

**« MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU TUNNEL
D'AMBANIDIA - CALCUL NUMERIQUE DU SOUTENEMENT »**

1. RATSIMAROFY Langoniaina,

Ecole Doctorale Ingénierie et Géosciences (INGE)

2. RAKOTO David Raminintsoa,

Professeur Titulaire, Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, Université d'Antananarivo

3. RASOLOARIJAONA Mamy Nirina

Maître de conférences, Faculté des sciences, Université d'Antananarivo

4. RAHAINGOARIMANAN Fanjaniaina

,Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB).

RESUME

Même si les accidents de tunnels sont très rares, les conséquences sont toujours très coûteuses pour les usagers voire pour le pays.

Le retour d'expérience à partir d'une recherche bibliographique nous a permis de savoir que l'instabilité des ouvrages souterrains est souvent une cause importante d'accidents et la plupart des accidents de tunnel rencontrés à travers le monde s'étaient produits pendant la période de son exploitation.

Cette recherche commence par des sondages et des essais sur les matériaux du sous-sol du tunnel d'Ambanidia pour parvenir à proposer des modèles numériques représentatifs du terrain encaissant et du soutènement afin de pouvoir analyser leur comportement mécanique en fonction des paramètres mécaniques de ces matériaux.

Mots clés : Ambanidia, stabilité de tunnel, Calcul numérique, élasticité-plasticité, Eurocode 2

ABSTRACT

Although tunnel accidents are very rare, the consequences are still very costly for the users and even for the country.

Experience from bibliographic research has shown us that instability of underground works is often a major cause of accidents and most tunnel accidents encountered around the world occurred during operation.

This research begins with surveys and tests on the materials of the basement of the Ambanidia Tunnel to come up with proposing digital models' representative of the cash terrain and support in order to be able to analyze their mechanical behavior according to the mechanical parameters of the materials.

Keywords: Ambanidia, tunnel stability, digital computing, elasticity-plasticity, Eurocode

INTRODUCTION

En 2015 une polémique s'est créée autour de l'état du tunnel d'Ambanidia et des risques courus à l'emprunter. Pourtant les autorités malgaches affirment que les usagers ne courent aucun risque en empruntant ce tunnel, alors que d'autres sources le déconseillaient. Comme le consulat de France à Madagascar qui a alerté ses ressortissants d'éviter de prendre le chemin qui mène à ce tunnel. Initiative qui a irrité les autorités malgaches. Toutefois, aux yeux des usagers ce tunnel urbain présente plus de risque d'instabilité qu'auparavant, vue l'évolution de la façon dont on l'exploite, mais aussi la désobéissance de certains habitants de la capitale par rapport à l'interdiction de construire aux alentours et surtout au-dessus de l'ouvrage.

Madagascar est parmi les pays les plus pauvres en termes de tunnel, cependant leur maintenance est quasi inexistante. D'ailleurs, le pays n'a plus jamais construit un nouveau tunnel depuis l'ère coloniale et n'est pas très reconnu pour faire des entretiens périodiques de tels grands ouvrages. Ce n'est qu'en cas d'un éventuel problème que l'Etat fait appel à des spécialistes étrangers pour faire des petits diagnostics pour trouver des solutions très à court terme pour tenter de rassurer la population.

Cette étude va essayer de connaître l'état actuel du tunnel en faisant, en premier lieu, des études bibliographiques sur l'accidentologie de tunnel au niveau mondial qui nous ramène, selon les statistiques, au comportement des tunnels avant accident. Et surtout, elle va réaliser le calcul d'un revêtement en béton armé mis en place qui sert de soutènement du tunnel existant, suite à des sollicitations et des actions dues au type de sol le moins résistant.

L'objectif de cette étude est d'évaluer les risques d'effondrement du tunnel d'Ambanidia selon la nature de la roche qui ne cesse de se dégrader à cause des riverains et de calculer numériquement le soutènement en béton armé.

MATERIEL ET METHODE

- **Description et inspection du tunnel d'Ambanidia**

Du point de vue mécanique, les hypothèses de base pour l'étude de tunnel concernent, les chargements induits par son environnement ainsi que le comportement du terrain et du soutènement.

Notre étude s'est appuyée dans un premier temps sur les données fournies par l'ARM (Agence Routière de Madagascar). Il s'agit des documents contenant les plans et l'historique du tunnel Grace auxquels nous pouvons observer quelques problèmes, surtout au niveau de la tête de l'ouvrage. Ces documents nous permettent aussi de voir la particularité du tunnel vis-à-vis de sa forme géométrique.

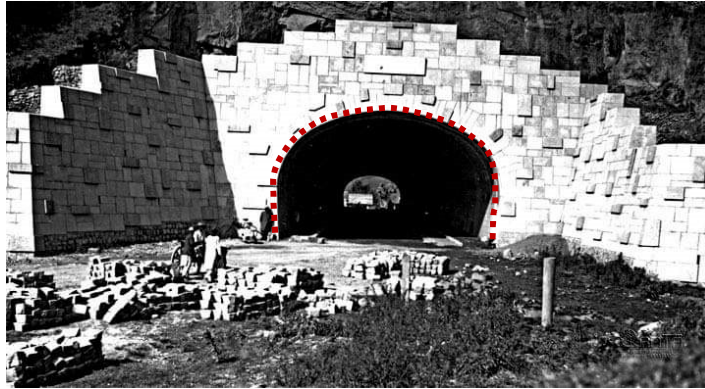


Figure 1. Tête du tunnel Ambanidia pendant sa construction (Ambohitovo)

Une inspection préliminaire a mis en exergue quelques désordres surtout sur l'intrados du tunnel d'Ambanidia qui sont généralement des désordres liés à l'eau. Il s'agit d'arrivées de l'eau provenant du terrain encaissant à travers les failles, les diaclases, les joints stratigraphiques ou la totalité de surface qui se manifestent souvent à travers un défaut du revêtement (fissure, trou) ou un dispositif de construction (joint, barbacane).

