

PROPOSITION D'UN MODE DE TRAITEMENT OPTIMAL DES REMBLAIS D'ACCES AUX PONTS KAN ET BANDAMA SITUÉS SUR LE PROJET D'AMÉNAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE BEOUMI-ZUENOULA EN REPUBLIQUE DE CÔTE D'IVOIRE

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE
DE MASTER**

SPECIALITÉ GENIE CIVIL-BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le janvier 2025 par

MANDE Ulrich Boudnooma Odilon (20190120)

**Directeur de mémoire : Dr. Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE, Enseignant-chercheur
à l'institut 2iE**

Maître de stage : M. Mahamadou KONATE, Chef de projet à l'AGERROUTE

Jury d'évaluation du stage :

Dr. Aly Ngoné NGOM

M. Célestin OVONO MEZUI

M. Komi Jeannot N'TSOUKPOE

DÉDICACES

Je dédie ce mémoire à ma famille et à mes proches qui, par leur soutien moral et financier, ont contribué à l'aboutissement de ce parcours. Je suis vraiment conscient des sacrifices consentis et je vous en remercie.

Je le dédie également à mes encadreurs qui, par leur expérience et leur esprit critique, ont su me guider dans l'analyse de ce problème. J'en suis profondément honoré et j'espère être à la hauteur de vos attentes.

REMERCIEMENTS

Nous voulons, par la présente, remercier sincèrement les personnes qui ont participé de près ou de loin au bon déroulement de ce stage et à la rédaction de ce rapport de fin d'études, ce sont notamment :

- Monsieur Fabrice COULIBALY, Directeur Général de l'AGERROUTE ;
- Monsieur Charles Philippe ABOU YAPI, Directeur Territorial Zone Centre de l'AGERROUTE ;
- Monsieur Mahamadou KONATE, Chef de projet AGEROUTE et maître de stage ;
- Tous les membres de la mission de contrôle BNEDT du projet pour leur chaleureux accueil ;
- M. Lenissongui COULIBALY, Directeur d'exploitation AGTS Bénin.

Nous saurons oublier de citer toute la direction de l'institut 2iE qui met tout en œuvre pour trouver des stages à leurs étudiants et pour faciliter leurs insertions professionnelles après leur formation, notamment :

- Professeur El Hadji Bamba DIAW, Directeur Général ;
- Professeur Mahamadou KOITA, Directeur des Enseignements et Affaires Académiques ;
- Docteur Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE, Enseignant-Chercheur à l'institut 2iE et encadreur pédagogique.

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la société AGERROUTE	7
Figure 2: Organigramme de la société AGERROUTE	8
Figure 3: Localisation du projet	10
Figure 4: Composition d'un remblai routier	12
Figure 5: Illustration de la construction par étapes	15
Figure 6: Rupture circulaire	15
Figure 7: Illustration de la surcharge temporaire	16
Figure 8: Illustration du renforcement par géotextile placé à la base du remblai	17
Figure 9: Illustration de la technique de substitution	18
Figure 10: Illustration de la technique des drains verticaux	19
Figure 11: Illustration de la technique de consolidation atmosphérique	19
Figure 12: Illustration de la technique de colonnes ballastées (voie humide)	20
Figure 13: Illustration de la technique des injections solides	21
Figure 14: Illustration d'inclusions rigides arrêtées sur un bon sol	22
Figure 15: Inclusions rigides mis en œuvre à Adiaké par SOLID	23
Figure 16: Techniques d'amélioration des sols en fonction du type de sol	23
Figure 17: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Bandama	26
Figure 18: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Kan	27
Figure 19: Structure hiérarchique d'un problème	32
Figure 20: Evolution du tassement du sol support en fonction du temps (remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi)	44
Figure 21: Evolution du tassement du sol support en fonction du temps (remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula)	45
Figure 22: Evolution du tassement du sol support en fonction du temps en fonction du temps (remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi)	46
Figure 23: Evolution du tassement du sol support en fonction du temps en fonction du temps (remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula)	47
Figure 24: Structure hiérarchique de notre problème	52
Figure 25 : Poids des différents sous-critères par rapport à l'objectif principal	53
Figure 26 : Poids des différentes variantes de traitement en fonction de l'objectif	54
Figure 27: Diamètre équivalent en fonction du maillage des colonnes (Balaam et Booker, 1981)	56
Figure 28: Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982).	57
Figure 29: Abaque de Priebe	59

Figure 30:Repartition des contraintes en surface à long terme (d'après Ghionna et Jamiolkowski, 1981)	60
Figure 31: Illustration de la mise en œuvre de colonnes ballastées par refoulement	61
Figure 32: Evolution du tassement du sol support en fonction du temps après traitement par colonnes ballastées (remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula).....	64

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:Caractéristiques maximales des sols améliorables par injections solides.....	21
Tableau 2: Coefcient rhéologique.....	28
Tableau 3: Les différentes problématiques de décision.....	30
Tableau 4: Echelle proposée par Saaty	33
Tableau 5: Présentation générale du tableau de comparaison	33
Tableau 6: Valeurs de l'index de cohérence aléatoire en fonction de l'ordre de la matrice de comparaison	34
Tableau 7:Classe des trafic Poids Lourds cumulés exprimé en nombre d'essieux équivalent de 130 KN.....	36
Tableau 8: Classe de l'arase de terrassement.....	36
Tableau 9:Classe de portance à long terme des plateforme supports de chaussée	37
Tableau 10: Caractéristiques des matériaux constitutifs des sols supports des remblais d'accès aux ponts Bandama et Kan	39
Tableau 11: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama (côté Béoumi)	40
Tableau 12: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama (côté Zuénoula)	41
Tableau 13: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama (côté Béoumi)	41
Tableau 14: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama (côté Béoumi)	42
Tableau 15: Vérification de la résistance au poinçonnement des sols supports des remblais d'accès au pont Bandama.....	43
Tableau 16: Vérification de la résistance au poinçonnement des sols supports des remblais d'accès au pont Kan	43
Tableau 17;Valeurs usuelles des colonnes ballastées	55
Tableau 18:Valeurs des contraintes dans la colonne au niveau des deux couches de sol	62
Tableau 19: Coût de la structure de chaussée proposée.....	69

SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE : Institut International de l'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

AGERROUTE : Agence de Gestion des Routes

BNETD : Bureau National d'Études Techniques et de Développement

LBTP : Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics

PST : Partie Supérieure du terrassement

DVP : Drains verticaux Préfabriqués

CBR : Californian Bearing Ratio

SC : Sondages carottés

SP : Sondages Pressiométriques

GL : Gravéleux Latéritique

AG : Argile Gravéleuse

AGS : Argile Gravéleuse Schisteuse

AS : Argile Sableuse

AC : Argile Compacte

SA : Sable Argileux

RD : Roche Décomposée

RG : Roche Granitique

OPM : Optimum Proctor Modifié

PK : Point Kilométrique

AHP : Analyse hiérarchique des Procédés

GN : Gravé Non Traitée

BB : Béton Bitumineux

MPa : Mégapascal

KN : Kilonewton

RÉSUMÉ

Dans le cadre du projet d'aménagement et de bitumage de la route Béoumi-Zuénoula, des désordres structurels ont été constatés sur les chaussées des remblais d'accès aux ponts Kan et Bandama, causés par des tassements différentiels des sols supports. Ces instabilités compromettent la durabilité de l'infrastructure et nécessitent une solution de traitement adaptée.

Ainsi, dans un premier temps, une analyse des tassements a permis d'identifier la zone à traiter : **seul le remblai d'accès au pont Bandama, côté Zuénoula**, présente des déformations significatives. Pour limiter l'impact de ces tassements sur la chaussée, une nouvelle structure de chaussée optimisée a été proposée.

Dans un deuxième temps, une analyse multicritère AHP a permis de comparer différentes techniques de stabilisation selon leur efficacité, faisabilité et coût. Les colonnes ballastées ont été identifiées comme la solution la plus adaptée. Avec un diamètre de 0,8 m et une longueur maximale de 10 m, elles réduisent les tassements de 19,06 cm à 7,94 cm (facteur de réduction $\beta = 2,4$ selon la méthode de Priebe). De plus, les analyses ont montré que le tassement résiduel de 2,94 cm et la vitesse de tassement inférieure à 1 cm/an respectent les exigences de stabilité de l'ouvrage.

Dans un troisième temps, afin d'assurer la durabilité de la chaussée, une structure renforcée a été mise en place, composée de couches optimisées selon les contraintes mécaniques et environnementales. Elle comprend : une couche de forme de 40 cm en GNT 0/31, une couche de fondation de 15 cm en GNT 0/31,5, une couche de base de 10 cm en GNT 0/31,5, et une couche de roulement de 6 cm en BB 0/14, avec un renfort de 3 cm sur les accotements.

Enfin, une analyse économique a confirmé la faisabilité financière des solutions retenues. Le coût des 5 428 colonnes ballastées s'élève à **2 802 567 040 FCFA TTC**, tandis que celui de la structure de chaussée est de **1 444 899 592 FCFA TTC**, soit un coût total de **4 247 466 632 FCFA TTC**. De plus, plusieurs recommandations techniques ont été formulées pour assurer la durabilité de l'ouvrage, notamment la réalisation d'essais géotechniques complémentaires, la réduction de l'espacement des descentes d'eau à 20 m de part et d'autre des remblais, et de mettre en œuvre des perrés suivis d'un engazonnement pour stabiliser et protéger les talus.

Mots clés : sol support de remblai, tassement, chaussée, désordres, traitement.

ABSTRACT

As part of the Béoumi-Zuénoula road development and asphalt project, structural disorders were observed on the pavements of the access embankments to the Kan and Bandama bridges, caused by differential settlement of the supporting soils. These instabilities compromise the durability of the infrastructure and require a suitable treatment solution.

As a first step, an analysis of the settlements identified the area to be treated: **only the Bandama bridge access embankment on the Zuénoula side showed significant deformations**. To limit the impact of these settlements on the pavement, a new optimized pavement structure was proposed.

Secondly, a multi-criteria AHP analysis was used to compare different stabilization techniques according to their effectiveness, feasibility and cost. Ballasted columns were identified as the most suitable solution. With a diameter of 0.8 m and a maximum length of 10 m, they reduce settlements from 19.06 cm to 7.94 cm (reduction factor $\beta = 2.4$ according to Priebe's method). Furthermore, analyses showed that the residual settlement of 2.94 cm and the settlement rate of less than 1 cm/year met the structure's stability requirements.

Thirdly, to ensure the durability of the pavement, a reinforced structure was installed, composed of layers optimized according to mechanical and environmental constraints. It comprises: a 40 cm subgrade of 0/31 NG, a 15 cm base course of 0/31.5 NG, a 10 cm base course of 0/31.5 NG, and a 6 cm wearing course of 0/14 BB, with a 3 cm reinforcement on the shoulders.

Finally, an economic analysis confirmed the financial feasibility of the selected solutions. The cost of the 5,428 ballasted columns came to **2,802,567,040 FCFA** (incl. VAT), while that of the pavement structure was **1,444,899,592 FCFA** (incl. VAT), for a total cost of **4,247,466,632 FCFA** (incl. VAT). In addition, a number of technical recommendations were made to ensure the durability of the structure, including carrying out additional geotechnical tests, reducing the spacing of downspouts to 20 m on either side of the embankments, and implementing riprap followed by grassing to stabilize and protect the embankments.

Key words: soil supporting embankments, settlement, pavement, disorders, treatment.

SOMMAIRE

DÉDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
LISTE DES FIGURES	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	v
SIGLES ET ABREVIATIONS.....	vi
ABSTRACT.....	viii
SOMMAIRE.....	ix
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
I. Contexte de l'étude	1
II. Objectifs	2
III. Plan de travail.....	3
Chapitre I : Généralités	6
I. Présentation de la structure d'accueil.....	6
II. Présentation du projet	9
III. Revue de littérature.....	12
Chapitre II : Méthodologie de l'étude.....	26
I. Choix de la technique de traitement.....	26
II. Conception de la nouvelle structure de chaussée	35
Chapitre III : Etude technico-économique et recommandations	39
I. Synthèse de l'étude géotechnique	39
II. Proposition d'un mode de traitement optimal.....	42
III. Proposition d'une structure de chaussée.....	67
IV. Recommandations	70
CONCLUSION GÉNÉRALE	71
REFRENCEES WEBOGRAPHIQUES	73

ANNEXES	76
Sommaire Annexes.....	78
Annexe 1: Présentation des données	79
I. 1 Inventaire des désordres rencontrés sur les remblais	79
I. 2 Synthèse de l'étude géotechnique du Laboratoire des Bâtiments et des Travaux Publics (LBTP)	82
I. 3 Synthèse des résultats	86
Annexe 2: Etude des tassements	96
II. 1 Compressibilité des sols supports	96
II. 2 Détermination des tassements des sols supports	96
Annexe 3: Analyse multicritères.....	106
III. 1 Comparaison binaire des critères	106
III. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des critères	110
III. 3 Vérification de la cohérence de l'analyse des critères	111
III. 4 Analyse des sous-critères.....	112
III. 5 Analyse des variantes	118
Annexe 4: Structure de chaussée proposée par le catalogue LBTP	132
Annexe 5: Vérification de la structure de chaussée avec ALIZÉ	133
TABLES DES MATIÈRES.....	136

INTRODUCTION GÉNÉRALE

I. Contexte de l'étude

Ces dernières années, la République de Côte d'Ivoire a entrepris d'importants projets de construction d'infrastructures (routes, ponts, bâtiments, etc.) afin de soutenir son développement économique et social. Parmi ces projets figure l'aménagement et le bitumage de la route Zuénoula-Gohitafla-Agbaou-Béoumi (91 km), ainsi que la réalisation de voiries urbaines (24 km) et de la bretelle Agbaou-Kounahiri (9 km).

Cette route reliant Béoumi à Zuénoula comprend plusieurs ouvrages existants, notamment les ponts de KAN et du BANDAMA. Lors d'une visite de terrain effectuée par l'Agence de Gestion des Routes (AGERROUTE), maître d'ouvrage délégué, et le Bureau National d'Études et de Développement (BNETD), maître d'œuvre, des désordres significatifs ont été observés sur la chaussée, notamment des fissurations et des déformations situées au niveau des remblais d'accès des deux ponts principaux, compromettant ainsi leur fonctionnalité.

Face à cette problématique, l'AGERROUTE a sollicité l'expertise du Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP) afin d'identifier les causes de ces désordres et de proposer des solutions adaptées. Après investigation, le LBTP a conclu que ces désordres résultent de tassements différentiels dus à l'absence de consolidation préalable des sols supports. Pour y remédier, plusieurs approches ont été envisagées, et le LBTP a recommandé l'utilisation de géotextiles sous une structure de chaussée composée comme suit :

- **Couche de roulement** : 6 cm de Béton Bitumineux (BB)
- **Couche de base** : 10 cm de Grave Bitume (GB)
- **Couche de fondation** : 25 cm de Grave Non Traité (GNT)
- **Couche de forme** : 60 cm de Grave Non Traité (GNT)

Bien que cette solution vise à limiter l'apparition des désordres sur la chaussée, elle ne permet pas d'éliminer complètement les tassements, ceux-ci continuant à se produire au fil du temps. De plus, la structure de chaussée renforcée proposée par le LBTP présente plusieurs inconvénients :

- **Un coût élevé :** L'utilisation du géotextile et du grave bitume entraîne des coûts importants.
- **Une disponibilité limitée :** Le géotextile n'étant pas produit localement, il nécessite une importation avec des délais d'approvisionnement relativement longs.
- **Un impact sur le calendrier des travaux :** L'attente de la livraison du géotextile pourrait retarder le projet.

Ainsi, la question se pose de savoir s'il est possible d'identifier une solution alternative, sans l'utilisation de géotextiles, qui garantirait la stabilité des remblais et assurerait un usage fonctionnel des ponts KAN et BANDAMA tout en optimisant les coûts et en respectant les délais du projet.

Face à ces contraintes techniques, économiques et temporelles, il apparaît nécessaire de proposer une solution optimisée, garantissant à la fois la stabilité des remblais et une maîtrise des coûts.

C'est dans ce cadre que nous avons été mandatés par l'AGERROUTE pour mener une étude intitulée : « **Proposition d'un mode de traitement optimal des remblais d'accès aux ponts KAN et BANDAMA situés sur le projet d'aménagement et de bitumage de la route BÉOUMI-ZUENOULA** ».

II. Objectifs

L'objectif principal de cette étude est de proposer une méthode optimale de traitement des remblais d'accès aux ponts Kan et Bandama, permettant de limiter les effets du tassement des sols supports dans un délai compatible avec le marché de l'entreprise adjudicataire des travaux.

De manière plus spécifique, l'étude consiste à :

- Analyser l'évolution des tassements des sols supports sous les différents remblais.
- Identifier et évaluer les solutions de traitement des remblais à travers une analyse multicritère.
- Proposer une structure de chaussée résistante et durable, favorisant l'utilisation de matériaux locaux.
- Évaluer techniquement et économiquement les solutions retenues

III. Plan de travail

Le présent mémoire de fin d'études est structuré en trois grandes parties, visant à retracer l'ensemble des étapes de l'étude, de la compréhension du contexte à l'analyse des solutions techniques et économiques.

- **Chapitre I : Généralités**

Ce premier chapitre pose les bases du travail en abordant les éléments fondamentaux du projet. Il est divisé en trois sections :

- Présentation de la structure d'accueil : Description de l'Agence de Gestion des Routes (AGERROUTE), son rôle, ses missions et son implication dans le projet.
 - Contexte et description du projet : Analyse du projet d'aménagement et de bitumage de la route Béoumi-Zuénoula, ses enjeux, ses objectifs et les contraintes rencontrées.
 - Revue de littérature : Synthèse des travaux antérieurs et des connaissances existantes sur les phénomènes de tassement des remblais, les techniques de traitement des sols compressibles.
- **Chapitre II : Méthodologie de l'étude/ Analyse et choix des solutions techniques/ Approches de stabilisation et dimensionnement de la chaussée**

Ce chapitre détaille les approches adoptées pour répondre aux objectifs de l'étude et structurer l'analyse. Il comprend deux parties principales :

- Choix de la technique de traitement : Présentation de la méthode d'analyse multicritère (AHP) employée pour comparer les différentes solutions de stabilisation jugées pertinentes dans le cadre du projet et sélection l'option la plus adaptée aux contraintes du projet.
- Conception de la nouvelle structure de chaussée : Méthodologie de dimensionnement et critères de sélection des matériaux et épaisseurs des différentes couches pour optimiser la performance et la durabilité de la chaussée.

- **Chapitre III : Étude technico-économique et recommandations**

Ce dernier chapitre vise à évaluer la faisabilité technique et économique des solutions proposées.

Il est structuré en trois sections :

- Analyse technique du mode de traitement retenu : Étude détaillée des caractéristiques et des performances de la solution adoptée, notamment l'impact des colonnes ballastées sur la réduction des tassements.
- Estimation des coûts : Analyse financière intégrant le coût de mise en œuvre du traitement des remblais et de la nouvelle structure de chaussée, permettant de comparer différentes variantes et d'optimiser les dépenses.
- Recommandations et perspectives : Propositions d'améliorations pour une meilleure gestion des remblais et du drainage, ainsi que des recommandations pour de futures études ou validations complémentaires.

CHAPITRE I : GENERALITES

Chapitre I : Généralités

Introduction partielle : Ce chapitre a pour objectif de poser le cadre général de l'étude. Dans un premier temps, nous présenterons la structure d'accueil, son rôle et ses missions dans le domaine des infrastructures routières. Ensuite, nous exposerons les grandes lignes du projet d'aménagement et de bitumage de la route Béoumi-Zuénoula, en précisant son contexte, ses enjeux et les défis rencontrés. Enfin, nous réaliserons une revue de littérature portant sur les concepts clés et les études antérieures en lien avec notre problématique, afin d'enrichir la compréhension des méthodes et solutions envisagées.

I. Présentation de la structure d'accueil

1. Présentation générale de l'AGERROUTE

L'Agence de Gestion des Routes, en abrégé AGERROUTE, est une société d'État créée en application du décret n°2001-592 du 19 septembre 2001. Elle est placée sous la tutelle technique du Ministère de l'Équipement et de l'Entretien Routier (MEER) et la tutelle financière du Ministère du Budget et du portefeuille de l'État. Bien qu'elle soit une société d'État, elle fonctionne exactement comme une structure privée, régie par la loi n°97-519 du 04 septembre 1997 de l'Organisation pour l'Harmonisation de l'Afrique du Droit des Affaires (OHADA). Son capital, de 300 000 000 FCFA, est entièrement détenu par l'État de Côte d'Ivoire et pourra être ouvert à des personnes morales de droit public ivoirien. L'AGERROUTE est actuellement sous la direction générale de M. Fabrice COULIBALY, nommé le 14 juin 2021. Et apporte à l'État son assistance pour la réalisation des missions de gestion du réseau routier dont il a la charge.

2. Localisation de l'AGERROUTE

Le siège de l'AGERROUTE est situé à Abidjan, dans la commune du Plateau, sis à l'avenue TERRASSON DE FOURGERES, face au Conseil Économique et Social. La figure 1 donne un aperçu de l'emplacement du siège de la société AGERROUTE.

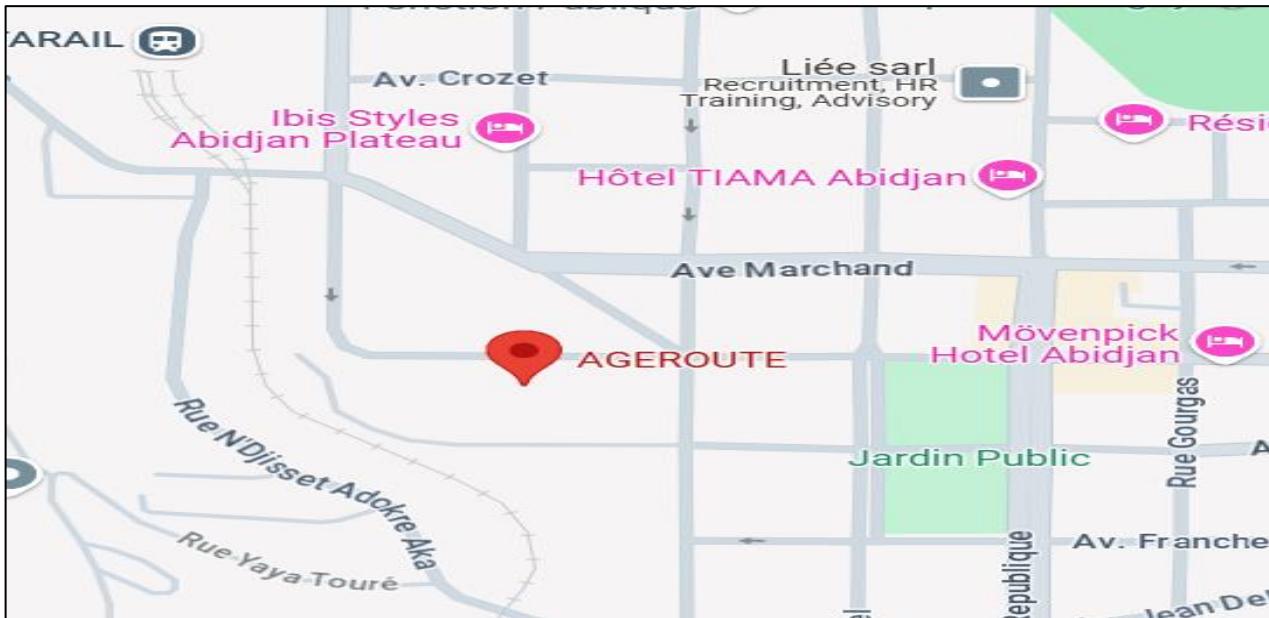


Figure 1: Localisation de la société AGERROUTE

3. Missions de l'AGERROUTE

La mission principale de l'AGERROUTE est d'assurer une gestion optimale du patrimoine routier ivoirien. L'AGERROUTE a également pour objet d'apporter à l'État son assistance pour la réalisation des missions de gestion du réseau routier dont il a la charge. A cet effet, l'Agence concourt à l'exécution des missions d'assistance à la maîtrise d'ouvrage déléguée qui sont confiées par l'État de Côte d'Ivoire, à la répartition et à l'exécution des tâches de programmation, de passation des marchés, de suivi des travaux, de surveillance de réseau, de constitution et d'exploitation des banques de données routières. L'AGERROUTE est notamment chargée de :

- Élaborer et soumettre au Ministère de l'Équipement et de l'Entretien Routier (MEER), un plan d'action pour l'exécution de la convention ;
- Gérer et mettre à jour la banque des données routières à l'effet de rendre accessible à toutes les administrations impliquées dans la gestion routière et au public en général ;
- Consulter le Fonds d'Entretien Routier (FER) pour arrêter le plan et le niveau de financement du programme annuel du réseau routier ;
- Établir et transmettre au MEER, au début de chaque exercice, le programme annuel d'entretien routier, ainsi que les plans de passation des marchés et de paiement y afférents ;

- Établir, dans le cadre des marchés publics, les dossiers d'appel d'offres relatifs aux études, travaux, équipements et fournitures ainsi que les contrats y afférents conformément aux dispositions réglementaires applicables ;
- Assurer le contrôle de l'exécution des travaux d'entretien routier et des ouvrages d'art ;
- Assurer le paiement des prestations relatives aux études, aux travaux courants périodiques du réseau routier, à la maîtrise d'œuvre des études et travaux d'entretien routier.

L'AGERROUTE se charge aussi des projets d'aménagement, de la recherche routière et initie également des études sur l'impact environnemental aboutissant à des mesures de sauvegarde de l'environnement en rapport avec les travaux effectués. Tout ceci fait de l'Agence de Gestion des Routes un instrument essentiel et indispensable pour gérer de manière efficiente le réseau routier.

Afin de mener à bien ses différentes missions, l'AGERROUTE est structurée comme présenté sur l'organigramme de la figure 2.

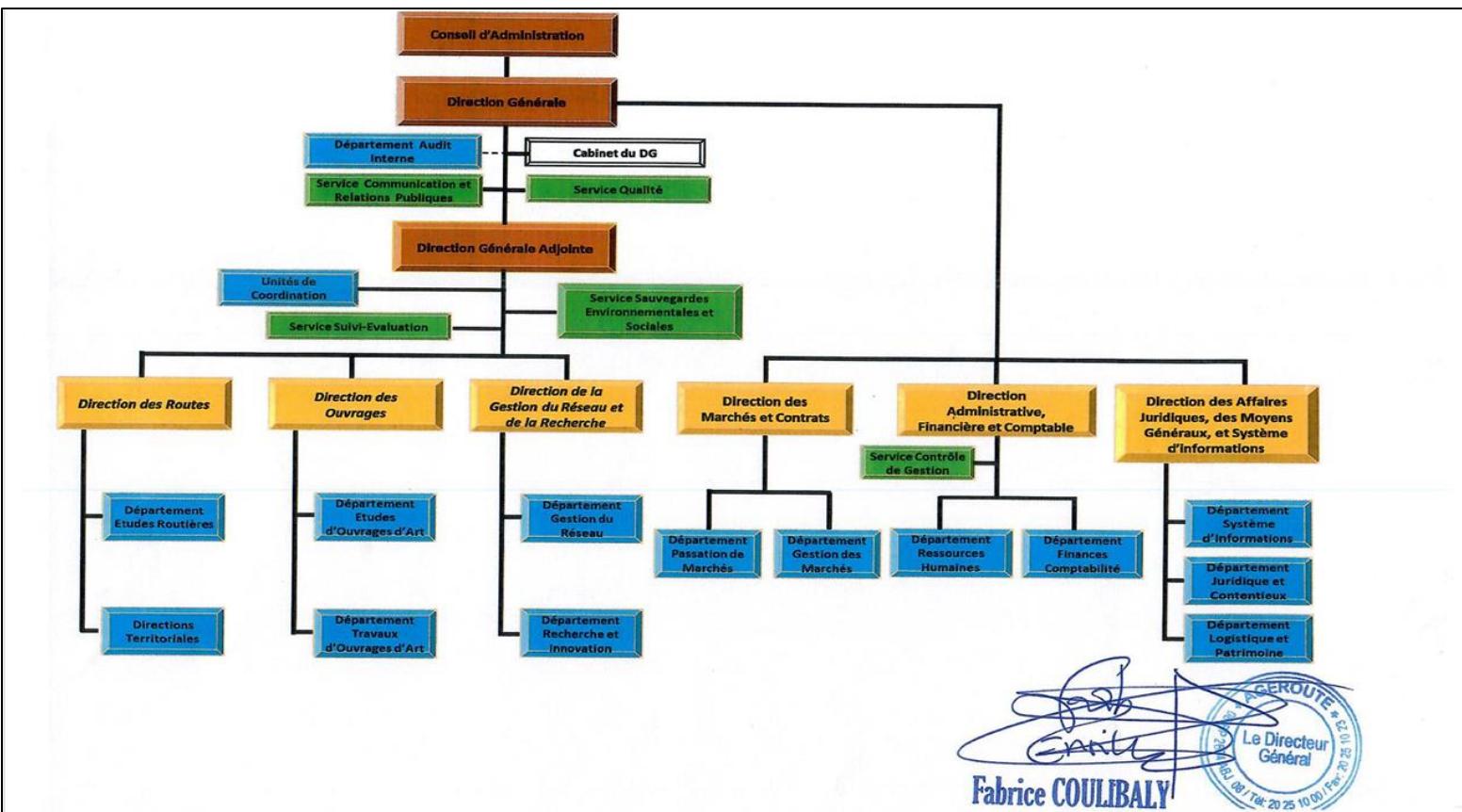


Figure 2: Organigramme de la société AGERROUTE

II. Présentation du projet

1. Contexte et situation du projet

Le projet d'aménagement et de bitumage de la route Béoumi-Zuénoula, des différentes voiries et de la bretelle d'Agbaou-Kounahiri s'inscrit dans la politique de développement des infrastructures routières dans la République de Côte d'Ivoire en général et dans les régions du GBEKE, du BERE et de la MARAHOUÉ en particulier. Cette route permettra de développer les activités économiques entre les différentes villes de la région en facilitant la circulation des biens et des personnes. Les travaux de cette route ont commencé en juillet 2021 pour une durée de trois (3) ans initialement, mais une prolongation d'une année a été accordée à l'entreprise exécutante. Ils devront donc s'achever en juillet 2025.

Notons que cette route avait déjà connu des travaux. Il y a une dizaine d'années, une route en terre ainsi que deux ponts de franchissement des fleuves Kan et Bandama avaient été construits. Une couche de revêtement en béton bitumineux recouvrait une partie des remblais d'accès à ces différents ponts.

La figure 3 montre la localisation du tronçon concerné par notre projet.

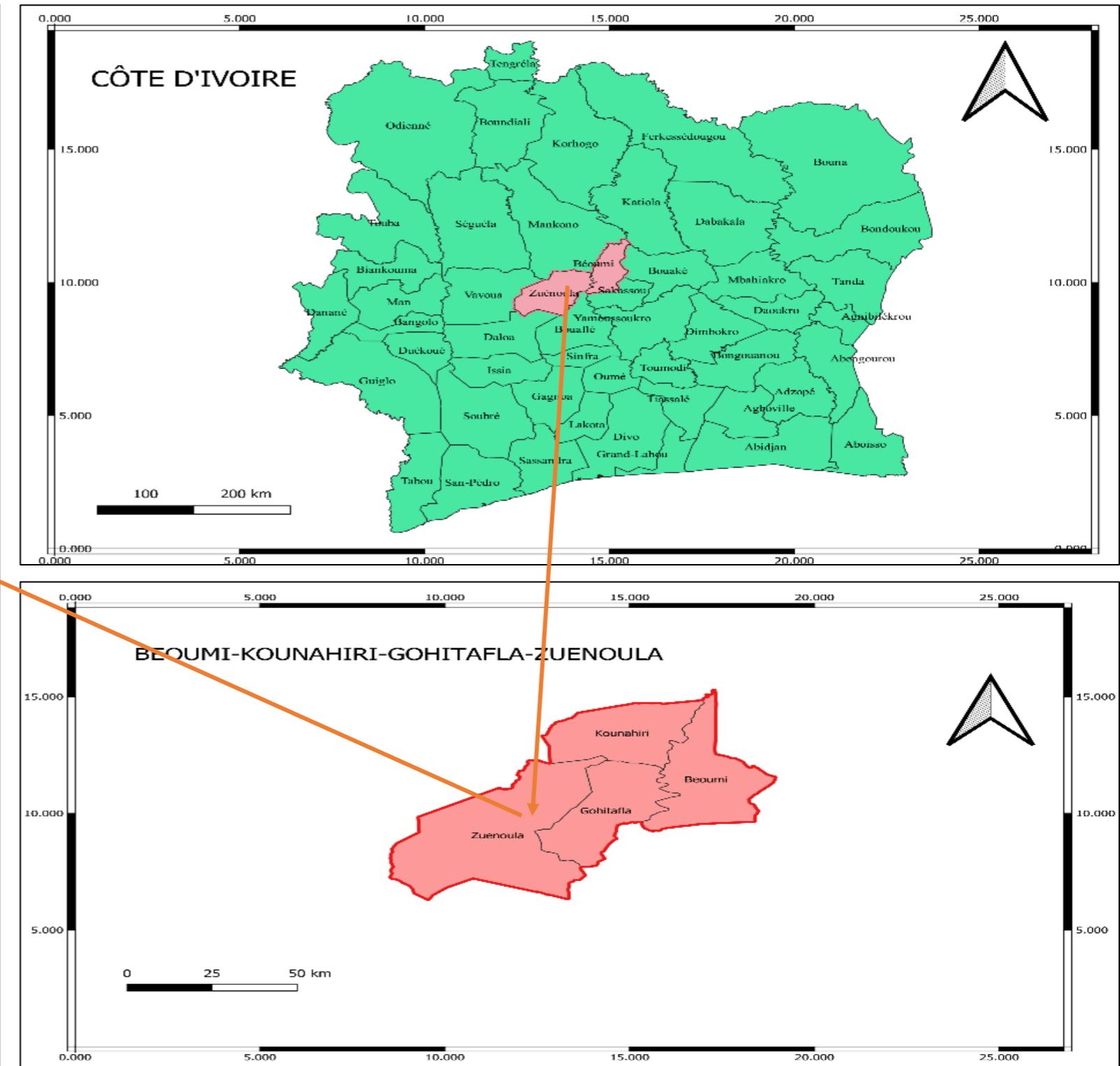
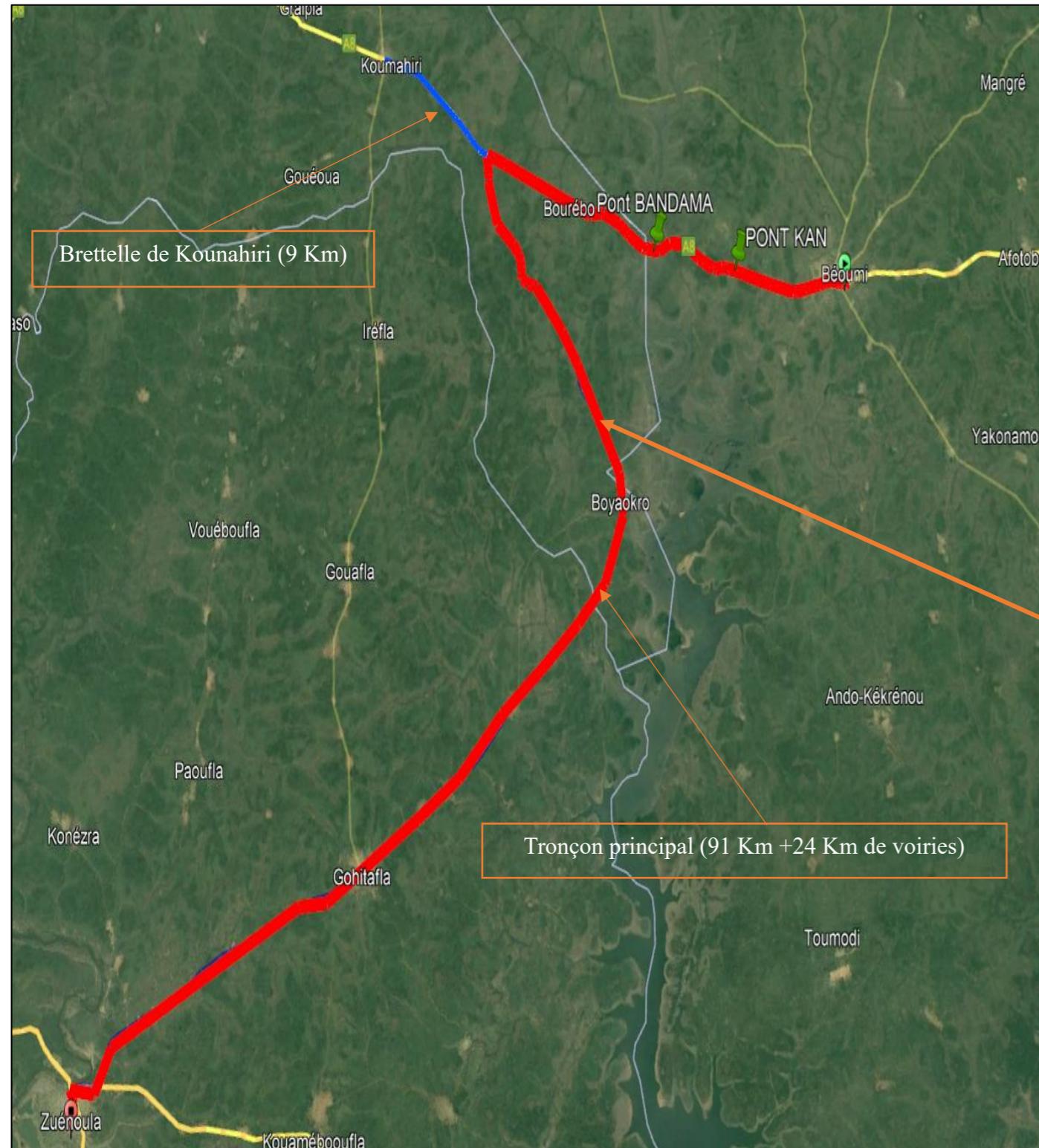


Figure 3: Localisation du projet

2. Description du projet

L'axe principal (route reliant Béoumi à Zuénoula) de ce projet mesura 91 km de long et 10,40 m de large, soit une chaussée de 7,40 m et deux accotements de 1,5 m chacun. Sa structure de chaussée se présentera comme suit :

- Une couche de forme : 30 cm de Gravéole Latéritique (GL) ;
- Une couche de fondation : 20 cm de Gravéole Latéritique (GL) stabilisé à 3% au ciment CPa ;
- Une couche de Base : 18 cm de Grave Non Traité (GNT 0/31) ;
- Une couche de roulement : 6 cm de Béton Bitumineux (BB 0/14) en chaussée ;
- Une couche de roulement : 3 cm de Béton Bitumineux (BB 0/10) pour les accotements en agglomération et de l'Enduit Superficiel Bicouche (ESB) pour celles hors agglomération.

Les voiries constituées de celle de Béoumi, de Kongasso, de Kounahiri, de Gohitafla mesureront chacune 5 km et celle de Marabadiassa 4 km. Chaque voirie aura une largeur de 10 m, soit une chaussée de 7 m et deux accotements de 1,5 m chacun. Leur structure de chaussée se présente comme suit :

- Une couche de fondation : 18 cm de Gravéole Latéritique (GL) stabilisée à 3% au ciment, un CBR requis de 30 ;
- Une couche de Base : 12 cm de Grave Non Traité (GNT 0/31) ;
- Une couche de roulement : 5 cm de Béton Bitumineux (BB 0/14) en chaussée ;
- Une couche de roulement : 3 cm de Béton Bitumineux (BB 0/10) en accotements.

