm. c'est une valeur admissible.

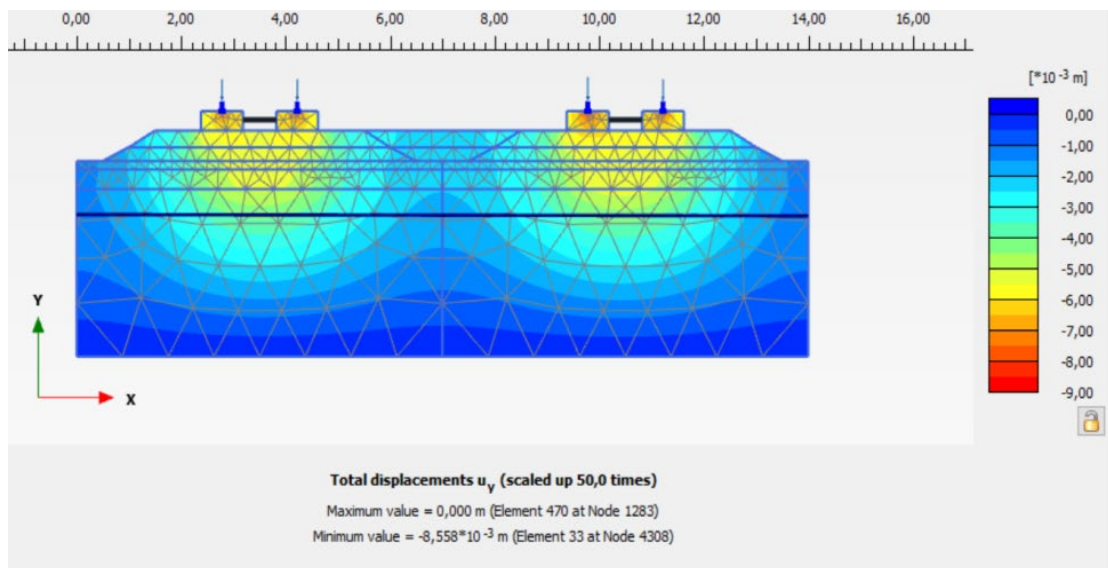


Figure (IV.14): Les déplacements verticaux du profile1 double voie

Le tableau suivant présente les résultats des déplacements verticaux pour l'ensemble des cas étudiés en phase statique sous une charge de 225 kN.

Tableau(IV.9): Tableau des résultats de profile

Statique							
Profil 1							
Une seule voie				Double voie			
Court terme		Long terme		Court terme		Long terme	
Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil
0.34 cm	0.90 cm	0.36 cm	1.1 cm	0.29 cm	0.48 cm	0.43 cm	0.85 cm
3.4 mm	9.0 mm	3.6 mm	11 mm	2.9 mm	4.8 mm	4.3 mm	8.5 mm

Le tableau suivant présente les résultats des déplacements verticaux pour l'ensemble des cas étudiés en phase statique sous une charge de 225 kN.

Tableau(IV.10): Tableau des résultats de profile

Statique							
Profil2							
Une seule voie				Double voie			
Court terme		Long terme		Court terme		Long terme	
Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil
0.33 cm	0.87 cm	0.34 cm	1.4 cm	0.39 cm	1.2 cm	0.69 cm	1.5 cm
3.3 mm	8.7 mm	3.4 mm	14 mm	3.9 mm	12 mm	6.9 mm	15 mm

➤ Interprétation

Les résultats des déplacements verticaux en **cas statique** montrent une évolution cohérente selon le modèle de comportement du sol et la durée d'analyse. Globalement, le modèle **HardeningSoil** conduit à des tassements plus élevés que le modèle **Mohr-Coulomb**, ce qui traduit une meilleure prise en compte de la déformabilité réelle du sol.

Pour le **profil 1**, les déplacements varient environ entre **0,34 cm et 1,1 cm**, tandis que pour le **profil 2**, ils varient d'environ **0,29 cm jusqu'à 1,5 cm**. On observe également une légère augmentation des déplacements en passant du court terme au long terme. En

Chapitre 4 : Modélisation numérique

comparaison, les deux profils présentent un comportement globalement similaire, mais le **profil 2 reste légèrement plus défavorable**, avec des valeurs de tassement plus élevées dans les cas critiques, notamment sous modèle Hardening Soil.

Toutefois, l'ensemble des résultats reste faible et traduit un comportement globalement stable de la plateforme en régime statique. Étant donné que le profil 1 a présenté de meilleurs résultats en termes de réduction des déplacements verticaux par rapport au profil 2, une étude de la variation des charges sera réalisée afin d'analyser leur influence sur le déplacement vertical et d'évaluer la sensibilité du modèle ainsi que le comportement de la structure sous différentes conditions de chargement.

IV.4.2 Etude dynamique de la voie

Dans l'étude dynamique, une fréquence de 69,4 Hz a été adoptée, avec une amplitude de 0,01 et une durée d'application comprise entre 0,05 s et 1 s. Un échantillon des résultats est présenté ci-dessus pour le premier profil, modélisé avec le comportement Hardening Soil (à long terme) sous une charge de 225 kN. L'ensemble des autres résultats sera regroupé et présenté ultérieurement dans un tableau récapitulatif.