- **Classement des tunnels par longueur**

D'après le CETU les tunnels peuvent être classés par leur longueur. Le tunnel routier le plus long se trouve en Norvège avec une longueur de 24 510 m. Le tunnel d'Ambanidia qui mesure 137 m est classé dans la catégorie des moins de 300 m, c'est la catégorie la plus fréquente dans le monde [2] (figure 2).

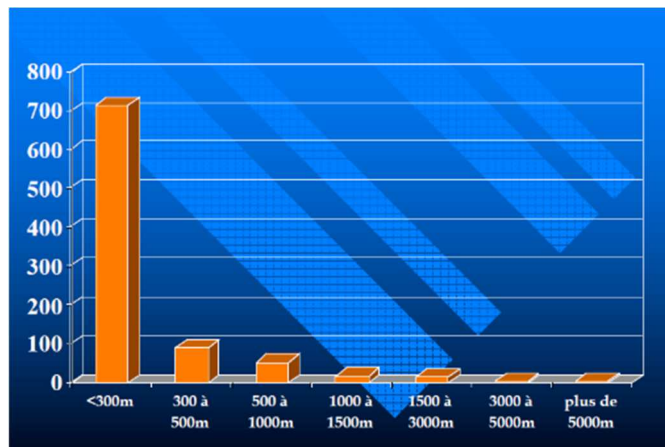


Figure 2. Répartition par longueur des tunnels dans le monde

- **Exemple d'accidents liés aux tunnels dans le monde**

Dans cet article, nous ne mentionneront que les accidents liés à l'instabilité des structures des tunnels. On va prendre l'exemple de la France qui ne compte que 7 accidents de tunnels liés à la structure depuis l'année 1900 [3]. La consultation du document publié par CETU en juin 2006 concernant les statistiques sur les accidents liés aux tunnels, permet de déterminer les causes de ces accidents :

Tableau 1. Incidents liés à la structure des tunnels proprement dits [6]

Années	Tunnels	Circonstances
1900	Sylans - 01	Effondrement du terrain encaissant
1955	Ste Catherine - 76	Effondrement du terrain encaissant
1960	Boubard - 18	Effondrement du terrain encaissant
1969	St Hippolyte - 25	Lâchage de piédroit
1972	Vierzy - 02	Effondrement du parement voûte
1987	Soucht - 57	Effondrement du terrain encaissant
1995	Granéjous - 81	Effondrement du parement voûte

- **Etudes topographiques**

Les études topographiques ont pour objectif principal d’avoir le profil en long et les profils en travers du terrain encaissant qui nous donneront ensuite la hauteur du sol par rapport au tunnel. Grâce à laquelle, on obtient, après calcul, les sollicitations et le champ de déplacements du terrain et puis les charges agissant sur la paroi du soutènement à mettre en place. Le calcul concernant la stabilité du terrain se fait avec PLAXIS 2D, un progiciel Éléments Finis pour l'analyse bidimensionnelle de la déformation et de la stabilité en géotechnique et en mécanique des roches [4].

D’après les données obtenues auprès de l’ARM, et cette étude topographique, le tunnel est considéré à faible profondeur qui est égale à 34.23 m du point le plus haut du terrain encaissant [4].

- **Etudes géologiques et géotechnique :**

La nature et les caractéristiques du terrain traversé sont des données primordiales qui influent en premier lieu sur le comportement de l’ouvrage. Les caractéristiques hydrologiques du massif jouent un rôle prépondérant dans l’initiation ou à l’accélération de son vieillissement.[1]

En plus des documents fournis par LNTPB concernant les résultats des essais antérieurs, sur l’agressivité des eaux de ruissellement, du novembre 1986, des sondages électriques et géotechniques ont été réalisés par SGDM et LNTPB en avril 2023, dans le but de connaître un peu plus sur la nature du sous-sol et l’évolution de l’environnement de l’ouvrage.

La prospection électrique consistait à faire des essais sur tous les endroits possibles du haut du tunnel. Comme la figure ci-dessous le montre 4 profils électriques ont été réalisés en plus d’un autre déjà effectué par SGDM auparavant.



Figure 3. Emplacement géographique des lignes électriques

- **Etude de comportement du terrain encaissant :**

A partir des essais cités auparavant, le calcul de la stabilité du sol par PLAXIS 2D se déroule comme suit :

- ✓ **Initialisation des contraintes (*Initial phase*):** on calcule les contraintes initiales du massif à partir des caractéristiques du terrain ;
- ✓ Tunnel excavé sans soutènement (Phase 1) ;
- ✓ Mise en place du soutènement (Phase 2).