La bretelle reliant Agbaou à Kounahiri mesurera 9 km de long et présentera les mêmes caractéristiques que celle de la route principale.

Des dispositifs de drainage et des ouvrages hydrauliques seront construits afin de faciliter l'évacuation des eaux. Des panneaux de signalisation ainsi que des feux tricolores sont aussi prévus pour réglementer la circulation.

3. Intervenants du projet

L'aménagement et le bitumage de la route Béoumi-Zuénoula fait intervenir les acteurs suivants :

- Maître d'Ouvrage : Ministère de l'Équipement et de l'Entretien Routier (MEER) ;
- Maître d'Ouvrage Délégué : Agence de Gestion des Routes (AGERROUTE) ;
- Maître d'Œuvre : Bureau National des Études Techniques et du Développement (BNETD) ;
- Entreprise : PORTEO BTP.

III. Revue de littérature

1. Remblais d'accès

1.1.Définition

Le terme remblai désigne un ensemble d'ouvrages en terre destiné à rehausser le niveau du sol support par un apport de matériaux. Les matériaux utilisés pour la construction des remblais doivent être soigneusement choisis afin qu'ils puissent supporter les sollicitations (bâtiments, trafic routier et ferroviaire) sans se déformer (fissures, glissements). Il existe plusieurs types de remblais. En fonction de leur usage, nous pouvons citer les remblais courants, les remblais contigus aux ouvrages, les remblais ferroviaires et les remblais digues.

1.2.Composition des remblais : Cas d'un remblai routier

La figure 4 permet de visualiser les différentes parties d'un remblai routier.

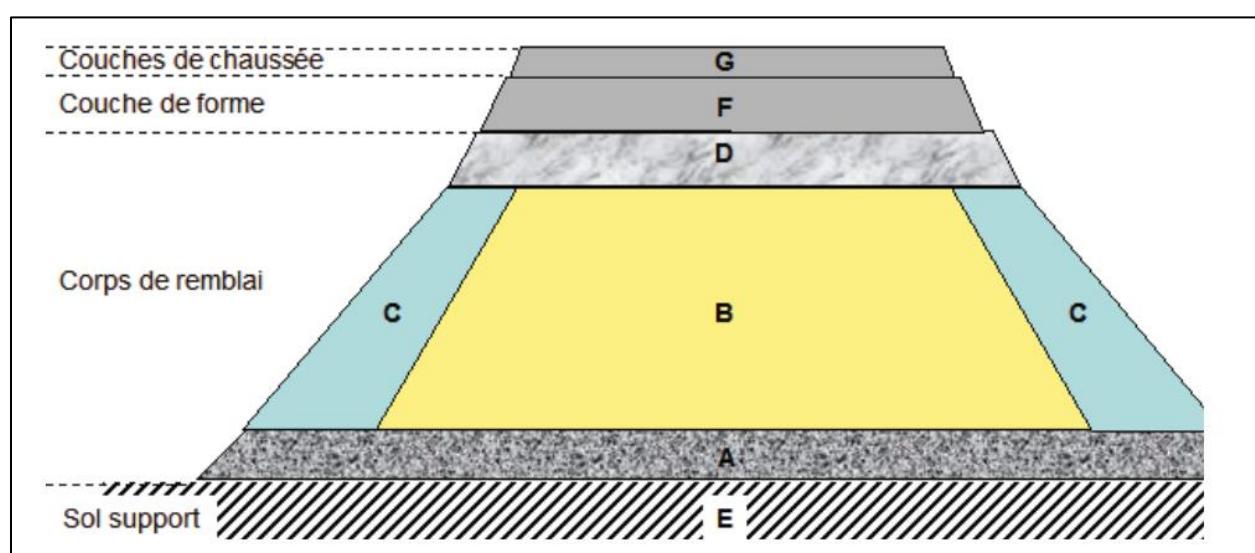


Figure 4: Composition d'un remblai routier (SETRA)

Nous distinguons :

- **La base du remblai (A)** : C'est la couche de matériaux qui assure la transition entre le sol support (E) et le cœur du remblai (B). Elle est très importante, car elle assure la stabilité de l'ouvrage durant la remontée d'eau provenant du sol support ou d'arrivée d'eau latérale dans les zones inondables.
- **Le noyau du remblai (B)** : C'est la partie du remblai comprise entre la base du remblai (A) et la Partie Supérieure du Terrassement (D). Elle est moins sollicitée par les contraintes extérieures (trafic).
- **La zone latérale de remblai (C)** : C'est la partie du remblai en talus. Elle a pour rôle d'assurer la stabilité de la pente de talus définie par le concepteur et de protéger le noyau du remblai (B) face aux contraintes extérieures (température, humidité, etc.).
- **La Partie Supérieure du Terrassement (D)** : C'est une couche de matériaux d'environ 1 m de hauteur comprise entre le noyau du remblai (B) et la couche de forme (F).

Ces différentes parties peuvent être constituées du même matériau, on parle alors de remblais homogènes. Dans le cas contraire, il s'agit d'un remblai hétérogène. Les matériaux utilisés pour la construction des remblais sont : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

2. Les sols compressibles

2.1. Définition

Un sol est dit compressible si son volume peut changer. Ce type de sol (généralement des argiles molles, des marnes, des tourbes ou des vases) présente une résistance au cisaillement faible, une forte compressibilité et une faible perméabilité.

Cette variation de volume est due soit à une compression de l'air, soit à une évacuation de l'eau contenue dans les vides, ou soit à une compression du squelette solide. Ces sols sont souvent utilisés comme sol de fondation des remblais. En fonction de l'envergure de l'ouvrage et des charges que devra supporter le sol compressible, des techniques d'amélioration ou de renforcement peuvent s'avérer nécessaires.

2.2.Processus de consolidation des sols compressibles

Le tassement se définit comme la déformation verticale d'un sol sous l'effet des charges extérieures. L'évolution du tassement d'un sol dans le temps est appelée consolidation de ce sol. On distingue les tassements de consolidation immédiat, primaire et secondaire. Le tassement final d'un sol est la somme de ces différents tassements. En fonction du type de sol (fins ou grenus), l'un ou l'autre des tassements peut être plus ou moins important.

Pour les sols pulvérulents (grenus), le tassement comprend uniquement le tassement immédiat, tandis que pour les sols argileux les plus importants sont les tassements de consolidation primaires et secondaires. Dans ce dernier cas, le tassement de consolidation immédiat est négligé.

3. Techniques d'amélioration des sols compressibles supports de remblais

Afin de se mettre dans une certaine sécurité vis-à-vis des problèmes que pourrait poser la construction d'un remblai sur un sol compressible, des techniques ont vu le jour. Ces différentes techniques étudiées permettent aussi bien d'agir sur le sol support compressible que sur le remblai lui-même. Elles permettent d'améliorer, de renforcer ou d'accélérer le processus de consolidation. Le choix d'une technique ou d'une combinaison dépend de plusieurs facteurs que sont, entre autres, le délai d'exécution des travaux, du budget disponible, des tassements admissibles et éventuellement du coût que cela pourrait engendrer.

3.1.Tехniques axées sur remblais

Les techniques utilisées pour agir sur le remblai sont nombreuses. Ce sont :

❖ **La construction par étapes**

Cette technique consiste à construire le remblai par couches d'épaisseur plus ou moins variable. L'épaisseur de la couche suivante est déterminée par étude de stabilité et dépend de la résistance acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente. Elle permet d'accélérer la consolidation des sols de faibles épaisseurs et peut être combinée à des drains verticaux dans le cas contraire. C'est une technique économique mais qui nécessite beaucoup de temps. La figure 5 illustre la construction par étape d'un remblai.

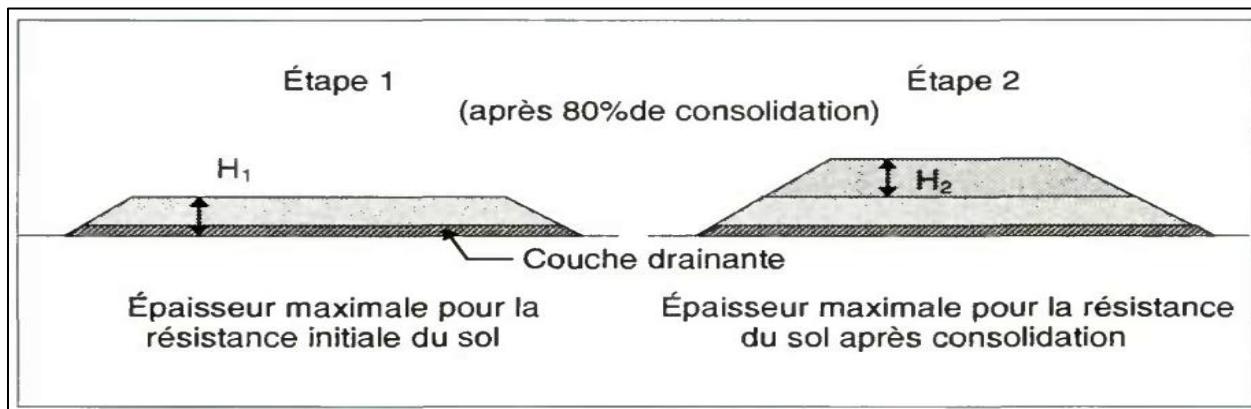


Figure 5: Illustration de la construction par étapes (SETRA et LCPC, 2000)

❖ Les banquettes latérales

Cette technique consiste à élargir un remblai par des banquettes de faibles hauteurs afin d'améliorer la stabilité au poinçonnement et vis-à-vis des ruptures circulaires. Elle n'a pas d'effet sur le tassement et peut être combinée à d'autres techniques telles que les drains verticaux. C'est une technique utilisée au niveau des sections courantes de remblais et des remblais d'accès aux ouvrages d'art. La figure 6 illustre la mise en place des banquettes latérales d'un remblai pour lutter contre les ruptures circulaires.

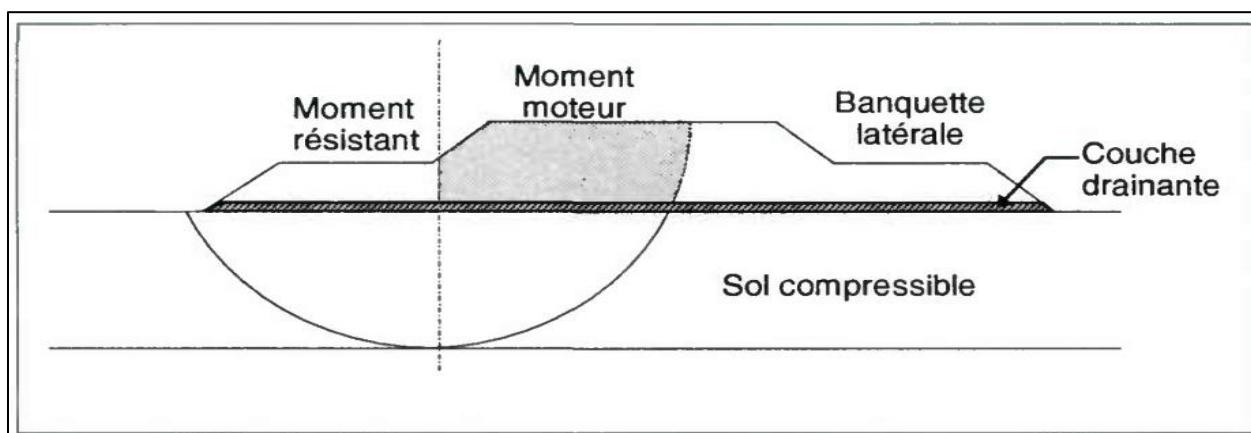


Figure 6: Rupture circulaire (SETRA et LCPC, 2000)

❖ La surcharge temporaire

Cette technique consiste à apporter une surcharge temporaire afin d'obtenir un pourcentage donné du tassement final. On peut l'associer à d'autres techniques telles que les drains verticaux ou le renforcement par géosynthétiques. La technique est peu coûteuse mais nécessite un temps

relativement long pouvant aller d'un mois à une année. La figure 7 illustre la mise en œuvre d'une surcharge temporaire sur un remblai pour réduire le tassement final.

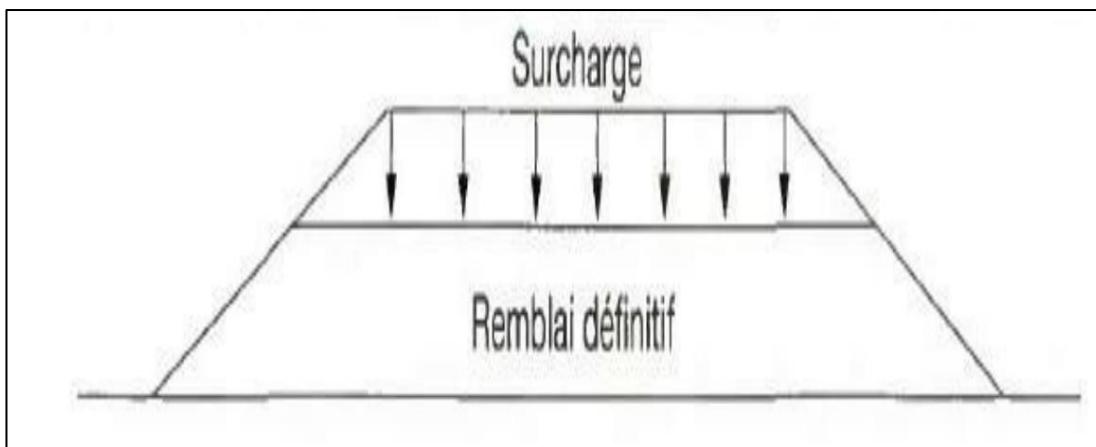


Figure 7 : Illustration de la surcharge temporaire (SETRA et LCPC, 2000)

❖ Le remblai allégé

Cette technique consiste à utiliser des matériaux de remblai ayant de faibles poids volumiques. Cela, dans le but de diminuer le tassement et d'améliorer la stabilité. La technique du remblai allégé peut être utilisée dans le cadre de l'élargissement d'une route, de la construction d'un remblai d'accès à un pont déjà construit ou la réparation d'un glissement de terrain. Les matériaux à utiliser doivent être soigneusement choisis en tenant compte du site et du résultat recherché. Sa mise en œuvre est assez rapide et peut être plus ou moins coûteuse en fonction du matériau utilisé.

❖ Le renforcement par géosynthétiques

Cette technique consiste à disposer, à la base ou à l'intérieur du remblai, une ou plusieurs nappes de géosynthétiques (géogrilles, géotextiles, géomembrane, etc.). La nappe de géosynthétique peut être aussi placée sous la couche de forme de la chaussée. Cela permet d'augmenter la résistance à la traction du remblai et d'améliorer sa résistance vis-à-vis des ruptures circulaires. Elle agit également sur les tassements en les rendant plus uniformes, réduisant ainsi les tassements différentiels qui causent des désordres sur la chaussée. Cette technique est cependant très coûteuse. Le géotextile a déjà été utilisé en Côte d'Ivoire dans le cadre des travaux du Boulevard de Marseille.

La figure 8 illustre la mise en place des nappes de géotextiles sous un remblai.

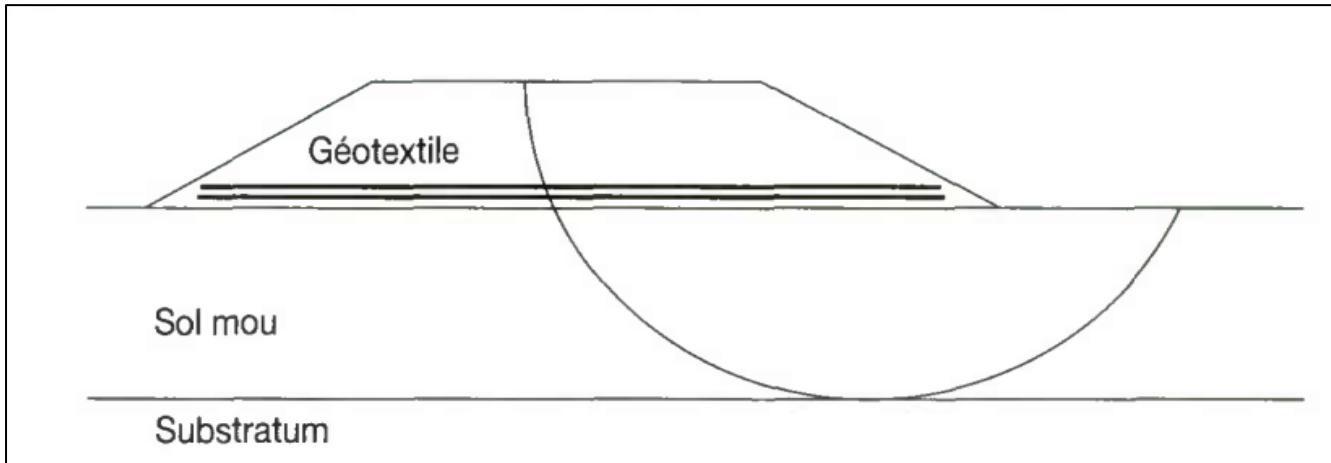


Figure 8: Illustration du renforcement par géotextile placé à la base du remblai (SETRA et LCPC, 2000)

3.2.Tехniques axées sur le sol support

Les techniques utilisées pour agir sur le sol support aussi sont nombreuses. Ce sont entre autres :

❖ La substitution du mauvais sol

Cette technique consiste à remplacer tout ou une partie du mauvais sol par un sol présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Elle est à considérer lorsque le mauvais sol se trouve en partie supérieure et que son épaisseur est comprise entre 4 et 5 m. La mise en œuvre ne nécessite que des travaux de terrassement mais peut s'avérer plus compliquée en présence d'eau. La substitution permet de régler tout ou une partie des problèmes de tassements et stabilité. C'est un procédé efficace mais coûteux compte tenu des volumes de matériaux qui peuvent entrer en jeu.

La figure 9 illustre la substitution d'un sol mou avant la construction d'un remblai.

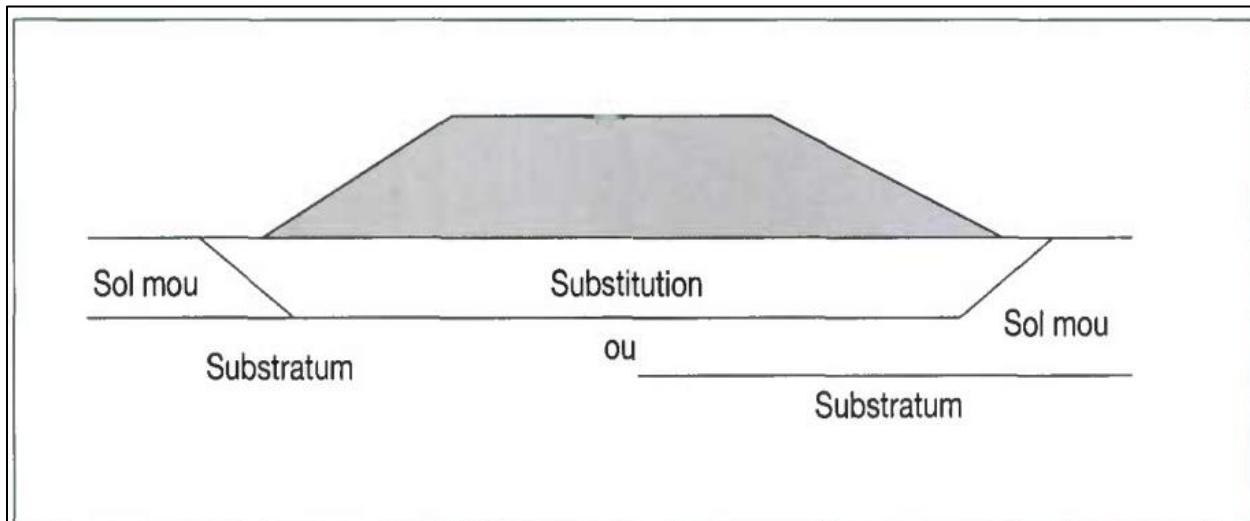


Figure 9: Illustration de la technique de substitution (SETRA et LCPC, 2000)

❖ Les drains verticaux

Cette technique consiste à insérer dans le sol, selon une maille régulière, des drains verticaux associés à un préchargement afin d'accélérer la vitesse de consolidation. En effet, les drains réduisent la distance de drainage et étant donné que le temps de consolidation est proportionnel au carré de cette distance, la vitesse augmente. L'eau sortante des drains est évacuée par une couche drainante située entre le sol compressible et le remblai. Il existe plusieurs types de drains tels que les drains de sables et les drains verticaux préfabriqués DVP (plats ou cylindriques). Les drains verticaux préfabriqués (en général constitués d'une âme drainante entourée d'un filtre en géotextile) sont cependant les plus utilisés car ils sont faciles à mettre en œuvre et ont une capacité de décharge plus importante. C'est une technique coûteuse, avec un temps de mise en œuvre qui peut être long et nécessite l'intervention d'une entreprise spécialisée. Ils existent plusieurs sociétés spécialisées dans ce type de travaux comme Keller¹ (basée en Côte d'Ivoire, en Algérie, au Mozambique, en Île Maurice, etc.), SOLID (à Abidjan)² et Menard France.

La figure 10 montre le phénomène de drainage entre un sol amélioré par drains verticaux et un sol sans drains.

¹ Informations consultables sur le lien : <https://www.keller-mts.ch/fr/competences/techniques>

² Informations issues de l'entretien téléphonique avec M. Tobia KMEID (Directeur à SOLID Côte d'Ivoire)

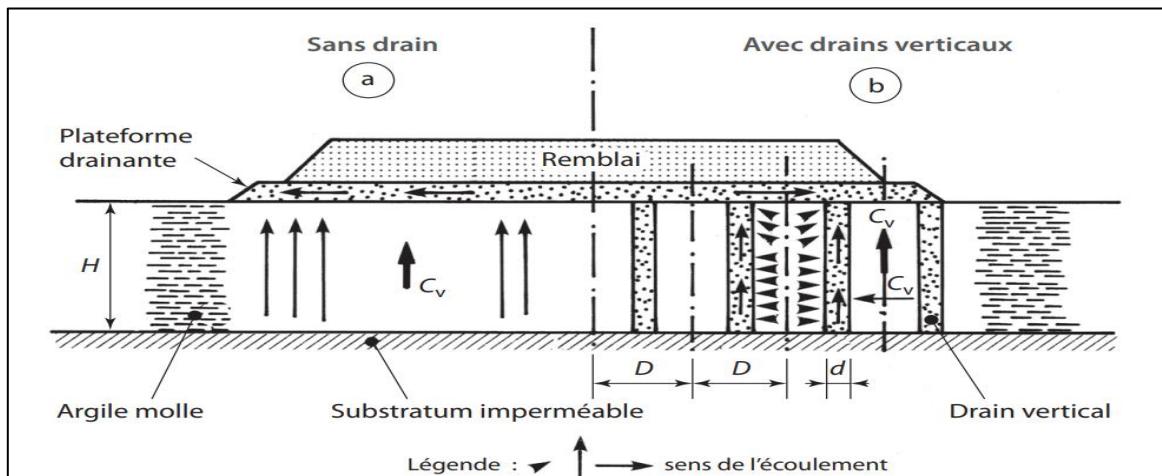


Figure 10: Illustration de la technique des drains verticaux (Bertrand HUBERT et al, 2019)

❖ La consolidation atmosphérique

Cette technique consiste à créer une dépression sous une membrane étanche installée sur le sol compressible, ce qui permet d'appliquer au terrain une contrainte due à la pression atmosphérique, équivalente à la mise en place de 4 m de surcharge. Elle permet d'accélérer la consolidation des sols et nécessite la mise en place d'un système de drains verticaux et horizontaux. C'est une technique très coûteuse, avec un temps de mise en œuvre assez long, qui doit être confiée à une entreprise spécialisée. Des sociétés comme Menard France sont qualifiées pour ce type de travaux³. La figure 11 illustre un sol support de remblai amélioré par consolidation atmosphérique.

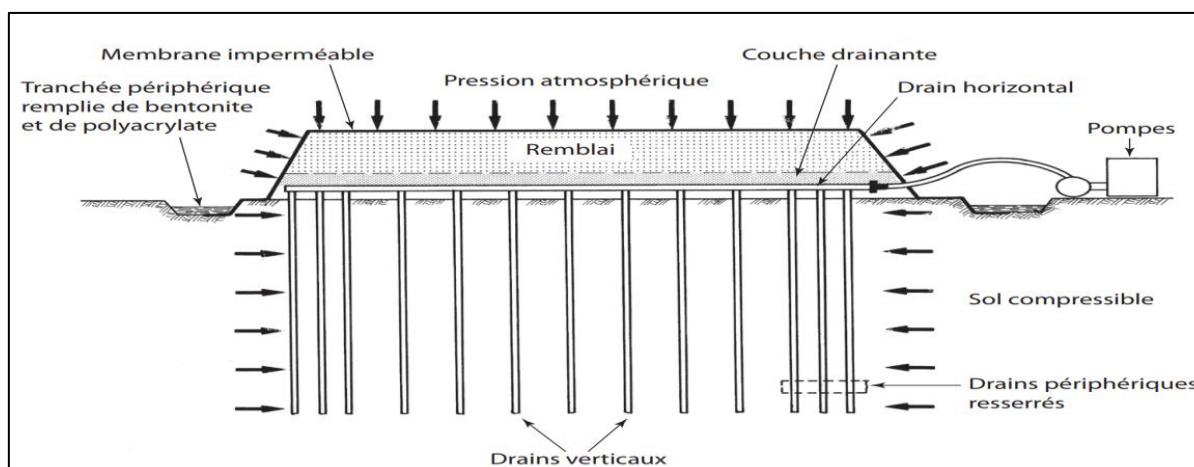


Figure 11: Illustration de la technique de consolidation atmosphérique (SETRA et LCPC, 2000)

³Informations consultables sur le lien : <https://www.menardfrance.fr/techniques-d-amelioration-de-sol/>

❖ **Les colonnes ballastées**

Cette technique consiste à insérer et à compacter dans le sol compressible du matériau granulaire (graves naturelles, concassés ou roulés) afin de former un réseau de colonnes ballastées. Ces colonnes renforcent le sol en reprenant une partie de la charge qu'elle devra supporter et peuvent servir également de drains verticaux. Elles améliorent ainsi la stabilité et diminuent les tassements. La technique des colonnes ballastées n'est pas applicable aux sols tels que les tourbes et les ordures ménagères qui présentent des pertes de leurs caractéristiques volumétriques et mécaniques dans le temps. Les sols fortement compressibles tels que les argiles molles et les vases d'épaisseurs supérieures à 0,5 m et présentant des caractéristiques faibles ($C_u < 20 \text{ kPa}$ et $q_c < 300 \text{ KPa}$) sont également exclus de ce type d'amélioration. Sa mise en œuvre peut se faire par voie sèche ou humide. C'est une technique coûteuse nécessitant l'intervention d'une entreprise spécialisée. La technique des colonnes ballastées a été mise en œuvre en Côte d'Ivoire à Abobo-Doumé (Abidjan) par Keller⁴. Ils existent plusieurs sociétés spécialisées dans ce type de travaux comme Keller (basée en Côte d'Ivoire, en Algérie, au Mozambique, en Île Maurice, etc.), SOLID (à Abidjan) et Menard France.

La figure 12 illustre la mise en œuvre de colonnes ballastées pour renforcer un sol support de remblai.

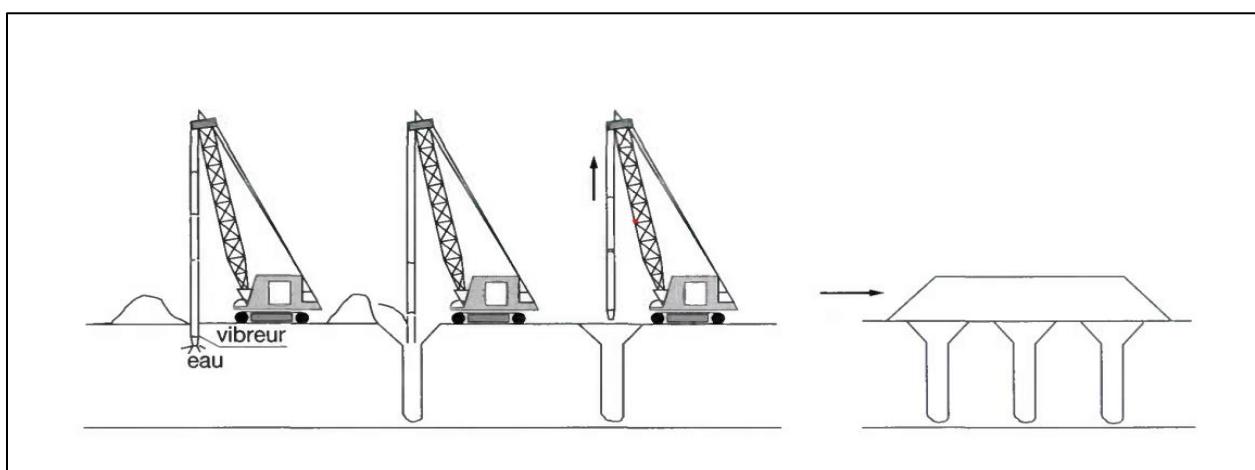


Figure 12: Illustration de la technique de colonnes ballastées par voie humide (SETRA et LCPC, 2000)

⁴ Informations issues de l'entretien téléphonique avec M. Edmond GAMPSAORE. Il faisait partie de la mission de contrôle lors de la mise en œuvre des colonnes ballastées en 2016 par Keller.

❖ **Les injections solides**

Cette technique consiste à introduire dans le sol un mélange spécial et rigide (mortier, par exemple), sous pression. Cela provoque une compression latérale du sol, le rendant plus dense et plus résistant. Cette technique de renforcement permet de limiter les tassements du sol. C'est cependant, un procédé coûteux et nécessitant l'intervention d'une entreprise spécialisée. Notons également qu'il n'existe pas de manière formelle une méthode de dimensionnement pour cette technique⁵. Il existe plusieurs sociétés spécialisées dans ce type de travaux comme Menard France, Keller et SOLID (basée à Abidjan). Ce procédé n'est conseillé que pour les sols présentant les caractéristiques maximales résumées dans le tableau 1.

Tableau 1: Caractéristiques maximales des sols améliorables par injections solides

Sol	Pénétromètre q_c (MPa)	Pressiomètre	
		E(MPa)	Pl (MPa)
Sable	12	12	1,2
Limon	4	6	0,6
Sol argileux	1	3	0,3

La figure 13 illustre la mise en œuvre d'injections solides pour renforcer un sol support de remblai.

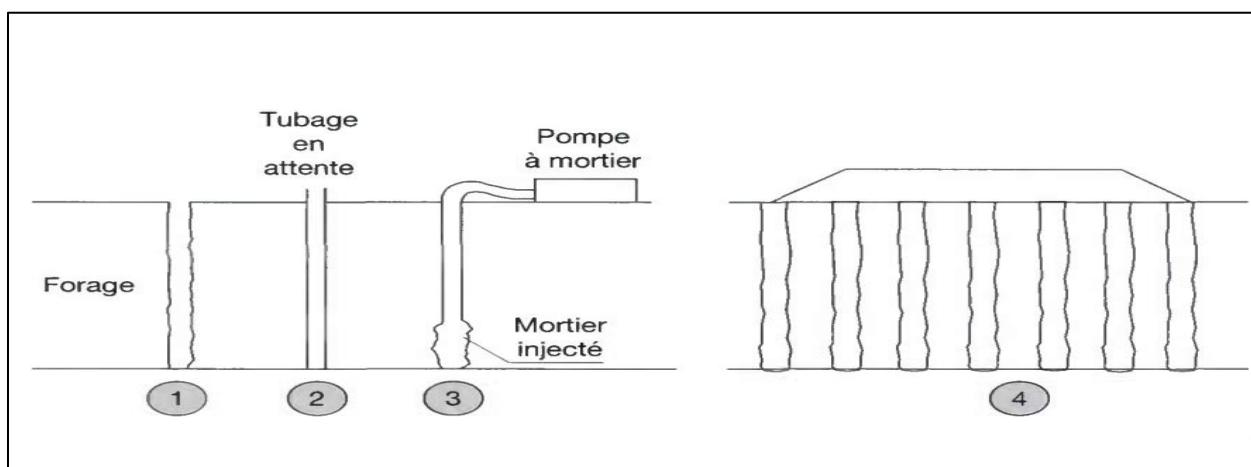


Figure 13: Illustration de la technique des injections solides (SETRA et LCPC, 2000)

⁵ Fondations et ouvrages en Terre (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONAT, olivier PAYANT et Moulay ZERHOUNI, Page 646).

❖ **Inclusions rigides**

Cette technique consiste à incorporer dans le sol un matériau rigide (mortier, béton, coulis, etc.) sous forme de colonnes dans un sol présentant de mauvaises caractéristiques. Les inclusions ainsi formées permettent d'augmenter la portance et de réduire la compressibilité du sol. En effet, les efforts moteurs créés par les charges au-dessus sont transmis en majorité aux inclusions, permettant ainsi de décharger le sol immédiatement environnant. Elle peut être mise en œuvre suivant diverses méthodes d'exécution et peut être associée à du géotextile. Cette technique d'amélioration est applicable à plusieurs types de sols. Bien qu'elle soit facile à mettre en œuvre, elle peut être coûteuse et nécessite l'intervention d'une entreprise spécialisée telle que Keller et SOLID. Cette technique a déjà été mise en œuvre en Côte d'Ivoire à Adiaké par l'entreprise SOLID⁶.

La figure 14 illustre la mise en œuvre d'inclusions rigides pour renforcer un sol support de remblai.

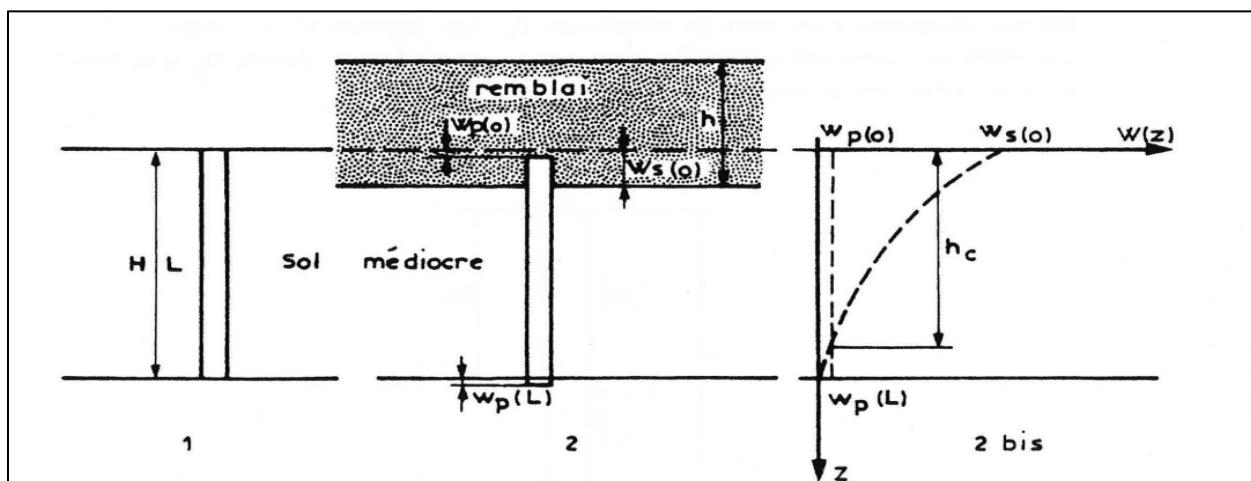


Figure 14: Illustration d'inclusions rigides arrêtées sur un bon sol (Olivier COMBRIEU, 1987)

La figure 15 montre les têtes d'inclusions rigides réalisés à Adiaké en Côte d'Ivoire.

⁶ Informations issues de l'entretien téléphonique avec M. Lénissongui COULIBALY (Directeur d'exploitation AGTS Bénin)



Figure 15: Inclusions rigides mis en œuvre à Adiaké par SOLID (Lennisongui COULIBALY, 2024)

Le choix d'une technique au détriment d'une autre doit aussi tenir compte du type de sol, de la granulométrie et des résultats des sondages réalisés. La figure 16 us présente les techniques applicables en fonction du type de sols compressibles.

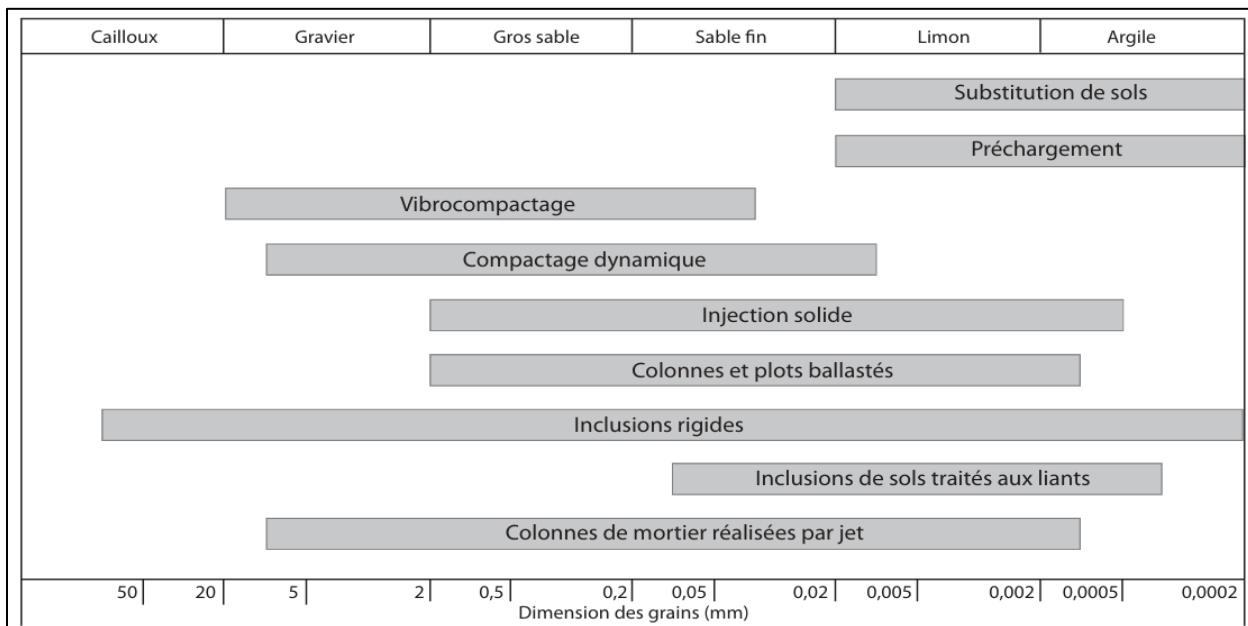


Figure 16: Techniques d'amélioration des sols en fonction du type de sol (Bertrand HUBERT et al, 2019)

Conclusion partielle : Il ressort de chapitre que les travaux de bitumage de routes du projet reliant Béoumi à Zuénoula sont à la charge de l'Entreprise PORTEO BTP sous le contrôle technique du BNEDT qui joue le rôle de Maître d'Œuvre. L'AGERROUTE, structure dans laquelle, nous avons effectué notre stage joue le rôle de Maître d'Ouvrage délégué. Le projet prévu s'achever en juillet 2025, prévoit le bitumage de 91 Km de la route entre Béoumi et Zuénoula, de diverses voiries sur un total de 24 Km et d'une Bretelle de 9 Km reliant Agbaou à Kounahiri.