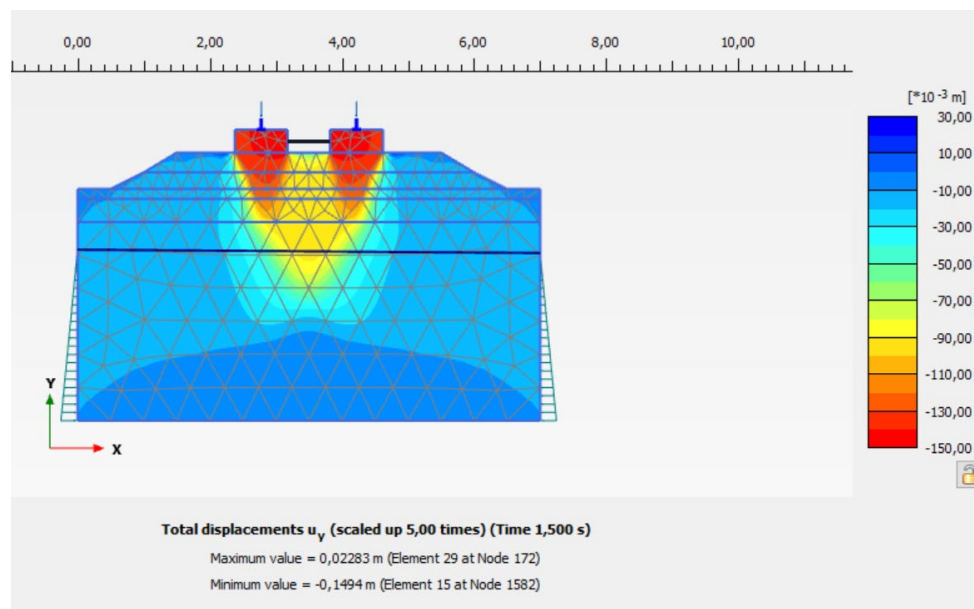


Figure (IV.15): Les déplacements verticaux du profil 1

Le déplacement vertical est de 14 cm, ce qui dépasse la limite de 10 cm et entre dans le domaine non admissible

Chapitre 4 : Modélisation numérique

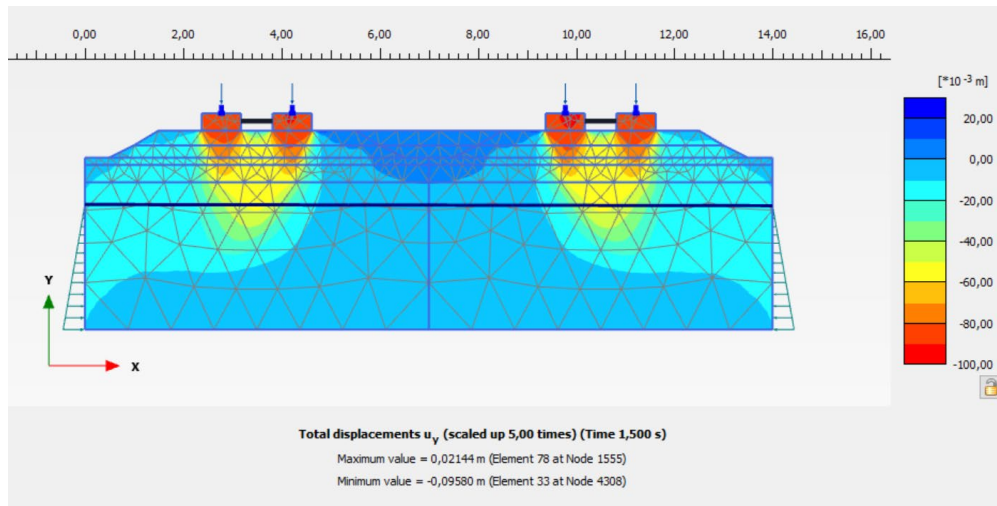


Figure (IV.16): Les déplacements verticaux du profil1 double voie

La valeur du déplacement vertical est de 10 cm et restedans le domaine admissible

Le tableau suivant présente les résultats des déplacements verticaux pour l'ensemble des cas étudiés en phase dynamique sous une charge de 225 kN.

Tableau(IV.11): Tableau des résultats de profile 1

Dynamique							
Profil 1							
Une seule voie				Double voie			
Court terme		Long terme		Court terme		Long terme	
Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil
24 cm	22 cm	21 cm	22 cm	13 cm	12 cm	12 cm	10 cm

Le tableau suivant présente les résultats des déplacements verticaux pour l'ensemble des cas étudiés en phase dynamique sous une charge de 225 kN.

Tableau(IV.12): Tableau des résultats de profile 2

Dynamique							
Profil2							
Une seule voie				Double voie			
Court terme		Long terme		Court terme		Long terme	
Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil	Mohr colombe	Harding soil
54 cm	13 cm	106 cm	86 cm	78 cm	59 cm	54 cm	48 cm

Chapitre 4 : Modélisation numérique

➤ Interprétation

Les résultats des déplacements verticaux en régime dynamique montrent une variation importante selon le profil, le modèle de sol et la durée d'analyse (court terme et long terme).

Pour le **profil 1**, les déplacements en **court terme** varient environ entre **9,5 cm et 20 cm**, tandis qu'en **long terme** ils restent globalement dans la même tendance mais avec une légère augmentation selon les cas, surtout en double voie et avec le modèle HardeningSoil.