- **Mise en charge du modèle :**

Le modèle est, premièrement sollicité par son poids propre. Les charges et surcharges dues aux bâtiments et les routes environnantes s'ajoutent aussi dans les calculs qui se réalisent en déformations planes. Le terrain obéit à un comportement élasto-plastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb. [5]

- **Equation de base de déformation :**

L'équation d'équilibre statique est donnée par la relation [3]:

$$L^T \bar{\sigma} + \bar{b} = 0 \quad (1)$$

Cette équation relie les dérivées spatiales des six composantes de contraintes, assemblées dans le vecteur $\bar{\sigma}$, aux trois composantes des forces corporelles, assemblées dans le vecteur \bar{b} . L^T est la transposée d'un opérateur différentiel, défini comme :

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2)$$

En plus de l'équation d'équilibre, la relation cinématique peut être reformulée comme :

$$\bar{\varepsilon} = L \bar{u} \quad (3)$$

Cette équation exprime les six composantes de déformation, assemblées dans le vecteur $\bar{\varepsilon}$, comme les dérivées spatiales des trois composantes de déplacement, assemblées dans le vecteur \bar{u} , à l'aide de l'opérateur différentiel L défini précédemment. Le lien entre l'équation. (1) et (3) est formé par une relation constitutive représentant le comportement du matériau.

$$\dot{\bar{\sigma}} = M \dot{\bar{\varepsilon}} \quad (4)$$

La combinaison de l'équation. (1), (3) et (4) conduirait à une équation aux dérivées partielles du second ordre dans les déplacements \bar{u} .

Cependant, au lieu d'une combinaison directe, l'équation d'équilibre est reformulée sous une forme faible selon le principe de variation de Galerkin :

$$\int \delta \bar{u}^T (L^T \bar{\sigma} + \bar{b}) dV = 0 \quad (5)$$

Dans cette formulation $\delta \bar{u}$ représente la variation cinématiquement admissible des déplacements, en appliquant la formule de Green pour l'intégration partielle. Le premier terme de l'équation. (5) conduit donc à :

$$\int \delta \bar{\varepsilon}^T \bar{\sigma} dV = \int \delta \bar{u}^T \bar{b} dV + \int \delta \bar{u}^T \bar{t} dS \quad (6)$$

Cela introduit une intégrale de frontière dans laquelle la traction de frontière apparaît. Les trois composantes de la traction aux limites sont assemblées dans le vecteur \bar{t} .

Le développement de l'état de contrainte σ peut être considéré comme un processus incrémental :

$$\sigma^i = \sigma^{i-1} + \Delta \sigma \quad (7)$$

Avec

$$\Delta \sigma = \int \dot{\sigma} dt \quad (8)$$

Dans cette relation σ^i représente l'état de contrainte réel qui est inconnu et σ^{i-1} représente l'état de contrainte précédent qui est connu. L'incrément de contrainte $\Delta \sigma$ est le taux de contrainte intégré sur un petit incrément de temps.

Si l'équation (6) est considérée pour l'état réel i , les contraintes inconnues σ^i peuvent être éliminées à l'aide de l'équation. (7) :

$$\int \delta \bar{\varepsilon}^T \Delta \bar{\sigma} dV = \int \delta \bar{u}^T \bar{b}^i dV + \int \delta \bar{u}^T \bar{t}^i dV - \int \delta \bar{\varepsilon}^T \bar{\sigma}^{i-1} dV \quad (9)$$

Il convient de noter que toutes les quantités apparaissant dans l'équation (1) jusqu'à l'équation (8) sont des fonctions de la position dans l'espace tridimensionnel.

- Description du modèle

Notre modèle ressemble à un milieu homogène et isotrope de hauteur 40 m et de largeur de 80 m permettant de s'affranchir des effets de bord.

Dans le calcul, on suppose les conditions aux limites correspondant à des déplacements verticaux et horizontaux nuls sur les bords latéraux du modèle et sur la base inférieure du modèle.

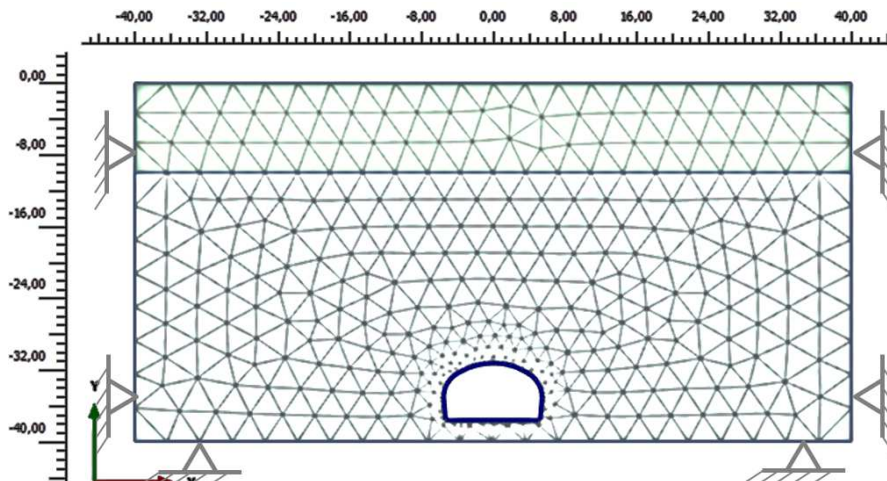


Figure 4. Maillage du terrain encaissant

• Calcul numérique du soutènement

Cette étude consiste d'abord à chercher les sollicitations et le champ de contraintes présent dans la section transversale du béton calculé en deux.