Nous retenons également, que diverses techniques de stabilisation peuvent être employées pour les constructions de remblais sur sols compressibles. Ces techniques peuvent aussi bien être appliquées sur les remblais que sur les sols compressibles sous-jacents. Le choix d'une technique dépend de plusieurs facteurs tels que le type de sol compressible, le coût et des résultats recherchés.

CHAPITRE II :

METHODOLOGIE DE L'ETUDE

Chapitre II : Méthodologie de l'étude

Introduction partielle : Ce chapitre a pour objectif de décrire les différentes étapes suivies dans le cadre de cette étude. Tout d'abord, nous présentons les méthodes utilisées, d'une partie pour la vérification au poinçonnement des différents sols supports, et d'autre part pour l'estimation des tassements des sols supports, leur temps de consolidation, ainsi que l'évolution de ce processus. Ensuite, nous détaillerons les étapes de la méthode d'analyse multicritère AHP, notamment la structure hiérarchique, l'analyse des critères et la vérification de la cohérence de l'analyse. Enfin, nous exposons les étapes du dimensionnement d'une structure de chaussée, conformément au catalogue du LBTP en vigueur sur le territoire ivoirien.

I. Choix de la technique de traitement

Dans le cadre de notre étude, nous avons reçu un rapport d'auscultation des remblais d'accès aux ponts Kan et Bandama réalisé par le LBTP. Dans ce rapport, nous distinguons les résultats des sondages carottés (SC) et pressiométriques (SP) ainsi que ceux des essais au laboratoire (essais œdométriques, Proctor, etc...) des matériaux de remblais et de sols supports.

Les figures 17 et 18 montrent la localisation des différents sondages carottés (SC) et pressiométriques (SP) sur les différents remblais d'accès aux ponts.

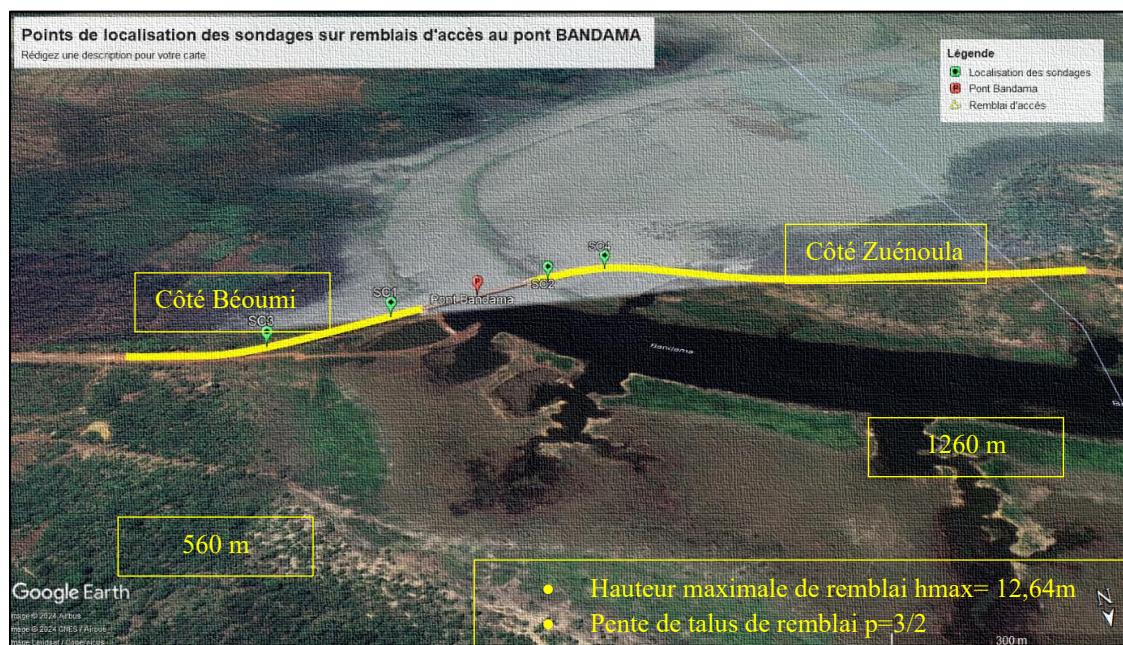


Figure 17: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Bandama

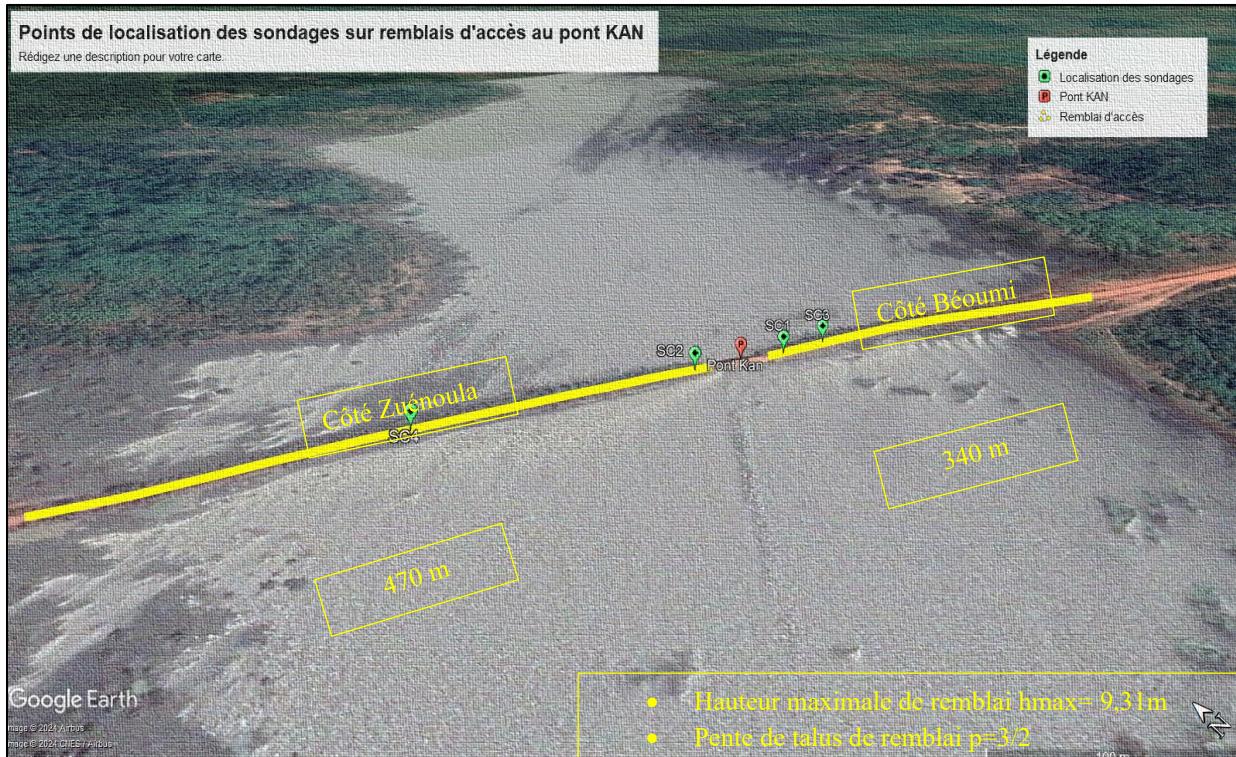


Figure 18: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Kan

1. Analyses des données

Afin d'analyser ses résultats des sondages, nous sommes passés les étapes décrites dans les lignes qui suivent.

1.1.Résistance au poinçonnement

Le but de cette partie est de vérifier la capacité du sol à supporter le remblai. Elle permet à l'ingénieur de proposer des solutions si nécessaire. Le calcul consiste à déterminer un coefficient de sécurité $C_s = q_a/q_r$ qui est fonction de la contrainte admissible du sol q_a et de la contrainte induite par remblai au-dessus q_r . La résistance est vérifiée si le coefficient $C_s \geq 1,5$. La contrainte admissible du sol est déterminée selon les recommandations du *fascicule 62, titre V*, comme suit :

$$q_a = K_p \frac{P_{le*}}{F_s} + q_0 \quad \text{Équation 1}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_p: & \text{facteur de portance (fixé à 0,8)} \\ F_s: & \text{Facteur de sécurité (fonction des conditions de fissuration)} \\ P_{le*}: & \text{Pression limite nette équivalente (moyenne géométrique)} \\ q_0: & \text{Poids volumique déjà jugé (négligé dans le cadre de notre étude)} \end{array} \right.$$

1.2.Tassements des sols supports

Le but de cette section est de déterminer les valeurs des tassements totaux et différentiels des différents sols supports de remblais et de tracer leurs courbes dans le temps. Pour ce faire, nous sommes passés par la procédure suivante :

- **Calculer les tassements des sols par la méthode pressiométrique :**

$$W_i = \sum \frac{\alpha_i \times h_i \times \Delta\sigma_i}{EM_i} \quad \text{Équation 2}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_i : \text{ Coefficient rhéologique de la couche } i \\ h_i : \text{ Epaisseur de la couche } i \\ \Delta\sigma_i : \text{ Pression verticale due aux remblai } \\ EM_i : \text{ Module pressiométrique de la couche } i \text{ (moyenne harmonique)} \end{array} \right.$

NB 1 : La valeur de $\Delta\sigma_i$ reste constante en profondeur. En plus du poids du remblai (**20KPa**), des charges d'exploitation routières (**fixées à 10 KPa selon l'Eurocode 7**) seront ajoutées.

NB 2 : Les calculs se font en considérant que les sols supports ont les caractéristiques des deux sondages SP effectués sur chacun d'eux. Ce qui nous permet de déduire des tassements différentiels.

Le tableau 2 présente les valeurs du coefficient rhéologique α_i en fonction de l'état de consolidation et du type de matériau.

Tableau 2: Coefficient rhéologique

Type de matériau		Surconsolidé	Normalement consolidé	Altéré et remanié
Argile	E/Pl	>16	9-16	7-9
	α	1	2/3	1/2
Limon	E/Pl	>14	8-14	-
	α	2/3	1/2	1/2
Sable	E/Pl	>12	7-12	
	α	1/2	1/3	1/3
Sable et gravier	E/Pl	>10	6-10	
	α	1/3	1/4	1/4

- Déterminer pour différents temps de consolidation $t \in [0 ; 15] \text{ an}$, le facteur temps T_v pour chaque couche de sol

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \begin{cases} H: & \text{distance de drainage (m)} \\ t: & \text{temps de consolidation (s)} \\ C_v: & \text{Coeficient de consolidation (m}^2/\text{s)} \end{cases} \quad \text{Équation 3}$$

- Calculer le degré de consolidation $U_t = \left(\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0,5} \right)^{1/6}$ correspondant ;
- Calculer le tassement de chaque couche à cette période

$$w_t = U_t \cdot w_i \quad \text{Équation 4}$$

$$\begin{cases} U_t: & \text{Dégré de consolidation au temps } t \text{ considéré} \\ W_t: & \text{tassement total de la couche au temps } t \text{ considéré} \\ W_i: & \text{tassement total de la couche considérée} \end{cases}$$

- Calculer les tassements différentiels des sols suivant les différents temps de consolidation (SP1-SP3 et SP2-SP4) ;
- Tracer la courbe d'évolution des tassements totaux et différentiels en fonction du temps.

1.3. Analyse et interprétations des résultats

Le but de cette section est de dire si tous les sols supports ont besoin d'être traités ou non. Nous analyserons puis interpréterons les différentes courbes d'évolution des tassements dans le temps en tenant compte de la durée de vie de l'ouvrage qui est fixée à **15 ans** et des périodes de réalisation des sondages (**Septembre 2023**), du début de notre étude (**Mars 2024**) et de la mise en service prévue de l'ouvrage (**Juillet 2025**).

Pour ce faire, nous convenons, après analyse du document⁷ que :

- Le tassement total absolu admissible doit être inférieur à **3 cm** sur les **15 ans** ;
- La vitesse des tassements doit être inférieure à **1 cm/an** à partir de la réception de l'ouvrage.

⁷Les valeurs admissibles retenues proviennent de l'analyse du document accessible par le lien suivant :

http://www.ampcr.ma/actes/10eme_congres_national_de_la_route/CONGRE/Exposes/AT3/A_T304.pdf

2. Proposition d'un mode de traitement optimal

2.1. Techniques de traitement applicables

Dans cette partie, nous analyserons les différentes techniques de traitement présentées dans le **chapitre I** en tenant compte des résultats des sondages pressiométriques, des conditions du site et du but recherché (augmentation de la capacité portante, réduction du tassement, etc...).

2.2. Choix de la technique de traitement adaptée

A l'issue de l'analyse, plusieurs techniques pouvant être envisagées, nous procéderons à une analyse multicritère afin de choisir la mieux adaptée.

2.2.1. Justification de l'approche par analyse multicritère

Prendre une décision implique de faire des choix, qui peuvent avoir une incidence dans le court et le moyen terme. Il faut donc utiliser une démarche scientifique afin de minimiser les risques de la décision. C'est dans ce sens qu'intervient l'analyse multicritère. L'analyse multicritère ou aide à la décision multicritère peut être définie comme un ensemble d'approches ou de méthodes qui vise à aider un gestionnaire (un décideur) à décrire, ranger, choisir ou rejeter un ensemble d'actions applicable à un produit ou à un projet. Elle consiste à l'évaluation d'un ensemble de critères préétablis à l'aide de notes, de valeurs ou d'intensité de préférence.

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de faire une analyse multicritère et chacune d'elles vise à apporter une réponse à une problématique. La problématique est définie par [ROY B, 1985], comme étant une orientation de l'investigation que l'on adopte pour un problème de décision donné. On distingue 4 problématiques présentées dans le tableau 3 auxquelles les méthodes d'analyses multicritères s'efforcent de répondre.

Tableau 3: Les différentes problématiques de décision (ROY B, 1985)

Problématique	Objectif	Résultat
P. α	Choisir les meilleures actions	Un choix/Une procédure de sélection
P. β	Trier dans les catégories prédéfinies	Un tri/Une procédure d'affectation
P. γ	Ordonner les actions de la meilleure à la moins bonne	Un rangement/Une procédure de classement
P. δ	Décrire les actions et leurs conséquences	Une description/Une procédure cognitive

L'objectif de notre présente étude étant de proposer un mode de traitement optimal au sol support de remblai, nous devons donc apporter une réponse à une problématique de type α . Plusieurs méthodes d'analyse multicritères sont utilisées pour résoudre les problématiques de choix. Ce sont entre autres : TOPSIS, AHP, SMART, EVAMIX et ELECTRE (I et Is).

2.2.2. Choix de la méthode d'analyse multicritère

Afin de résoudre le problème qui fait l'objet de notre étude, nous avons décidé d'appliquer la méthode AHP (Analyse Hiérarchique des Procédés). En effet, la méthode AHP permet la modélisation d'un problème de décision par une structure hiérarchique. Elle utilise une échelle sémantique pour exprimer les préférences du décideur. De plus c'est une méthode beaucoup utilisé dans le domaine scientifique. En 2018, une enquête dénommée : «Use of AHP in civil engineering Projects» auprès de professionnels du génie civil en Turquie, a révélé que 30% des répondants avaient utilisé l'AHP dans leur pratique professionnelle.

2.2.3. Principe de la méthode d'analyse multicritère retenue (AHP)

❖ Présentation de la méthode AHP

L'Analyse Hiérarchique des Procédés (AHP) est une méthode d'aide à la décision beaucoup utilisée dans le monde et dans de nombreux domaines depuis son introduction en 1980. Elle est l'œuvre du mathématicien américain Thomas SAATY. C'est une méthode basée sur la décomposition d'un problème complexe en un système de hiérarchies. Elle permet la quantification de critères qualitatifs par le biais de pondérations.

❖ Principe de la méthode

L'aide multicritère à la décision par la méthode AHP est régie par une série d'étapes dépendantes les unes des autres. Procéder à une AHP revient donc à structurer la hiérarchie, faire une comparaison binaire, déterminer les priorités associées à chaque élément de la structure hiérarchique et vérifier la cohérence de l'analyse.

❖ Etablissement de la structure hiérarchique

C'est une étape primordiale dans l'analyse du problème. Elle consiste à définir une arborescence hiérarchique d'au moins trois niveaux où l'objectif se trouve au niveau supérieur, les critères de sélection au niveau intermédiaire et les alternatives dans le niveau inférieur. Les niveaux d'une hiérarchie sont interconnectés entre eux (Saaty, 2008). L'importance de cette étape nous impose de fournir plus de détails si nécessaire afin de mieux analyser le problème.

La figure 19 présente la structure hiérarchique d'un problème.

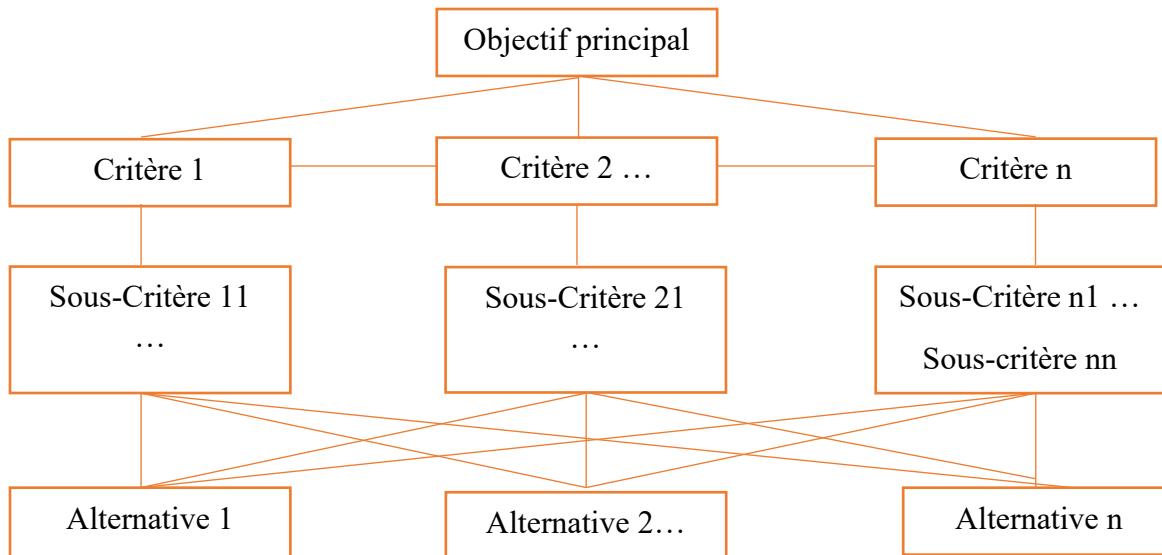


Figure 19: Structure hiérarchique d'un problème

❖ **Comparaison binaire**

Cette étape nous permet d'obtenir la matrice de comparaison. Elle consiste à comparer deux à deux les éléments d'un même niveau par rapport au niveau directement supérieur. Elle permet la quantification des données qualitatives en utilisant une échelle proposée par Saaty (**Tableau 4**).

Tableau 4: Echelle proposée par Saaty (Saaty, 1990)

Degré d'importance de chaque caractéristique	Définition	Explication
1	Importance égale	Deux caractéristiques contribuent de la même façon à l'objectif
3	Faible importance d'une caractéristique par rapport à l'autre	L'expérience et l'appréciation personnelles favorisent légèrement une caractéristique par rapport à l'autre
5	Importance forte ou déterminante	L'expérience et l'appréciation personnelles favorisent fortement une caractéristique par rapport à l'autre
7	Importance très forte ou attestée	Une caractéristique est fortement favorisée et sa dominance est attestée dans la pratique.
9	Importance absolue	Les preuves favorisant une caractéristique par rapport à une autre est aussi convaincantes que possible
2,4,6,8	Valeurs associées à des jugements intermédiaires	Lorsqu'un compromis est nécessaire

Tableau 5: Présentation générale du tableau de comparaison

	Critère 1	Critère 2	Critère n
Critère 1	a_{11}	a_{12}	a_{1n}
Critère 2	a_{21}	a_{22}	a_{2n}
....
Critère n	a_{n1}	a_{n2}	a_{nn}

Le tableau ci-dessus est un résumé de la comparaison binaire. C'est une matrice carrée élaborée de telle sorte que les données a_{ii} ($a_{11}, a_{22}, \dots, a_{nn}$) de la diagonale soient égales à 1 et que pour tout a_{ij} , a_{ji} est son inverse.

❖ Détermination des priorités

Cette étape consiste à déterminer le poids (priorité) de chaque élément de la hiérarchie par rapport à l'objectif principal. Pour ce faire, nous passons par les étapes suivantes. Tout d'abord, nous calculons la somme de chaque colonne de la matrice de comparaison, ensuite, divisons chaque élément de la colonne par son total précédemment calculé et enfin nous calculons la moyenne de chaque ligne de la matrice obtenue. Nous obtenons une colonne indiquant le poids de chaque critère évalué par rapport au niveau immédiatement supérieur.

❖ Vérification de la cohérence de l'analyse

L'élaboration de la matrice de comparaison est basée sur l'expérience et sur la compréhension que nous avons du problème à résoudre. De ce fait, le jugement n'est pas toujours objectif. Ainsi, la méthode **AHP** nous aide à évaluer la cohérence du jugement émis en calculant le Ratio de Cohérence (RC) qui se doit d'être inférieure ou égale à **0,1**. Cette vérification passe par plusieurs étapes qui sont :

- Etape 1 : Faire le produit de chaque élément des colonnes de la matrice de comparaison par le poids correspondant et faire la somme de chaque ligne de la matrice obtenue.
- Etape 2 : Faire la division euclidienne de chaque élément du vecteur somme obtenue par le poids correspondant.
- Etape 3 : Calculer λ_{\max} , la moyenne des valeurs obtenues à l'étape 2.
- Etape 4 : Calculer l'index de cohérence $IC = \frac{\lambda_{\max} - n}{n-1}$, avec n le nombre de critères.
- Etape 5 : Calculer le Ratio de Cohérence $RC = \frac{IC}{IA}$ avec IA l'index de cohérence aléatoire.

Tableau 6: Valeurs de l'index de cohérence aléatoire en fonction de l'ordre de la matrice de comparaison

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
IA	0	0	0,58	0,90	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49	1,51

2.3. Etude technique de la solution retenue

Dans cette partie, nous déterminerons les différents coefficients qui montre l'amélioration qu'apportera la mise œuvre de la technique retenue en termes de stabilité et de réduction de tassements.

II. Conception de la nouvelle structure de chaussée

La chaussée est une surface aménagée pour permettre la circulation des véhicules automobiles. D'un point de vue mécanique, son rôle est de répartir les charges mécaniques sur le sol support, quelles que soient les conditions environnementales. Du point de vue du dimensionnement, deux catégories de chaussées sont retenues. Ce sont les chaussées souples et les chaussées rigides.

La structure de la chaussée est composée d'une couche de fondation, d'une couche de base et d'une couche de roulement. Il arrive des fois qu'il y ait une couche de forme et aussi une couche de liaison. Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des structures de chaussée. Pour ce projet, nous ferons le dimensionnement par la méthode du LPTP (**Manuel pour la conception et le dimensionnement des chaussées neuves des routes interurbaines**) et nous vérifierons la structure retenue sur le logiciel **ALIZE LCPC**. Afin de déterminer les différentes couches de la future chaussée, nous passerons par plusieurs étapes que nous allons aborder dans les lignes qui suivent.

1. Détermination de la classe du trafic

Les caractéristiques générales des chaussées reposent sur le trafic, élément essentiel de leur dimensionnement. Il correspond à un nombre de passages de véhicules sur une période déterminée. Le poids des véhicules est transmis à la chaussée, sous forme de pression, par l'intermédiaire des pneumatiques. Les matériaux situés sous les roues subissent alors des efforts, très différents suivant que passe une voiture ou un camion. Le dimensionnement de la chaussée se fait toujours en référence au trafic qu'elle aura à supporter durant la période pour laquelle elle est dimensionnée. Pour se faire, le LBTP a défini des classes de trafic en fonction du nombre d'essieux équivalent NE.

- **Les différentes classes de trafic du manuel du LBTP**

Les classes de trafic proposées par le LBTP dans le manuel pour la conception et le dimensionnement des chaussées neuves et interurbaines vont de la classe TC1 à TC6 comme indiqué dans le tableau 7.

Tableau 7: Classe des trafic Poids Lourds cumulés exprimé en nombre d'essieux équivalent de 130 KN

Classe	TC1		TC2		TC3		TC4		TC5		TC6	
	TC1 ⁻	TC1 ⁺	TC2 ⁻	TC2 ⁺	TC3 ⁻	TC3 ⁺	TC4 ⁻	TC4 ⁺	TC5 ⁻	TC5 ⁺	TC6 ⁻	TC6 ⁺
NE (10⁶)	0,07 à 0,2	0,1 à 0,5	0,5 à 0,9	0,9 à 1,5	1,5 à 2,5	2,5 à 4,0	4,0 à 6,5	6,5 à 10	10 à 16	16 à 25	25 à 35	35 à 50

Afin de déterminer le nombre d'essieux équivalent NE, nous passons par la procédure suivante :

- **Détermination du nombre de Poids Lourds NPL**

$$NPL = 365 \times TMJA \times n \times \left(1 + t \frac{(n-1)}{2}\right) \quad \text{Equation 5}$$

$\left\{ \begin{array}{l} TMJA : \text{Traffic Moyen Journalier Annuel} \\ n : \text{Durée du dimensionnement} \\ t : \text{Taux d'accroissement linéaire} \end{array} \right.$

- **Détermination du nombre d'essieu équivalent NE**

$$NE = NPL \times CAM \quad (\text{CAM : Coefficient d'agressivité Moyen}) \quad \text{Equation 6}$$

2. Plateforme du sol support

La plate-forme est le support de la chaussée. Elle a donc une influence sur son épaisseur. La plateforme peut être soit la surface de la couche de forme, soit celle de l'arase du terrassement en fonction des qualités du matériau en place. Le catalogue LBTP nous donne, en fonction du module ou du CBR, les classes d'arase et de plateforme mentionnées dans les tableaux 8 et 9 :

- **Classes de l'arase de terrassement**

Tableau 8: Classe de l'arase de terrassement (LBTP,2023)

Classe	AR0	AR1	AR2	AR3	AR4	AR5
Emin (MPa) à long terme	<20	20 ≤ E ≤ 50	50 ≤ E ≤ 80	80 ≤ E ≤ 120	120 ≤ E ≤ 200	E ≥ 200
CBR min	CBR < 5	5 ≤ CBR ≤ 10	10 ≤ CBR ≤ 15	15 ≤ CBR ≤ 25	25 ≤ CBR ≤ 40	CBR ≥ 200
Epaisseur minimale (cm)	25	35	45	55	65	65

- **Classes de portance de la plateforme support de chaussée**

Tableau 9:Classe de portance à long terme des plateforme supports de chaussée (LBTP,2023)

Classe	PPF1	PPF2	PPF3	PPF4	PPF5
E (MPa)	$20 \leq E \leq 50$	$50 \leq E \leq 80$	$80 \leq E \leq 120$	$120 \leq E \leq 200$	$E \geq 200$

3. Matériaux disponibles

La disponibilité des matériaux choisis est importante afin de réduire les coûts du projet. Plusieurs matériaux sont utilisés dans les structures de chaussée en Côte d'Ivoire en fonction de la zone dans laquelle se situe le projet. Le LBTP a découpé le pays en sept zones allant de R1 à R7. Cela facilite le choix des matériaux à utiliser. Le matériau présent dans toutes les zones selon catalogue est la Grave Non traité (GNT).

Conclusion partielle : Il ressort qu'après avoir vérifié la résistance au poinçonnement des sols support de remblais selon la méthode décrite dans le fascicule 62, titre V, et calculé les tassements à l'aide de la méthode pressiométrique, nous tracerons et analyserons ces courbes en prenant en compte les valeurs admissibles et la date de mise en service de l'ouvrage. L'objectif de cette analyse est de déterminer si un traitement des sols est nécessaire. Par la suite, nous étudierons les différentes techniques de stabilisation et utiliserons la méthode AHP pour sélectionner celle qui sera la plus adaptée aux sols identifiés comme préjudiciables pour l'ouvrage. Enfin, nous proposons une nouvelle structure de chaussée, en tenant compte des classes de trafic, d'arase et de plateforme support spécifiées dans le catalogue LBTP, et procédons à sa validation à l'aide du logiciel ALIZE LCPC.

CHAPITRE III :

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE ET RECOMMANDATIONS

Chapitre III : Etude technico-économique et recommandations

Introduction partielle : Ce chapitre a pour objectif de présenter les résultats de notre étude. Nous commençons par exposer les données disponibles, notamment les résultats des sondages pressiométriques et carottés ainsi que les données relatives au trafic et à la plateforme. Ensuite, nous analyserons ces résultats selon la méthodologie choisie. Enfin, nous réalisons l'étude technique et l'estimation financière de la technique de stabilisation sélectionnée, ainsi que de la structure de chaussée. Des recommandations seront également formulées.

I. Synthèse de l'étude géotechnique

1. Contexte hydrologique de la zone d'étude

Notre zone d'étude se localise dans le bassin versant du Bandama. Ce bassin s'étend du Nord au Sud de la Côte d'Ivoire. Il est drainé par le fleuve Bandama et ses principaux affluents que sont le N'Zi et la Marahoué (**Carte en annexe I**). De forme rectangulaire, avec une superficie de 97 000 Km² et une longueur de 1050 km, il est le seul bassin entièrement localisé sur le territoire ivoirien. Il prend sa source à une altitude de 480 km entre Korhogo et Boundiali.

2. Synthèse des résultats de la mission géotechnique

2.1. Essais au laboratoire

Le tableau 10 nous montre les différents résultats relatifs aux essais au laboratoire effectués **sur les différents matériaux prélevés**.

Tableau 10: Caractéristiques des matériaux constitutifs des sols supports des remblais d'accès aux ponts Bandama et Kan (LBTP, 2023)

Pont	Sondages	Profondeur des prélèvements	Nature du matériau (ISO 14685-1)	Essai en laboratoire							
				% des fines	Indice de plasticité (IP)	Teneur en eau naturelle (%)	Poids volumique (KN/m³)	Indice Cc	Indice Cs	Indice des vid es e0	Contrainte σ'_p (Kpa)
BANDAMA	SC1	13,50-15,50	Sol limoneux	92,12	29,97	20,07	17,90	0,155	0,022	0,330	153
	SC2	13,50-15,00	Sol limoneux	70,32	20,88	20,23	17,50	0,126	0,001	0,345	289

KAN	SC2	10,50-12,00	Sol limon eux	70,04	25,34	17,87	17,20	0,123	0,022	0,377	114
------------	------------	-------------	---------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-----

2.2.Sondages Pressiométriques

Lors de la mission géotechnique (G5), deux sondages SP ont été effectués sur une profondeur de 20 m sur chacun des remblais d'accès au pont Kan et Bandama. Les résultats montrent que les remblais en Graveleux Latéritiques et que les sols supports sont formés de Sable et/ou d'Argile reposant elles-mêmes sur de la Roche Granitique.

❖ Remblai d'accès au pont Bandama (côté Béoumi)

Le tableau 11 présente les résultats des sondages pressiométriques effectués sur le remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi.

Tableau 11: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi (LBTP, 2023)

Sondage SP1				Sondage SP3			
P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)	P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)
0-12	Graveleux Latéritique	0,51 ≤Pl≤ 2,21	11 ≤ Em ≤ 37,5	0-9	Graveleux Latéritique	0,29 ≤Pl≤ 2,3	8,6 ≤ Em ≤ 86,8
12-16	Argile Compacte	0,79 ≤Pl≤ 1,53	13,1 ≤ Em ≤ 50,6	9-20	Argile Graveleuse	1,75 ≤Pl≤ 4,5	31,9 ≤ Em ≤ 59,9
16-20	Argile Graveleuse	2,7 ≤Pl≤ 3,07	47,4 ≤ Em ≤ 416,9				

Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués d'Argile graveleuse (AG) ou d'Argile Compacte (AC).

❖ **Remblai d'accès au pont Bandama (côté Zuénoula)**

Le tableau 12 présente les résultats des sondages pressiométriques effectués sur le remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula.

Tableau 12: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama côté Zuénoula (LBTP, 2023)

Sondage SP2				Sondage SP4			
P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)	P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)
0-10	Graveleux Latéritique	$0,73 \leq Pl \leq 2,02$	$8,6 \leq Em \leq 36,7$	0-12	Graveleux Latéritique	$0,29 \leq Pl \leq 1,94$	$3,1 \leq Em \leq 23,9$
10-12	Argile Graveleuse Schisteuse	0,68	$5,8 \leq Em \leq 8,4$	12-17	Argile Compacte	$2,13 \leq Pl \leq 4,89$	$37,8 \leq Em \leq 96,6$
12-20	Argile Sableuse	$0,38 \leq Pl \leq 1,07$	$2,9 \leq Em \leq 33,8$	17-20	Roche Décomposée		

Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués d'Argile Sableuse (AS), d'Argile Compacte (AC) et/ou d'Argile Graveleuse Schisteuse (AGS). Ces derniers reposent eux-mêmes par endroits sur de la Roche Décomposée (RD).

❖ **Remblai d'accès au pont Kan (côté Béoumi)**

Le tableau 13 présente les résultats des sondages pressiométriques effectués sur le remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi.

Tableau 13: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Kan côté Béoumi (LBTP, 2023)

Sondage SP1				Sondage SP3			
P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)	P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)
0-8	Graveleux Latéritique	$0,59 \leq Pl \leq 0,95$	$8,5 \leq Em \leq 18,9$	0-9	Graveleux Latéritique	$0,7 \leq Pl \leq 0,95$	$9,4 \leq Em \leq 24,3$
8-12	Argile Graveleuse	$0,93 \leq Pl \leq 1,9$	$15,7 \leq Em \leq 29,6$	9-13	Sable Argileux	$2 \leq Pl \leq 3,8$	$27,2 \leq Em \leq 57,5$
12-14	Sable Argileux	$1,71 \leq Pl \leq 5,37$	$52,9 \leq Em \leq 139,4$				
14-20	Roche Granitique			13-20	Roche Granitique		

Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués de Sable Argileux (SA) et/ou d'Argile Graveleuse (AG). Ces derniers reposent elles-mêmes sur de la Roche Granitique (RG).

❖ **Remblai d'accès au pont Kan (côté Zuénoula)**

Le tableau 14 présente les résultats des sondages pressiométriques effectués sur le remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula.

Tableau 14: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi (LBTP, 2023)

Sondage SP2				Sondage SP4			
P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)	P/TN (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module Em (MPa)
0-9	Graveleux Latéritique	0,8 ≤ Pl ≤ 1,14	9,5 ≤ Em ≤ 29,2	0-9	Graveleux Latéritique	0,85 ≤ Pl ≤ 1,06	10,8 ≤ Em ≤ 23,8
9-10	Sable Argileux	1,31	17,5				
10-12	Argile Compacte	1,92 ≤ Pl ≤ 2,28	27,1 ≤ Em ≤ 78,8	9-15	Argile Graveleuse	1,95 ≤ Pl ≤ 3,12	16,2 ≤ Em ≤ 129,9
12-15	Sable Argileux	2,08 ≤ Pl ≤ 4,79	37 ≤ Em ≤ 1940,3				
15-20	Roche Granitique			15-20	Roche Granitique		

Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués de Sable Argileux (SA), d'Argile Graveleuse (AG) et/ou d'Argile Compacte (AC). Ces derniers reposent eux-mêmes sur de la Roche Granitique (RG).

II. Proposition d'un mode de traitement optimal

1. Stabilité et tassements

1.1.Résistance au poinçonnement

Les résultats de la vérification de la résistance au poinçonnement des sols supports sont résumés des tableaux 15 et 16.

❖ **Remblai d'accès au pont Bandama**

Les résultats de la vérification de résistance au poinçonnement du remblai d'accès au pont Bandama sont résumés dans le tableau 15.

Tableau 15: Vérification de la résistance au poinçonnement des sols support des remblais d'accès au pont Bandama

Côté	Sondages	Hauteur du remblai h(m)	Poids volumique sec γ_d (KN/m ³)	Contrainte induite $q_r = \gamma_d \cdot h$ (Mpa)	Facteur de portance K_p	Pression limite nette équivalente P_{le^*} (Mpa)	Facteur de sécurité F_s (ELS)	Contrainte admissible $q_a = K_p \frac{P_{le^*}}{F_s} + q_0$ (Mpa)	Coefficient de sécurité $C_s = \frac{q_a}{q_r}$	Conclusion (vérifier que $C_s \geq 1,5$)
Béoumi	SP1	12,64	20	0,2528	0,8	1,765	3	0,471	1,862	verifiée
	SP3	12,64	20	0,2528	0,8	2,519	3	0,672	2,657	verifiée
Zuénoula	SP2	12,64	20	0,2528	0,8	0,836	3	0,223	0,882	Non vérifiée
	SP4	12,64	20	0,2528	0,8	0,793	3	0,793	3,138	verifiée

Commentaire : Nous pouvons dire que la résistance au poinçonnement des sols support du remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi est vérifiée, tandis que celle des sols du côté Zuénoula est vérifiée en partie. Les sols poinçonnent donc par endroits sous le poids, au niveau du remblai d'accès côté Zuénoula

❖ Remblai d'accès au pont Kan

Les résultats de la vérification de résistance au poinçonnement du remblai d'accès au pont Kan côté sont résumés dans le tableau 16.

Tableau 16: Vérification de la résistance au poinçonnement des sols supports des remblais d'accès au pont Kan

Côté	Sondages	Hauteur du remblai h(m)	Poids volumique sec γ_d (KN/m ³)	Contrainte induite $q_r = \gamma_d \cdot h$ (Mpa)	Facteur de portance K_p	Pression limite nette équivalente P_{le^*} (Mpa)	Facteur de sécurité F_s (ELS)	Contrainte admissible $q_a = K_p \frac{P_{le^*}}{F_s} + q_0$ (Mpa)	Coefficient de sécurité $C_s = \frac{q_a}{q_r}$	Conclusion (vérifier que $C_s \geq 1,5$)
Béoumi	SP1	9,31	20	0,1862	0,8	1,388	3	0,370	1,987	verifiée
	SP3	9,31	20	0,1862	0,8	2,591	3	0,691	3,710	verifiée
Zuénoula	SP2	9,31	20	0,1862	0,8	1,904	3	0,507	2,727	verifiée
	SP4	9,31	20	0,1862	0,8	2,066	3	0,551	3,061	verifiée

Commentaire : Nous pouvons dire que la résistance au poinçonnement des sols support des remblais d'accès au pont Kan est vérifiée.