Pour le **profil 2**, les déplacements sont plus élevés : en **court terme** ils varient d'environ **7,7 cm à 54cm**, alors qu'en **long terme** ils atteignent des valeurs beaucoup plus critiques allant jusqu'à **106 cm** dans les cas les plus défavorables.

Globalement, le **profil 1 est le plus favorable** car ses valeurs restent proches du seuil de service, tandis que le **profil 2 est le plus défavorable** avec des dépassements très importants des limites UIC (≈ 10 cm), surtout en long terme et en double voie, ce qui indique des déformations excessives et une faible performance en conditions dynamiques.

IV.4.2.1 Interprétation des résultats

A. Le profil 1

Le profil 1 présente résultats satisfaisantes, nous l'avons choisi pour notre analyse. Les résultats montrent que le modèle HardeningSoil prédit des déplacements plus importants que le modèle Mohr-Coulomb, particulièrement à court terme. Cette différence est liée à la prise en compte de la variation de la rigidité en fonction du niveau de contraintes dans le modèle HSM. Les calculs à long terme conduisent à une augmentation des déplacements pour les deux modèles. Le déplacement maximal est obtenu avec le modèle HSM-LT, tandis que le minimum est observé avec le modèle HSM-CT.

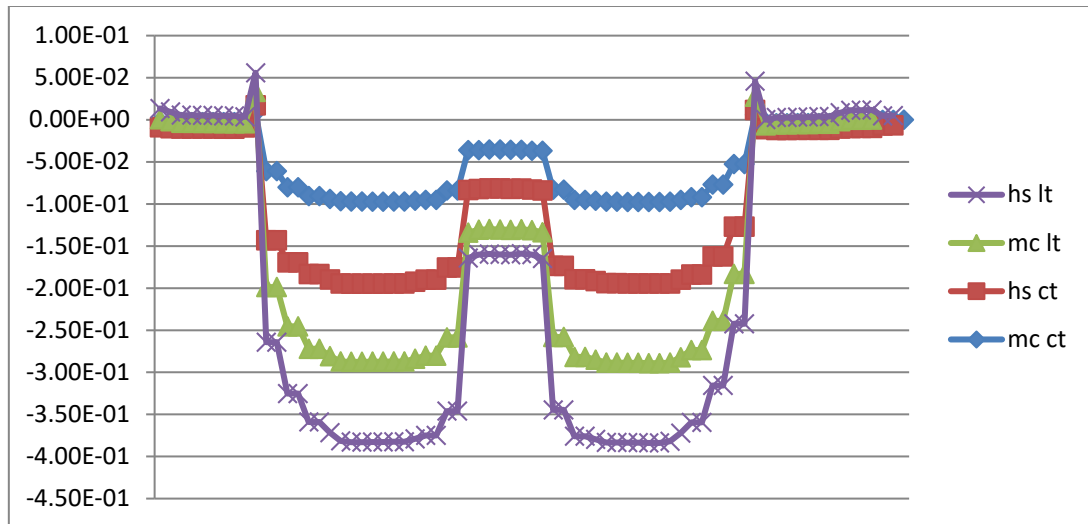


Figure (IV.17): Les déplacements verticaux du profile1

B. Profil 1 double voie

L'analyse des résultats révèle une distribution symétrique des déplacements verticaux, avec des déplacements maximaux localisés dans les zones latérales et un léger soulèvement dans la partie centrale. Le modèle HS-LT fournit les déplacements les plus importants avec un déplacement maximal d'environ 0,40 m, tandis que le modèle HS-CT présente les valeurs les plus faibles. Les résultats obtenus avec le modèle Mohr-Coulomb restent intermédiaires. Ces écarts sont liés à la prise en compte de l'évolution de la rigidité du sol dans le modèle HardeningSoil ainsi qu'aux conditions de calcul à court et à long terme.