- Position du problème

L'objectif est de trouver le champ de contraintes et de déplacements suivant la section transversale de la structure. Nous allons donc opter sur un calcul basé sur le comportement élastique du milieu étudié.

Contrairement à la plupart des tunnels dans le monde qui sont souvent circulaires, le tunnel d'Ambanidia est en revanche d'une forme particulière.

En effet, la voûte du tunnel a une forme elliptique de grand rayon de 5,50 m et de petit rayon de 3,73 m avec un angle de révolution de $\pi + 0,06$ rad variant de 0,03 rad au $\pi + 0,03$ rad. La hauteur du piédroit est de 2,45 m d'un angle d'inclinaison de 5,58 rad [5].

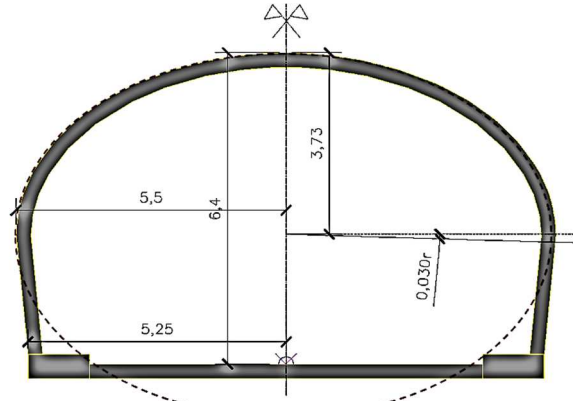


Figure 5. Section transversale du tunnel d'Ambanidia

- **Mise en charge de la structure :**

L'effort qui agit sur cette structure est équivalent à la valeur des réactions sur l'extrados du tunnel. Dans notre cas, il est supposé constant et égal à la valeur de la contrainte maximale sur l'extrados, obtenue à partir du calcul sur la stabilité du terrain ; dans le cas de la roche meuble.

- **Conditions aux limites :**

Les conditions aux limites relatives au modèle du soutènement admettent que les déplacements verticaux et horizontaux sont nuls aux niveaux des base des piédroits.

- **Mise en équation du modèle :**

Les calculs par la méthode des éléments finis de notre modèle sont basés sur un comportement élastique du milieu étudié.

❖ **Lois de comportement :**

On est dans le cadre d'une petite déformation plane.

Les lois de comportement sont de la forme [6]

$$\bar{\sigma} = f(\bar{\epsilon}) = \bar{D} \bar{\epsilon} \quad (10)$$

Pour un milieu supposé homogène et isotrope Le comportement s'écrit par la loi de Hooke [5].

$$\bar{\sigma} = \lambda \text{Tr}(\bar{\epsilon}(u)) \bar{Id} + 2\mu \bar{\epsilon}(u) \quad (11)$$

Où λ et μ sont les coefficients de Lamé.

$$\mu > 0 \text{ et } 2\mu + \lambda > 0$$

Ils s'expriment en fonction du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν par les relations

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad \lambda = \frac{E \cdot \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (12)$$

En inversant, on obtient à partir de (11) et (12)

$$\bar{\epsilon} = -\frac{\nu}{E} \text{Tr}(\bar{\sigma}(u)) \bar{Id} + \frac{1 + \nu}{E} \bar{\sigma}(u) \quad (13)$$

Avec

$$\bar{\epsilon}_{ij}(u) = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad (14)$$

C'est la déformation linéaire associée au champ de déplacements u

❖ Équation d'équilibre :

Dans un milieu Ω à l'équilibre, le bilan des forces dans le solide aboutit à l'équation

$$-\overline{\text{div}} \bar{\sigma} = \bar{f} \quad (15)$$

que l'on doit compléter par des conditions aux limites sur la frontière du solide $\partial\Omega$.

❖ Formulation forte

On suppose que le solide occupe un ouvert borné $\Omega \subset \mathbb{R}^2$ et suffisamment régulier. On sait déjà qu'il est soumis à des forces réparties de densité $f(x)$ appliquées sur une partie de sa frontière $\partial\Omega_N$. Sur d'autres parties de sa frontière, notée $\partial\Omega_D$, le déplacement $u(x)$ est nul.

En premier lieu, le but est d'injecter la loi de Hooke dans l'équation aux dérivées partielles.

$$\overline{\text{div}} \bar{\sigma} = \left(\sum_{j=1}^N \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} \right)_{1 \leq i \leq N} = f_i \quad (16)$$

Pour obtenir un système différentiel où l'inconnue n'est plus le champ de contraintes σ_{ij} mais le champ de déplacement u .

A partir de (11) et (15), on a :

$$\sum_{j=1}^N -\lambda \frac{\partial}{\partial x_j} (\text{Tr}(\bar{\epsilon}(u))) \delta_{ij} - 2\mu \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{\epsilon}_{ij}(u) = f_i \quad (17)$$

C'est ce qu'on appelle « formulation forte ou problème continu » à partir duquel va être formée une formulation variationnelle appropriée.