1.1. Analyse et interprétation des courbes d'évolution des tassements dans le temps

1.1.1. Remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi

La figure 20 montre l'évolution des tassements des sols support du remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi. Les différents calculs sont présentés en **Annexe 2**

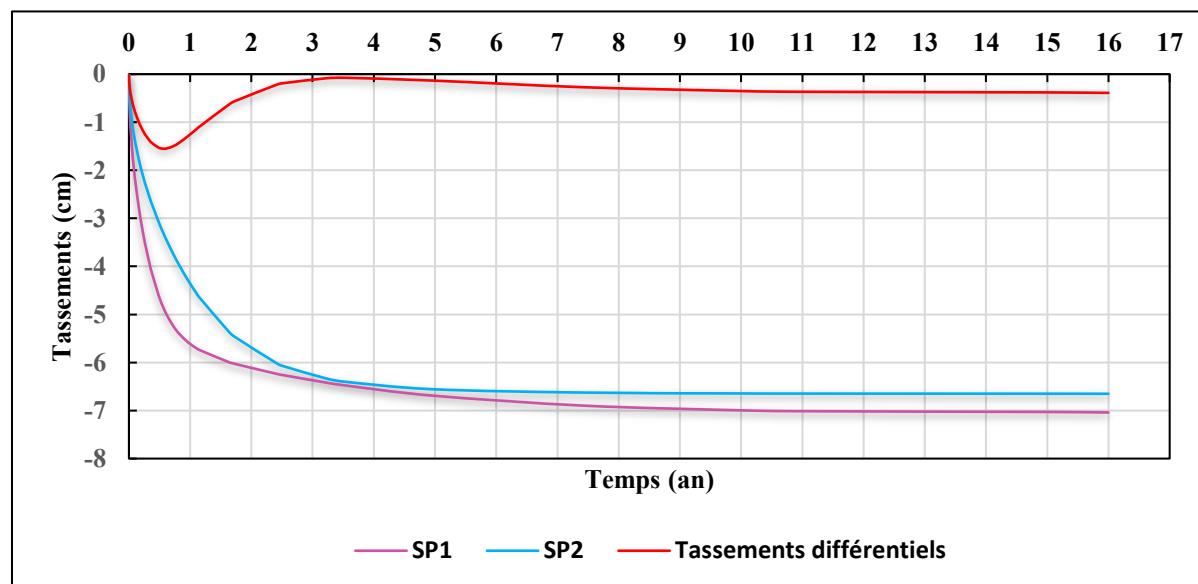


Figure 20: Courbe d'évolution du tassement du sol support en fonction du temps (remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi)

❖ Analyse et interprétation

Les sols support des remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi tasseront entre **6,657 cm** et **7,089 cm**. Les tassements totaux et les vitesses de tassements ne sont pas compatibles avec les valeurs admissibles. Notons cependant que les sondages ont été réalisés en septembre 2023 et notre étude a débuté en mars 2024, il s'est donc écoulé environ **7 mois**. Par conséquent, des tassements entre **3,6 cm et 5,0 cm** se sont déjà produits car la route est toujours en circulation. La chaussée devra être mise en service officiellement en **juillet 2025**, soit environ **1,83 an** après la réalisation des sondages. A cette période, les tassements totaux auront atteint entre **5,6 et 6,2 cm** et les tassements résiduels seront inférieurs à **1 cm**. La variation des tassements différentiels qui augmentent puis tendent à s'annuler vers la fin s'explique par le fait que les différents sols ne tassent pas à la même vitesse au début de la consolidation.

❖ Conclusion

Les tassements résiduels à la mise en service de l'ouvrage sont compatibles avec les valeurs admissibles. La résistance au poinçonnement est également vérifiée. Nous convenons que le sol support du remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi n'a pas besoin d'être traité.

1.1.2. Remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula

La figure 21 montre l'évolution des tassements des sols support du remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula. Les différents calculs sont présentés en **Annexe 2**.

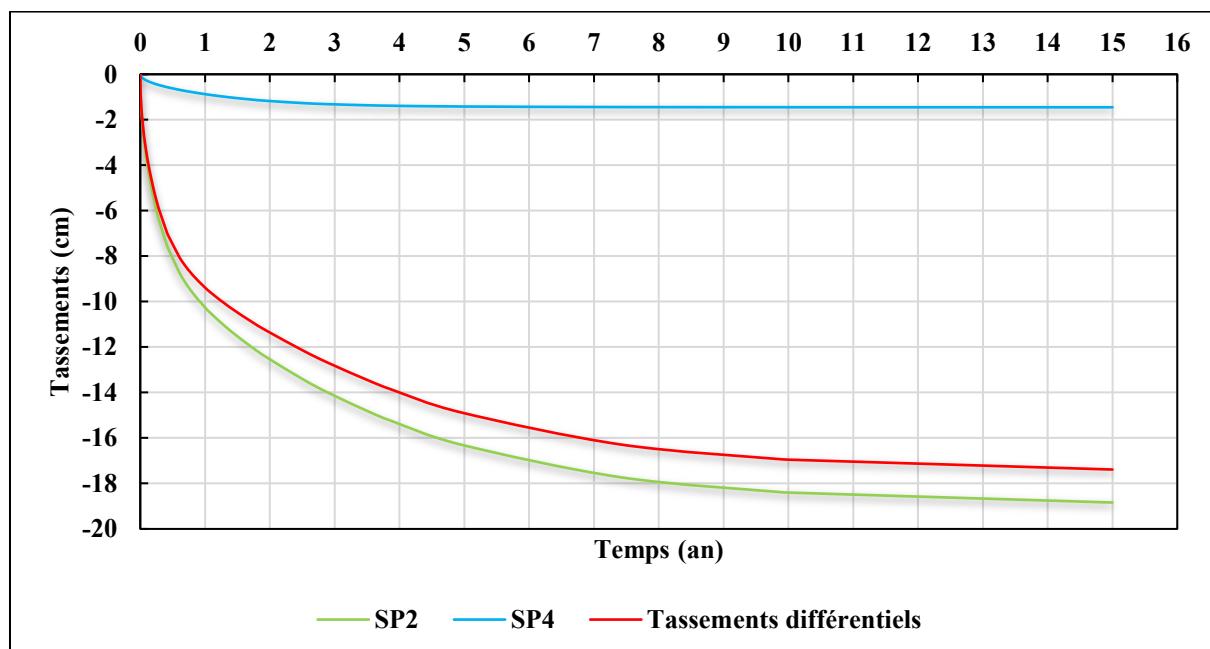


Figure 21:Courbe d'évolution du tassement du sol support en fonction du temps (remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula)

❖ Analyse et interprétation

Les sols support des remblais d'accès au pont Bandama côté Zuénoula tasseront entre **19,058 cm** et **1,454 cm**. Les tassements totaux et les vitesses de tassements ne sont pas compatibles avec les valeurs admissibles. Il y a environ 7 mois que les sondages ont été réalisés. Par conséquent, des tassements entre **0,5 cm** et **9 cm** se sont déjà produits. La chaussée devra être mise en service en juillet 2025, soit environ **1,83 an** après la réalisation des sondages. A cette période, les tassements totaux auront atteint entre **1 cm** et **12,40 cm** et les tassements résiduels seront compris entre **0,4 cm** et **6,7 cm**. L'évolution des tassements différentiels montre qu'une partie du sol est très compressible par rapport à l'autre. Ce tassement pourrait être plus excessif car cette partie moins dure n'a pas observé de refus sur les 20 m de sondages, contrairement à

l'autre partie qui repose sur une roche décomposée. L'épaisseur de la couche d'argile sableuse (AS) pourrait donc être supérieure au 7 m considérée. La future chaussée pourrait être confrontée à d'énormes désordres.

❖ Conclusion

Les tassements résiduels à la mise en service de l'ouvrage ne sont pas compatibles avec les valeurs admissibles. En plus, la résistance au poinçonnement n'est pas vérifiée. Nous convenons que le sol support du remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula a besoin d'être traité en vue de réduire les tassements et d'augmenter sa portance.

1.1.3. Remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi

La figure 22 montre l'évolution des tassements des sols support du remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi. Les différents calculs sont présentés en **Annexe 2**.

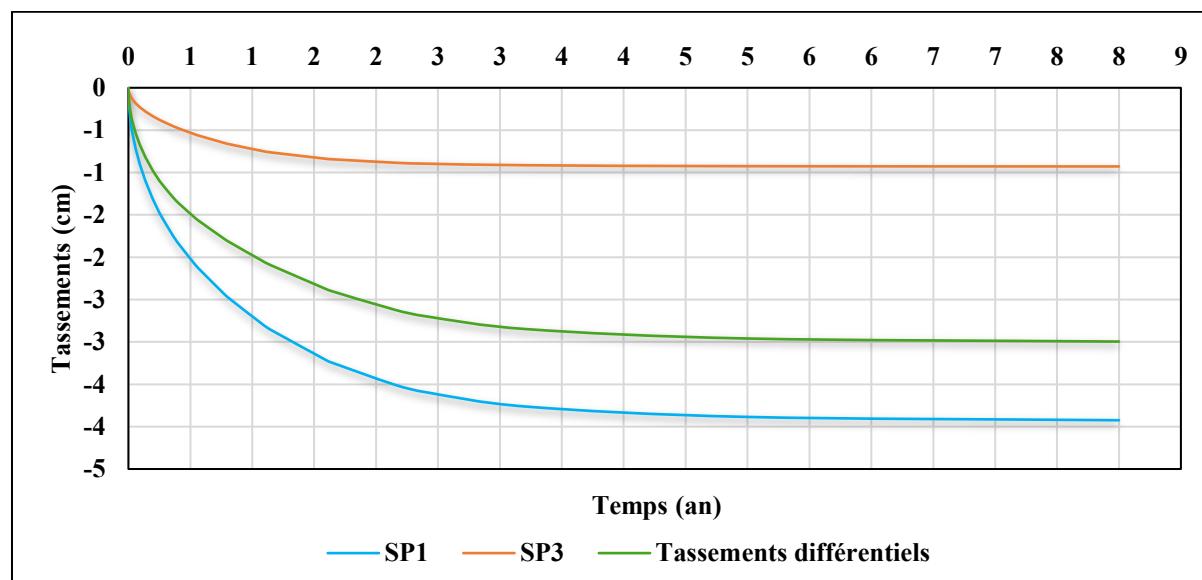


Figure 22: Courbe d'évolution du tassement du sol support en fonction du temps en fonction du temps (remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi)

❖ Analyse et interprétation

Les tassements totaux et les vitesses de tassements d'une partie des sols supports ne sont pas compatibles avec les valeurs admissibles. Sachant qu'il s'est écoulé environ 7 mois entre la réalisation des sondages et le début de notre étude, une partie du sol a déjà tassé d'environ **0,5 cm** et l'autre de **2,1 cm**. Ils auront tassé entre **0,90 cm** et **3,40 cm** à la mise en service de la route. Les tassements résiduels seront inférieurs aux valeurs admissibles.

❖ Conclusion

Les tassements résiduels à la mise en service de l'ouvrage sont compatibles avec les valeurs admissibles. La résistance au poinçonnement est également vérifiée. Nous convenons que le sol support du remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi n'a pas besoin d'être traité.

1.1.1. Remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula

La figure 23 montre l'évolution des tassements des sols support du remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula. Les différents calculs sont présentés en **Annexe 2**.

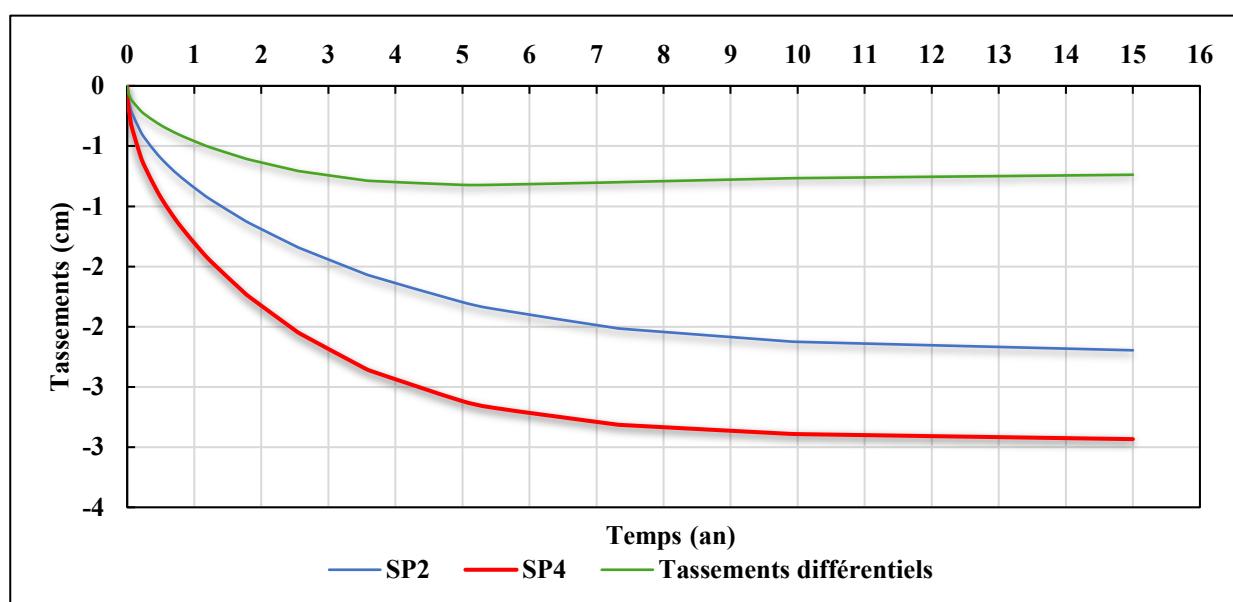


Figure 23: Courbe d'évolution du tassement du sol support en fonction du temps en fonction du temps (remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula)

❖ Analyse et interprétation

Les tassements totaux sont compatibles avec les valeurs admissibles de tassements totaux, contrairement aux vitesses de tassements. Ils auront tassé entre **1,2 cm** et **1,8 cm** à la mise en service de la route. Par conséquent, les sols tasseront d'au plus **1 cm** durant sa durée de vie, avec des tassements différentiels faibles.

❖ Conclusion

Les tassements résiduels à la mise en service de l'ouvrage sont compatibles avec les valeurs admissibles. La résistance au poinçonnement est également vérifiée. Nous convenons que le sol support du remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula n'a pas besoin d'être traité.

2. Analyse multicritère

2.1. Techniques d'amélioration applicables au remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula

Comme indiqué plus haut, il existe plusieurs techniques pour traiter les sols compressibles. Afin de choisir les techniques qui peuvent être envisagées dans le cadre de notre projet, nous allons procéder à une élimination en nous basant sur les conditions du site, les résultats de l'étude géotechnique et le but recherché par le traitement (réduction des tassements et augmentation de la capacité portante).

Premièrement, les remblais qui font l'objet de notre étude sont déjà construits et l'étude géotechnique n'a pas trouvé de problèmes relatifs à la qualité du matériau utilisé. Partant sur ce premier constat, nous pouvons écarter les techniques des remblais allégées et celle de la construction par étapes.

Deuxièmement, les remblais ont été construits il y a une dizaine d'années, ce qui veut dire que le sol a subi une certaine consolidation et en plus les épaisseurs des sols compressibles sont grandes (supérieures à 5 m). Nous convenons donc d'écarter la technique de l'excavation totale du sol compressible qui nécessite également celle du remblai.

Troisièmement, nous convenons d'exclure la technique du préchargement avec surcharge temporaire, car les ponts sont déjà construits et la technique nécessite beaucoup de temps. Ainsi, apporter une surcharge qui dépasse le niveau du pont perturberait longuement la circulation, affecterait les activités économiques des populations et pourrait, dans une certaine mesure pousser à des révoltes.

En récapitulant, on peut affirmer que les techniques appropriées dans notre contexte incluent le renforcement par géosynthétiques, les drains verticaux, la consolidation atmosphérique, les colonnes ballastées, les injections solides et les inclusions rigides.

Les techniques des drains verticaux et de la consolidation atmosphérique étant presque similaires du point de leur fonction, nous convenons de continuer notre étude avec celle des drains verticaux car celle de la consolidation atmosphérique est très coûteuse⁸.

⁸ Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles (SETRA et LCPC, Page 33)

Les techniques des injections solides et des inclusions rigides contribuent à renforcer le sol, réduisant ainsi le tassement. Les valeurs des modules pressiométriques (**Voir tableau 1**) ($E \geq 3 \text{ MPa}$) et des pressions limites ($P_l \geq 0,3 \text{ MPa}$) du sol à traiter (Argile Graveleuse Schisteuse + Argile Sableuse) sont supérieures aux valeurs admissibles pour appliquer la méthode des injections solides. De plus, il n'existe pas de méthode de dimensionnement pour cette dernière. Nous convenons ainsi de continuer notre étude avec la technique des inclusions rigides.

De tout ce qui précède, et compte tenu que le LBTP a déjà proposé un renforcement par géotextile, nous convenons que les techniques de traitement qui feront l'objet de notre analyse multicritère sont : **la technique des drains verticaux, la technique des colonnes ballastées et la technique des inclusions rigides.**

2.2. Analyse multicritère des techniques retenues

2.2.1. Présentation des critères et structure hiérarchique du problème

❖ Critère 1 : Efficacité technique

Ce critère permet d'évaluer la performance du mode de traitement à satisfaire les exigences en termes de tassement et de stabilité. Il contient ainsi les sous-critères suivants :

- **Réduction du tassement** : La prise en compte de ce sous-critère se justifie par le fait que le mode de traitement doit permettre d'avoir un tassement moins important que celui prévu sans traitement.
- **Uniformité du tassement** : Le tassement étant une évidence, il est important qu'il soit uniforme afin d'éviter les tassements différentiels qui causent beaucoup de désordres.
- **Stabilité du remblai** : La variante de traitement retenue doit améliorer le sol de sorte à éliminer tout risque de rupture.

❖ Critère 2 : Capacité de mise en œuvre

Ce critère permet d'évaluer les contraintes qui pourraient entraver l'application d'une méthode. Elle regroupe les sous-critères suivants :

- **Disponibilité du matériel et des matériaux** : il s'agit de savoir si d'une part l'entreprise exécutante est en possession du matériel nécessaire et si les matériaux

servant à la mise en œuvre d'une variante de traitement sont localement disponibles ou s'il faut passer une commande.

- **Expérience en la matière :** il s'agit de savoir si l'entreprise en charge des travaux d'aménagement et de bitumage maîtrise la mise en œuvre d'une variante de traitement ou s'il faut faire appel à une autre mieux qualifiée. Elle prend aussi en compte une mise en œuvre ultérieure de la variante sur le territoire ivoirien.

❖ **Critère 3 : Coût**

Le critère «< coûts >» est à prendre en considération afin que la variante de traitement n'engendre pas des coûts qui vont dépasser le budget alloué au projet. La variante optimale doit réduire les coûts. Les sous-critères associés au coût sont :

- **Coût de réalisation :** il s'agit de toutes les dépenses à effectuer pour la mise en œuvre d'une variante de traitement.
- **Coût d'entretien :** l'entretien est un facteur important à la pérennité des ouvrages en génie civil. Il est donc important d'évaluer les dépenses liées à cela avant de choisir une variante de traitement.

❖ **Critère 4 : Délai**

Ce critère permet de prendre en compte l'impact de la variante de traitement sur l'avancement des travaux afin de rester dans les délais du projet. Ses sous-critères sont :

- **Temps d'acquisition des matériaux et du matériel :** il s'agit du temps nécessaire pour être en possession des matériaux et du matériel indispensables à la mise en œuvre d'une variante de traitement après commande.
- **Temps de mise en œuvre :** il s'agit de la durée que prendra la mise en œuvre d'une technique de traitement.

❖ **Critère 5 : Environnement**

Ce critère a pour but de prendre en compte les impacts que peuvent avoir l'application d'une variante par rapport à une autre sur l'environnement. Elle tient compte des objectifs de développement durable. Les sous-critères suivants seront pris en compte :

- **L'emprise du sol** : il s'agit d'analyser les impacts d'une éventuelle augmentation de l'emprise tels que l'abattage d'arbres ou la destruction de maisons.
- **Pollution** : il s'agit d'analyser l'impact que pourrait avoir l'application d'une variante sur l'environnement en termes de pollution de l'air ou de l'eau.
- **Les nuisances sonores** : ce sous-critère prend en compte les désagréments que pourrait causer l'application d'une méthode aux populations afin de choisir la moins désavantageuse.

Avec les différents critères énumérés, nous obtenons la structure hiérarchique de la figure 24 :

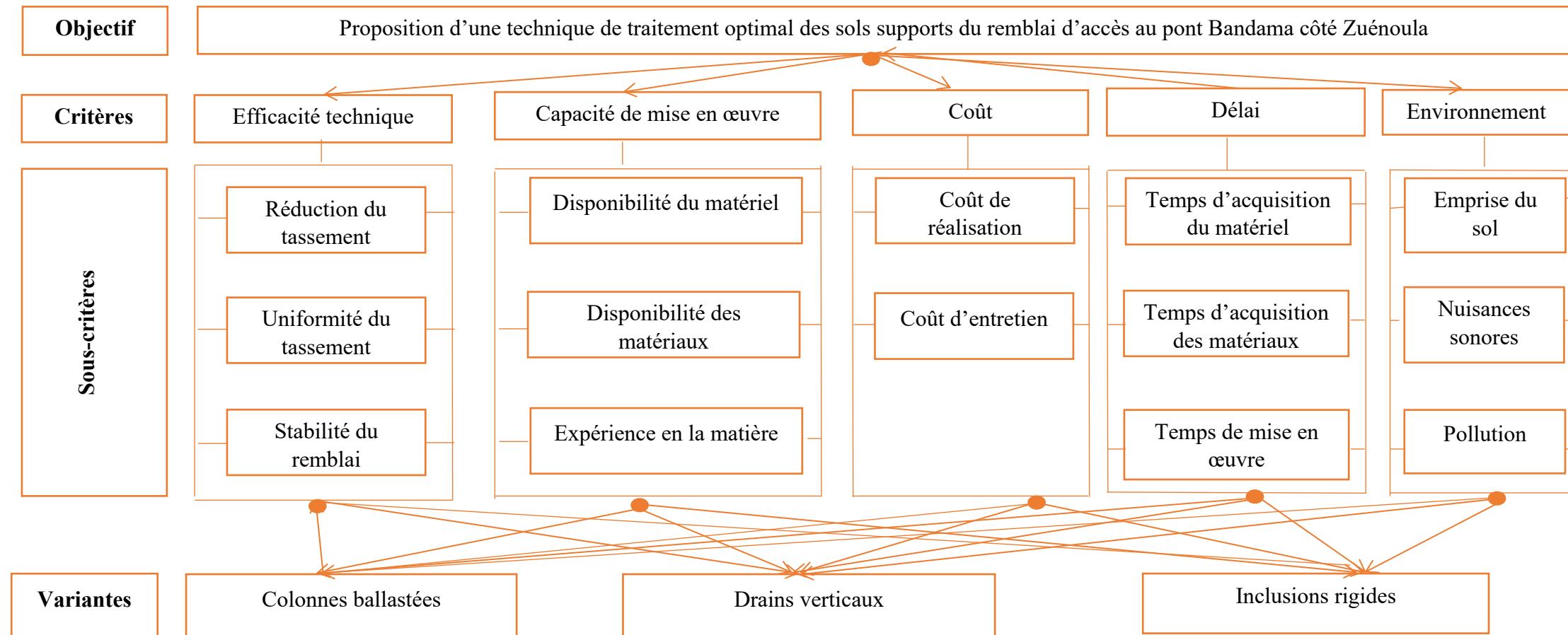


Figure 24: Structure hiérarchique de notre problème

2.2.2. Résultats de l'analyse multicritère (AHP)

La figure 25 montre l'impact (en %) de chaque sous-critère dans le choix d'une variante de traitement. Nous constatons que la pollution et la stabilité impactent beaucoup le choix, avec des contributions à hauteur de **21,15 %** et **17,80 %**. (Voir annexe 3 pour les calculs)

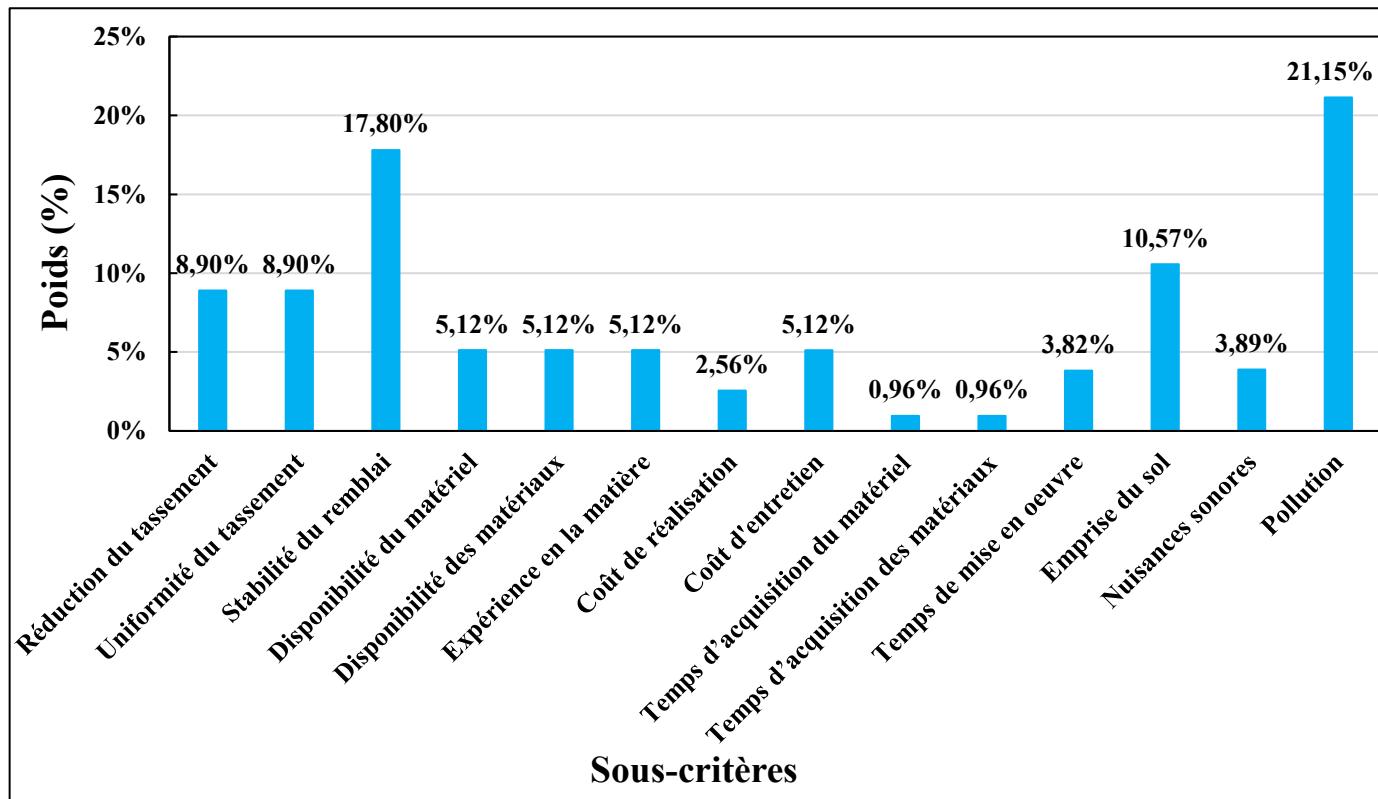


Figure 25: Poids des différents sous-critères par rapport à l'objectif principal

Au terme de notre analyse multicritères, nous remarquons que la technique des colonnes ballastées vient en première position avec 42,90 % contre 38,66% pour les inclusions rigides comme présenté sur la figure 26. (Voir annexe 3 pour les calculs).

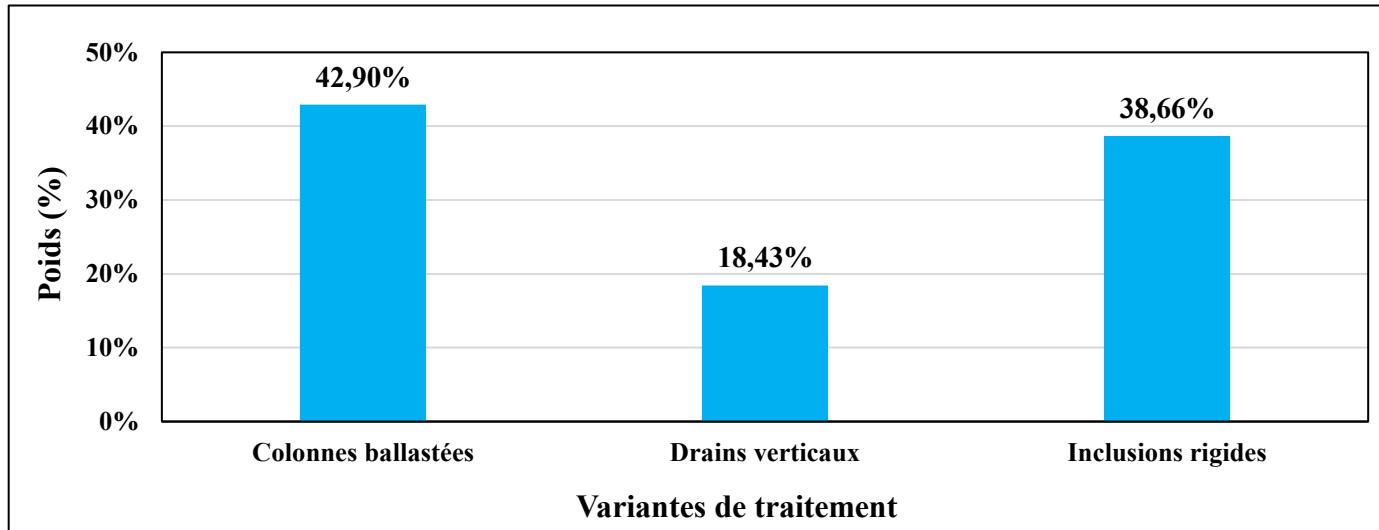


Figure 26 : Poids des différentes variantes de traitement en fonction de l'objectif

3. Etude technique de la solution retenue

3.1. Méthodologie de conception et de dimensionnement des colonnes ballastées

3.1.1. Matériaux d'apport

Avant de procéder à tout calcul entrant dans le cadre de la faisabilité technique des colonnes ballastées, il est nécessaire de connaître les caractéristiques des matériaux qui formeront ces futures colonnes. Les matériaux utilisés pour former les colonnes sont granulaires concassés ou roulés. Leur granulométrie dépend du matériel utilisé pour la mise en œuvre. Cependant, d'après la **version n°2 de 2011 portant sur les recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement⁹**, nous pouvons retenir les valeurs indicatives suivantes :

- Pour un remplissage par le bas avec un vibrer à tube latéral : le fuseau granulométrique le plus couramment utilisé est 8/40 ;
- Pour les autres procédés : celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

Notons également que ces matériaux doivent être les plus homogènes possibles dans l'ensemble (moins 5 % de passants au tamis 80 µm) avec un coefficient de Los Angeles LA < 35, un coefficient Micro-Deval MDE < 30 et LA + MDE < 60. Ces matériaux d'apport permettent de

⁹ Version consultable sur le lien :

<https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/recommandations/CB.pdf>

former des colonnes dont les valeurs usuelles des propriétés mécaniques sont celles résumées dans le tableau 17 :

Tableau 17 : Valeurs usuelles des colonnes ballastées (CFMS,2011)

Désignations	Valeurs	Unités
Module de Young E_{col}	60	MPa
Angle intergranulaire φ_c	Matériaux roulés	38
	Matériaux concassés	40
Coefficient de poisson v	1/3	-
Poids volumique du matériau en place saturé γ_{col}	21	KN/m ³

Source : Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement (version n°2 de 2011, Page 13)

3.1.2. Paramètres déterminants

Les méthodes de dimensionnement concernant le renforcement des sols compressibles par des colonnes ballastées ont fait l'objet d'études pour de nombreux chercheurs comme Greenwood (1970), Thorburn (1975), Priebe (1976), Balam et Broker (1985), etc...

Elles sont basées sur la détermination de paramètres adimensionnels qui sont :

- Le taux d'incorporation $a=a_{cel}/a_{col}$ **Équation 7**
- Le facteur de réduction des tassements $\beta=w_0/w_f$ **Équation 8**
- Le rapport de concentration des contraintes $n=q_{col}/q_{sol}$ **Équation 9**

Les chercheurs ont travaillé sur deux modes de justifications qui permettent de soutenir l'usage des colonnes ballastées dans un sol compressible. Ce sont les justifications vis-à-vis de la capacité portante et des tassements. Elles se font en considérant une cellule unitaire faisant partie du réseau de colonnes ballastées à mettre en place. Le principe de la cellule unitaire consiste à considérer une colonne ballastée entourée par ce sol à traiter formant un diamètre effectif D_e fonction du maillage choisi (carré, triangulaire ou hexagonale). Cette cellule est confinée latéralement et les déplacements horizontaux sont nuls autour d'elle.

La figure 27 montre les différents types de maillage.

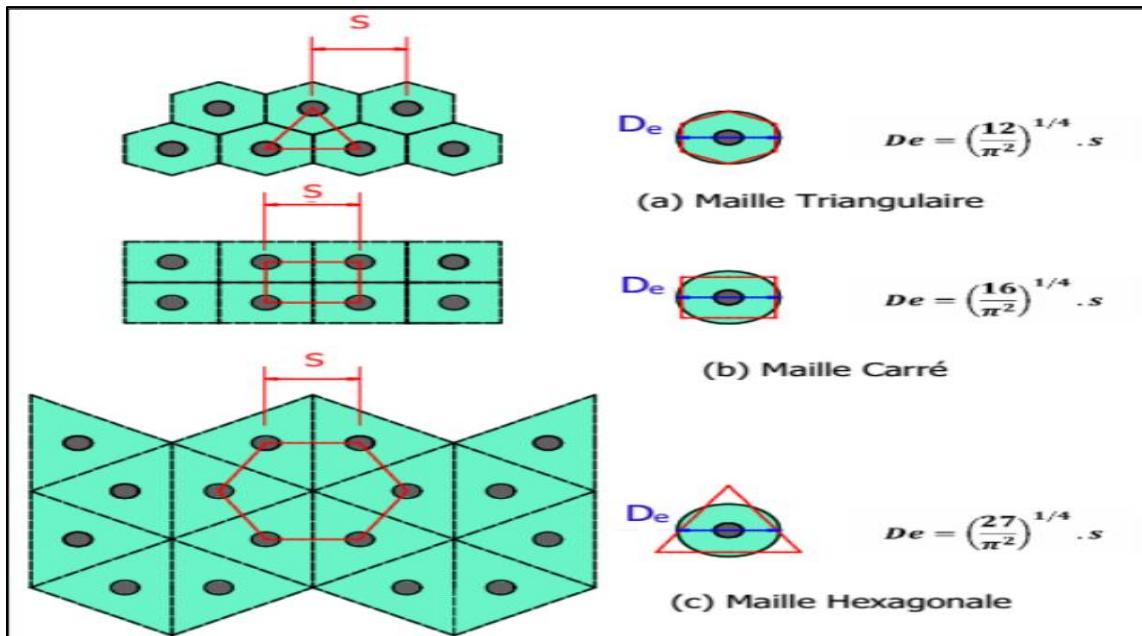


Figure 27: Diamètre équivalent en fonction du maillage des colonnes (Balaam et Booker, 1981)

3.1.3. Justification vis-à-vis de la capacité portante

D'après la version n°2 de 2011 portant sur les recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement, cette justification se fait à la rupture. Elle consiste à déterminer la contrainte verticale admissible q_a d'une colonne isolée et les contraintes dans la colonne σ_{ci} au niveau de chaque couche du sol à traiter. Il faut par la suite vérifier que $\max (\sigma_{ci}) \leq q_a$.

3.1.3.1. Détermination de la contrainte verticale de rupture

La détermination de la contrainte q_r se fait en considérant les trois modes de rupture présentés sur la figure 28.

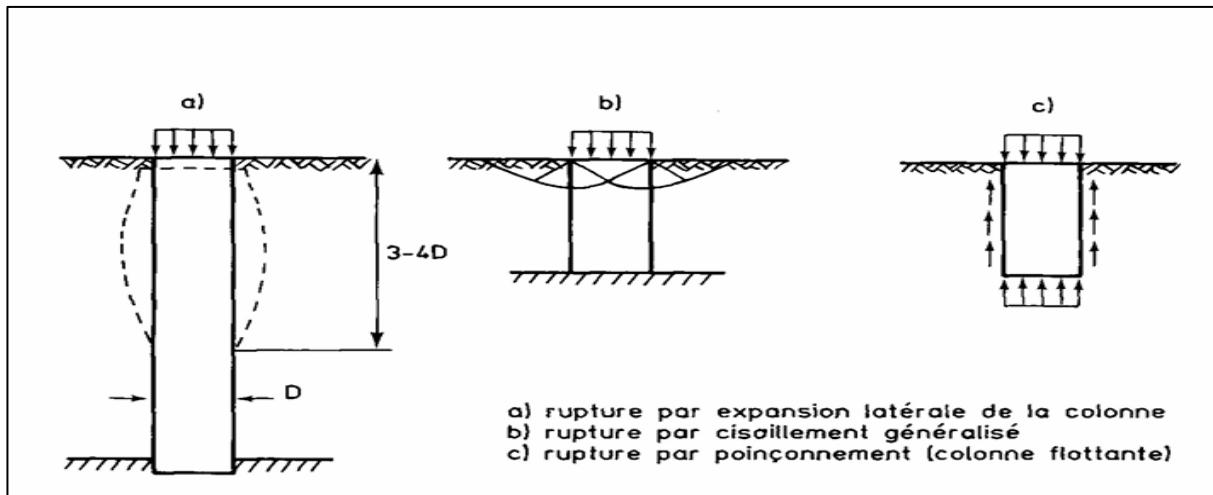


Figure 28: Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (Datye, 1982)

Dans le cadre de notre étude, nous étudierons que la rupture par expansion latérale considérée comme le critère dimensionnant des colonnes.

❖ Rupture par expansion latérale (critère dimensionnant)

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur une théorie de la cellule unitaire initialement développée par Greenwood.

$$\text{La contrainte de rupture par expansion latérale } q_{re} = \sigma_h \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad \text{Équation 10}$$

Dans cette équation, nous distinguons :

- La contrainte radiale σ_h . Le **DTU 13.2** précise que l'étreinte latérale à prendre en compte résulte d'un rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre ou le scissomètre. Ainsi :

$$\sigma_h = \begin{cases} \text{La pression limite nette équivalente } P_{le}^* & (\text{pressiomètre}) \\ \text{Le tiers de la résistance de pointe équivalente } \frac{q_{ce}}{3} & (\text{pénétromètre}) \end{cases} \quad \text{Équation 11}$$

- L'angle de frottement du ballast φ_c

❖ Contrainte admissible

Après avoir déterminé les différentes contraintes, les contraintes de rupture q_r et admissible q_a sont déterminées à partir des formules suivantes :

- $q_r = \min(q_{re}, 1,6 \text{ MPa})$

Équation 12

- $q_a = \begin{cases} \frac{q_r}{2} & (\text{ELS}) \\ \frac{q_r}{1,5} & (\text{ELU}) \end{cases}$

Équation 13

NB : Il est conseillé que les colonnes reposent sur sol compact (colonnes non flottantes). Les colonnes sont considérées comme non flottantes lorsqu'elles reposent sur un horizon caractérisé par une cohésion à la base $C_{up} \geq 150 \text{ KPa}$ (soit environ $P_1^* \geq 0,8 \text{ MPa}$ ou $q_c \geq 2,5 \text{ MPa}$).

3.1.3.2.Détermination de la contrainte dans la colonne σ_{ci}

La contrainte dans la colonne au niveau d'une couche i σ_{ci} est déterminée par la méthode d'homogénéisation simplifiée. Elle consiste à considérer le sol traité par colonnes ballastées comme un milieu homogénéisé équivalent. Elle est donc calculée comme suit :

$$\sigma_{ci} = \begin{cases} \frac{E_{col} \cdot q_0}{a_i \cdot E_{col} + (1-a_i) \cdot E_M / \alpha} & (\text{Pressiomètre}) \\ \frac{E_{col} \cdot q_0}{a_i \cdot E_{col} + (1-a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_c} & (\text{Pénétromètre}) \end{cases} \quad \text{Équation 14}$$

- E_{col} est le module d'Young de la colonne ;
- q_0 est la contrainte moyenne apportée par l'ouvrage ;
- a_i est le taux d'incorporation pour la couche i considérée.