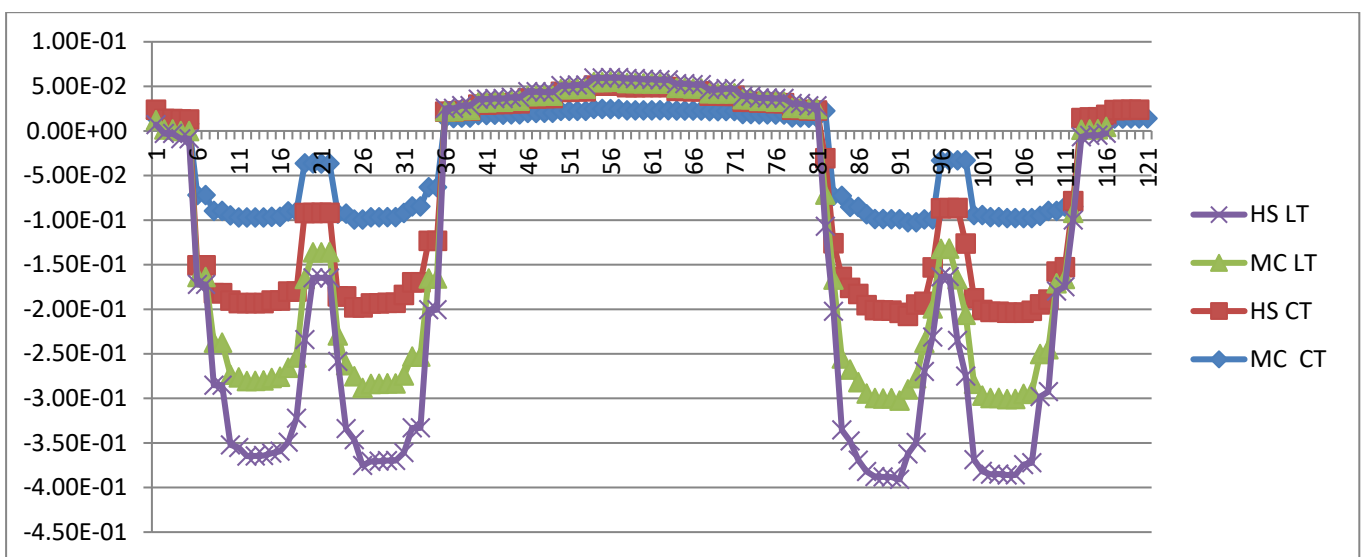


Figure (IV.18): Les déplacements verticaux du profile1

➤ Le renforcement proposé

À la lumière des résultats obtenus pour les deux profils étudiés, le premier profil a été retenu comme la solution la plus appropriée en raison de son comportement géotechnique plus favorable et de ses déplacements plus faibles par rapport au second profil. Toutefois, afin d'améliorer davantage la stabilité de la plateforme ferroviaire et de renforcer la sécurité à long terme, il a été proposé d'intégrer une couche de géotextile associée à un enrochement afin de prendre en considération les inondations qui est un risque très important. Cette solution permet d'augmenter la capacité portante du sol, de limiter les déformations, d'améliorer le drainage et de réduire les risques d'instabilité, contribuant ainsi à une meilleure durabilité de l'infrastructure ferroviaire.

Dans le but d'évaluer l'effet du géotextile sur le comportement mécanique du sol support et la réduction des déformations **sous** nous avons réalisé une coupe pour observer la déformation directement sous le sol

➤ Coupe dans le sol support pour une seule voie

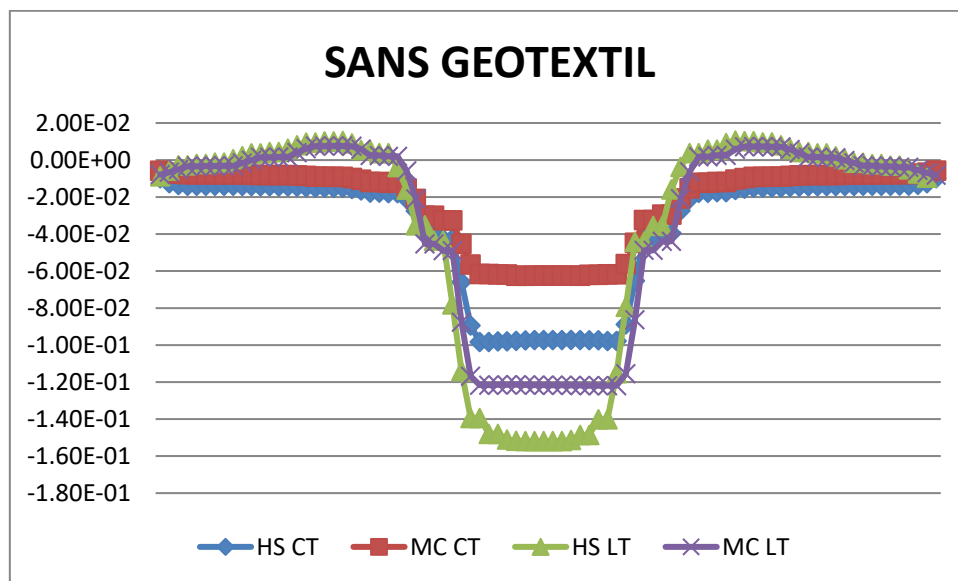


Figure (IV.19): Le déplacement dans le sol support sans géotextile seul voie

L'analyse des déformations du *sol support* pour une voie simple sans géotextile met en évidence un tassement vertical important au niveau de la zone directement sollicitée par la charge ferroviaire. La déformation présente une forme symétrique autour de l'axe de la voie, tandis que les zones éloignées montrent une diminution progressive des déplacements. Cette

Chapitre 4 : Modélisation numérique

répartition traduit la concentration des contraintes dans la partie centrale du massif et la dissipation graduelle des déformations vers les extrémités du sol support.