❖ Formulation variationnelle

Soit v un champ de vecteur test de composante v_i

Pour i qui est fixé on a

$$-\lambda \sum_{j=1}^N \int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_j} (\text{Tr}(\bar{\epsilon}(u))) \delta_{ij} v_i - 2\mu \sum_{j=1}^N \int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{\epsilon}_{ij}(u) v_i = \int_{\Omega} f_i v_i \quad (18)$$

en utilisant l'intégration par parties (ou formule de Green) et en prenant en compte $v = 0$ sur $\partial\Omega$. (18) devient

$$\lambda \sum_{j=1}^N \int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_j} (\text{Tr}(\bar{\epsilon}(u))) \delta_{ij} v_i = -\lambda \int_{\Omega} \text{Tr}(\bar{\epsilon}(u)) \frac{\partial v_i}{\partial x_i}$$

$$\boxed{= -\lambda \int_{\Omega} \text{Tr}(\bar{\epsilon}(u)) \text{Tr}(\bar{\epsilon}(v))} \quad (19)$$

Et puis,

$$\int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_j} \bar{\epsilon}_{ij}(\mathbf{u}) v_i = \int_{\Omega} \bar{\epsilon}_{ij}(\mathbf{u}) \frac{\partial v_i}{\partial x_j} = \frac{1}{4} \int_{\Omega} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right)$$

$$\boxed{= \int_{\Omega} \bar{\epsilon}_{ij}(\mathbf{u}) \bar{\epsilon}_{ij}(\mathbf{v})} \quad (20)$$

Où les indices i et j sont « muets »

Finalement on obtient la formulation variationnelle

$$\lambda \int_{\Omega} \text{Tr}(\bar{\epsilon}(\mathbf{u})) \text{Tr}(\bar{\epsilon}(\mathbf{v})) + 2\mu \int_{\Omega} \bar{\epsilon}(\mathbf{u}) : \bar{\epsilon}(\mathbf{v}) = \int_{\Omega} \mathbf{f} \cdot \mathbf{v} \quad (21)$$

quelque soit v un champ de vecteur cinématiquement admissible

Ou

$$\boxed{\int_{\Omega} \mathbf{div}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{div}(\mathbf{v}) + 2\mu \int_{\Omega} \bar{\epsilon}(\mathbf{u}) : \bar{\epsilon}(\mathbf{v}) = \int_{\Omega} \mathbf{f} \cdot \mathbf{v} + \int_{\Gamma} \mathbf{g} \cdot \mathbf{v}} \quad (22)$$

Avec

$$\bar{\epsilon}(\mathbf{u}) : \bar{\epsilon}(\mathbf{v}) = \sum_{i,j} \bar{\epsilon}_{ij}(\mathbf{u}) \bar{\epsilon}_{ij}(\mathbf{v}) \quad (23)$$

Pour résoudre ce problème variationnelle, on a choisi de recourir à l'utilisation du logiciel de programmation FreeFem.

Résultats :

• Résultats de prospection électrique

Parmi les résultats obtenus de l'imagerie par tomographie électrique, on prend particulièrement celui du profil P1 (ligne rouge sur la figure 3) de par l'existence d'une valeur de résistivité très basse, représentée en couleur bleu dans de l'isocontours (figure 4), qui peut correspondre à un type de sol faiblement résistant comme l'argile, la latérite, l'altération inhibé d'eau, le remblai, le débris Anthropique.

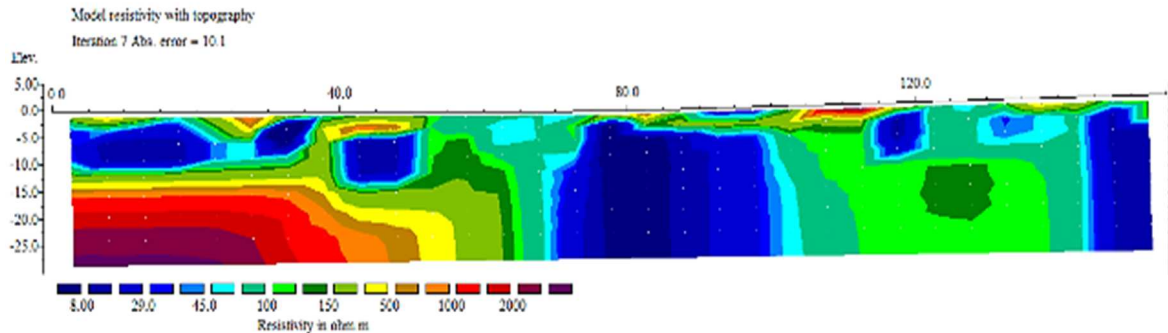


Figure 6. Isocontours du profil P1

- **Essai pénétromètre dynamique**

Globalement, les propriétés mécaniques des sols peuvent être résumées par le tableau ci-dessous [7].