3.1.4. Justification vis-à-vis des tassements

Cette justification consiste à vérifier l'impact de la mise en place des colonnes ballastées en termes de réduction des tassements absolus et différentiels. Dans cette partie, nous devons déterminer le facteur de réduction des tassements β . Ce facteur permet de vérifier l'efficacité du traitement par colonnes ballastées en termes de tassements. Plusieurs approches sont utilisées pour déterminer ce paramètre. Cependant, la méthode la plus utilisée est celle de l'abaque Priebe (1976)¹⁰ présenté sur la figure 29.

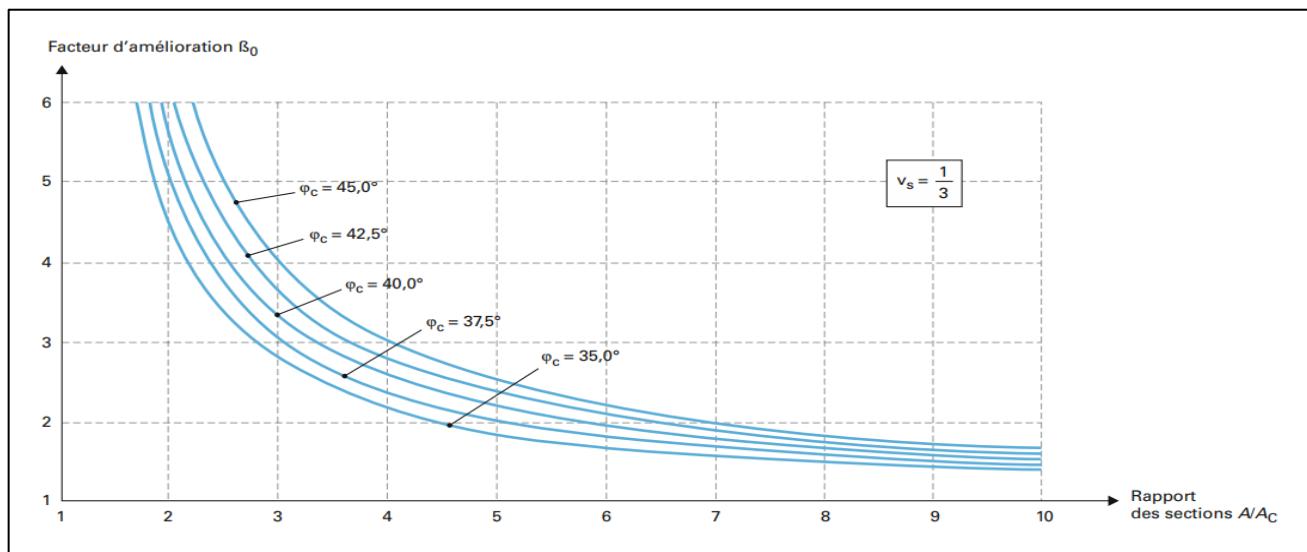


Figure 29: Abaque de Priebe (Philippe LIAUSU et Claude PLUMELLE, 2021)

Commentaire : la méthode de Priebe consiste à utiliser un abaque de dimensionnement qui donne le facteur de réduction β en tenant compte du coefficient de poisson $\nu=1/3$, de l'angle intergranulaire du matériau constitutif des colonnes φ_c et du rapport des sections a_{cel}/a_{col} .

3.1.5. Rapport de concentration des contraintes

L'incorporation des colonnes ballastées dans le sol permet de substituer ce sol par un matériau présentant de meilleures caractéristiques mécaniques et hydrauliques, et de concentrer sur la colonne les charges transmises par l'ouvrage. Notons cependant que cette concentration de contrainte n'apparaît pas immédiatement lors du chargement mais se développe au fur et à

¹⁰ Information consultable sur le lien : <https://www.techniques-ingénieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/calcul-et-suivi-d-ouvrages-geotechniques-42219210/amelioration-et-renforcement-des-sols-c245/>

mesure de l'évolution de la consolidation du sol. C'est cela qui nous amène à déterminer le rapport de concentration de contrainte $n = q_{col}/q_{sol}$ caractérisant le comportement de la colonne ballastée. Le phénomène de concentration est décrit par l'équation suivante :

$$q_0 \cdot a_{cel} = q_{col} \cdot a_{col} + q_{sol} (a_{cel} - a_{col}) \quad \text{Équation 15}$$

$$\begin{cases} q_0: & \text{Contrainte verticale apportée par l'ouvrage} \\ q_{col}: & \text{Contrainte verticale en tête de la colonne à long terme} \\ q_{sol}: & \text{Contrainte verticale appliquée au sol autour de la colonne à long terme} \end{cases}$$

La figure 30 montre la concentration des contraintes à long terme d'un sol compressible renforcé par colonnes ballastées.

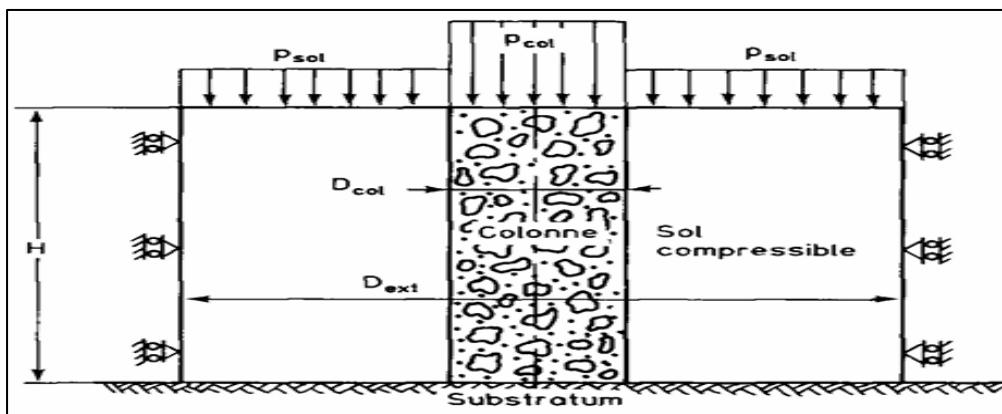


Figure 30: Répartition des contraintes en surface à long terme (Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

Afin de déterminer n , **Soyez (1985)** propose une relation reliant β à n , fondée sur l'hypothèse d'une redistribution des contraintes au prorata des modules qui peut être utile dans le cadre d'une première approximation :

$$\beta = 1 + a(n-1) \quad \text{Équation 16}$$

3.2. Application à notre projet

3.2.1. Caractéristiques des colonnes et méthode de mise en œuvre

❖ Caractéristiques des colonnes

Afin de vérifier l'efficacité de notre traitement pourrait avoir, nous convenons que le diamètre des colonnes $D_{col}=0,80$ m, l'espacement entre colonnes $S=1,50$ m dans les deux sens, les colonnes sont disposées suivant un maillage carré, la longueur de traitement maximale $L_{col}=10$ m, l'angle intergranulaire $\varphi_c=40^\circ$ (Matériau granulaire concassée), la granulométrie du matériau est 8/40 et le poids volumique $\gamma_c=21$ KN/m³.

❖ Mise en œuvre

Après avoir contacté l'entreprise SOLID, il ressort qu'elle réalise les colonnes ballastées par voie sèche (introduction du ballast par le bas)¹¹. Nous proposons donc cette mise en œuvre par voie sèche selon le phasage suivant :

- Préparer la plateforme afin de permettre aux engins de circuler (excavation partielle du remblai) ;
- Réaliser des empreintes jusqu'à la base de la couche à traiter ;
- Introduire le ballast **8/40** depuis la surface jusqu'à la partie inférieure du vibreur ;
- Remonter et compacter (par vibration va et vient) par passer successives jusqu'à la côte finale de la plateforme ;
- Finir par le réglage de la tête de la colonne ;
- Mettre en œuvre les différentes couches de la chaussée.

NB : L'excavation totale du remblai n'a pas été envisagée car le volume de matériau en jeu est très important.

La figure 31 ci-après illustre la mise en œuvre des colonnes ballastées.

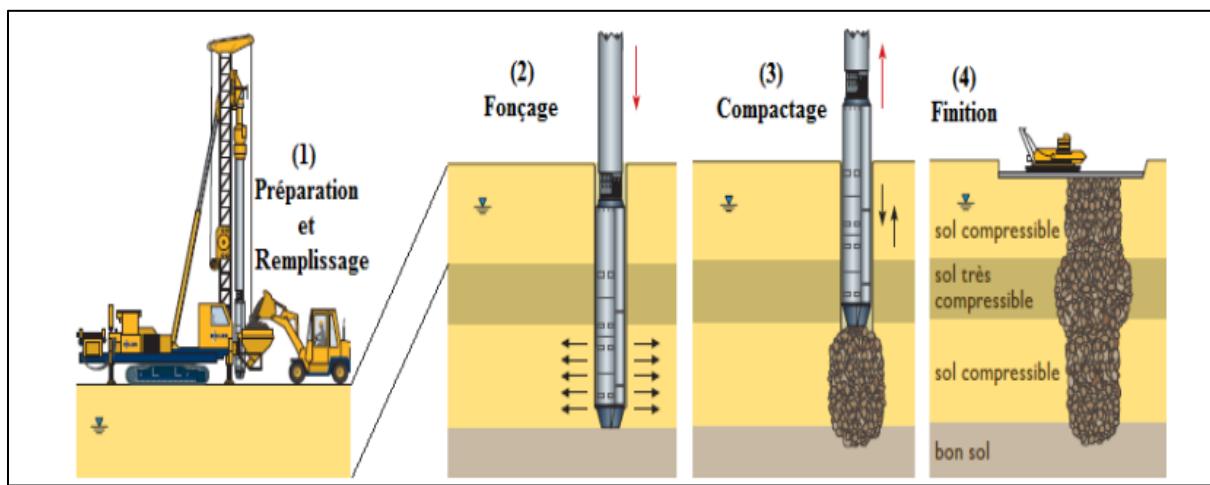


Figure 31: Illustration de la mise en œuvre de colonnes ballastées par refoulement

❖ Hypothèses

Le sol support a les caractéristiques des sols obtenus au sondage SP2 (tassemement estimé à 19,06 cm).

¹¹ Informations issues de l'entretien téléphonique avec M. Tobia KMEID (Directeur à SOLID Côte d'Ivoire)

3.2.2. Résultats

❖ Justification vis-à-vis de la rupture

- Détermination de la contrainte de rupture par expansion latérale q_{re}

Conformément à l'équation 11, nous avons

$$\sigma_h = \sqrt[10]{0,68 \times 0,68 \times 0,38 \times 1,1 \times 0,66 \times 0,73 \times 1,22 \times 1,07 \times 1,06 \times 1,03}$$

$$\rightarrow AN : \sigma_h = 0,836 \text{ MPa}$$

$$\text{Conformément à l'équation 10, nous avons : } q_{re} = 0,836 \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{40\pi}{2 \times 180} \right)$$

$$\rightarrow AN : q_{re} = 3,847 \text{ MPa}$$

Commentaire : $L_{col}=10 \text{ m} > 4D_{col}=2,00 \text{ m}$, la rupture par cisaillement généralisée est donc écartée. De plus, la pression limite à la base $Pl^* = 1,3 \text{ MPa} > 0,8 \text{ MPa}$; donc les colonnes ne sont pas flottantes, la rupture par poinçonnement des colonnes est écartée.

- Détermination de la contrainte admissible dans la colonne q_a

$$q_{aELS} = 0,5 \times \min(q_{re}, 1,6 \text{ MPa}) \rightarrow AN : q_{aELS} = 0,5 \times \min(3,847; 1,6)$$

$$\rightarrow AN : q_{aELS} = 0,8 \text{ MPa} \rightarrow q_{aELU} = 1,33 \cdot q_{aELS} \rightarrow AN : q_{aELU} = 1,06 \text{ MPa}$$

- Détermination des contraintes dans la colonne au niveau des deux couches

Les différents calculs sont résumés dans le tableau 18.

Tableau 18: Valeurs des contraintes dans la colonne au niveau des deux couches de sol

Désignations	Couche 1(AGS)	Couche 2(AS)
Coefficient rhéologique du sol α	0,667	0,500
Module pressiométrique E_M (MPa)	6,862	7,535
Module de la colonne Ecol (MPa)	60	60
Poids du remblai σ_t (MPa)	0,2628	0,2628
Taux incorporation a_i	0,223	0,223
Contraintes/couche σ_{ci} (MPa)	0,737	0,628

Conclusion : Les contraintes dans la colonne sont vérifiées car $\max(\sigma_{ci})=0,737 \text{ MPa} < 0,8 \text{ MPa}$.

❖ **Justification vis-à-vis des tassements**

- **Détermination du diamètre effectif D_e de la cellule unitaire**

Pour un maillage carré, $D_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} \cdot S \rightarrow AN : D_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} \cdot 1,5 \rightarrow AN : D_e = 1,693 \text{ m}$

- **Détermination de la surface de la cellule unitaire a_{cel} supposé circulaire**

$$a_{cel} = \pi \frac{D_e^2}{4} \rightarrow AN: a_{cel} = \pi \frac{1,693^2}{4} \rightarrow AN: a_{cel} = 2,251 \text{ m}^2$$

- **Détermination du taux d'incorporation a**

$$a = \frac{a_{col}}{a_{cel}} \rightarrow AN: a = \frac{0,503}{2,251} \rightarrow AN: a = 0,223$$

- **Détermination de β par la méthode de Priebe**

$$\frac{a_{cel}}{a_{col}} = \frac{2,251}{0,785} \rightarrow AN: \frac{a_{cel}}{a_{col}} = \frac{2,251}{0,503} \rightarrow AN: \frac{a_{cel}}{a_{col}} = 4,476$$

Conclusion : Après lecture de l'abaque de Priebe ($a_{cel}/a_{col} = 4,476$; $\varphi_c = 40^\circ$; $v = 1/3$), nous obtenons un facteur de réduction des tassements $\beta = 2,4$. ce qui donne un tassement après traitement $w_f = 7,941 \text{ cm}$.

❖ **Rapport de concentration des contraintes n**

$$\beta = 1 + a(n-1) \rightarrow n = \frac{\beta - 1}{a} + 1 \rightarrow AN: n = \frac{3,4 - 1}{0,3487} + 1 \rightarrow AN: n = 7,267$$

- **Contrainte appliquée au sol à long terme q_{sol}**

En considérant les équations $q_0 \cdot a_{cel} = q_{col} \cdot a_{col} + q_{sol} (a_{cel} - a_{col})$ et $n = \frac{q_{col}}{q_{sol}}$, nous obtenons

$$q_{sol} = \frac{q_0 \cdot a_{cel}}{n \cdot a_{col} + (a_{cel} - a_{col})} \rightarrow AN: q_{sol} = \frac{0,2628 \times 2,251}{7,267 \times 0,503 + (2,251 - 0,503)} \rightarrow AN: q_{sol} = 0,110 \text{ MPa}$$

- **Contrainte appliquée au sol à long terme q_{col}**

$$q_{col} = n \cdot q_{sol} \rightarrow AN: q_{col} = 7,267 \times 0,110 \rightarrow AN: q_{col} = 0,796 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la résistance au poinçonnement**

Dans cette partie, nous allons déterminer si, à long terme, la résistance au poinçonnement du sol est vérifiée. Nous avons : $C_s = \frac{q_{\text{asol}}}{q_{\text{sol}}} \rightarrow C_s = \frac{0,223}{0,110} \rightarrow C_s = 2,04 > 1,5$.

Conclusion : À long terme, la résistance au poinçonnement sera vérifiée pour le sol entre colonnes.

La figure 32 montre l'évolution des tassements des sols support du remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula après traitement par colonnes ballastées.

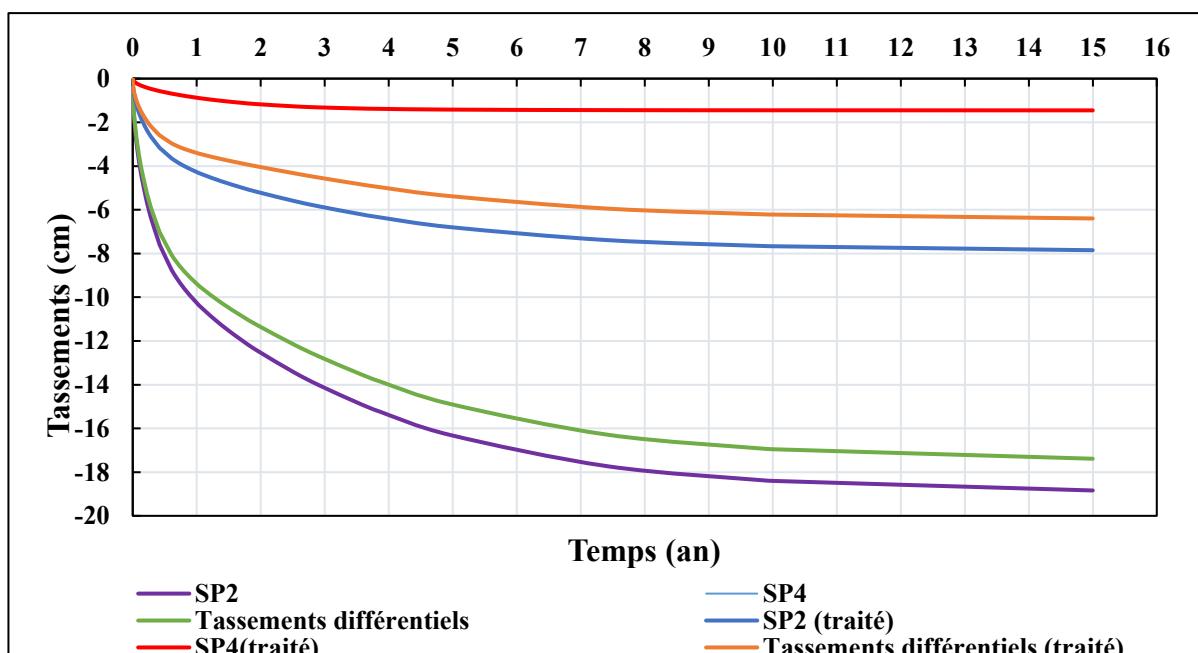


Figure 32: Courbe d'évolution du tassement du sol support en fonction du temps avant et après traitement par colonnes ballastées (remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula)

Commentaire : Compte tenu que nous n'avons pas une connaissance complète sur la répartition des sols supports de ce remblai, nous convenons qu'après traitement du sol (SP2), il y aura par endroits des sols (SP4) causant toujours des tassements différentiels d'où la prise leur prise en compte.

- **Analyse et interprétation des résultats**

Notre analyse commence à partir du septième mois (correspond au début de notre étude). Afin de rester dans le délai imparti, la mise en œuvre de cette technique, si adoptée, devra se faire dans la période [0,53-1,83] an. Nous remarquons qu'après traitement, le tassement résiduel au moment de notre étude passe d'environ **9 cm** sans traitement à **2,941 cm**, ce qui est compatible avec la valeur de tassement admissible fixée à **3 cm**. De plus, la vitesse de tassement dans cette période est relativement faible (**moins de 1 cm/an**) et les tassements différentiels après traitement entre les différentes parties du sol sont de l'ordre de **2 cm** et varient très faiblement (moins de 1 cm/an).

Cela nous permet de dire que la technique d'amélioration par colonnes ballastées permet de réduire considérablement les tassements tout en restant dans les limites admissibles.

4. Coût de mise en œuvre de la solution retenue

4.1. Origine du coût utilisé

Dans cette partie, nous allons estimer le coût de réalisation des colonnes ballastées. L'entreprise SOLID que nous avons contactée n'a pas voulu nous donner les prix relatifs aux colonnes ballastées. Afin d'aider notre client (AGERROUTE) à avoir une idée sur le coût des travaux de traitement, nous avons consulté des documents qui en parlaient. De ces consultations, il ressort d'un article¹² que des colonnes ballastées ont été réalisées pour renforcer le sol de fondation (Argile Limoneuse, sous-consolidé et un $P_l < 1,2 \text{ MPa}$) du siège de chèque postaux à Tunis. Ces colonnes au nombre de 486 ont les caractéristiques suivantes : un diamètre $D_{col} = 1,00 \text{ m}$, un espacement entre colonnes $S = 1,60 \text{ m}$ dans les deux sens selon une maille carrée et une longueur de traitement $L_{col} = 10 \text{ m}$. La réalisation des travaux d'exécution des colonnes ballastées pour ce bâtiment a coûté environ **16 884 FCA/ml**.

¹²Article consultable sur le lien :

https://www.researchgate.net/publication/299387630_ETUDE_COMPARATIVE_PIEUX_COLONNES_CAS_DU_SIEGE_DES_CHEQUES_POSTAUX_A_TUNIS

4.2. Estimation du nombre de colonnes ballastées

Dans la suite de notre étude, le remblai est assimilé à un radier rectangulaire de 1260 m de longueur et de 10,40 m de largeur correspondant respectivement à la longueur du remblai et à la largeur de la chaussée + accotement (**hypothèse grossière**).

- **Détermination de la surface de la maille S_m**

La surface de la maille $S_m = S^2 \rightarrow AN : S_m = 1,5 \times 1,5 \rightarrow AN : S_m = 2,25 \text{ m}^2$

- **Détermination du nombre total de colonnes n_c**

La surface du sol à traiter $A = 13104 \text{ m}^2$ soit $l_r = 10,40 \text{ m}$ et $L_r = 1260 \text{ m}$. Sachant que chaque maille contient une colonne ballastée, le nombre de colonnes à mettre en œuvre est :

$$n_c = \frac{A}{S_m} \rightarrow AN: n_c = \frac{13104}{2,25} \rightarrow AN: n_c = 5824 \text{ colonnes}$$

- **Détermination de la surface totale occupée par les colonnes A_{col}**

$$A_{col} = a_{col} \times n_{col} = \pi \frac{D_{col}^2}{4} \times n_c \rightarrow AN: A_{col} = \pi \frac{1^2}{4} \times 5824 \rightarrow AN: A_{col} = 4574,159 \text{ m}$$

4.3. Estimation du coût de la mise en œuvre des 5824 colonnes ballastées

Nous remarquons que les caractéristiques de ces colonnes sont assez similaires aux nôtre. Nous convenons cependant d'actualisation le coût au mètre linéaire en utilisant un taux d'actualisation $i = 8,39\%$ selon les données de la **BAD**.

$$C_{col/ml} = C_{col/mli} * (1 + i)^n \begin{cases} i: & \text{Taux d'actualisation} \\ n: & \text{Nombre d'années} \\ C_{col/mli}: & \text{Coût de la mise en oeuvre en Tunisie} \end{cases} \quad \text{Équation 17}$$

$$AN: C_{col/ml} = 16884 \times (1 + 0.0839)^{(2024 - 2011)} \rightarrow C_{col/ml} = 48\,121 \text{ FCFA TTC}$$

Nous convenons donc d'utiliser le coût au mètre linéaire pour une première estimation à travers la formule suivante :

$$C_{col} = n_{col} \times L_{col} \times C_{col/ml} \begin{cases} C_{col}: & \text{Coût total des colonnes ballastées} \\ n_{col}: & \text{Nombre de colonnes ballastées} \\ C_{col/ml}: & \text{Coût des colonnes ballastées par ml} \end{cases} \quad \text{Équation 18}$$

Par suite on a AN : $C_{col} = 5824 \times 10 \times 48 \times 121$

→ AN: $C_{col} = 2\ 802\ 567\ 040$ FCFA TTC.

III. Proposition d'une structure de chaussée

1. Trafic

1.1.Données relatives au trafic

Dans le cadre de notre étude, les données relatives au trafic sont les suivants :

- Le Trafic Moyen Journalier Annuel **TMJA=150 PL/j/sens/voie** avec un taux d'accroissement linéaire de **t=6,27%** ;
- Le Coefficient d'Agressivité Moyen **CAM=1** pour les couches bitumineuses et **CAM=1,25** pour les autres couches ;
- La durée de dimensionnement **n=15 ans**.

1.2. Classe du trafic

Les données nous donnent un nombre d'essieux équivalent **NE=1,477.10⁶** (confère les équations 5 et 6) correspondant à une classe de trafic faible **TC2⁺** conformément au tableau 7 du Chapitre II.

2. Plateforme support et choix d'une structure de chaussée

2.1.Données relatives à la plateforme

Dans le cadre de notre étude, les données relatives à la plateforme sont les suivants :

- Remblai d'accès au pont Bandama : **CBRmin =28 entre 0 et 4,50 m** ;
- Remblai d'accès au pont Kan : **CBRmin =17 entre 0 et 1,50 m**.

2.2.Classe de Plateforme

Afin de déterminer la classe de l'arase, nous allons considérer le plus petit des indices **CBRmin=17**. Cela nous donne une classe d'arase **AR2 (50 MPa ≤ E ≤ 80 MPa)**. Considérer l'arase comme plateforme revient donc à fonder notre chaussée sur une plateforme de classe **PPF2**. Compte tenu de la spécificité de cette section de la route, nous convenons de mettre une couche de forme de 40 cm en GNT3 ($E=200$ MPa), ce qui nous donne une classe de plateforme **PPF5**.

2.3.Choix de la structure de chaussée

En considérant la classe de trafic **TC2⁺** et celle de la plateforme support **PPF5**, le catalogue nous propose la structure de chaussée en GNT (**voir annexe 3**) composée d'une couche d'assise en GNT de 20 cm d'épaisseur et d'une couche de roulement en BB de 5 cm d'épaisseur sur la chaussée.

En tenant compte des matériaux disponibles et des structures précédemment proposées (LBTP et projet), nous convenons de proposer, afin d'atténuer au maximum la transmission des charges, une structure composée de :

- Une couche de forme : 40 cm de GNT3 (E=200 MPa) ;
- Une couche de fondation : 15 cm de GNT2 (E=400 MPa) ;
- Une couche de base : 10 cm de GNT1 (E=600 MPa) ;
- Une couche de roulement : 6 cm de BB sur la chaussée et 3 cm de BB sur les accotements

3. Vérification avec le logiciel ALIZÉ

3.1.Détermination des valeurs admissibles

Le critère dimensionnant dépend du type de chaussée¹³.

- Pour le sol et les couches non liées, le critère dimensionnant est la déformation verticale ϵ_z en haut de couche ;
- Pour les couches bitumineuses, le critère dimensionnant est la déformation horizontale ϵ_t en bas de couche ;
- Pour les couches traitées aux liants hydrauliques et les bétons de ciment, le critère dimensionnant est la contrainte de traction par flexion à la base de la couche.

En tenant compte des données et de la structure de chaussée proposée, nous retenons que :

- La plateforme qui fait l'objet de notre dimensionnement se situe dans le premier cas. Après paramétrage des données sur ALIZÉ, nous obtenons une déformation admissible $\epsilon_{zadm} = 683,1 \mu_{déf}$ comme encadré en orange sur **la figure A8 en Annexe 5**.

¹³ Partie III : Dimensionnement des chaussées (M. Ousséni MONE : Ingénieur à ACIT géotechnique, Page 47)

- La couche de roulement, par contre, se situe dans le deuxième cas. Après dimensionnement, nous obtenons une déformation horizontale admissible $\varepsilon_{\text{tadm}} = 208,9 \mu_{\text{déf}}$ comme encadré en orange sur la figure A9 en Annexe 5.

3.2. Vérification

Après nos différents calculs, nous trouvons une déformation verticale $\varepsilon_z = 545,9 \mu_{\text{déf}} < \varepsilon_{\text{zadm}} = 683,1 \mu_{\text{déf}}$ et une déformation horizontale $\varepsilon_t = 133,3 \mu_{\text{déf}} < \varepsilon_{\text{tadm}} = 208,9 \mu_{\text{déf}}$ (confère la figure A10 en Annexe 5). Nous convenons donc que la structure de chaussée retenue est acceptable.

4. Coût de mise en œuvre de la solution retenue

Dans cette partie, nous allons calculer le coût de réalisation de la chaussée proposée sur les différents remblais d'accès. Les quantités de matériaux utilisées pour les couches de forme et d'assise sont exprimées en **m³**, tandis que celles des couches de roulements en **m²**. Le coût est estimé à **1 444 899 592 FCFA TTC** comme indiqué sur le tableau 16.

Tableau 19: Coût de la structure de chaussée proposée

N°	Désignations	Unités	Quantités	Prix unitaire (FCFA)	Prix total HT (FCFA)
305	Fourniture, transport et mise en œuvre de Grave Non traité 0/31,5				
305.a	Pour Couche de forme	m ³	10940,8	49875	545672400
305.b	Pour Couche de fondation	m ³	4102,8	49875	204627150
305.c	Pour couche de base	m ³	2735,2	49875	136418100
310	Fourniture, fabrication et mise en œuvre de béton bitumineux pour couche de roulement				
310.a	Sur une épaisseur de 6 cm	m ²	19462	14315	278598530
310.d	Sur une épaisseur de 3 cm	m ²	7890	7500	59175000
Total chaussée		FCFA			1224491180
TVA		%			18
Total chaussée TTC		FCFA			1444899592

Commentaire : Les prix unitaires sont tirés du Bordereau des Prix Unitaires (BPU) du marché.

IV. Recommandations

1. Caractérisation des sols supports

Afin de mieux caractériser les sols supports des différents remblais, nous recommandons de :

- Effectuer plus d'essais pressiométriques pour chaque sol support de remblai ;
- Faire des essais œdométriques pour chaque couche de sol compressible ;
- Déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des matériaux à travers des essais de cisaillement.

Ces informations permettront de faire des calculs aux éléments finis avec des logiciels tels plaxis 2D qui donnent des résultats généralement plus précis. Cela pourrait également permettre de réduire le nombre de colonnes à mettre en œuvre.

2. Assainissement et protection des talus de remblais

La proximité des remblais du fleuve est d'un grand avantage pour l'écoulement des eaux, mais peut aussi être source de problèmes. Nous recommandons donc de :

- Construire des descentes d'eau plus rapprochées (un espacement de 20 ml) de part et d'autre de chaque remblai pour faciliter l'écoulement des eaux, et éviter les ravinements des talus de remblais ;
- Protéger les talus des remblais en mettant du perré maçonnable au bas des remblais et un engazonnement sur leur partie supérieure. Cela permettra d'éviter l'humidification excessive de la base en période de crue.

CONCLUSION GÉNÉRALE

En définitive, cette étude a permis de s'intéresser aux problèmes d'amélioration des sols compressibles en Côte d'Ivoire, plus particulièrement dans la région GBEKE. Face à cette situation, il s'agira de proposer une technique de traitement optimale afin d'améliorer les caractéristiques des sols compressibles sur lesquels sont fondés les remblais d'accès aux ponts Kan et Bandama, dont les tassements causent des désordres sur les chaussées.

Tout d'abord, l'analyse des tassements et du poinçonnement du sol support des remblais, révèle que seul le sol support du remblai d'accès au pont Bandama côté Beoumi nécessite un traitement. La méthode d'analyse multicritère AHP, nous a permis de retenir la technique de traitement par des colonnes ballastées car elle prenait en compte les différents critères de choix liés au projet (technique, mise en œuvre, délai, coût, environnement). Nous avons également proposé une nouvelle structure de chaussée en matériau granulaires pour réduire la transmission des charges.

Ensuite, nous avons vérifié la pertinence technique de ses différentes solutions par un dimensionnement en prenant en compte les résultats des tassements et des paramètres géotechniques déterminés. Cette étude, nous a permis de conclure la mise en place de colonnes ballastés de **0,8 m de diamètre** sur une **longueur maximale de 10 m** permettrait de passer d'un tassement résiduel de **9 cm** à **2,94 cm** avec une vitesse de tassement inférieure au 1cm/an à partir de la mise en service de l'ouvrage.

Enfin, nous avons réalisé une étude économique qui estime la mise en œuvre des colonnes ballastées à **2 802 567 040 FCFA TTC** et celle de la nouvelle chaussée à environ **1 444 899 592 FCFA TTC**, soit un coût total de **4 247 466 632 FCFA TTC**.

Cependant, au regard de la complexité lié au choix des techniques de traitement adapté aux sols compressibles, nous pensons qu'il serait judicieux d'établir un catalogue qui propose pour les différents types de sol compressible et en fonction des ouvrages, une technique de traitement adéquat.

REFRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil - CCTG applicable au marché public de travaux - Fascicule 62 - Titre V – 1993.
- ✓ LBTP.2024. « Manuel pour la conception et le dimensionnement des chaussées neuves des routes interurbaines ».
- ✓ Cerema.2020. « Recommandations pour le suivi et le diagnostic des remblais routiers ».
- ✓ SETRA, LCPC.2000. « Réalisation des remblais et des couches de forme ».
- ✓ SETRA, LCPC.2000.« Guide technique : Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles ».
- ✓ CFMS. « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement ».
- ✓ IREX. 2012. « Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales ».
- ✓ Billal TOUALBIA et Youcef SAHI.2020. « Etude comparatives des renforcements de remblais sur sols compressibles : inclusions rigides-géogrilles-cas de l'évitement de la ville de Tébessa ».
- ✓ Youcef LABED.2020. « Réparation d'une piste d'héliport endommagée, au niveau d'un site militaire ».
- ✓ Abdelkader ASLAFI et Abdehai BOUSLAHI. Juin 2017. « Renforcement Et Amélioration Des Sols Par Colonnes Ballastées ».
- ✓ Oussama CHERIT et Karim SELEMA.2020. « Analyse numérique de comportement des remblais d'accès de pont en sol renforcées par géosynthétiques ».
- ✓ Seifeddine TABCHOUCHE.2018. « Étude de comportement des sols mous renforcés par colonnes ballastées ».

- ✓ Faustin Saleh MBEMBA. Décembre 2016. « Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessication des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes ».
- ✓ Dorra Ayadi. OPTIMISATION MULTICRITERE DE LA FIABILITE : APPLICATION DU MODELE DE GOAL PROGRAMMING AVEC LES FONCTIONS DE SATISFACTIONS DANS L'INDUSTRIE DE TRAITEMENT DE GAZ. Autre. Université d'Angers, 2010. Français. NNT :tel-00738462.
- ✓ Rachid BOUBEKEUR.2017. « Analyse multicritère d'aide à la décision ». Mémoire de master en ingénierie des systèmes d'information ».
- ✓ Stéphane Lambert. Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement. Ingénieries eau agriculture-territoires, 2000, 22, p. 17- p. 25.hal-00464010
- ✓ Bertrand HUBERT et al. Fondations et ouvrages en Terre : Manuel professionnel du géotechnique du BTP,832 pages.

REFRENCES WEBOGRAPHIQUES

- ✓ J.-M. COGNON. « La consolidation atmosphérique ». <https://www.geotech-fr.org/sites/default/files/rfg/article/57-3.pdf>
- ✓ Boutonnier L., Hajouai F. et Bacar Fadhuli N., Gandille D. « LGV EST lot 41 : tassements calculés puis mesurés sous remblais ». <https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/Actes/1233-1236.pdf>
- ✓ M. Fragnet. « Traitement des remblais d'accès aux ponts ». <http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1162251.pdf>
- ✓ K. Zaghouani et al. « Pont de Radès La Goulette (Tunisie) : consolidation des remblais d'accès ». <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/21/STAL9781607500315-1630.pdf>
- ✓ J. Vautrain. « Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées ». <https://www.geotech-fr.org/sites/default/files/rfg/article/11-5.pdf>
- ✓ « Mise en place d'une base de données pour une modélisation hydrologique distribuée du bassin versant du Bandama (Côte d'Ivoire) : apport d'un modèle numérique

d'altitude, de la télédétection et du SIG Phisitel ».

<https://www.ajol.info/index.php/afsci/article/view/87700/77360>.

- ✓ Olivier Combarieu. « Amélioration des sols par inclusions rigides : application à l'édification des remblais sur sols médiocres ». <https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/pdf/1988/03/geotech1988044p57.pdf>
- ✓ Pierre COSTE et al. « Tassemements et temps de consolidation mesurés et calculés sur projets lgv ». <https://www.cfmr-roches.org/sites/default/files/jngg/198.pdf>

ANNEXES

ANNEXES

Liste des photos

Photo A 1: Désordres observés au niveau remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula	79
Photo A 2 : Désordres observés au niveau remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi ..	80
Photo A 3: Désordres observés au niveau remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula .	81

Liste des figures

Figure A 1: Carte hydrologique du bassin versant du Bandama.....	82
Figure A 2: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Bandama.....	84
Figure A 3: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Kan	85
Figure A 4:Poids des différents critères par rapport à l'objectif principal	110
Figure A 5: Poids des différents sous-critères par rapport à l'objectif principal	117
Figure A 6: Poids des différentes variantes de traitement en fonction de l'objectif	131
Figure A 7: Proposition de structure de chaussé en GNT	132
Figure A 8: Détermination de la déformation verticale admissible avec le logiciel ALIZÉ .	133
Figure A 9:Détermination de la déformation horizontale admissible avec le logiciel ALIZÉ	134
Figure A 10:Détermination des déformations avec le logiciel ALIZÉ	135

Liste des tableaux

Tableau A 1: Dimensions des remblais d'accès au pont Bandama	84
Tableau A 2: Dimensions des remblais d'accès au pont Kan.....	85
Tableau A 3: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama (côté Béoumi).....	86
Tableau A 4: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama (côté Zuénoula)	88
Tableau A 5: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Kan (côté Béoumi)	89
Tableau A 6:Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Kan (côté Zuénoula)	91
Tableau A 7: Caractéristiques des matériaux constitutifs des sols supports des remblais d'accès aux ponts Bandama et Kan	93
Tableau A 8:Caractéristiques des matériaux constitutifs des remblais d'accès aux ponts Bandama et Kan	94
Tableau A 9: Compressibilité des sols des sols supports	96
Tableau A 10: Tassements du sols support des remblais d'accès au pont Bandama par la méthode pressiométrique.....	97
Tableau A 11: Tassements du sols support des remblais d'accès au pont Kan par la méthode pressiométrique	98

Tableau A 12:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi	101
Tableau A 13:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Bandama côté Zuénoula.....	102
Tableau A 14:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Kan côté Béoumi	103
Tableau A 15:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Kan côté Zuénoula	105
Tableau A 16: Résumé de la comparaison binaire des critères.....	108
Tableau A 17: Matrice de comparaison des critères	109
Tableau A 18:Résumé des calculs de λ_{max}	111
Tableau A 19:Resumé de la combinaison binaire des sous-critères de l'efficacité technique	112
Tableau A 20: Resumé de la combinaison binaire des sous-critères de la capacité de mise en œuvre.....	113
Tableau A 21: Resumé de la combinaison binaire des sous-critères du coût.....	113
Tableau A 22:Resumé de la combinaison binaire des sous-critères du délai.....	114
Tableau A 23:Resumé de la combinaison binaire des sous-critères du critère environnement	115
Tableau A 24: Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère réduction du tassement	118
Tableau A 25:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère uniformité du tassement	119
Tableau A 26:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère stabilité du remblai	120
Tableau A 27:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère disponibilité du matériel.....	120
Tableau A 28:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère disponibilité des matériaux.....	121
Tableau A 29:Résumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère expérience en la matière	122
Tableau A 30:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère coût de réalisation	123
Tableau A 31:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère coût d'entretien.....	124
Tableau A 32: Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère temps d'acquisition du matériel	124
Tableau A 33:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère temps d'acquisition du matériel	125
Tableau A 34:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère temps de mise en œuvre	126
Tableau A 35:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère emprise du sol.....	127
Tableau A 36:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère nuisances sonores	128

Tableau A 37:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère pollution 129

Sommaire Annexes

Annexe 1: Présentation des données	79
Annexe 2: Etude des tassements	96
Annexe 3: Analyse multicritères	106
Annexe 4: Structure de chaussée proposée par le catalogue LBTP	132
Annexe 5: Vérification de la structure de chaussée avec ALIZÉ.....	133

Annexe 1: Présentation des données

I. 1 Inventaire des désordres rencontrés sur les remblais

I.1. 1 Remblais d'accès au pont Kan

Divers désordres ont été observés au niveau des remblais d'accès au pont traversant le fleuve Kan. Le pont Kan ainsi que ses remblais d'accès vont du **PK5+650 au PK6+560**.