➤ Coupe dans le sol support sans géotextile double voie

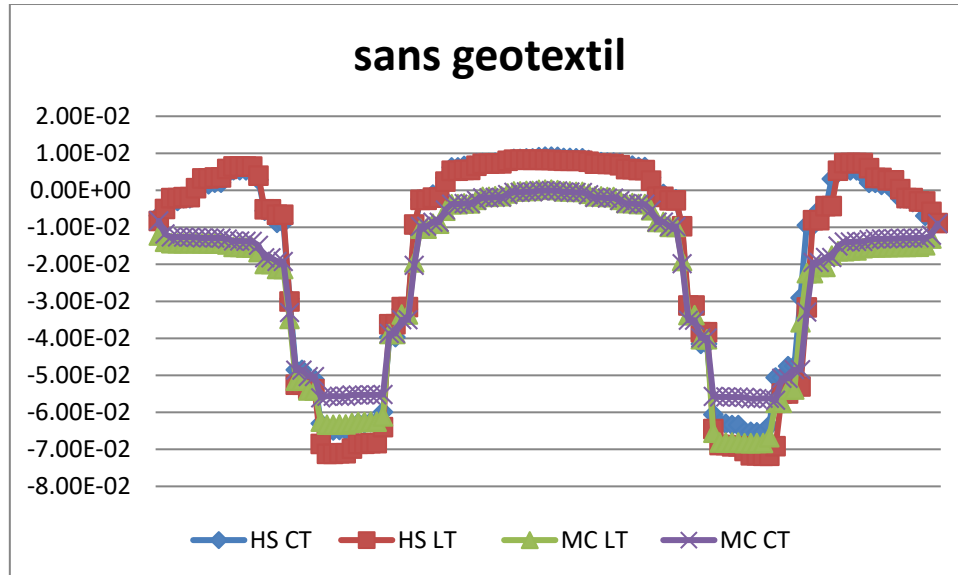


Figure (IV.20):Le déplacement dans le sol support sans géotextile double voie.

L'analyse des résultats de la double voie montre une distribution symétrique des déplacements verticaux, avec des tassements plus marqués au niveau des deux voies chargées et un léger soulèvement entre elles.

Le modèle HardeningSoil à long terme (HS-LT) présente les tassements les plus importants, tandis que le modèle HardeningSoil à court terme (HS-CT) donne les valeurs les plus faibles.

Le modèle Mohr-Coulomb (MC) fournit des résultats intermédiaires. Ces différences s'expliquent par la prise en compte du comportement non linéaire du sol dans le modèle HardeningSoil ainsi que par l'effet du temps de chargement (court et long terme) sur la réponse du sol sous une configuration de double voie.

➤ Coupe dans le sol support avec géotextile

• Cas statique

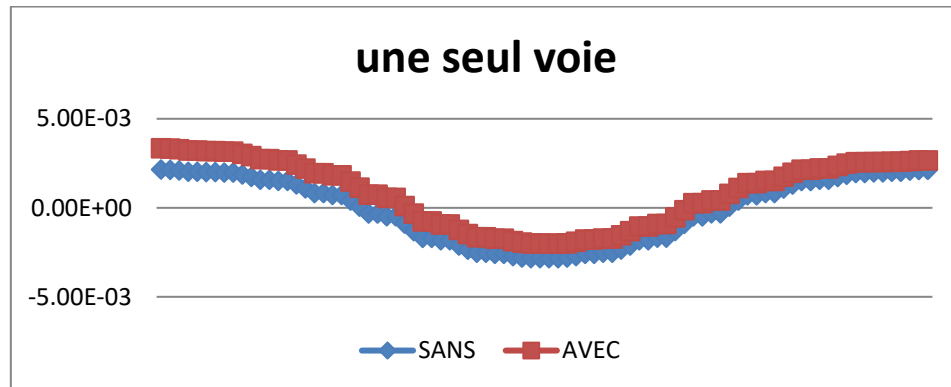


Figure (IV.21): les déformations dans le sol support avec géotextile cas statique

✚ L'analyse des résultats pour une voie simple en condition statique met en évidence l'effet positif de l'ajout du géotextile sur le comportement du sol support. La configuration « avec géotextile » présente une réduction des déplacements verticaux et une atténuation du tassement au niveau de la zone chargée par rapport au cas « sans géotextile ». La déformation du sol devient également plus uniforme, traduisant une meilleure répartition des contraintes dans le massif. Ces résultats confirment le rôle du géotextile dans l'amélioration de la stabilité du sol support et la limitation des déformations sous chargement statique.

✚ Double voie

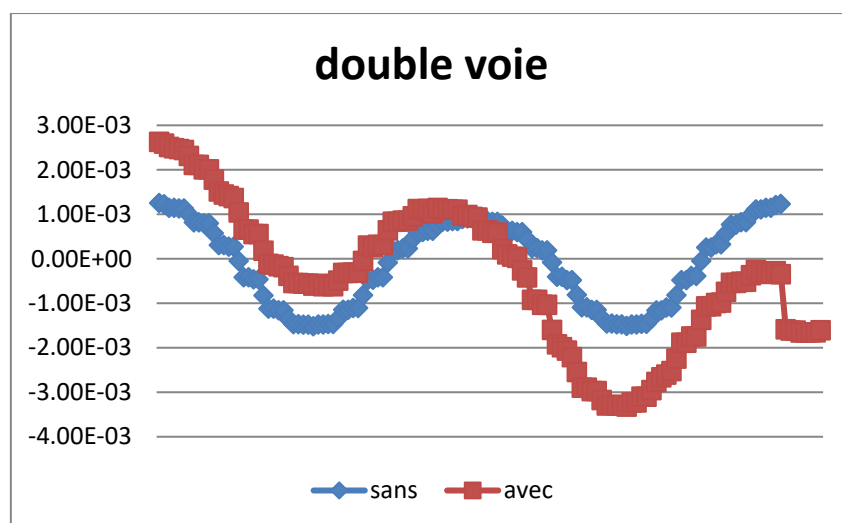


Figure (IV.22):Le déplacement dans le sol avec géotextile cas statique

Chapitre 4 : Modélisation numérique

✚ L'analyse des résultats pour une double voie montre que l'ajout du géotextile influence positivement le comportement du sol support. Dans le cas « avec géotextile », les déplacements verticaux deviennent plus réguliers et les tassements sont mieux répartis le long des deux zones chargées par rapport au cas « sans géotextile ». En revanche, sans géotextile, les déformations du *sol support* apparaissent plus localisées et moins homogènes. Ces résultats mettent en évidence le rôle du géotextile dans l'amélioration de la répartition des contraintes et la réduction des déformations du sol sous une configuration de double voie.