Tableau 2. Paramètres mécaniques des types de roche du terrain

Matériaux	Sable argileux	Sable limoneux	Granite altéré	Granite sain
Modèle	MC	MC	MC	MC
Type de drainage	Drainé	Drainé	Non drainé C	Non drainé C
γ_{unsat} (KN/m ³)	19	20	20.5	26
γ_{sat} (KN/m ³)	19	20	20.5	26
E (KN/m ²)	90.10 ³	180.10 ³	-	-
ν'	0.30	0.30	-	-
c' (KN/m ²)	5	8	-	-
E _u (KN/m ²)	-	-	15.10 ⁶	46.10 ⁶
ν_u	-	-	0.495	0.495
S _u (KN/m ²)	-	-	10.10 ⁶	20.10 ⁶
ϕ' (°)	30	37	0	0
Ψ' (°)	0	0	0	0

- **Comportement mécanique du sol**

Les figures suivantes présentent le déplacement du maillage, le champ de déplacements verticaux sur le modèle dépourvu du soutènement ainsi que la valeur maximale des contraintes dans le terrain encaissant.

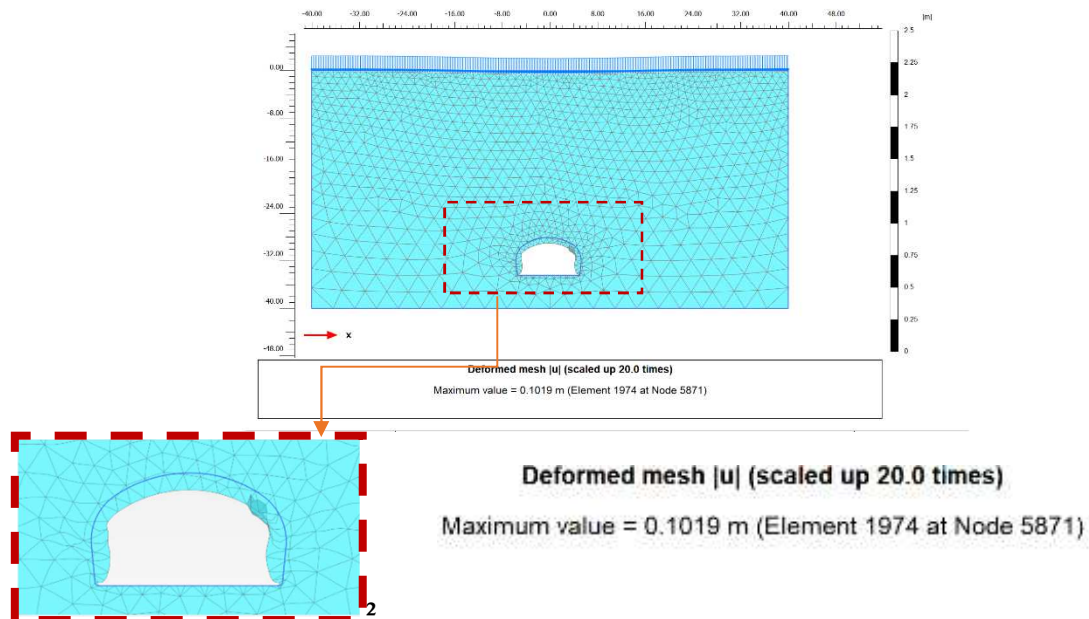


Figure 7. Déplacement du maillage dépourvu de soutènement

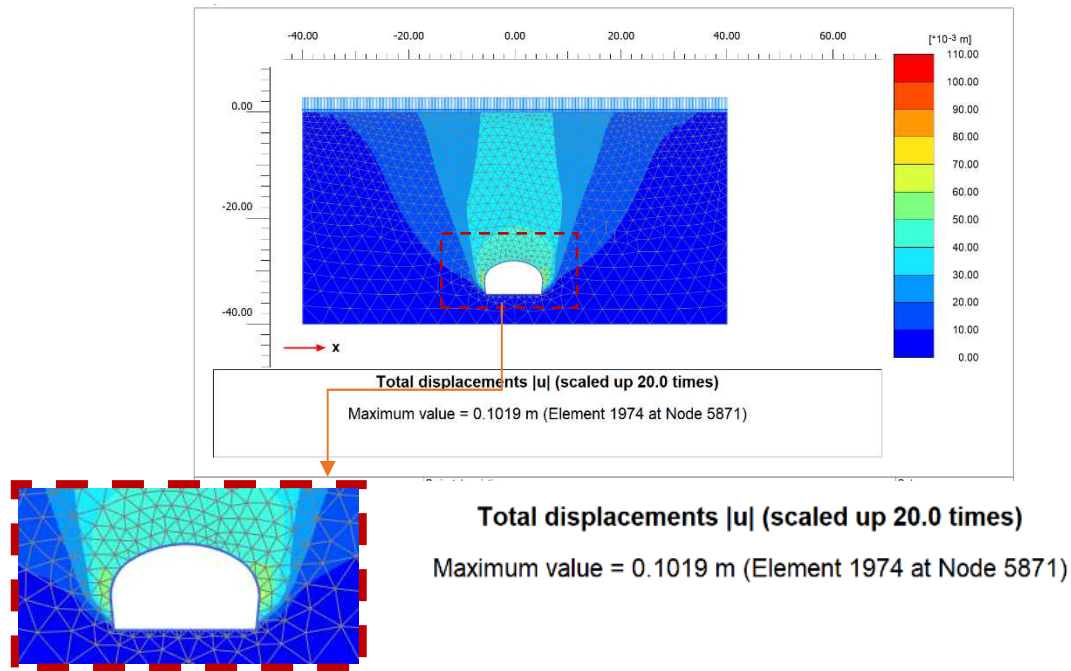


Figure 8. Champ de déplacements sans soutènement

La valeur maximale de déplacement est égale à environ 10 cm qui ne se localise pas uniquement sur l'élément de soutènement mais aussi dans une grande partie du sol encaissant (figure 7). Ce qui signifie que le tunnel creusé avec ce type de sol conduit à un effondrement sous l'influence du poids propre du terrain. La mise en place d'un soutènement est donc nécessaire.