❖ Désordres observés sur la section côté Béoumi

En quittant Béoumi, nous rencontrons le premier remblai d'accès qui s'étend sur **340 m** comprenant une section non bitumée et une section bitumée. Sur la partie non bitumée, une absence de descentes d'eau et des ravinements au niveau des talus de remblais ont été observés. La partie bitumée était globalement en bon état mais présentait des affaissements et des fissures (plus prononcées du côté droit).

❖ Désordres observés sur la section côté Zuénoula

Cette section comprend également une partie bitumée et non bitumée s'étendant sur **470 m**. La partie bitumée présentait des dégradations avancées (nids de poules, fissures, orniérages, faïençage) avec disparition quasi-totale du bitume comme observé sur la Photo A 1. Sur la partie non bitumée, une absence de descentes d'eau et des ravinements au niveau des talus de remblais ont été également observés.



Photo A 1: Désordres observés au niveau remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula

I.1. 2 Remblais d'accès au pont Bandama

Divers désordres ont été observés au niveau de la chaussée des remblais d'accès au pont traversant le fleuve Bandama. Le pont Bandama ainsi que ses remblais d'accès vont **PK10+400 au PK12+500**.

❖ Désordres observés sur la section côté Béoumi

Cette section du remblai s'étend sur **560 m**. Elle comprend des alignements droits et des courbes. Ces différentes parties présentaient des affaissements des côtés gauche et droite, des nids de poules, des orniérages et des fissures. Une dégradation très prononcée a également été observée du côté gauche comme observé sur la Photo A 2. Les descentes d'eaux étaient non fonctionnelles.



Photo A 2 : Désordres observés au niveau remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi

❖ **Désordres observés sur la section Côté Zuénoula**

Cette section du remblai s'étend sur **1260 m**. Elle comprend des alignements droits et des courbes. Sur ce remblai d'accès, nous avons observé une absence de revêtement sur environ 10 m (du PK11+260 au PK11+270), des affaissements, des fissures et des nids de poules comme observé sur la Photo A 3. La dégradation de la chaussée était globalement très prononcée.



Photo A 3: Désordres observés au niveau remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula

I. 2 Synthèse de l'étude géotechnique du Laboratoire des Bâtiments et des Travaux Publics (LBTP)

I.2. 1 Contexte hydrologique de la zone d'étude

Notre zone d'étude se localise dans le bassin versant du Bandama. Ce bassin s'étend du Nord au Sud de la Côte d'Ivoire. Il est drainé par le fleuve Bandama et ses principaux affluents que sont le N'Zi et la Marahoué. De forme rectangulaire, avec une superficie de 97 000 Km² et une longueur de 1050 km, il est le seul bassin entièrement localisé sur le territoire ivoirien. Il prend sa source à une altitude de 480 km entre Korhogo et Boundiali.

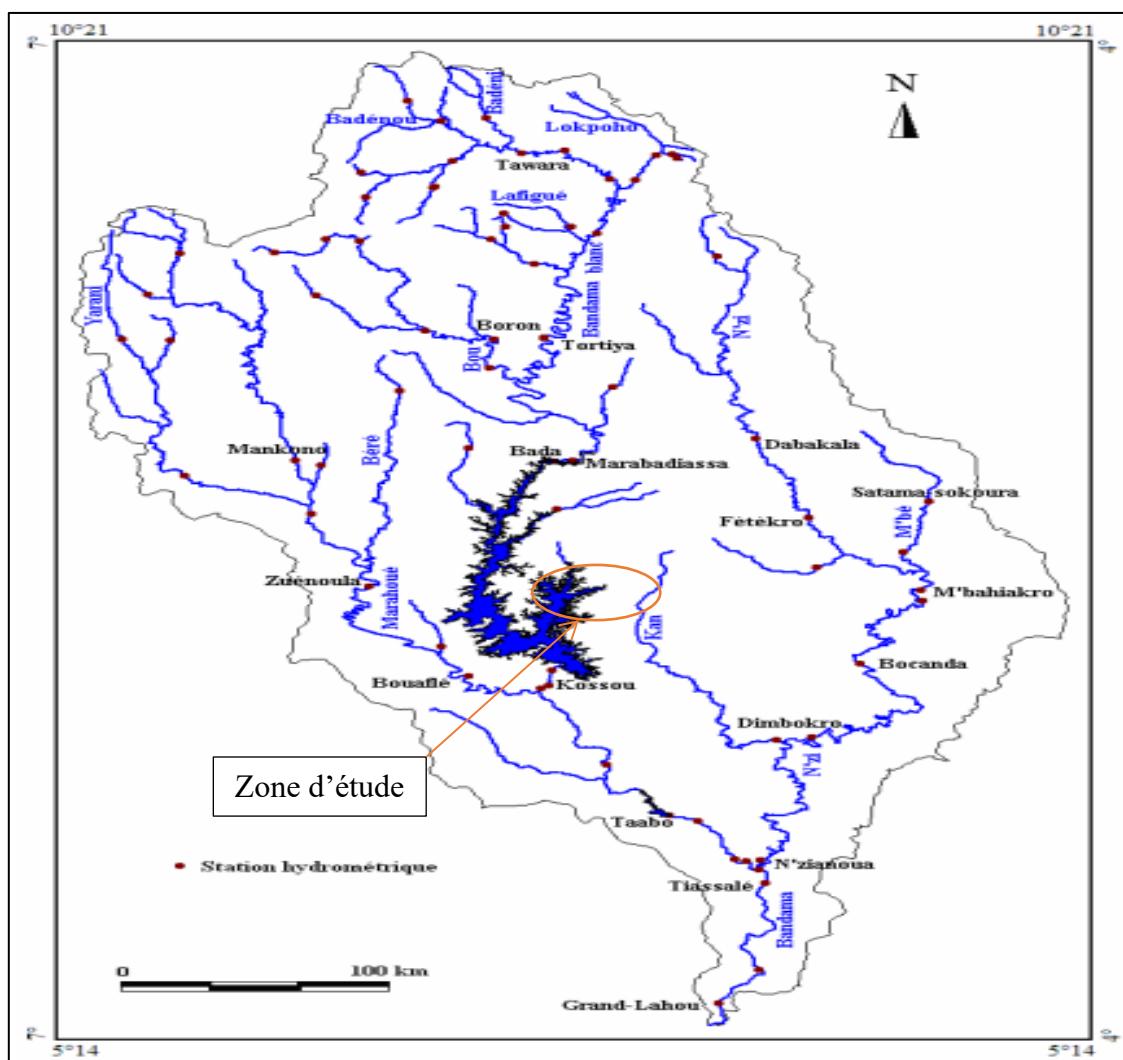


Figure A 1: Carte hydrologique du bassin versant du Bandama

I.2. 2 Reconnaissance de la mission géotechnique

Le LBTP a mené une étude en septembre 2023 afin de trouver une explication aux désordres observés. Dans cette quête de vérité, le LBTP a procédé à des sondages in situ et des essais en laboratoires. Ce sont :

- Deux (2) sondages carottés (SC) sur chaque remblai d'accès sur une profondeur de 20 m ;
- Un (1) puits manuel (PM) sur chaque remblai d'accès sur une profondeur de 10 m ;
- Deux (2) essais pressiométriques (SP) sur chaque remblai d'accès sur une profondeur de 20 m ;
- Des essais oedométriques, analyses granulométriques et limites d'Atterberg.

NB : Les différents sondages (carottés et pressiométriques) ont été effectués approximativement au même endroit.

❖ **Remblais d'accès au pont Bandama**

Tableau A 1: Dimensions des remblais d'accès au pont Bandama (BNETD, 2024)

Dimensions	Remblai d'accès côté	Pont Bandama	Remblai d'accès côté
	Béoumi		Zuénoula
Longueur (m)	560	280	1260
Largeur crête (m)	11,40	10	11,40
Talus	3/2	-	3/2

La figure A 2 montre les différents remblais d'accès du pont Bandama ainsi que les localisations des sondages.

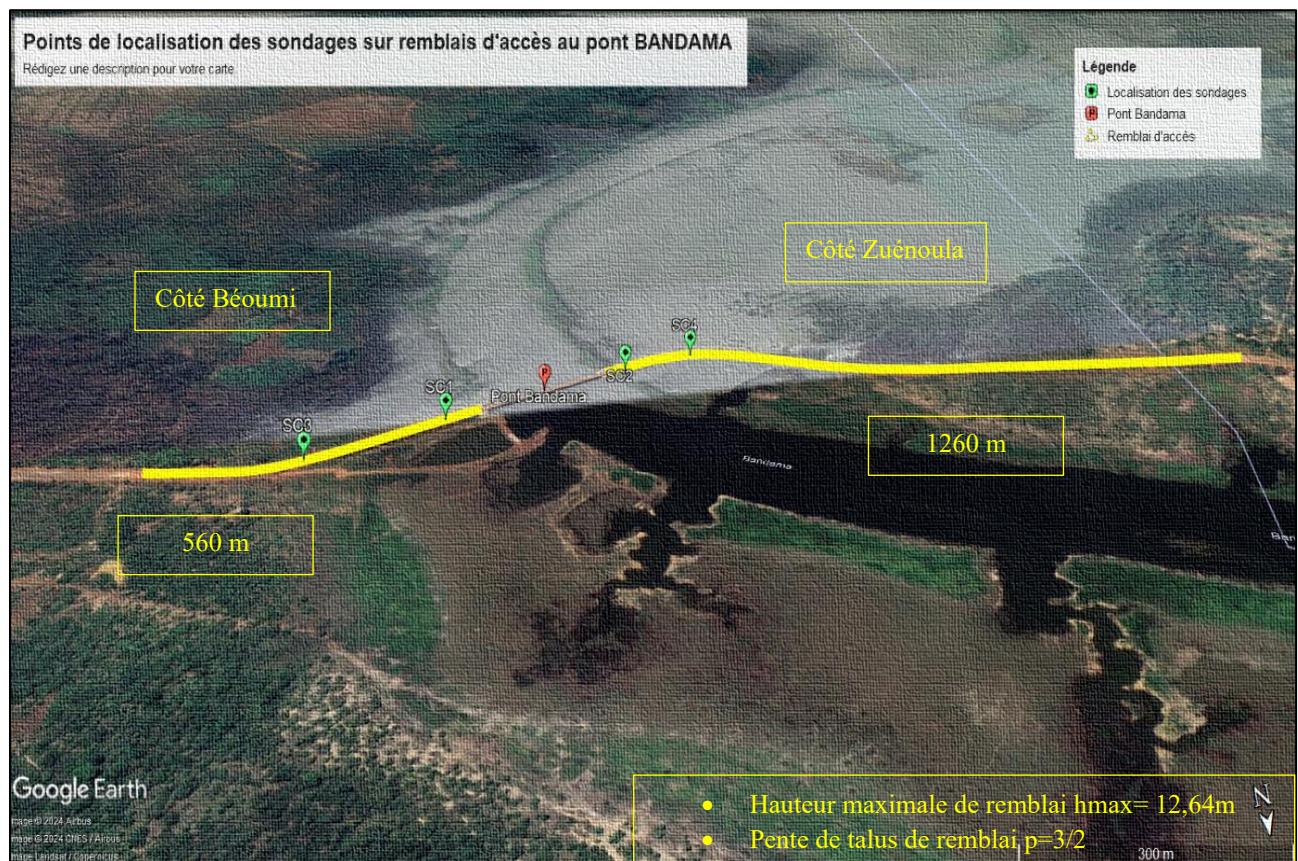


Figure A 2: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Bandama

❖ Remblais d'accès au pont Kan

Tableau A 2: Dimensions des remblais d'accès au pont Kan (BNETD, 2024)

Dimensions	Remblai d'accès côté	Pont Kan	Remblai d'accès côté
	Béoumi		Zuénoula
Longueur (m)	340	100	470
Largeur (m)	11,40	10	11,40
Talus	3/2	-	3/2

La figure A 3 montre les différents remblais d'accès du pont Kan ainsi que les localisations des sondages.

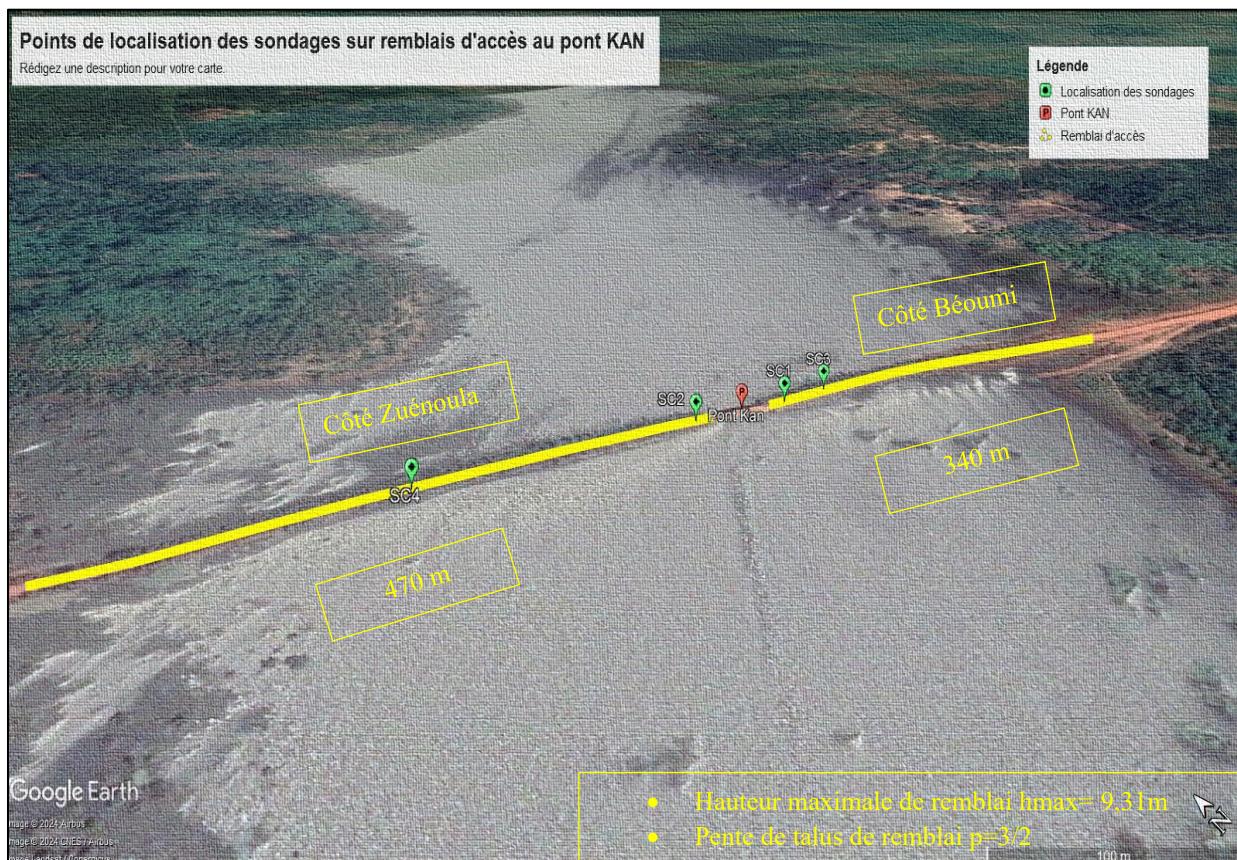


Figure A 3: Localisation des sondages in situ (Carottés et Pressiométriques) réalisés sur les remblais du pont Kan

I. 3 Synthèse des résultats

I.3. 1 Sondages carottés et pressiométriques

Les résultats obtenus des différents sondages in situ sont résumés dans les tableaux A3, A4, A5 et A6.

❖ Remblais d'accès au pont Bandama (côté Béoumi)

Tableau A 3: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi (LBTP, septembre 2023)

Sondage SP1				Sondage SP3			
Niveau (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)	Niveau	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)
0	GL			0	GL		
1		1,05	15,2	1		1,13	37,2
2		0,51	21,8	2		0,29	5,7
3		1,88	20,2	3		0,37	9,8
4		2,21	37,5	4		1,34	86,8
5		2,09	37,3	5		1,79	33,9
6		1,81	29,6	6		0,52	8,6
7		1,1	18,6	7		2,3	33,7
8		0,95	18,9	8		1,04	26,2
9		1,15	13,1	9		1,13	21,6
10		0,94	13,7	10		1,94	33,9
11		0,72	11	11		1,97	41,8
12		1,08	24,1	12		1,75	31,9
13	AC	1,02	13,1	13	AG	2,26	55
14		1,1	22,2	14		2,06	37,5
15		0,79	19,2	15		2,51	38,4
16		1,53	50,6	16		2,41	46,1
17		3,06	47,4	17		2,53	46,2
18	AG	2,7	60,7	18		2,97	59,9
19		2,74	416,9	19		4,06	48,9
20		3,07	50,4	20		4,5	58,2

Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués d'Argile graveleuse (AG) ou d'Argile Compacte (AC).

❖ **Remblais d'accès au pont Bandama (côté Zuénoula)**

Tableau A 4: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Bandama côté Zuénoula (LBTP, 2023)

Sondage SP2				Sondage SP4			
Niveau (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)	Niveau	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)
0	GL			0	GL		
1		1,08	23,6	1		0,51	5,4
2		1,11	23,6	2		0,4	5,3
3		1,6	36,7	3		0,63	5,5
4		1,94	15,5	4		0,56	3,1
5		1,71	21,4	5		0,29	9
6		2,02	26,7	6		0,5	84
7		1,14	23,9	7		1,38	19,3
8		1,12	18,9	8		1,27	17
9		0,73	16,6	9		1,05	15,1
10		0,97	8,6	10		1,94	19,8
11	AGS	0,68	5,8	11	AC	1,94	19,8
12		0,68	8,4	12		1,88	23,9
13	AS	0,38	2,9	13		2,13	37,8
14		1,1	8,8	14		2,33	96,6
15		0,66	3,9	15		2,33	49,6
16		0,73	7,9	16		2,95	74,7
17		1,22	33,8	17		4,89	87,6
18		1,07	10,6	18			
19		1,06	20,5	19			
20		1,3	21	20	RD		

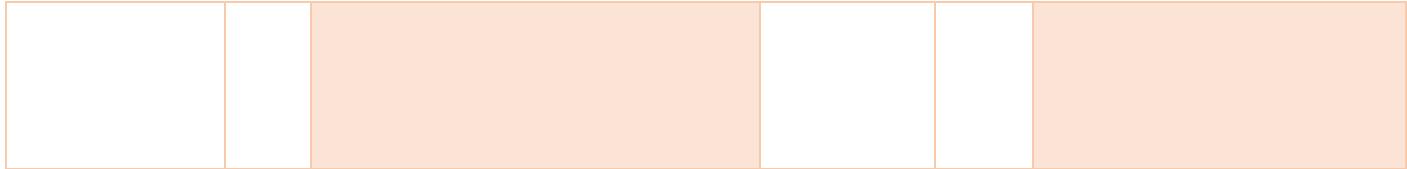
Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués d'Argile Sableuse (AS), d'Argile Compacte (AC) et/ou d'Argile Graveleuse Schisteuse (AGS). Ces derniers reposent elles-mêmes par endroit sur de la Roche Décomposée (RD).

❖ **Remblais d'accès au pont Kan (côté Béoumi)**

Tableau A 5: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont

Kan côté Béoumi (LBTP, 2023)

Sondage SP1				Sondage SP3			
Niveau (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)	Niveau	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)
0	GL			0	GL		
1		0,59	14,5	1		0,76	9,4
2		0,85	10,6	2		0,75	21,4
3		0,7	18,9	3		0,8	22,1
4		0,56	14,2	4		0,83	24,3
5		0,64	9,1	5		0,7	15,3
6		0,95	16,5	6		0,95	16,4
7		0,69	8,5	7		0,83	19
8		0,7	11,7	8		0,8	18,3
9	AG	0,93	21,8	9	SA	0,77	15,3
10		0,98	15,7	10		2	27,2
11		1,74	26	11		2,38	45,9
12		1,9	29,6	12		2,49	57,5
13	SA	1,71	52,9	13	RG	3,8	53,1
14		5,37	139,4	14			
15	RG			15			
16				16			
17				17			
18				18			
19				19			
20				20			



Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués de Sable Argileux (SA) et/ou d'Argile Graveleuse (AG). Ces derniers reposent elles-mêmes sur la Roche Granitique (RG).

❖ **Remblais d'accès au pont Kan (côté Zuénoula)**

Tableau A 6: Résultats des sondages pressiométriques menés sur les remblais d'accès au pont Kan côté Zuénoula (LBTP, 2023)

Sondage SP2				Sondage SP4			
Niveau (m)	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module E (MPa)	Niveau	Sol	Pression limite Pl (MPa)	Module (MPa)
0	GL			0	GL		
1		0,83	21,8	1		0,96	17,5
2		1,01	29,2	2		1,03	30,5
3		0,57	9,9	3		0,85	17,5
4		0,72	19,8	4		0,85	15,3
5		0,9	12,5	5		0,89	10,8
6		0,8	9,5	6		1,06	21,8
7		0,98	15,1	7		1,03	20,2
8		1,14	17,3	8		1,1	22,1
9		1,05	24,7	9		0,99	23,8
10	SA	1,31	17,5	10	AG	1,21	16,2
11	AC	1,92	78,8	11		1,95	26,5
12		2,28	27,1	12		2,14	27,4
13	SA	2,08	37	13		2,1	129,9
14		2,1	49,1	14		2,39	31,2
15		4,79	1940,3	15		3,12	49,7
16	RG				RG		
17							
18							
19							
20							

Commentaire : Les résultats montrent que le sol en place est constitué d'un remblai en Graveleux Latéritique (GL) reposant sur des sols constitués de Sable Argileux (SA), d'Argile Graveleuse (AG) et/ou d'Argile Compacte (AC). Ces derniers reposent elles-mêmes sur de la Roche Granitique (RG).

I.3. 2 Essais au laboratoire

Afin de caractériser les matériaux constitutifs des sols supports des différents remblais, des prélèvements ont été faits et analysés au laboratoire. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau A 7 :

Tableau A 7: Caractéristiques des matériaux constitutifs des sols supports des remblais d'accès aux ponts Bandama et Kan (LBTP, 2023)

Pont	Sondages	Profondeur des prélèvements (m)	Nature du matériau (ISO 14685-1)	Essai en laboratoire							
				% des fines	Indice de plasticité (IP)	Teneur en eau naturel	Poids volumique (KN/m ³)	Indice Cc	Indice Cs	Indice des vides e0	Contrainte σ' _p (Kpa)
BANDAMA	SC1	13,50-15,50	Sol limoneux	92,12	29,97	20,07	17,90	0,155	0,022	0,330	153
	SC2	13,50-15,00	Sol limoneux	70,32	20,88	20,23	17,50	0,126	0,001	0,345	289
KAN	SC2	10,50-12,00	Sol limoneux	70,04	25,34	17,87	17,20	0,123	0,022	0,377	114

Afin de caractériser les matériaux constitutifs des différents remblais d'accès, les puits manuels effectués ont servi à faire des essais au laboratoire. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau A 8 :

Tableau A 8:Caractéristiques des matériaux constitutifs des remblais d'accès aux ponts Bandama et Kan (LBTP, 2023)

	Sonda ges	Profonde ur des prélevem ents (m)	Nature du matéri au (ISO 14685-1)	Essai en laboratoire						
				% des fine s	Indice de plasticité (IP)	Teneur en eau naturel le (%)	Masse volumiq ue des grains solides (t/m^3)	Indic e CBR	Proctor	
									Teneur en eau optim al (%)	Densité sèche maxima le
BANDA MA	PM1	0,00-1,50	Sol grossie r limone ux	38,4 ₃	24,43	17,79	2,62	28	11,70	1,95
		1,50-6,00	Sol grossie r limone ux	19,9 ₃	15,22	15,06	2,69	40	7,09	2,22
		6,00-10,00	Sol grossie r limone ux	43,6 ₀	19,02	27,15	2,47	21	14	1,91
	PM2	0,00-4,50	Sol grossie r limone ux	28,1 ₈	21,91	7,85	2,52	33	11	2,15
		4,50-8,00	Sol grossie r limone ux	41,8 ₂	20,19	18,72	2,45	22	11,50	1,95
		8,00-10,00	Sol grossie r limone ux	48,8 ₂	19,77	12,99	2,43	32	9,64	2,04

KAN	PM1	0,00-1,50	Sol grossier limoneux	60,3 ₃	21,51	25,56	2,45	17	14,10	1,88
		1,70-9,00	Sol grossier limoneux	75,5 ₆	30,65	16,09	2,33	14	14,64	1,90
	PM2	0,00-1,20	Sol grossier limoneux	56,0 ₉	19,22	12,66	2,51	20	12,81	1,95
		1,70-9,00	Sol grossier limoneux	85,1 ₉	21,35	27,76	2,46	28	9,50	1,90

Conclusion : Ce chapitre nous a permis de présenter les différentes données auxquelles nous avons eu accès afin de mener notre étude. Ce sont entre autres les photos des désordres, les résultats des sondages in situ et des essais au laboratoire effectués par le LBTP.

Annexe 2: Etude des tassements

II. 1 Compressibilité des sols supports

Les données recueillies ne nous permettent pas de calculer les tassements de toutes les couches des sols supports par la méthode œdométrique. Nous allons donc déterminer l'état de compressibilité du sol afin de vérifier si la méthode pressiométrique (non pertinente pour les sols très compressibles¹⁴⁾ peut être utilisée.

Tableau A 9: Compressibilité des sols des sols supports

Pont	Sondages	Profondeur des prélèvements (m)	Nature du matériau (ISO 14685-1)	Essai au laboratoire			
				Indice Cc	Indice des vides e0	Cc/ (1+ e0)	Compressibilité
BANDAMA	SC1	13,50-15,50	Sol limoneux	0,155	0,330	0,116	Moyennement Compressible
	SC2	13,50-15,00	Sol limoneux	0,126	0,345	0,094	Moyennement Compressible
KAN	SC2	10,50-12,00	Sol limoneux	0,123	0,377	0,089	Moyennement Compressible

Commentaire : Les résultats montrent que les sols supports sont moyennement compressibles ($0,05 < \text{Cc}/(1+e_0) < 0,20$). Nous convenons donc d'utiliser la méthode pressiométrique pour la détermination des tassements.

II. 2 Détermination des tassements des sols supports

II.2. 1 Remblai d'accès au pont Bandama

Dans la suite de notre étude, nous convenons que la contrainte induite par le remblai en surface reste constante en profondeur. En plus de la contrainte induite par les remblais, nous considérons les surcharges d'exploitation routières (fixées à **10 KPa selon l'Eurocode 7**). Après calcul, nous obtenons les résultats résumés dans les tableaux suivants :

¹⁴Informations issues du document consultable sur le lien :

http://www.ampcr.ma/actes/10eme_congres_national_de_la_route/CONGRE/Exposes/AT3/A_T304.pdf

Tableau A 10: Tassements du sols support des remblais d'accès au pont Bandama par la méthode pressiométrique

Côté	Sondages	Sol support	Profondeur/TN (m)	Pression Ple* (Mpa)	Module (MPa)	E/PI	Etat du sol	Coeficient rhéologique α	Epaisseur Hi(m)	Pression verticale $\Delta\sigma_i$ (Mpa)	Tassement w_i (cm)	Tassement total w_0 (cm)
Béoumi	SP1	Argile compacte	13,00-16,00	1,079	20,701	19,18 ₂	Surconsolidé	1	3	0,2628	5,078	7,089
		Argile graveleuse	16,00-20,00	2,887	52,253	30,53 ₉	Surconsolidé	1	4	0,2628	2,012	
	SP3	Argile graveleuse	9,00-20,00	2,518	43,422	17,24 ₁	Surconsolidé	1	11	0,2628	6,657	6,657
Zuénoula	SP2	Argile graveleuse	10,00-12,00	0,68	6,861	10,09 ₁	Normalement consolidé	0,67	2	0,2628	5,106	19,058
		Argile sableuse	12,00-20,00	0,88	7,534	8,554	Sous-consolidé	0,5	8	0,2628	13,952	
	SP4	Argile compacte	13,00-17,00	2,974	72,312	24,30 ₈	Surconsolidé	1	4	0,2628	1,454	1,454

Commentaire : Les sols supports des remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi tasseront entre **6,657 cm** et **7,089 cm** tandis que ceux du côté Zuénoula entre **19,058 cm** et **1,454 cm**.

II.2. 2 Remblai d'accès au pont Kan

Tableau A 11: Tassements du sols support des remblais d'accès au pont Kan par la méthode pressiométrique

Côté	Sondages	Sol support	Profondeur/TN (m)	Pression Ple* (Mpa)	Module E (MPa)	E/Pl	Etat du sol	Coeficient rhéologique α	Epaisseur Hi(m)	Pression vertical $\Delta\sigma_i$ (Mpa)	Tassement w_i (cm)	Tassement total w_0 (cm)
Béoumi	SP1	Argile graveleue	9,00-12,00	1,318	22,001	16,699	Surconsolidé	1	3	0,1962	3,567	3,938
		Sable argileux	12,00-14,00	1,710	52,900	30,936	Surconsolidé	0,5	2	0,1962	0,371	
	SP3	Sable argileux	9,00-13,00	2,591	42,205	16,292	Surconsolidé	0,5	4	0,1962	0,930	0,930
<hr/>												
Zuénoula	SP2	Sable argileux	9,00-10,00	1,310	17,500	13,359	Surconsolidé	0,5	1	0,1962	0,561	2,231
		Argile compacte	10,00-12,00	2,092	40,330	19,276	Surconsolidé	1	2	0,1962	0,974	

	Sable argileux	12,00-15,00	2,090	42,200	20,192	Surconsolidé	0,5	3	0,1962	0,697	2,953
SP4	Argile graveleuse	9,00-15,00	2,072	30,639	14,789	Normalement consolidé	2	6	0,1962	2,953	

Commentaire : Les sols supports des remblais d'accès au pont Kan côté Béoumi tasseront entre **0,930 cm** et **3,938 cm** tandis que ceux du côté Zuénoula entre **2,231 cm** et **2,953 cm**.

II. 3 Courbes d'évolution des tassements des sols supports de remblais

Dans cette partie, nous présentons les différents calculs qui nous ont permis de tracer les différentes courbes d'évolution des tassements dans le temps. Les différents coefficients de consolidation C_v sont issus du rapport géotechnique du LBTP.

Les différentes courbes ont été tracées en considérant les données (marquées en orange) dans les différents tableaux suivants :

❖ Remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi

Tableau A 12:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Bandama côté Béoumi

emps (an)	Tassements sols SP1 (Argile Compacte)							Tassements sols SP1 (Argile Graveluse)							Tassements sols SP3 (Argile Graveluse)							SP1	SP3	SP1-SP3	
	Cv (m ² /s)	H (m)	Alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m ² /s)	H (m)	Alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m ² /s)	H (m)	Alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	ΔW (cm)	
0,000	1,5E-07	2	1	0,000	0,000	-5,078	0,000	1,8E-07	7	1	0,000	0,000	-2,012	0,000	1,8E-07	4	1	0,0000	0,000	-6,657	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,002	1,5E-07	2	1	0,002	5,020	-5,078	-0,255	1,8E-07	7	1	0,000	1,571	-2,012	-0,032	1,8E-07	4	1	0,0006	2,749	-6,657	-0,183	-0,287	-0,183	-0,103	
0,006	1,5E-07	2	1	0,007	9,165	-5,078	-0,465	1,8E-07	7	1	0,001	2,868	-2,012	-0,058	1,8E-07	4	1	0,0020	5,020	-6,657	-0,334	-0,523	-0,334	-0,189	
0,007	1,5E-07	2	1	0,008	10,040	-5,078	-0,510	1,8E-07	7	1	0,001	3,142	-2,012	-0,063	1,8E-07	4	1	0,0024	5,499	-6,657	-0,366	-0,573	-0,366	-0,207	
0,018	1,5E-07	2	1	0,020	16,038	-5,078	-0,814	1,8E-07	7	1	0,002	5,020	-2,012	-0,101	1,8E-07	4	1	0,0061	8,785	-6,657	-0,585	-0,915	-0,585	-0,331	
0,023	1,5E-07	2	1	0,027	18,330	-5,078	-0,931	1,8E-07	7	1	0,003	5,737	-2,012	-0,115	1,8E-07	4	1	0,0080	10,040	-6,657	-0,668	-1,046	-0,668	-0,378	
0,027	1,5E-07	2	1	0,031	19,763	-5,078	-1,004	1,8E-07	7	1	0,003	6,186	-2,012	-0,124	1,8E-07	4	1	0,0093	10,825	-6,657	-0,721	-1,128	-0,721	-0,407	
0,061	1,5E-07	2	1	0,071	29,905	-5,078	-1,519	1,8E-07	7	1	0,007	9,361	-2,012	-0,188	1,8E-07	4	1	0,0213	16,382	-6,657	-1,091	-1,707	-1,091	-0,616	
0,070	1,5E-07	2	1	0,082	32,071	-5,078	-1,629	1,8E-07	7	1	0,008	10,040	-2,012	-0,202	1,8E-07	4	1	0,0245	17,569	-6,657	-1,170	-1,831	-1,170	-0,661	
0,089	1,5E-07	2	1	0,103	36,069	-5,078	-1,832	1,8E-07	7	1	0,010	11,293	-2,012	-0,227	1,8E-07	4	1	0,0310	19,763	-6,657	-1,316	-2,059	-1,316	-0,743	
0,108	1,5E-07	2	1	0,126	39,817	-5,078	-2,022	1,8E-07	7	1	0,012	12,470	-2,012	-0,251	1,8E-07	4	1	0,0378	21,823	-6,657	-1,453	-2,273	-1,453	-0,820	
0,169	1,5E-07	2	1	0,197	49,694	-5,078	-2,523	1,8E-07	7	1	0,019	15,593	-2,012	-0,314	1,8E-07	4	1	0,0591	27,286	-6,657	-1,817	-2,837	-1,817	-1,021	
0,203	1,5E-07	2	1	0,237	54,368	-5,078	-2,761	1,8E-07	7	1	0,023	17,091	-2,012	-0,344	1,8E-07	4	1	0,0710	29,905	-6,657	-1,991	-3,105	-1,991	-1,114	
0,246	1,5E-07	2	1	0,287	59,672	-5,078	-3,030	1,8E-07	7	1	0,028	18,821	-2,012	-0,379	1,8E-07	4	1	0,0861	32,929	-6,657	-2,192	-3,409	-2,192	-1,217	
0,271	1,5E-07	2	1	0,316	62,500	-5,078	-3,174	1,8E-07	7	1	0,031	19,763	-2,012	-0,398	1,8E-07	4	1	0,0949	34,575	-6,657	-2,302	-3,571	-2,302	-1,270	
0,346	1,5E-07	2	1	0,403	69,810	-5,078	-3,545	1,8E-07	7	1	0,039	22,302	-2,012	-0,449	1,8E-07	4	1	0,1209	39,006	-6,657	-2,597	-3,994	-2,597	-1,397	
0,360	1,5E-07	2	1	0,420	71,088	-5,078	-3,610	1,8E-07	7	1	0,041	22,767	-2,012	-0,458	1,8E-07	4	1	0,1260	39,817	-6,657	-2,651	-4,068	-2,651	-1,417	
0,486	1,5E-07	2	1	0,567	80,253	-5,078	-4,075	1,8E-07	7	1	0,056	26,452	-2,012	-0,532	1,8E-07	4	1	0,1701	46,218	-6,657	-3,077	-4,607	-3,077	-1,531	
0,563	1,5E-07	2	1	0,657	84,404	-5,078	-4,286	1,8E-07	7	1	0,064	28,466	-2,012	-0,573	1,8E-07	4	1	0,1970	49,694	-6,657	-3,308	-4,859	-3,308	-1,550	
0,621	1,5E-07	2	1	0,725	86,956	-5,078	-4,416	1,8E-07	7	1	0,071	29,905	-2,012	-0,602	1,8E-07	4	1	0,2174	52,163	-6,657	-3,473	-5,017	-3,473	-1,545	
0,727	1,5E-07	2	1	0,848	90,502	-5,078	-4,596	1,8E-07	7	1	0,083	32,345	-2,012	-0,651	1,8E-07	4	1	0,2544	56,310	-6,657	-3,749	-5,246	-3,749	-1,498	
0,820	1,5E-07	2	1	0,957	92,747	-5,078	-4,710	1,8E-07	7	1	0,094	34,352	-2,012	-0,691	1,8E-07	4	1	0,2870	59,672	-6,657	-3,973	-5,401	-3,973	-1,428	
0,968	1,5E-07	2	1	1,129	95,151	-5,078	-4,832	1,8E-07	7	1	0,111	37,312	-2,012	-0,751	1,8E-07	4	1	0,3387	64,515	-6,657	-4,295	-5,582	-4,295	-1,287	
1,103	1,5E-07	2	1	1,286	96,544	-5,078	-4,903	1,8E-07	7	1	0,126	39,817	-2,012	-0,801	1,8E-07	4	1	0,3859	68,473	-6,657	-4,559	-5,704	-4,559	-1,145	
1,152	1,5E-07	2	1	1,343	96,923	-5,078	-4,922	1,8E-07	7	1	0,132	40,687	-2,012	-0,819	1,8E-07	4	1	0,4030	69,810	-6,657	-4,648	-5,740	-4,648	-1,093	
1,620	1,5E-07	2	1	1,890	98,816	-5,078	-5,018	1,8E-07	7	1	0,185	48,196	-2,012	-0,970	1,8E-07	4	1	0,5670	80,253	-6,657	-5,343	-5,987	-5,343	-0,645	
1,724	1,5E-07	2	1	2,011	99,011	-5,078	-5,028	1,8E-07	7	1	0,197	49,694	-2,012	-1,000	1,8E-07	4	1	0,6033	82,052	-6,657	-5,462	-6,027			