• Cas dynamique

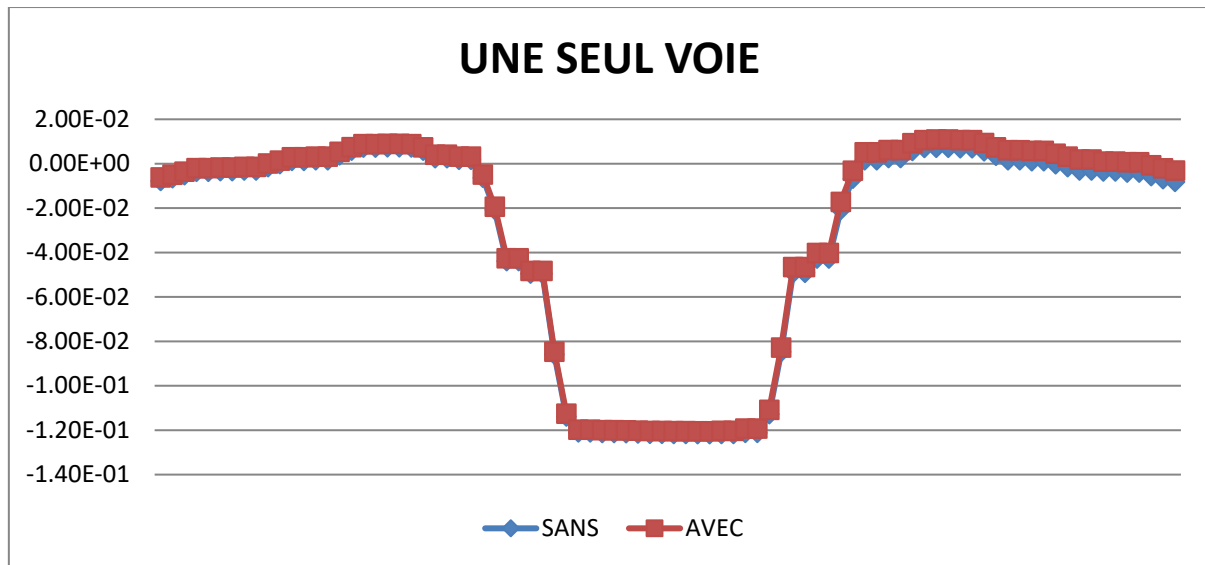


Figure (IV.23):Le déplacement dans le sol avec géotextile cas dynamique.

L'analyse des résultats pour une voie simple montre une forte similitude entre les courbes « sans géotextile » et « avec géotextile », avec un rapprochement important des déplacements verticaux au niveau de la zone chargée. La faible différence observée entre les deux configurations peut être expliquée par l'absence de prise en compte du compactage dans la modélisation, ce qui limite l'effet du géotextile sur l'amélioration de la rigidité et la redistribution des contraintes. En effet, le compactage joue un rôle essentiel dans la mobilisation des performances mécaniques du système renforcé, ce qui justifie le rapprochement des courbes obtenues.