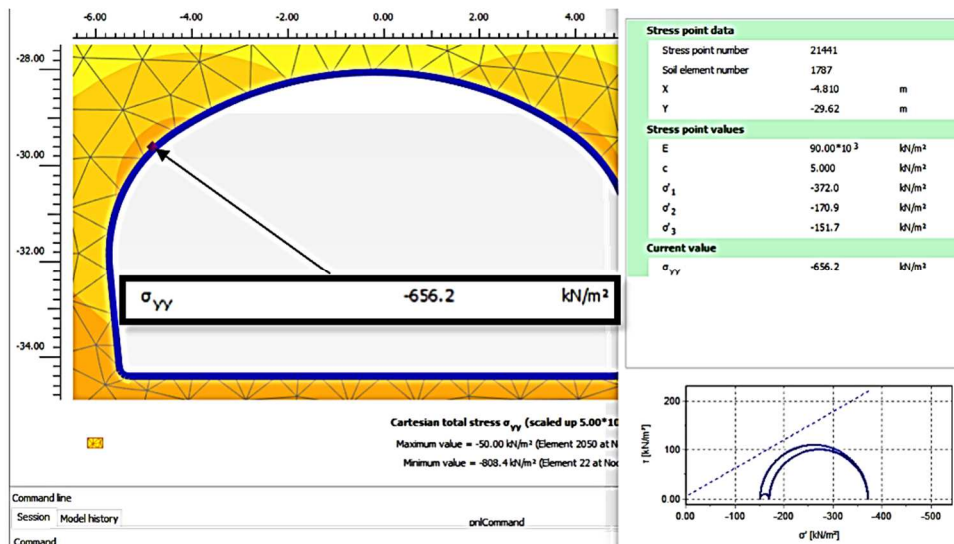


Figure 9. Localisation du point de contrainte maximale

Nous pouvons donc prendre une force répartie de valeur :

$|q| = 0,656 \text{ MN/m}$ (conformément à $\sigma_{yy} = -656,2 \text{ kN/m}$) le long de l'extrados $\partial\Omega$ de notre domaine Ω qui est le soutènement.

- **Résultats du calcul numérique du soutènement**

- **Le champ de déplacements et l'allure de la déformée :**

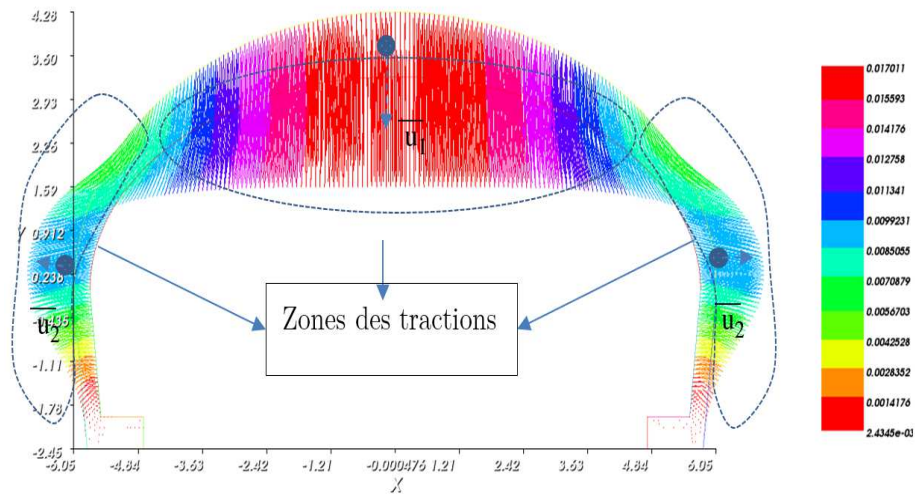


Figure 10. Champ de déplacements sur le soutènement

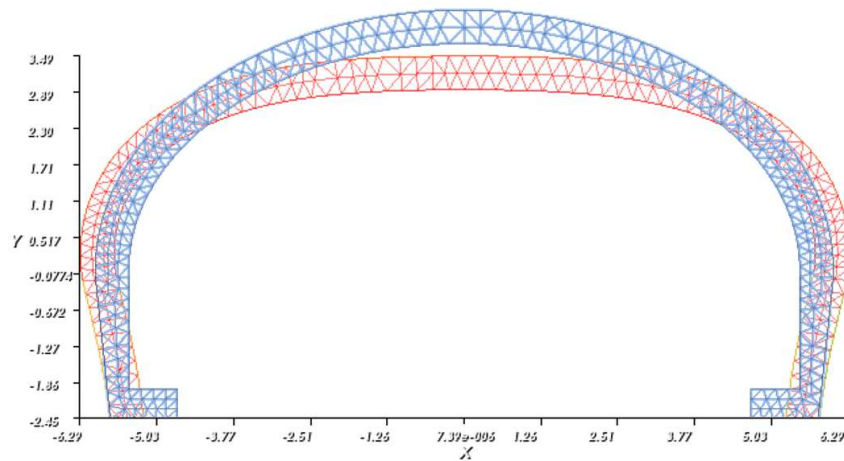


Figure 11. Maillage déformé de la structure

D'après ce résultat, le déplacement maximal se trouve sur les points :

- ✓ (0.00, 3.7282) pour le déplacement vertical, avec $|u_2| = 0.0158232$ m
- ✓ (-5.69114, 1.45965) et (5.69114, 1.45965) pour le déplacement horizontal avec $|u_1| = 0.000890134$ m

Les zones subissant des plus grandes tractions dans la structure sont situées dans l'intrados de la voûte et la partie la plus haute du piédroit dans l'extrados.