❖ Remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula

Tableau A 13:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Bandama côté Zuénoula

temps (an)	Tassements sols SP2 (Argile Gravaleuse Schisteuse)							Tassements sols SP2 (Argile Sableuse)							Tassements sols SP (Argile Compac)							SP2	SP4	SP2-SP4
	Cv (m2/s)	H (m)	alpha	Tv	Ut(%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m2/s)	H (m)	alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m2/s)	H (m)	Alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	ΔW (cm)
0,000	1,8E-07	2	1	0,000	0,000	-5,106	0,000	1,8E-07	7	1	0,000	0,000	-13,952	0,000	1,5E-07	4	1	0,000	0,000	-1,454	1,5E-07	0,000	0,000	0,000
0,001	1,8E-07	2	1	0,002	5,020	-5,106	-0,256	1,8E-07	7	1	0,000	1,434	-13,952	-0,200	1,5E-07	4	1	0,000	2,291	-1,454	1,5E-07	-0,456	-0,033	-0,423
0,006	1,8E-07	2	1	0,008	10,040	-5,106	-0,513	1,8E-07	7	1	0,001	2,868	-13,952	-0,400	1,5E-07	4	1	0,002	4,582	-1,454	1,5E-07	-0,913	-0,067	-0,846
0,007	1,8E-07	2	1	0,010	10,998	-5,106	-0,562	1,8E-07	7	1	0,001	3,142	-13,952	-0,438	1,5E-07	4	1	0,002	5,020	-1,454	1,5E-07	-1,000	-0,073	-0,927
0,018	1,8E-07	2	1	0,025	17,569	-5,106	-0,897	1,8E-07	7	1	0,002	5,020	-13,952	-0,700	1,5E-07	4	1	0,005	8,019	-1,454	1,5E-07	-1,598	-0,117	-1,481
0,022	1,8E-07	2	1	0,031	19,763	-5,106	-1,009	1,8E-07	7	1	0,003	5,647	-13,952	-0,788	1,5E-07	4	1	0,006	9,021	-1,454	1,5E-07	-1,797	-0,131	-1,666
0,027	1,8E-07	2	1	0,038	21,995	-5,106	-1,123	1,8E-07	7	1	0,003	6,284	-13,952	-0,877	1,5E-07	4	1	0,008	10,040	-1,454	1,5E-07	-2,000	-0,146	-1,854
0,051	1,8E-07	2	1	0,071	29,905	-5,106	-1,527	1,8E-07	7	1	0,006	8,545	-13,952	-1,192	1,5E-07	4	1	0,015	13,651	-1,454	1,5E-07	-2,719	-0,198	-2,521
0,070	1,8E-07	2	1	0,098	35,128	-5,106	-1,794	1,8E-07	7	1	0,008	10,040	-13,952	-1,401	1,5E-07	4	1	0,020	16,038	-1,454	1,5E-07	-3,194	-0,233	-2,961
0,090	1,8E-07	2	1	0,126	39,817	-5,106	-2,033	1,8E-07	7	1	0,010	11,384	-13,952	-1,588	1,5E-07	4	1	0,026	18,186	-1,454	1,5E-07	-3,621	-0,264	-3,357
0,106	1,8E-07	2	1	0,149	43,251	-5,106	-2,209	1,8E-07	7	1	0,012	12,371	-13,952	-1,726	1,5E-07	4	1	0,031	19,763	-1,454	1,5E-07	-3,935	-0,287	-3,647
0,141	1,8E-07	2	1	0,197	49,694	-5,106	-2,538	1,8E-07	7	1	0,016	14,234	-13,952	-1,986	1,5E-07	4	1	0,041	22,739	-1,454	1,5E-07	-4,524	-0,331	-4,193
0,205	1,8E-07	2	1	0,287	59,672	-5,106	-3,047	1,8E-07	7	1	0,023	17,181	-13,952	-2,397	1,5E-07	4	1	0,060	27,445	-1,454	1,5E-07	-5,444	-0,399	-5,045
0,243	1,8E-07	2	1	0,341	64,700	-5,106	-3,304	1,8E-07	7	1	0,028	18,722	-13,952	-2,612	1,5E-07	4	1	0,071	29,905	-1,454	1,5E-07	-5,916	-0,435	-5,481
0,271	1,8E-07	2	1	0,380	67,983	-5,106	-3,471	1,8E-07	7	1	0,031	19,763	-13,952	-2,757	1,5E-07	4	1	0,079	31,567	-1,454	1,5E-07	-6,229	-0,459	-5,770
0,288	1,8E-07	2	1	0,403	69,810	-5,106	-3,565	1,8E-07	7	1	0,033	20,359	-13,952	-2,840	1,5E-07	4	1	0,084	32,518	-1,454	1,5E-07	-6,405	-0,473	-5,933
0,405	1,8E-07	2	1	0,567	80,253	-5,106	-4,098	1,8E-07	7	1	0,046	24,148	-13,952	-3,369	1,5E-07	4	1	0,118	38,557	-1,454	1,5E-07	-7,467	-0,561	-6,907
0,432	1,8E-07	2	1	0,605	82,122	-5,106	-4,193	1,8E-07	7	1	0,049	24,940	-13,952	-3,480	1,5E-07	4	1	0,126	39,817	-1,454	1,5E-07	-7,673	-0,579	-7,094
0,606	1,8E-07	2	1	0,848	90,502	-5,106	-4,621	1,8E-07	7	1	0,069	29,529	-13,952	-4,120	1,5E-07	4	1	0,177	47,093	-1,454	1,5E-07	-8,741	-0,685	-8,057
0,621	1,8E-07	2	1	0,870	91,009	-5,106	-4,647	1,8E-07	7	1	0,071	29,905	-13,952	-4,172	1,5E-07	4	1	0,181	47,686	-1,454	1,5E-07	-8,820	-0,693	-8,126
0,676	1,8E-07	2	1	0,946	92,549	-5,106	-4,726	1,8E-07	7	1	0,077	31,181	-13,952	-4,350	1,5E-07	4	1	0,197	49,694	-1,454	1,5E-07	-9,076	-0,722	-8,354
0,807	1,8E-07	2	1	1,129	95,151	-5,106	-4,859	1,8E-07	7	1	0,092	34,067	-13,952	-4,753	1,5E-07	4	1	0,235	54,205	-1,454	1,5E-07	-9,612	-0,788	-8,824
0,984	1,8E-07	2	1	1,378	97,125	-5,106	-4,960	1,8E-07	7	1	0,112	37,624	-13,952	-5,249	1,5E-07	4	1	0,287	59,672	-1,454	1,5E-07	-10,209	-0,867	-9,341
1,103	1,8E-07	2	1	1,544	97,898	-5,106	-4,999	1,8E-07	7	1	0,126	39,817	-13,952	-5,555	1,5E-07	4	1	0,322	62,972	-1,454	1,5E-07	-10,554	-0,915	-9,639
1,382	1,8E-07	2	1	1,934	98,893	-5,106	-5,050	1,8E-07	7	1	0,158	44,546	-13,952	-6,215	1,5E-07	4	1	0,403	69,810	-1,454	1,5E-07	-11,265	-1,015	-10,250
1,724	1,8E-07	2	1	2,413	99,419	-5,106	-5,077	1,8E-07	7	1	0,197	49,694	-13,952	-6,933	1,5E-07	4	1	0,503	76,641	-1,454	1,5E-07	-12,010	-1,114	-10,896
1,944	1,8E-07	2	1	2,722	99,592	-5,106	-5,086	1,8E-07	7	1	0,222	52,716	-13,952	-7,355	1,5E-07	4	1	0,						

❖ Remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi

Tableau A 14:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Kan côté Béoumi

Temps (an)	Tassements sols SP1 (Argile Graveleuse)						Tassements sols SP1(Argile Graveleuse)						Tassements sols SP3 (Sable Argileux)						SP1	SP3	SP1- SP3				
	Cv (m ² /s)	H (m)	Alph a	T _v	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m ² /s)	H (m)	Alph a	T _v	Ut(%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m ² /s)	H (m)	Alph a	T _v	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	ΔW (cm)	
0,000	1,8E-07	4	1	0,000 0	0,000	-3,567	0,000	2,7E-07	2,000	1,00 0	0,000	0,000	-0,371	0,000	2,7E-07	4	1	0,00 0	0,000	-0,930	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,001	1,8E-07	4	1	0,000 3	2,049	-3,567	-0,073	2,7E-07	2,000 0	1	0,002	5,020	-0,371	-0,019	2,7E-07	4	1	0,00 1	2,510	-0,930	-0,023	-0,092	-0,023	-0,068	
0,004	1,8E-07	4	1	0,001 3	4,099	-3,567	-0,146	2,7E-07	2,000 0	1	0,008	10,04 0	-0,371	-0,037	2,7E-07	4	1	0,00 2	5,020	-0,930	-0,047	-0,183	-0,047	-0,137	
0,006	1,8E-07	4	1	0,002 0	5,020	-3,567	-0,179	2,7E-07	2,000 0	1	0,012	12,29 6	-0,371	-0,046	2,7E-07	4	1	0,00 3	6,148	-0,930	-0,057	-0,225	-0,057	-0,168	
0,015	1,8E-07	4	1	0,005 2	8,068	-3,567	-0,288	2,7E-07	2,000 0	1	0,031	19,76 3	-0,371	-0,073	2,7E-07	4	1	0,00 8	9,881	-0,930	-0,092	-0,361	-0,092	-0,269	
0,015	1,8E-07	4	1	0,005 3	8,197	-3,567	-0,292	2,7E-07	2,000 0	1	0,032	20,07 9	-0,371	-0,074	2,7E-07	4	1	0,00 8	10,04 0	-0,930	-0,093	-0,367	-0,093	-0,274	
0,023	1,8E-07	4	1	0,008 0	10,04 0	-3,567	-0,358	2,7E-07	2,000 0	1	0,048	24,59 1	-0,371	-0,091	2,7E-07	4	1	0,01 2	12,29 6	-0,930	-0,114	-0,449	-0,114	-0,335	
0,034	1,8E-07	4	1	0,011 8	12,21 0	-3,567	-0,436	2,7E-07	2,000 0	1	0,071	29,90 5	-0,371	-0,111	2,7E-07	4	1	0,01 8	14,95 4	-0,930	-0,139	-0,546	-0,139	-0,407	
0,059	1,8E-07	4	1	0,020 7	16,13 6	-3,567	-0,576	2,7E-07	2,000 0	1	0,124	39,50 1	-0,371	-0,147	2,7E-07	4	1	0,03 1	19,76 3	-0,930	-0,184	-0,722	-0,184	-0,538	
0,060	1,8E-07	4	1	0,021 0	16,26 6	-3,567	-0,580	2,7E-07	2,000 0	1	0,126	39,81 7	-0,371	-0,148	2,7E-07	4	1	0,03 2	19,92 2	-0,930	-0,185	-0,728	-0,185	-0,543	
0,089	1,8E-07	4	1	0,031 0	19,76 3	-3,567	-0,705	2,7E-07	2,000 0	1	0,186	48,30 6	-0,371	-0,179	2,7E-07	4	1	0,04 7	24,20 4	-0,930	-0,225	-0,884	-0,225	-0,659	
0,094	1,8E-07	4	1	0,032 8	20,33 9	-3,567	-0,726	2,7E-07	2,000 0	1	0,197	49,69 4	-0,371	-0,184	2,7E-07	4	1	0,04 9	24,90 9	-0,930	-0,232	-0,910	-0,232	-0,678	
0,135	1,8E-07	4	1	0,047 3	24,42 0	-3,567	-0,871	2,7E-07	2,000 0	1	0,284	59,37 3	-0,371	-0,220	2,7E-07	4	1	0,07 1	29,90 5	-0,930	-0,278	-1,091	-0,278	-0,813	
0,137	1,8E-07	4	1	0,047 8	24,54 8	-3,567	-0,876	2,7E-07	2,000 0	1	0,287	59,67 2	-0,371	-0,221	2,7E-07	4	1	0,07 2	30,06 3	-0,930	-0,280	-1,097	-0,280	-0,817	
0,192	1,8E-07	4	1	0,067 2	29,08 7	-3,567	-1,038	2,7E-07	2,000 0	1	0,403	69,81 0	-0,371	-0,259	2,7E-07	4	1	0,10 1	35,61 6	-0,930	-0,331	-1,297	-0,331	-0,965	
0,203	1,8E-07	4	1	0,071 0	29,90 5	-3,567	-1,067	2,7E-07	2,000 0	1	0,426	71,52 7	-0,371	-0,265	2,7E-07	4	1	0,10 7	36,61 6	-0,930	-0,340	-1,332	-0,340	-0,992	
0,240	1,8E-07	4	1	0,084 0	32,52 6	-3,567	-1,160	2,7E-07	2,000 0	1	0,504	76,71 6	-0,371	-0,285	2,7E-07	4	1	0,12 6	39,81 7	-0,930	-0,370	-1,445	-0,370	-1,075	
0,270	1,8E-07	4	1	0,094 5	34,49 6	-3,567	-1,231	2,7E-07	2,000 0	1	0,567	80,25 3	-0,371	-0,298	2,7E-07	4	1	0,14 2	42,22 0	-0,930	-0,393	-1,528	-0,393	-1,136	

0,360	1,8E-07	4	1	0,126 0	39,81 7	-3,567	-1,420	2,7E-07	2,000 0	1	0,756	87,97 4	-0,371	-0,326	2,7E-07	4	1	0,18 9	48,68 9	-0,930	-0,453	-1,747	-0,453	-1,294
0,375	1,8E-07	4	1	0,131 3	40,64 7	-3,567	-1,450	2,7E-07	2,000 0	1	0,788	88,92 9	-0,371	-0,330	2,7E-07	4	1	0,19 7	49,69 4	-0,930	-0,462	-1,780	-0,462	-1,318
0,404	1,8E-07	4	1	0,141 3	42,15 9	-3,567	-1,504	2,7E-07	2,000 0	1	0,848	90,50 2	-0,371	-0,336	2,7E-07	4	1	0,21 2	51,52 0	-0,930	-0,479	-1,840	-0,479	-1,361
0,538	1,8E-07	4	1	0,188 2	48,58 3	-3,567	-1,733	2,7E-07	2,000 0	1	1,129	95,15 1	-0,371	-0,353	2,7E-07	4	1	0,28 2	59,19 8	-0,930	-0,550	-2,086	-0,550	-1,536
0,547	1,8E-07	4	1	0,191 3	48,98 5	-3,567	-1,747	2,7E-07	2,000 0	1	1,148	95,35 2	-0,371	-0,354	2,7E-07	4	1	0,28 7	59,67 2	-0,930	-0,555	-2,101	-0,555	-1,546
0,563	1,8E-07	4	1	0,197 0	49,69 4	-3,567	-1,773	2,7E-07	2,000 0	1	1,182	95,68 7	-0,371	-0,355	2,7E-07	4	1	0,29 6	60,50 7	-0,930	-0,563	-2,128	-0,563	-1,565
0,768	1,8E-07	4	1	0,268 7	57,81 3	-3,567	-2,062	2,7E-07	2,000 0	1	1,612	98,13 8	-0,371	-0,364	2,7E-07	4	1	0,40 3	69,81 0	-0,930	-0,649	-2,426	-0,649	-1,777
0,820	1,8E-07	4	1	0,287 0	59,67 2	-3,567	-2,129	2,7E-07	2,000 0	1	1,722	98,45 5	-0,371	-0,365	2,7E-07	4	1	0,43 1	71,85 3	-0,930	-0,668	-2,494	-0,668	-1,826
1,080	1,8E-07	4	1	0,378 0	67,84 1	-3,567	-2,420	2,7E-07	2,000 0	1	2,268	99,30 3	-0,371	-0,368	2,7E-07	4	1	0,56 7	80,25 3	-0,930	-0,746	-2,788	-0,746	-2,042
1,152	1,8E-07	4	1	0,403 0	69,81 0	-3,567	-2,490	2,7E-07	2,000 0	1	2,418	99,42 2	-0,371	-0,369	2,7E-07	4	1	0,60 5	82,10 8	-0,930	-0,763	-2,859	-0,763	-2,096
1,616	1,8E-07	4	1	0,565 3	80,16 7	-3,567	-2,860	2,7E-07	2,000 0	1	3,392	99,78 8	-0,371	-0,370	2,7E-07	4	1	0,84 8	90,50 2	-0,930	-0,841	-3,230	-0,841	-2,388
1,620	1,8E-07	4	1	0,567 0	80,25 3	-3,567	-2,863	2,7E-07	2,000 0	1	3,402	99,79 0	-0,371	-0,370	2,7E-07	4	1	0,85 1	90,56 2	-0,930	-0,842	-3,233	-0,842	-2,391
2,151	1,8E-07	4	1	0,752 7	87,86 9	-3,567	-3,134	2,7E-07	2,000 0	1	4,516	99,91 0	-0,371	-0,371	2,7E-07	4	1	1,12 9	95,15 1	-0,930	-0,885	-3,505	-0,885	-2,620
2,423	1,8E-07	4	1	0,848 0	90,50 2	-3,567	-3,228	2,7E-07	2,000 0	1	5,088	99,93 7	-0,371	-0,371	2,7E-07	4	1	1,27 2	96,44 0	-0,930	-0,897	-3,599	-0,897	-2,702
3,226	1,8E-07	4	1	1,129 0	95,15 1	-3,567	-3,394	2,7E-07	2,000 0	1	6,774	99,97 3	-0,371	-0,371	2,7E-07	4	1	1,69 4	98,38 0	-0,930	-0,915	-3,765	-0,915	-2,850
5,000	1,8E-07	4	1	1,749 6	98,52 3	-3,567	-3,514	2,7E-07	2,000 0	1	10,49	99,99 3	-0,371	-0,371	2,7E-07	4	1	2,62 4	99,54 6	-0,930	-0,926	-3,885	-0,926	-2,960
8,000	1,8E-07	4	1	2,799 4	99,62 5	-3,567	-3,554	2,7E-07	2,000 0	1	16,79	99,99 8	-0,371	-0,371	2,7E-07	4	1	4,19 9	99,88 8	-0,930	-0,929	-3,925	-0,929	-2,996

❖ **Remblai d'accès au pont Kan côté Zuénoula**

Tableau A 15:Détermination des tassements en fonction du temps et des tassements différentiels des sols supports des remblais d'accès au pont Kan côté Zuénoula

temps (an)	Tassements sols SP2							Tassements sols SP3(Argile Gravéleuse)							SP2	SP4	SP2-SP4
	Cv (m ² /s)	H (m)	Alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Cv (m ² /s)	H (m)	Alpha	Tv	Ut (%)	Wi (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	Wt (cm)	ΔW (cm)
0,000	0,00000018	7	1	0,0000	0,000	-2,231	0,000	1,8E-07	6	1	0,000	0,000	-2,953	0,000	0,000	0,000	0,000
0,013	0,00000018	7	1	0,0015	4,303	-2,231	-0,096	1,8E-07	6	1	0,002	5,020	-2,953	-0,148	-0,096	-0,148	-0,052
0,018	0,00000018	7	1	0,0020	5,020	-2,231	-0,112	1,8E-07	6	1	0,003	5,856	-2,953	-0,173	-0,112	-0,173	-0,061
0,051	0,00000018	7	1	0,0059	8,605	-2,231	-0,192	1,8E-07	6	1	0,008	10,040	-2,953	-0,296	-0,192	-0,296	-0,104
0,070	0,00000018	7	1	0,0080	10,040	-2,231	-0,224	1,8E-07	6	1	0,011	11,713	-2,953	-0,346	-0,224	-0,346	-0,122
0,199	0,00000018	7	1	0,0228	16,940	-2,231	-0,378	1,8E-07	6	1	0,031	19,763	-2,953	-0,584	-0,378	-0,584	-0,206
0,271	0,00000018	7	1	0,0310	19,763	-2,231	-0,441	1,8E-07	6	1	0,042	23,056	-2,953	-0,681	-0,441	-0,681	-0,240
0,457	0,00000018	7	1	0,0522	25,635	-2,231	-0,572	1,8E-07	6	1	0,071	29,905	-2,953	-0,883	-0,572	-0,883	-0,311
0,621	0,00000018	7	1	0,0710	29,905	-2,231	-0,667	1,8E-07	6	1	0,097	34,883	-2,953	-1,030	-0,667	-1,030	-0,363
0,810	0,00000018	7	1	0,0926	34,143	-2,231	-0,762	1,8E-07	6	1	0,126	39,817	-2,953	-1,176	-0,762	-1,176	-0,414
1,103	0,00000018	7	1	0,1260	39,817	-2,231	-0,888	1,8E-07	6	1	0,172	46,406	-2,953	-1,370	-0,888	-1,370	-0,482
1,267	0,00000018	7	1	0,1447	42,660	-2,231	-0,952	1,8E-07	6	1	0,197	49,694	-2,953	-1,467	-0,952	-1,467	-0,516
1,724	0,00000018	7	1	0,1970	49,694	-2,231	-1,109	1,8E-07	6	1	0,268	57,758	-2,953	-1,706	-1,109	-1,706	-0,597
1,845	0,00000018	7	1	0,2109	51,383	-2,231	-1,146	1,8E-07	6	1	0,287	59,672	-2,953	-1,762	-1,146	-1,762	-0,616
2,512	0,00000018	7	1	0,2870	59,672	-2,231	-1,331	1,8E-07	6	1	0,391	68,850	-2,953	-2,033	-1,331	-2,033	-0,702
2,591	0,00000018	7	1	0,2961	60,564	-2,231	-1,351	1,8E-07	6	1	0,403	69,810	-2,953	-2,061	-1,351	-2,061	-0,710
3,527	0,00000018	7	1	0,4030	69,810	-2,231	-1,557	1,8E-07	6	1	0,549	79,273	-2,953	-2,341	-1,557	-2,341	-0,783
3,646	0,00000018	7	1	0,4166	70,834	-2,231	-1,580	1,8E-07	6	1	0,567	80,253	-2,953	-2,370	-1,580	-2,370	-0,790
4,962	0,00000018	7	1	0,5670	80,253	-2,231	-1,790	1,8E-07	6	1	0,772	88,454	-2,953	-2,612	-1,790	-2,612	-0,822
5,453	0,00000018	7	1	0,6230	82,960	-2,231	-1,851	1,8E-07	6	1	0,848	90,502	-2,953	-2,672	-1,851	-2,672	-0,822
7,260	0,00000018	7	1	0,8295	90,044	-2,231	-2,009	1,8E-07	6	1	1,129	95,151	-2,953	-2,810	-2,009	-2,810	-0,801
7,422	0,00000018	7	1	0,8480	90,502	-2,231	-2,019	1,8E-07	6	1	1,154	95,416	-2,953	-2,818	-2,019	-2,818	-0,799
9,881	0,00000018	7	1	1,1290	95,151	-2,231	-2,123	1,8E-07	6	1	1,537	97,872	-2,953	-2,890	-2,123	-2,890	-0,767
10,000	0,00000018	7	1	1,1426	95,296	-2,231	-2,126	1,8E-07	6	1	1,555	97,941	-2,953	-2,892	-2,126	-2,892	-0,766
15,000	0,00000018	7	1	1,7139	98,434	-2,231	-2,196	1,8E-07	6	1	2,333	99,358	-2,953	-2,934	-2,196	-2,934	-0,738

Annexe 3: Analyse multicritères

III. 1 Comparaison binaire des critères

Dans cette partie, nous allons comparer les cinq critères présentés ci-dessus par rapport à l'objectif qui est de trouver un mode de traitement optimal pour les sols supports du remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula. Cela se fera à l'aide de l'échelle de Saaty (**Tableau 20**).

- **Efficacité technique et capacité de mise en œuvre**

Le premier objectif de la variante de traitement est de satisfaire les exigences techniques afin de réduire les risques d'apparition des désordres. Il est aussi important que toutes conditions soient réunies pour permettre à l'entreprise d'exécuter les travaux. Ce dernier point peut cependant être satisfait par une expertise locale ou étrangère. Nous convenons de dire que l'efficacité technique d'une variante est **légèrement plus importante** par rapport à la capacité de la mettre en œuvre.

- **Efficacité technique et coût**

Il est important de choisir une variante coûteuse plutôt que d'en choisir une qui va coûter plus chère plus tard. Nous pouvons donc dire que l'efficacité technique est donc d'une **importance forte** par rapport au coût.

- **Efficacité technique et délai**

Le temps qu'engendrera une variante de traitement est certes important, mais il est préférable de bloquer la circulation pendant un certain temps afin de faire du bon travail qui assurera la sécurité des usagers et un bon déroulement des activités économiques. L'efficacité technique est donc d'une **importance forte** par rapport au délai.

- **Efficacité technique et environnement**

L'efficacité technique recherchée ne doit pas mettre en péril l'environnement déjà affecté, au risque de créer des problèmes plus tard. Nous convenons donc que l'efficacité technique est d'une **même importance** que le critère environnement.

- **Capacité de mise en œuvre et coût**

Le fait de ne pas réunir toutes les conditions pour mettre en œuvre une variante de traitement peut engendrer des coûts énormes et dépasser le budget prévu. Nous convenons donc que la capacité de mise en œuvre d'une variante est faiblement importante par rapport au coût de mise en œuvre.

- **Capacité de mise en œuvre et délai**

Le manque ou l'absence d'un ou de plusieurs éléments nécessaires pour la mise en œuvre d'une variante a un grand impact sur le délai d'exécution des travaux. Ainsi, nous pouvons dire que la capacité de mise en œuvre est d'une **importance faible** par rapport au délai.

- **Capacité de mise en œuvre et environnement**

Nous convenons de dire que le critère environnement est **légèrement plus important** que la capacité de mise en œuvre.

- **Coût et délai**

Le non-respect des délais peut engendrer des coûts supplémentaires non prévus. Cependant, les délais supplémentaires peuvent être toujours accordés. Nous convenons de dire que le coût est **légèrement plus important** par rapport au délai.

- **Coût et environnement**

Le critère environnement est **plus important** que le critère coût, car un environnement impacté pourrait causer plus de dégâts plus tard.

❖ **Délai et environnement**

Le critère environnement est **plus important** que le critère délai.

Tableau A 16: Résumé de la comparaison binaire des critères

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Efficacité technique/Capacité de mise en œuvre	Efficacité technique	Légèrement important	3
Efficacité technique/Coût	Efficacité technique	Fortement important	5
Efficacité technique/Délai	Efficacité technique	Fortement important	5
Efficacité technique/Environnement	Environnement	Même importance	1
Capacité de mise en œuvre/Coût	Capacité de mise en œuvre	Légèrement important	3
Capacité de mise en œuvre/Délai	Capacité de mise en œuvre	Légèrement important	3
Capacité de mise en œuvre/environnement	Environnement	Légèrement important	3
Coût/Délai	Coût	Légèrement important	2
Coût/Environnement	Environnement	Fortement important	5
Délai/Environnement	Environnement	Fortement important	5

La comparaison binaire nous a permis d'établir la matrice de comparaison A 17 :

Tableau A 17: Matrice de comparaison des critères

Critères	Efficacité technique	Capacité de mise en œuvre	Coût	Délai	Environnement
Efficacité technique	1	3	5	5	1
Capacité de mise en œuvre	1/3	1	3	3	1/3
Coût	1/5	1/3	1	2	1/5
Délai	1/5	1/3	1/2	1	1/5
Environnement	1	3	5	5	1

III. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des critères

Le calcul des priorités se fait conformément à la procédure décrite au **chapitre II.3**. Après calcul, nous obtenons les poids des différents critères par rapport à l'objectif principal que nous avons résumé sur le graphe (figure A 4).

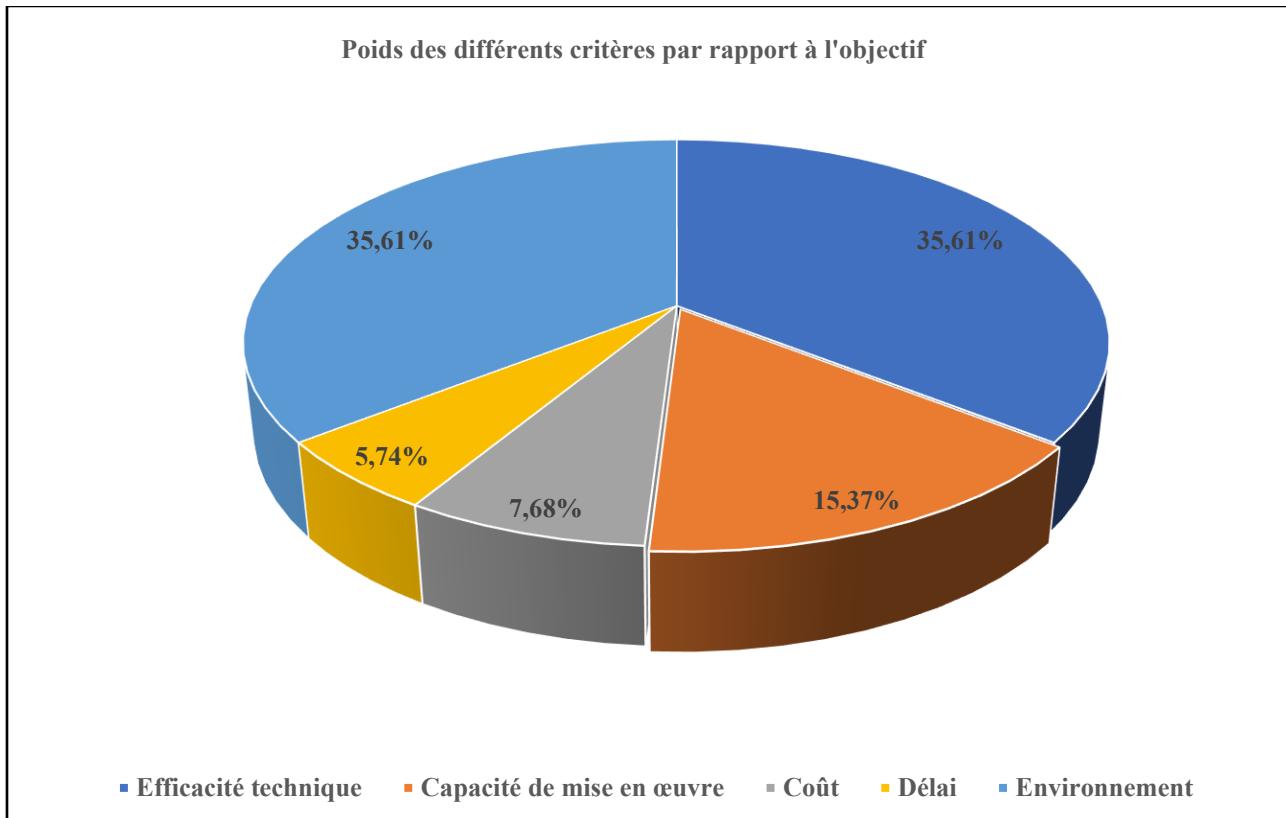


Figure A 4:Poids des différents critères par rapport à l'objectif principal

Commentaire : Il ressort que les critères les plus déterminants pour le choix d'une variante de traitement sont l'efficacité technique et le critère environnement qui contribuent chacun à **35,61%**, ensuite, vient la capacité de mise en œuvre avec **15,37%**, le coût avec **7,68%** et le délai avec **5,74%**.

III. 3 Vérification de la cohérence de l'analyse des critères

- Détermination de λ_{max}

Après avoir suivi la procédure indiquée au **chapitre II.3**, nous avons trouvé $\lambda_{max}=5,1163$. Le tableau récapitule les calculs effectués.

Tableau A 18:Résumé des calculs de λ_{max}

Critères	Efficacité technique	Capacité de mise en œuvre	Coût	Délai	Environnement	Somme lignes	Somme lignes/priorité	λ_{max}
Efficacité technique	0,3561	0,4612	0,3838	0,2868	0,3561	1,8440	5,1787	
Capacité de mise en œuvre	0,1187	0,1537	0,2303	0,1721	0,1187	0,7935	5,1609	
Coût	0,0712	0,0512	0,0768	0,1147	0,0712	0,3852	5,0178	
Délai	0,0712	0,0512	0,0384	0,0574	0,0712	0,2894	5,0455	
Environnement	0,3561	0,4612	0,3838	0,2868	0,3561	1,8440	5,1787	
5,1163								

- Détermination de l'indice de cohérence $IC=\frac{\lambda_{max}-n}{n-1}$

Pour un nombre n de critères égal à 5 et pour $\lambda_{max}=5,1163$, nous obtenons un indice de cohérence **IC=0,0291**.

- Détermination du ratio de cohérence $RC=\frac{IC}{IA}$

Pour un nombre de critères **n=5**, nous lisons sur le **tableau 22** un Index de cohérence Aléatoire **IA=1,12**. Après calcul, nous obtenons un Ratio de Cohérence **RC=0,0260**.

- Vérification de la cohérence de l'analyse

Le Ratio de cohérence **RC=0,0260 <0,1**, nous pouvons donc dire que l'analyse des critères vis-à-vis de l'objectif principal est **cohérente**.

III. 4 Analyse des sous-critères

III.4. 1 Comparaison binaire des sous-critères

Dans cette partie, nous allons comparer les différents sous-critères par rapport au critère auquel ils sont associés. Cela se fera à l'aide de l'échelle de Saaty (**Tableau 20**).

❖ **Critère 1 : efficacité technique**

- **Réduction du tassement et uniformité du tassement**

Le but recherché par le traitement du remblai est d'éviter au maximum les désordres liés au tassement. Nous savons également que la plupart des désordres observés sont liés aux tassements différentiels. De plus, étant aux abords d'un pont, un tassement élevé implique une forte dénivellation entre le pont et le remblai, ce qui est très préjudiciable pour les usagers. Partant de ces constats, nous pouvons dire que les deux sous-critères sont **d'importance égale** vis-à-vis du niveau d'efficacité recherché.

- **Réduction du tassement et stabilité du remblai**

La stabilité du remblai est **légèrement plus importante** par rapport à la réduction du tassement.

- **Uniformité du tassement et stabilité du remblai**

La stabilité du remblai est **légèrement plus importante** par rapport à l'uniformité du tassement.

Tableau A 19:Resumé de la combinaison binaire des sous-critères de l'efficacité technique

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Réduction du tassement/ Uniformité du tassement	Uniformité du tassement	Même importance	1
Réduction du tassement/stabilité du tassement	Stabilité du tassement	Légèrement important	3
Uniformité du tassement/stabilité du remblai	Stabilité du remblai	Légèrement important	3

❖ **Critère 2 : Capacité de mise en œuvre**

Les différents sous-critères de cette variante sont d'une **même importance** les uns par rapport aux autres.

Tableau A 20: Resumé de la combinaison binaire des sous-critères de la capacité de mise en œuvre

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Disponibilité du matériel /Disponibilité des matériaux/Expérience en la matière	Disponibilité des matériaux	Même importance	1

❖ **Critère 3 : Coût**

• **Coût de réalisation et coût d'entretien**

Il est important de choisir la variante qui minimisera les coûts d'entretien. Le coût d'entretien d'une variante est **légèrement plus important** que son coût de réalisation.

Tableau A 21: Resumé de la combinaison binaire des sous-critères du coût

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Coût de réalisation/Coût d'entretien	Coût d'entretien	Légèrement importante	2

❖ **Critère 4 : Délai**

• **Temps d'acquisition du matériel et temps d'acquisition des matériaux**

Le temps d'acquisition du matériel est **aussi important** que le temps d'acquisition des matériaux. En effet, plus ils sont acquis à temps, plus l'entreprise pourra exécuter les travaux dans les délais impartis.

- **Temps d'acquisition du matériel et temps de mise en œuvre**

Le temps de mise en œuvre d'une variante de traitement est vraiment important compte tenu de la difficulté liée à la création d'une déviation au niveau des remblais. Par conséquent, lors des travaux, la route sera bloquée. Le temps de mise en œuvre est **d'une importante amplitude** par rapport au temps d'acquisition du matériel vis-à-vis du délai.

- **Temps d'acquisition des matériaux et temps de mise en œuvre**

Le temps de mise en œuvre est **d'une importante amplitude** par rapport au temps d'acquisition du matériel vis-à-vis du délai.

Tableau A 22:Resumé de la combinaison binaire des sous-critères du délai

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Temps d'acquisition du matériel/Temps d'acquisition des matériaux	Temps d'acquisition du matériel	Même importance	1
Temps d'acquisition des matériaux/Temps de mise en œuvre	Temps de mise en œuvre	Fortement important	4
Temps d'acquisition du matériel/Temps de mise en œuvre	Temps de mise en œuvre	Fortement important	4

❖ **Critère 5 : Environnement**

- **Emprise du sol et pollution**

Le pont Bandama, qui fait l'objet de notre étude, traverse un fleuve où les populations pratiquent la pêche. Il faut donc choisir une variante dont l'application ne produira pas de déchets menaçant la survie de cette espèce. Si la mise en œuvre d'une variante nécessite l'augmentation de l'emprise avec abattage d'arbres, ces arbres pourront être plantés après les travaux. Nous convenons donc que le critère pollution est **d'une importance forte** par rapport au critère emprise du sol.

- **Emprise du sol et nuisances sonores**

La zone qui fait l'objet de notre étude n'est pas habitée, les nuisances sonores que pourrait engendrer la mise en œuvre d'une variante vont au plus impacter les passants. Cependant, l'augmentation de l'emprise pourrait entraîner l'abattage des arbres. Nous convenons donc que le critère d'emprise du sol est d'une **importance forte** par rapport au critère nuisances sonores.

- **Pollution et nuisances sonores**

Le critère pollution est **d'une importance forte** par rapport au critère nuisances sonores.

Tableau A 23:Resumé de la combinaison binaire des sous-critères du critère environnement

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Emprise du sol/Pollution	Pollution	Fortement important	4
Emprise du sol/Nuisances sonores	Emprise du sol	Fortement important	4
Pollution/nuisances sonores	Pollution	Fortement important	4

III.4. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des sous-critères

Dans cette partie, nous déterminerons d'une part le poids de chaque sous-critère par rapport au critère auquel il appartient et d'autre part celui de chaque sous-critère par rapport à l'objectif principal. Le calcul des priorités des sous-critères par rapport aux critères se fait de la même manière que celle des critères. Pour calculer les priorités des sous-critères par rapport à l'objectif principal, on multiplie la priorité obtenue précédemment par les priorités par rapport à l'objectif principal des critères auxquels ils sont rattachés.

❖ **Critère 1 : Efficacité technique**

Après calcul, nous remarquons que la stabilité du remblai contribue à **50 %** à l'efficacité technique, tandis que la réduction et l'uniformité du tassement contribuent chacune à **25 %**.

❖ **Critère 2 : Capacité de mise en œuvre**

Au terme de nos calculs, nous remarquons que les différents sous-critères de la capacité de mise ont le même poids (**33,33 %**).

❖ **Critère 3 : Coût**

Le coût d'entretien contribue à hauteur de **67 %** contre **33 %** pour le coût de réalisation.

❖ **Critère 4 : Délai**

Le temps de mise en œuvre contribue à hauteur de **66 %** tandis que le temps d'acquisition du matériel et des matériaux contribue chacun à **17 %**.

❖ **Critère 5 : Environnement**

Le sous-critère pollution contribue à hauteur de **59,40 %** au choix d'une variante qui minimise les impacts environnementaux, tandis que les nuisances sonores et l'emprise du sol contribuent respectivement à hauteur de **10,93 %** et **29,68 %**.

❖ **Objectif principal**

Le graphe (figure A 5) montre l'impact (en %) de chaque sous-critère dans le choix d'une variante de traitement. Nous constatons que la pollution et la stabilité impactent beaucoup le choix, avec des contributions à hauteur de **21,15 %** et **17,80 %**.