- **Double voie**

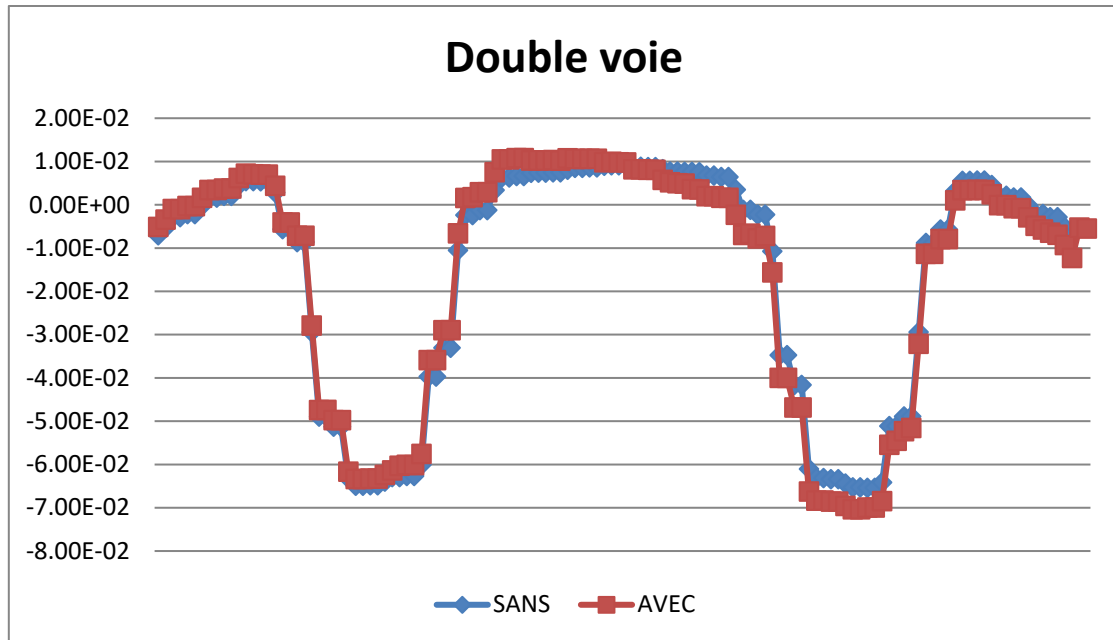


Figure (IV.24):Le déplacement pour double voie avec géotextile cas dynamique

L'analyse des résultats en condition dynamique pour une double voie montre une augmentation des déformations verticales au niveau des zones sollicitées par rapport au comportement statique, en raison de l'effet répétitif des charges dynamiques. La faible différence observée entre les courbes « avec » et « sans géotextile » peut être attribuée à l'absence de prise en compte du compactage dans la modélisation, ce qui réduit l'écart entre les déformations enregistrées.

IV.5 Conclusion

Cette étude a permis d'analyser le comportement de deux plateformes ferroviaires à l'aide du logiciel PLAXIS 10 VS 2 D, en considérant les chargements statiques et dynamiques ainsi que les analyses à court et à long terme.

Les résultats ont montré que le modèle **HardeningSoil** prédit généralement des tassements plus importants que le modèle **Mohr-Coulomb**, en raison d'une représentation plus réaliste du comportement du sol.

L'analyse comparative a révélé que le **profil 1** présente les meilleurs résultats, avec des déplacements verticaux plus faibles et un comportement plus stable par rapport au profil 2, particulièrement sous chargement dynamique. De plus, l'augmentation de la charge appliquée entraîne une augmentation progressive des tassements, confirmant l'influence directe du chargement sur le comportement du sol.

Enfin, l'ajout du géotextile avec des enrochements a montré une amélioration du comportement du sol support, notamment par une meilleure répartition des contraintes et une réduction des déformations, ce qui contribue à améliorer la stabilité et la durabilité de la plateforme ferroviaire et de minimiser l'effet des inondations.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale et recommandations

Ce mémoire de fin d'études a été consacré à l'étude du comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges roulantes, en prenant comme cas d'application la voie Tébessa – Annaba. À travers une démarche progressive intégrant des aspects théoriques, géotechniques et numériques, plusieurs enseignements majeurs ont été dégagés.

Sur le plan de la caractérisation géotechnique, l'étude géologique et hydrogéologique du site a permis de définir les paramètres mécaniques des différentes couches de sol rencontrées le long du tracé. Les essais in situ (SPT, CPT, pressiométriques) ont fourni une base de données fiable pour l'identification des formations géologiques et la classification sismique du site conformément au règlement RPA 2024. Cette connaissance approfondie du milieu naturel a constitué le fondement de toute l'étude.

Sur le plan du dimensionnement, la classification du sol support selon les normes ferroviaires en vigueur a permis de déterminer les épaisseurs nécessaires des couches d'assise. Deux variantes de plateforme ont été définies l'une incluant une couche anti contaminant en sable et l'autre sans cette couche afin de comparer leurs performances mécaniques respectives.

La modélisation numérique réalisée avec le logiciel PLAXIS 2D V 10 2024 a confirmé la pertinence de cette approche comparative. Les simulations menées en conditions statiques et dynamiques, à court et à long terme, avec les modèles constitutifs de Mohr-Coulomb et de Hardening Soil, ont mis en évidence plusieurs résultats significatifs. En régime statique, les déplacements verticaux obtenus pour les deux profils restent dans des limites admissibles, avec des déplacements variant entre 0,29 cm et 1,5 cm selon la configuration et le modèle adopté. Le profil 1, ne comportant pas de couche anti-contaminante, s'est révélé globalement plus performant que le profil 2.

En régime dynamique, les résultats ont montré des déplacements nettement plus importants, soulignant la vulnérabilité de la plateforme aux sollicitations cycliques. Le profil 2 a présenté des déformations excessives, pouvant atteindre plus d'un mètre dans les cas les plus défavorables, ce qui confirme sa non-conformité aux exigences UIC en conditions dynamiques. En revanche, le profil 1 a maintenu des déplacements plus proches des seuils admissibles, affirmant sa supériorité en termes de comportement mécanique.

Conclusion générale

Face aux risques d'inondation présents sur ce tracé, une solution de renforcement par géotextile associé à un enrochement a été proposée et simulée. Les résultats ont montré une amélioration sensible de la répartition des contraintes et une réduction des déformations du sol support, confirmant l'intérêt de ce type de renforcement pour améliorer la durabilité et la résilience de la plateforme ferroviaire face aux aléas hydrologiques.

En perspective, plusieurs pistes d'amélioration peuvent être envisagées. L'extension de la modélisation en trois dimensions permettrait de mieux représenter le comportement réel de la voie ferrée. La prise en compte du compactage dans la simulation du géotextile améliorerait la précision des résultats. Par ailleurs, l'intégration de données de trafic réelles et de modèles de dégradation à long terme contribuerait à affiner les prévisions de comportement de la structure sur sa durée de vie. Enfin, une étude comparative avec d'autres solutions de renforcement (colonnes ballastées, traitement à la chaux) pourrait compléter utilement cette recherche.