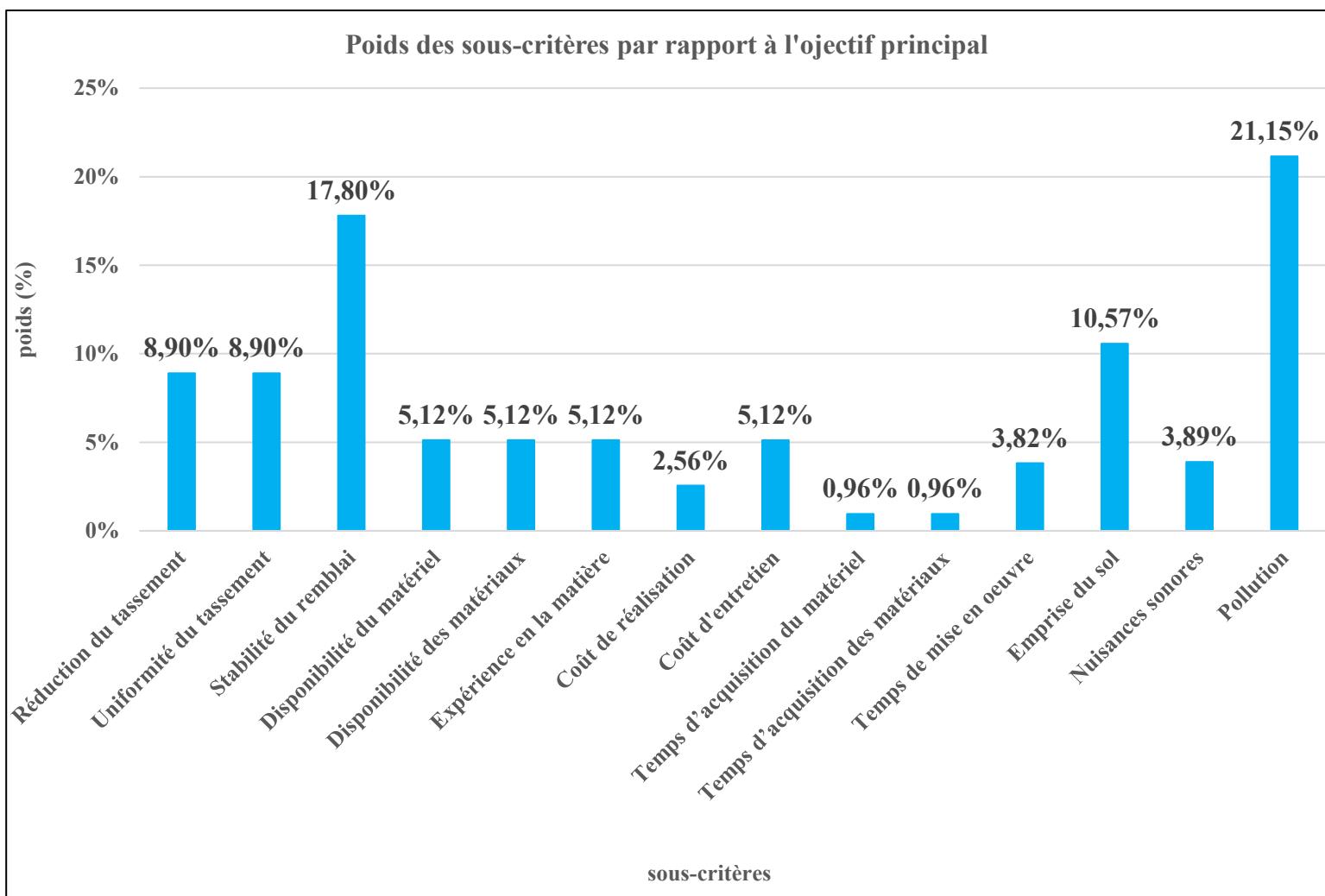


Figure A 5: Poids des différents sous-critères par rapport à l'objectif principal

III. 5 Analyse des variantes

III.5. 1 Comparaison binaire des variantes

Dans cette partie, nous allons comparer les différentes variantes par rapport aux différents sous-critères. Cela se fera toujours à l'aide de l'échelle de Saaty (**Tableau 20**).

❖ Réduction du tassement

- Colonnes ballastées et drains verticaux

La technique des colonnes ballastées, en plus de réduire le tassement par renforcement du sol, permet de drainer l'eau compte tenu de la perméabilité des matériaux utilisés. Par conséquent, nous pouvons dire que la technique des colonnes ballastées contribue **fortement** à la réduction du tassement par rapport à celle des drains verticaux.

- Colonnes ballastées et inclusions rigides

Le renforcement par colonnes ballastées et celui par inclusions rigides contribuent à réduire le tassement car ils renforcent le sol. Notons cependant que le matériau non cohésif qui forme les colonnes ballastées rend son renforcement moins important comparé à celui des inclusions pour un même maillage. Nous pouvons donc dire que les inclusions rigides contribuent **assez fortement** à la réduction du tassement par rapport au renforcement par colonnes ballastées.

- Drains verticaux et Inclusions rigides

Les inclusions rigides contribuent **fortement** à la réduction du tassement par rapport à la technique des drains verticaux.

Tableau A 24: Résumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère réduction du tassement

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Légèrement important	2
Inclusions rigides/Drains verticaux	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Uniformité du tassement**

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

En combinant le renforcement et le drainage du sol, la technique des colonnes ballastées contribue **fortement** à l'uniformité du tassement que la technique des drains verticaux car elle réduit considérablement les tassements différentiels.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

La technique des inclusions rigides contribue **assez fortement** à l'uniformité du tassement par rapport à celle des colonnes ballastées.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Les inclusions rigides contribuent **fortement** à l'uniformité du tassement par rapport à la technique des drains verticaux.

Tableau A 25: Résumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère uniformité du tassement

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Légèrement important	2
Inclusions rigides/Drains verticaux	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Stabilité du remblai**

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

L'insertion de colonnes ballastées dans le sol améliore fortement sa stabilité vis-à-vis des ruptures circulaires et du poinçonnemment, mettant le remblai dans une certaine sécurité. La technique des colonnes ballastées contribue **fortement** à la stabilité des remblais, contrairement à celle des drains verticaux.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

Compte tenu de la rigidité des inclusions rigides par rapport aux colonnes ballastées, nous convenons que la technique des inclusions rigides contribue **assez fortement** à la stabilité du remblai par rapport à celle des colonnes ballastées.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Les inclusions rigides contribuent **fortement** à la stabilité du remblai par rapport à la technique des drains verticaux.

Tableau A 26:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère stabilité du remblai

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Faible importance	2
Inclusions rigides/Drains verticaux	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Disponibilité du matériel**

L'entreprise SOLID basée à Abidjan dispose du matériel nécessaire pour réaliser les colonnes ballastées ou des inclusions rigides, contrairement à celui nécessaire pour réaliser les drains verticaux. N'ayant pas eu d'entretien avec d'autres entreprises, nous convenons que le matériel nécessaire pour mettre en œuvre des colonnes ballastées ou des inclusions rigides est **fortement disponible** par rapport à celui des drains verticaux.

Tableau A 27:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère disponibilité du matériel

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux/Inclusions rigides	Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Inclusions rigides	1

❖ **Disponibilité des matériaux**

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

Les matériaux granulaires nécessaires pour former les colonnes sont disponibles localement. Il existe même une société nommée CADERAC proche de la base vie PORTEO BTP où il sera possible d'en commander. Les géocomposites utilisés comme drains ne sont cependant pas disponibles et devront faire l'objet de commande. Nous convenons donc que les matériaux nécessaires pour réaliser les colonnes ballastées sont **fortement disponibles** par rapport à ceux nécessaires pour les drains verticaux (DVP).

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

Les matériaux nécessaires (béton) pour former les inclusions rigides sont **autant disponibles** que ceux nécessaires pour les colonnes ballastées (ballast).

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Les matériaux nécessaires pour former les inclusions rigides sont **fortement disponibles** par rapport à ceux nécessaires pour les drains verticaux.

Tableau A 28:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère disponibilité des matériaux

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Même importance	1
Drains verticaux/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Expérience en la matière**

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

D'après les recherches effectuées, la technique des colonnes ballastées a déjà été mise en œuvre en Côte d'Ivoire par l'entreprise Keller dans les années 2015-2016, contrairement à celle des drains verticaux. De plus, l'entreprise PORTEO en charge des travaux n'est pas spécialisée pour

ce type de travaux. Nous pouvons donc dire que l'expérience vis-à-vis de l'application des colonnes ballastées est **plus importante** que celle des drains verticaux.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

La mise en œuvre des inclusions rigides nécessite également une entreprise spécialisée. Elles ont déjà été mises en œuvre sur le territoire ivoirien à Adiaké par l'entreprise SOLID présente en Côte d'Ivoire. Les colonnes ballastées ont déjà été mises en œuvre à Abobo-Doumé. Nous pouvons donc dire que l'expérience en termes de mise en œuvre d'inclusions rigides est **aussi importante** que celle en matière de colonnes ballastées.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Nous pouvons donc dire que l'expérience en termes de mise en œuvre d'inclusions rigides est **plus importante** que celle en drains verticaux.

Tableau A 29:Résumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère expérience en la matière

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Même importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Forte importance	1
Drains verticaux/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Coût de réalisation**

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction des coûts de réalisation.

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

Les deux techniques nécessitent l'intervention d'une entreprise spécialisée. Il est vrai que les drains verticaux devront faire l'objet d'une commande dans une entreprise hors de la Côte d'Ivoire, mais de manière globale, réaliser des drains verticaux coûte **moins cher** que de réaliser des colonnes ballastées.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

Le coût de mise en œuvre des colonnes ballastées sera **moins élevé** que celui des inclusions rigides.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

De tout ce qui précède, nous convenons que le coût de réalisation des drains verticaux sera **moins important** que celui des inclusions rigides.

Tableau A 30:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère coût de réalisation

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Drains verticaux	Faible importance	3
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Faible importance	3
Drains verticaux/Inclusions rigides	Drains verticaux	Forte importance	4

❖ **Coût d'entretien**

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction des coûts d'entretien.

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

L'entretien des colonnes ballastées s'avère plus complexe que celui des drains verticaux. Les colonnes ballastées, de par leur nature, nécessitent des équipements spécialisés et des méthodes de renforcement plus élaborées en cas de problème. Nous convenons que le coût d'entretien des drains verticaux est **moins important** que celui des colonnes ballastées.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

L'entretien des inclusions rigides est plus complexe que celui des colonnes ballastées. Les inclusions rigides impliquent des éléments structurels profonds nécessitant des inspections détaillées, des tests de charge et des réparations potentiellement compliquées que ceux liés aux colonnes ballastées. Nous convenons que le coût d'entretien des colonnes ballastées est **moins important** que celui des inclusions rigides.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Nous convenons que le coût d'entretien des drains verticaux est **moins important** que celui des inclusions rigides.

Tableau A 31: Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère coût d'entretien

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Drains verticaux	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Faible importance	3
Drains verticaux/Inclusions rigides	Drains verticaux	Forte importance	4

❖ **Temps d'acquisition du matériel**

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction du temps d'acquisition du matériel. Le temps d'acquisition du matériel nécessaire pour la mise en œuvre des inclusions rigides et des colonnes ballastées est **sensiblement égal** compte tenu de sa disponibilité sur le territoire ivoirien.

Tableau A 32: Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère temps d'acquisition du matériel

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux/Inclusions rigides	Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Inclusions rigides	1

❖ **Temps d'acquisition des matériaux**

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction du temps d'acquisition des matériaux.

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

Le temps d'acquisition des matériaux nécessaires à la mise en œuvre des colonnes ballastées est **moins important** que celui des drains verticaux, car les drains devront faire l'objet d'une commande.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

Le temps d'acquisition des matériaux nécessaires à la mise en œuvre des colonnes ballastées est **sensiblement égal** à celui des inclusions rigides.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Le temps d'acquisition des matériaux nécessaires à la mise en œuvre des inclusions rigides est **moins important** que celui des drains verticaux.

Tableau A 33:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère temps d'acquisition du matériel

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Même importance	1
Drains verticaux/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Temps de mise en œuvre**

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction du temps de mise en œuvre.

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

La mise en œuvre des drains verticaux prend généralement **moins de temps** que celle des colonnes ballastées.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

La mise en œuvre des colonnes ballastées prend généralement **moins de temps** que celle des inclusions rigides. En effet, les inclusions rigides nécessitent un processus de forage et d'installation plus complexe, souvent accompagné de tests et de vérifications détaillés. Les colonnes ballastées, bien que nécessitant une préparation et une installation soigneuse, sont souvent **plus rapides** à installer une fois que le site est prêt.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

La mise en œuvre des drains verticaux prend généralement **moins de temps** que celle des inclusions rigides.

Tableau A 34:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère temps de mise en œuvre

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Drains verticaux	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Faible importance	2
Drains verticaux/Inclusions rigides	Drains verticaux	Forte importance	4

❖ **Emprise du sol**

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

Réaliser des drains verticaux va nécessiter une excavation totale du remblai, ce qui n'est pas envisageable compte tenu du volume de matériau en jeu. La mise en œuvre des colonnes ballastées, par contre, peut se faire cependant sans excavation totale du remblai. Nous convenons donc que vis-à-vis de l'emprise du sol, réaliser des colonnes ballastées est **plus avantageux** que réaliser des drains verticaux.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

La mise en œuvre de l'une ou l'autre de ces variantes de traitement aura le **même impact** sur l'emprise du sol.

- **Inclusions rigides et drains verticaux**

Nous convenons donc que, vis-à-vis de l'emprise du sol, réaliser des inclusions rigides est **plus avantageux** que réaliser des drains verticaux.

Tableau A 35: Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère emprise du sol

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Même importance	1
Drains verticaux/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Forte importance	4

❖ **Nuisances sonores**

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction des nuisances sonores.

- **Colonnes ballastées et drains verticaux**

La mise en œuvre des drains verticaux tend à produire **moins de nuisances** sonores que celle des colonnes ballastées en raison des méthodes d'installation moins bruyantes et du moindre impact des équipements utilisés.

- **Colonnes ballastées et inclusions rigides**

La mise en œuvre des colonnes ballastées génère **plus de bruit** que celle des inclusions rigides car celle des colonnes nécessite un compactage et des vibrations afin de s'assurer de la bonne insertion des matériaux granulaires.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

La mise en œuvre des drains verticaux tend à produire **moins de nuisances sonores** que celle des inclusions rigides.

Tableau A 36: Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère nuisances sonores

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Drains verticaux	Forte importance	4
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Faible importance	2
Drains verticaux/Inclusions rigides	Drains verticaux	Forte importance	4

❖ Pollution

La comparaison se fait dans le sens d'une réduction de la pollution.

- Colonnes ballastées et drains verticaux

L'extraction et l'acheminement du ballast nécessaire pour réaliser les colonnes ballastées, ainsi que leur mise en œuvre ont **moins d'impacts environnementaux** en termes de pollution que celui des drains verticaux.

- Colonnes ballastées et inclusions rigides

Les matériaux utilisés pour formuler le béton (ciment, gravier, eau, adjuvant parfois) nécessaires pour former les inclusions rigides, ainsi que leur mise en œuvre contribuent fortement à la pollution de l'environnement. Bien que la mise en œuvre des colonnes pollue l'air, ses impacts en termes de pollution peuvent souvent être considérés comme ayant un effet **moins sévère** en raison de l'utilisation de matériaux moins polluants et d'une méthode de construction généralement moins énergivore.

- **Drains verticaux et Inclusions rigides**

Réaliser des inclusions rigides aura **moins d'impacts** en termes de pollution que des drains verticaux.

Tableau A 37:Resumé de la combinaison binaire des variantes par rapport au sous-critère pollution

Comparaison binaires	Critères considérés importants	Echelle d'importance	Degré d'importance
Colonnes ballastées/Drains verticaux	Colonnes ballastées	Forte importance	5
Colonnes ballastées/Inclusions rigides	Colonnes ballastées	Forte importance	5
Drains verticaux/Inclusions rigides	Inclusions rigides	Faible importance	3

III.5. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des variantes

Dans cette partie, nous déterminerons d'une part le poids de chaque variante par rapport aux différents sous-critères et d'autre part la priorité de chaque variante par rapport à l'objectif principal afin de choisir la variante optimale. Le calcul des priorités se fait de la même manière que celui des sous-critères.

❖ **Réduction et uniformité du tassement**

Vis-à-vis de la réduction et de l'uniformité du tassement, les inclusions rigides représentent le meilleur choix avec **54,38%**, ensuite vient les colonnes ballastées avec **34,60%** et enfin les drains verticaux à **11,02%**.

❖ **Stabilité du remblai**

Vis-à-vis de la stabilité du remblai, les inclusions rigides représentent le meilleur choix avec **54,37%**, ensuite viennent les colonnes ballastées avec **34,60%** et enfin les drains verticaux avec **11,03%**.

❖ **Disponibilité du matériel et des matériaux**

En termes de disponibilité du matériel et des matériaux, réaliser des inclusions rigides ou des colonnes ballastées serait plus avantageux car elles contribuent chacune à **44,45%**, contrairement aux drains verticaux qui contribuent à **11,10%**.

❖ **Expérience en la matière**

En termes d'expérience, il sera plus judicieux de mettre en œuvre des inclusions rigides ou des colonnes ballastées qui contribuent à hauteur de **44,44%** que de mettre en œuvre les colonnes ballastées ou des drains qui contribuent chacune à hauteur de **11,11%**.

❖ **Coût de réalisation**

En termes de réduction du coût de réalisation, il serait plus simple de réaliser des drains verticaux qui contribuent à **60,80 %** que de réaliser des colonnes ballastées ou des inclusions rigides qui contribuent respectivement à hauteur de **27,21%** et **11,99%**.

❖ **Coût d'entretien**

En termes de réduction du coût d'entretien, il sera mieux de réaliser des drains verticaux (**63,89 %**) que de réaliser des inclusions rigides (**11,81%**) ou des colonnes ballastées (**24,31%**).

❖ **Temps d'acquisition du matériel et des matériaux**

En termes de réduction du temps d'acquisition du matériel et des matériaux, les inclusions rigides et les colonnes ballastées contribuent chacune à **44,44%**, tandis que les drains verticaux contribuent à **11,12%**.

❖ **Temps de mise en œuvre**

En termes de réduction du temps de mise en œuvre, les drains contribuent à **49,03 %**, les colonnes ballastées à **32,13 %** et les inclusions rigides à **18,84%**.

❖ **Emprise du sol**

Afin de rester dans l'emprise allouée au projet, il serait judicieux de réaliser soit des colonnes ballastées, soit des inclusions rigides (**44,44%**) que des drains verticaux (**11,11%**).

❖ **Nuisances sonores**

Afin d'éviter le maximum de nuisances sonores, la technique la mieux adaptée est celle des drains verticaux (**65,51%**), ensuite vient celle des inclusions rigides (**21,14%**) et enfin celle des colonnes ballastées (**13,35%**).

❖ **Pollution**

Afin d'éviter au maximum la pollution et contribuer à la préservation des espèces, la technique la mieux adaptée est celle des colonnes ballastées (**68,64 %**), ensuite vient des inclusions rigides (**21,14%**) et enfin les drains verticaux (**10,22%**).

❖ **Objectif principal**

Au terme de notre analyse multicritères, nous remarquons que la technique des colonnes ballastées vient en première position avec **42,90 %**, ensuite vient celle des inclusions rigides avec **38,66 %** et enfin celle des drains verticaux avec **18,43%**. La figure A 6 montre les différents poids.

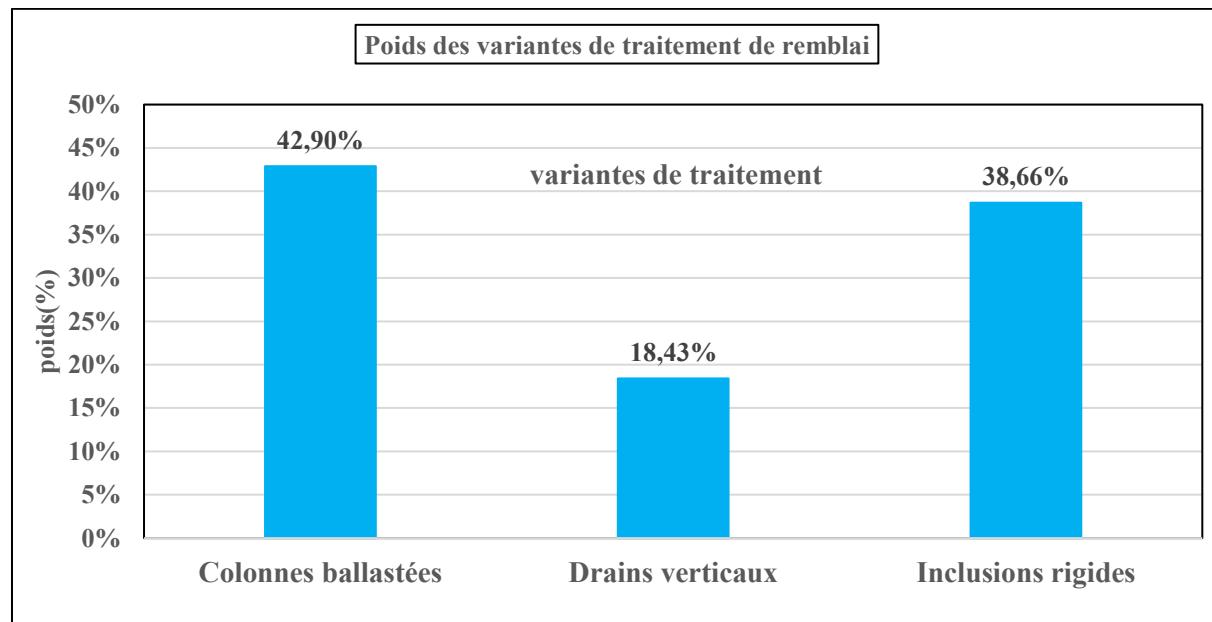


Figure A 6: Poids des différentes variantes de traitement en fonction de l'objectif

Conclusion : Au terme de notre analyse, nous convenons de traiter le sol support du remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula par la **technique des colonnes ballastées**.

Annexe 4: Structure de chaussée proposée par le catalogue LBTP

La figure A 6 donne un aperçu des structures de chaussées en GNT possibles selon le catalogue du LBTP avec nos caractéristiques.

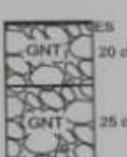
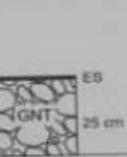
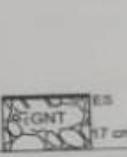
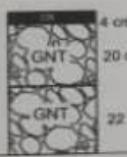
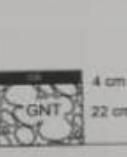
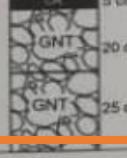
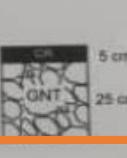
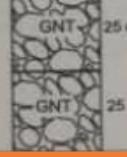
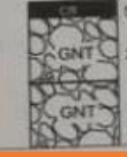
CHAUSSEE NEUVE					Fiche 1
Structure :					
Couche de base : Grave non traitée (GNT) Couche de fondation : Grave non traitée (GNT).					
	PPF2 50MPa	PPF3 80MPa	PPF4 120MPa	PPF5 200MPa	
TC1* 50 000 à 0,2 million (NE)					
TC1+ 0,2 à 0,5 million (NE)					
TC2* 0,5 à 0,9 million (NE)					
TC2+ 0,9 à 1,5 millions (NE)					
ES : enduit superficiel CR : couche de roulement					
*Avec une couche de roulement en béton bitumineux mince de 3 cm d'épaisseur pour le trafic TC1-, l'épaisseur de l'assise en GNT est réduite de 5 cm.					

Figure A 7: Proposition de structure de chaussé en GNT (LBTP, 2023)

Annexe 5: Vérification de la structure de chaussée avec ALIZÉ

La plateforme qui fait l'objet de notre dimensionnement se situe dans le premier cas. Après paramétrage des données sur ALIZÉ, nous obtenons une déformation admissible $\epsilon_{zadm} = 683,1 \mu_{def}$ comme encadré en orange sur la figure A 8.

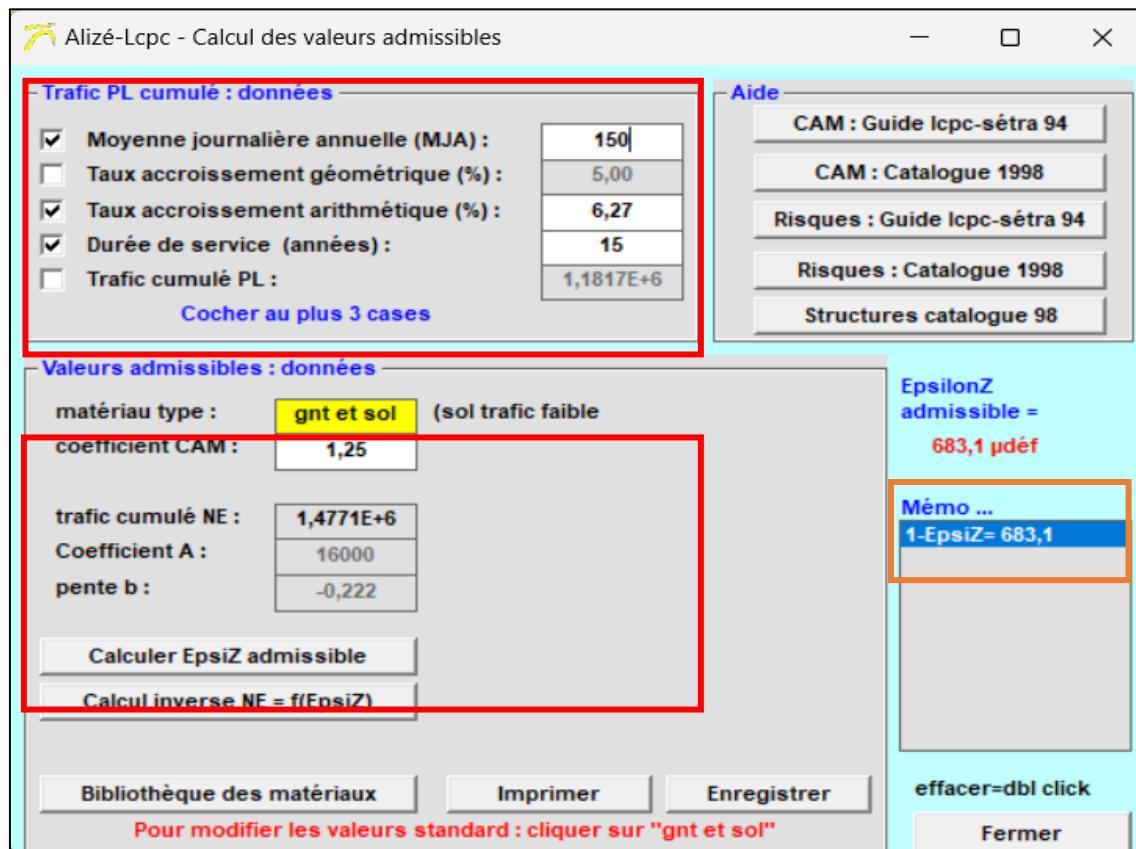


Figure A 8: Détermination de la déformation verticale admissible avec le logiciel ALIZÉ

La couche de roulement, par contre, se situe dans le deuxième cas. Après dimensionnement, nous obtenons une déformation horizontale admissible $\epsilon_{tadm} = 208,9 \mu\text{d}\text{ef}$ comme encadré en orange sur la figure A9.

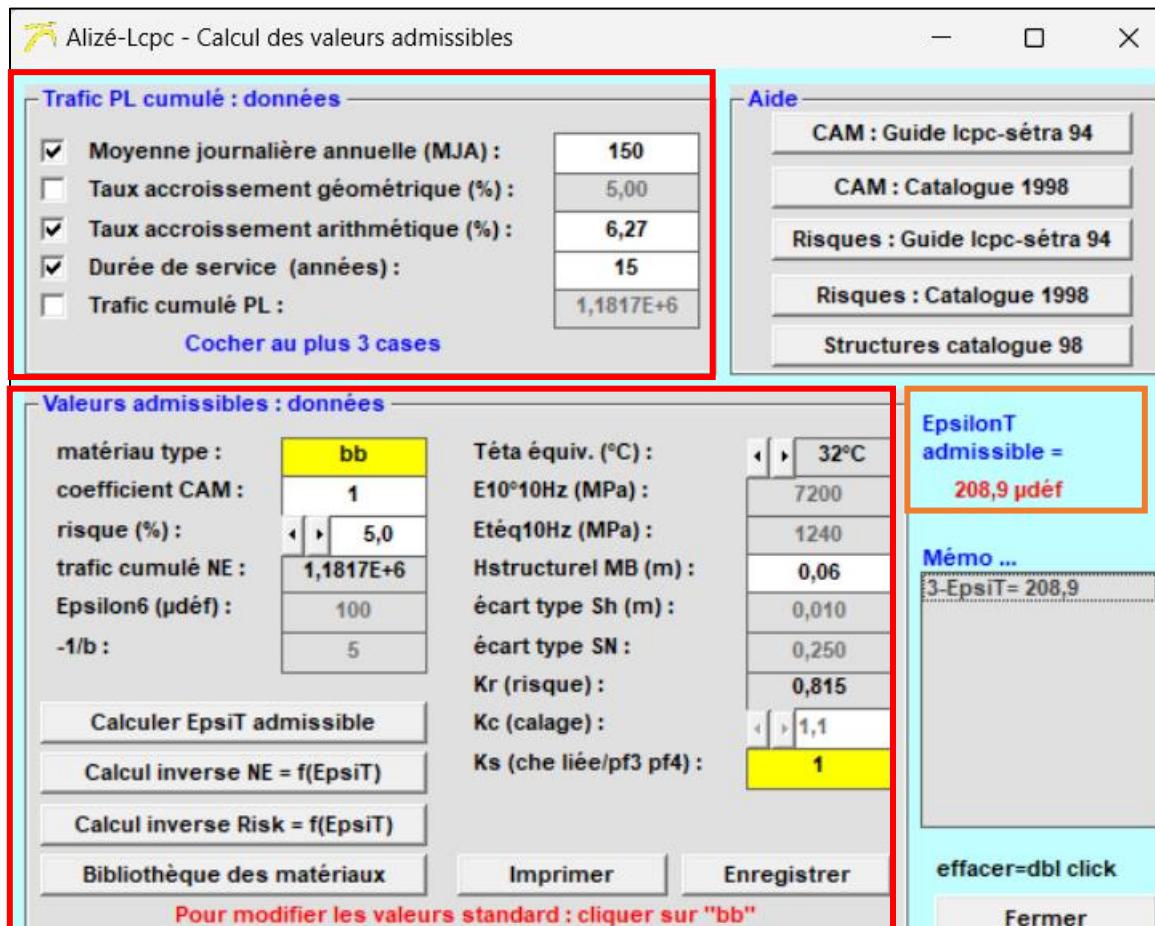


Figure A 9:Détermination de la déformation horizontale admissible avec le logiciel ALIZÉ

- Vérification**

Après nos différents calculs, nous trouvons une déformation verticale $\epsilon_z = 545,9 \mu_{\text{déf}} < \epsilon_{\text{zadm}} = 683,1 \mu_{\text{déf}}$ et une déformation horizontale $\epsilon_t = 133,3 \mu_{\text{déf}} < \epsilon_{\text{tadm}} = 208,9 \mu_{\text{déf}}$ comme encadré en rouge sur la figure A 10.

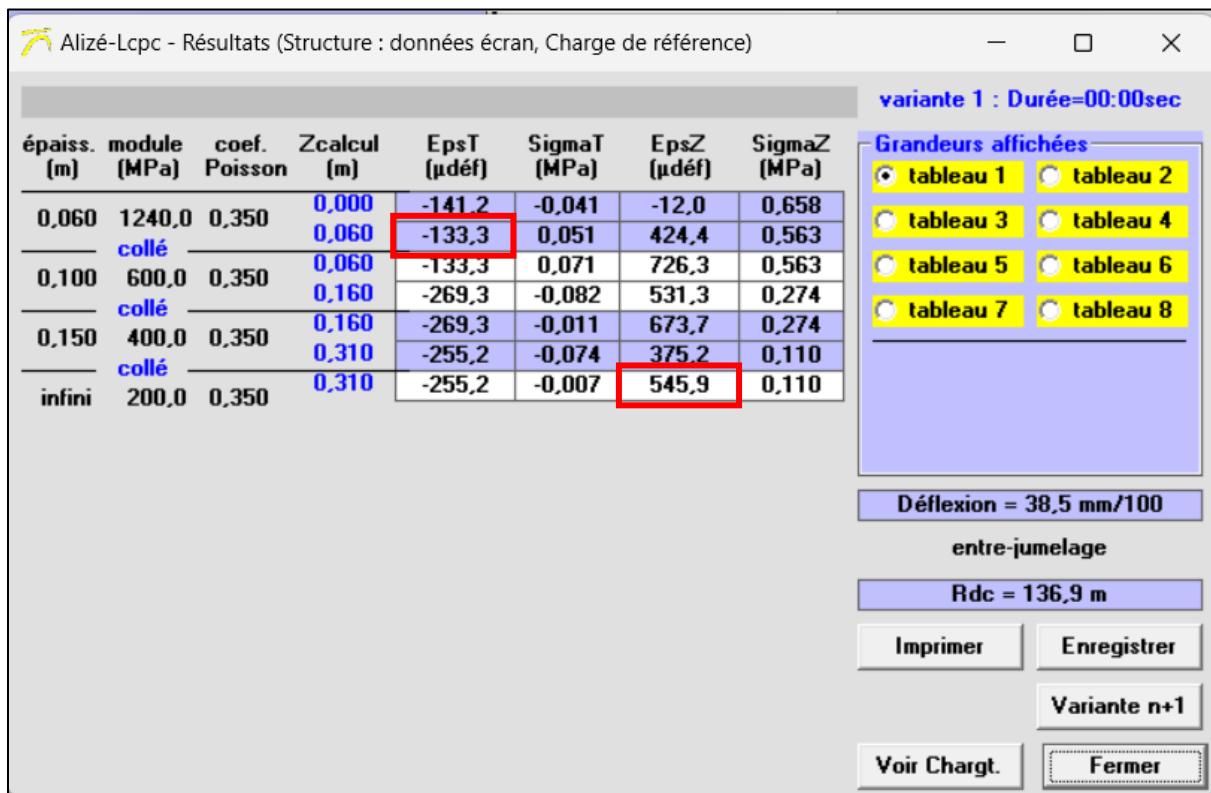


Figure A 10:Détermination des déformations avec le logiciel ALIZÉ

TABLES DES MATIÈRES

DÉDICACES	i
REMERCIEMENTS.....	ii
LISTE DES FIGURES.....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	v
SIGLES ET ABREVIATIONS	vi
ABSTRACT	viii
SOMMAIRE	ix
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
I. Contexte de l'étude.....	1
II. Objectifs.....	2
III. Plan de travail	3
Chapitre I : Généralités.....	6
I. Présentation de la structure d'accueil	6
1. Présentation générale de l'AGERROUTE	6
2. Localisation de l'AGERROUTE	6
3. Missions de l'AGERROUTE	7
II. Présentation du projet.....	9
1. Contexte et situation du projet	9
2. Description du projet.....	11
3. Intervenants du projet.....	12
III. Revue de littérature	12
1. Remblais d'accès.....	12
1.1. Définition.....	12
1.2. Composition des remblais : Cas d'un remblai routier.....	12
2. Les sols compressibles	13
2.1. Définition.....	13
2.2. Processus de consolidation des sols compressibles	14

3. Techniques d'amélioration des sols compressibles supports de remblais	14
3.1. Techniques axées sur remblais	14
3.2. Techniques axées sur le sol support	17
Chapitre II : Méthodologie de l'étude	26
I. Choix de la technique de traitement	26
1. Analyses des données	27
2. Proposition d'un mode de traitement optimal	30
2.1. Techniques de traitement applicables	30
2.2. Choix de la technique de traitement adaptée	30
2.2.1. Justification de l'approche par analyse multicritère	30
2.2.2. Choix de la méthode d'analyse multicritère	31
2.2.3. Principe de la méthode d'analyse multicritère retenue (AHP)	31
II. Conception de la nouvelle structure de chaussée	35
1. Détermination de la classe du trafic	35
2. Plateforme du sol support	36
3. Matériaux disponibles	37
Chapitre III : Etude technico-économique et recommandations	39
I. Synthèse de l'étude géotechnique	39
1. Contexte hydrologique de la zone d'étude	39
2. Synthèse des résultats de la mission géotechnique	39
II. Proposition d'un mode de traitement optimal	42
1. Stabilité et tassements	42
1.1. Résistance au poinçonnement	42
1.1. Analyse et interprétation des courbes d'évolution des tassements dans le temps	44
1.1.1. Remblai d'accès au pont Bandama côté Béoumi	44
1.1.2. Remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula	45
1.1.3. Remblai d'accès au pont Kan côté Béoumi	46
2. Analyse multicritère	48
2.1. Techniques d'amélioration applicables au remblai d'accès au pont Bandama côté Zuénoula	48
2.2. Analyse multicritère des techniques retenues	49
2.2.1. Présentation des critères et structure hiérarchique du problème	49

2.2.2. Résultats de l'analyse multicritère (AHP)	53
3. Etude technique de la solution retenue	54
3.1. Méthodologie de conception et de dimensionnement des colonnes ballastées	54
3.1.1. Matériaux d'apport	54
3.1.2. Paramètres déterminants	55
3.1.3. Justification vis-à-vis de la capacité portante	56
3.1.4. Justification vis-à-vis des tassements	59
3.1.5. Rapport de concentration des contraintes	59
3.2. Application à notre projet	60
3.2.1. Caractéristiques des colonnes et méthode de mise en œuvre	60
3.2.2. Résultats	62
4. Coût de mise en œuvre de la solution retenue	65
4.1. Origine du coût utilisé	65
4.2. Estimation du nombre de colonnes ballastées	66
4.3. Estimation du coût de la mise en œuvre des 5824 colonnes ballastées	66
III. Proposition d'une structure de chaussée	67
1. Trafic	67
1.1. Données relatives au trafic	67
1.2. Classe du trafic	67
2. Plateforme support et choix d'une structure de chaussée	67
2.1. Données relatives à la plateforme	67
2.2. Classe de Plateforme	67
2.3. Choix de la structure de chaussée	68
3. Vérification avec le logiciel ALIZÉ	68
3.1. Détermination des valeurs admissibles	68
3.2. Vérification	69
4. Coût de mise en œuvre de la solution retenue	69
IV. Recommandations	70
1. Caractérisation des sols supports	70
2. Assainissement et protection des talus de remblais	70
CONCLUSION GÉNÉRALE	71
REFRENCES WEBOGRAPHIQUES	73

ANNEXES	76
Sommaire Annexes	78
Annexe 1: Présentation des données	79
I. 1 Inventaire des désordres rencontrés sur les remblais.....	79
I.I. 1 Remblais d'accès au pont Kan	79
I.I. 2 Remblais d'accès au pont Bandama	80
I. 2 Synthèse de l'étude géotechnique du Laboratoire des Bâtiments et des Travaux Publics (LBTP).....	82
I.2. 1 Contexte hydrologique de la zone d'étude.....	82
I.2. 2 Reconnaissance de la mission géotechnique.....	83
I. 3 Synthèse des résultats	86
I.3. 1 Sondages carottés et pressiométriques	86
I.3. 2 Essais au laboratoire	93
Annexe 2: Etude des tassements	96
II. 1 Compressibilité des sols supports.....	96
II. 2 Détermination des tassements des sols supports.....	96
II.2. 1Remblai d'accès au pont Bandama	96
II.2. 2 Remblai d'accès au pont Kan	98
II. 3 Courbes d'évolution des tassements des sols supports de remblais	100
Annexe 3: Analyse multicritères	106
III. 1 Comparaison binaire des critères.....	106
III. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des critères	110
III. 3 Vérification de la cohérence de l'analyse des critères	111
III. 4 Analyse des sous-critères	112
III.4. 1 Comparaison binaire des sous-critères	112
III.4. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des sous-critères	115
III. 5 Analyse des variantes.....	118
III.5. 1 Comparaison binaire des variantes	118
III.5. 2 Détermination des priorités de la matrice de comparaison des variantes ..	129
Annexe 4: Structure de chaussée proposée par le catalogue LBTP	132
Annexe 5: Vérification de la structure de chaussée avec ALIZÉ	133

TABLES DES MATIÈRES 136