Finalement, ce travail a permis de mettre en évidence l'importance d'une approche géotechnique rigoureuse dans la conception et le dimensionnement des plateformes ferroviaires. Il démontre que le couplage entre la caractérisation du site, le dimensionnement normatif et la modélisation numérique constitue un outil puissant pour garantir la sécurité, la stabilité et la pérennité des infrastructures ferroviaires, particulièrement dans des contextes géologiques et climatiques contraignants comme ceux de l'est algérien.

Les références

Références bibliographiques

- [1] BOUZEBOUD, J.A.M. et OUGUENOUN, H., Étude en APD du tronçon El Affroun–Bourkika avec aménagement d'une gare, Projet de fin d'études, 2021–2022.
- [2] The Canadian Encyclopedia, Le premier chemin de fer du Canada. Disponible sur : <https://thecanadianencyclopedia.ca/fr/article/le-premier-chemin-de-fer-du-canada> (consulté le 05/06/2026).
- [3] Centre de Documentation Historique sur l'Algérie (CDHA), La première ligne de chemin de fer en Algérie. Disponible sur : <https://www.cdha.fr/la-premiere-ligne-de-chemin-de-fer-en-algerie> (consulté le 05/06/2026).
- [4] SESRIC, Algeria Country Profile. Disponible sur : <https://sesricdiag.blob.core.windows.net/sesric-site-blob/imgs/news/Image/908-Algeria.pdf> (consulté le 05/06/2026).
- [5] MECHEHAT, Abdelhakim, Portance de la plateforme ferroviaire renforcée par géosynthétiques : cas de la zone saline du contournement de la voie ferrée de Biskra, Mémoire de Master, 2017–2018.
- [6] AL SHAER, Ali, Analyse des déformations permanentes des voies ferrées ballastées : approche dynamique, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [7] B Rail Consult, La construction d'une voie ferrée : comprendre les deux grandes étapes.
- [8] NGOUANYO TALLA, Anderson, Étude de l'influence du type de traverse sur le comportement de la voie ferrée lors du changement de trafic, Mémoire d'Ingénieur en Génie Civil, 2021–2022.
- [9] SOULIMANE, Ilyas, Polycopié de cours, Université EchahidHamma Lakhdar d'El Oued, 2022–2023.
- [10] CALON, Nicolas, Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur de l'Université Paris-Est, Spécialité : Géotechnique, soutenue le 08 juin 2016.
- [11] MESNADI, Abdelouahad et NOUIOUAT, Nibras, Comportement des structures d'assise ferroviaire sous l'effet des charges roulantes – Modélisation numérique, Mémoire de Master.
- [12] KANG, Richard et KADAR, Abas, Geotechnical Solutions for Railway Embankment Settlement Issues, 5 March 2020.
- [13] GUO, MARKINE et JING, Review of Ballast Track Tamping: Mechanism, Challenges and Solutions, 2021.

Les références

- [14] Le Moniteur Matériels, La bourreuse à l'heure numérique. Disponible sur : <https://www.lemoniteurmateriels.fr/article/la-bourreuse-a-l-heure-numerique,1268164> (consulté le 05/06/2026).
- [15] COSIDER Travaux Publics. « rapport géologie et géotechnique ». Document interne, 2022
- [16] AMOUR DGAICHIA «Sédimentologie et paléoenvironnement des sédiments du pliocène du fossé d'effondrement de Tébessa et ses abords (atlas saharien oriental ,NE de l'Algérie » thèse Doctorat, Université Badji Mokhtar-Annaba
- [17]SEGHIR KARIMA « Vulnérabilité à la pollution, protection des ressources en eaux et gestion active du sous système aquifère de Tébessa Hammamet (Est Algérien) »thèse Doctorat
- [18] *REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA VERSION 2024*
- [19]COSIDER Travaux Publics. « rapport de terrassement ». Document interne, 2022.
- [20] NF P 94-114_Essai de pénétration dynamique A Décembre 1990
- [21]NF P 94-113_Essai de pénétration statique Octobre 1996
- [22] **Jean-Pierre Magnan** : « Description, identification et classification des sols »; Techniques de l'ingénieur, traité construction; Doc. C208-1.
- [23] **Norme NF P 11-300** : « Classification des sols grenus en laboratoire selon le système LPC ».
- [24]:**Casagrande, A. (1932).**Diagramme de plasticité pour le classement des sols
- [25] **SETRA–LCPC** : Guide des Terrassements Routiers (GTR) ; Réalisation des remblais et des couches de forme.
- [26] **Guide de terrassement routier** : « Classification des sols selon la norme NF P 11-300 et le GTR », Chapitre 3.
- [27]: **Union international de chemin de fer** : « Code UIC 719 R, Troisième Edition »Novembre 2003
- [28]: **RENFE. Balasto** : *Dimensionado de la banqueta. N.R.V. 3-4-1.0, 1ère édition, juillet 1985, Madrid* : RENFE, 1985.

Les références

- [29] **LamaniTaher** ; « Étude de la stabilité d'une structure en terre par la méthode des éléments finis » ; Mémoire de Magister, Centre Universitaire Cheikh Arbi Tebessi, Tebessa (Algérie).
- [30] Britto, A. M., & Gunn, M. J. (1987). Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Ellis Horwood Limited, Chichester, England.
- [31] Vermeer, P. A., & de Borst, R. (1984). "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock." HERON, 29(3), 1–64.
- [32] Sauvage, G. (1993). Étude du comportement mécanique de la voie ferrée et de son infrastructure. Thèse de doctorat, France.