- **Le champ de contraintes :**

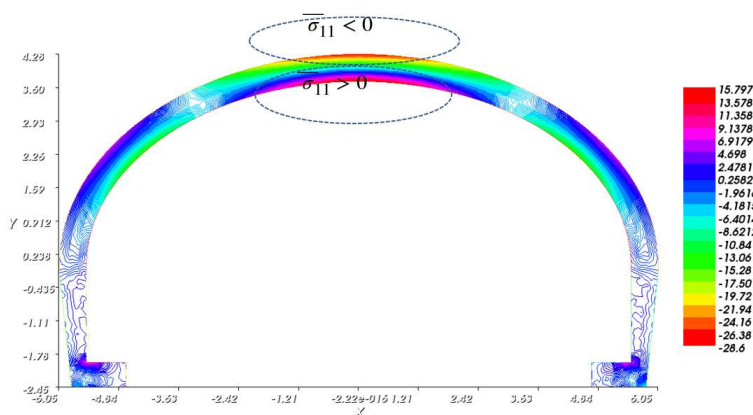


Figure 12. Champ de contraintes principales (σ_{xx})

Cette figure confirme le positionnement des zones des tractions et la zone de compression de la structure par rapport à la contrainte horizontale $\overline{\sigma}_{11}$ suivant l'axe des abscisses. Les contraintes sont supposées positives quand il y a traction et négatives dans le cas contraire. Les valeurs maximales des contraintes horizontales sont :

Contrainte de traction maximale :

$$|\sigma_{11 \text{ traction}}| = 15.096 \text{ MPa, sur l'intrados.}$$

Contrainte de compression maximale

$$|\sigma_{11 \text{ compression}}| = 28.0083 \text{ MPa, sur l'extrados.}$$

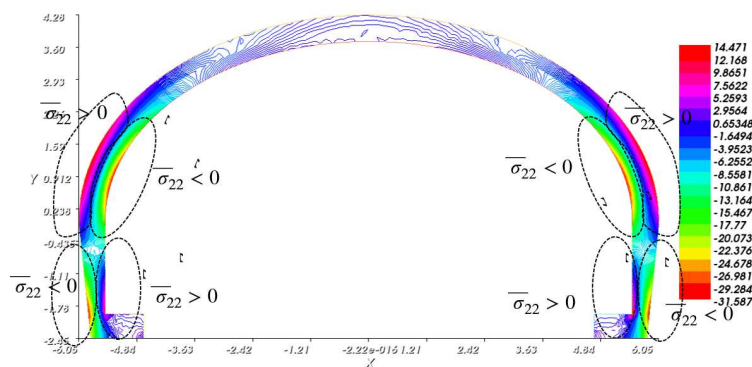


Figure 13. Champ de contraintes principales (σ_{yy})

Comme dans le cas précédent, cette figure confirme le positionnement des zones des tractions sur l'extrados de la structure.

Discussion

Comme nous le savons, le béton est un matériau qui a une contrainte admissible à la compression très élevée mais il résiste mal à la traction. Généralement La résistance à la traction du béton à 28 jours est déterminée par des essais de traction directe mais en l'absence de données, la valeur moyenne de la résistance à la traction axiale est donnée par [9] :

$$f_{ctm} = 0.3 [f_{ck}]^{2/3} \quad (24)$$

Cette valeur ne dépasse pas généralement 3.21 MPa, ce qui implique la nécessité des armatures dont les calculs sont les suivants.

- **Calcul des sections des armatures de la structure par Eurocode 2 [6] :**

En calcul de béton armé par Eurocode 2, l'une des données les plus importantes est la valeur du moment fléchissant que nous allons obtenir en utilisant la relation suivante

$$\sigma_x(y) = -\frac{M_z}{I_{G_z}} y \quad (25)$$

Avec

I_{G_z} = Moment quadratique de la section

M_z = Moment fléchissant

y = distance entre la contrainte maximale et la fibre neutre

Comme notre fibre moyenne ne coïncide pas à l'axe de notre section, le moment quadratique I_{G_z} doit être calculer à partir de :

$$I_{G_z} = \int \int_S y^2 ds \quad (26)$$

Notre section est de forme rectangulaire de largeur $b=1$ m et de hauteur $h=0.55$ m, I_{G_z} est calculer par rapport à l'axe neutre (là où $\sigma_{xx} = 0$ MPa) qui se trouve à environ $h/3 \approx 0.183$ m de la fibre inférieure. Par conséquent,

$$I_{G_z} = \int_{-h/3}^{2h/3} \int_{-b/2}^{b/2} y^2 dx dy \quad (27)$$

On a alors

$$I_{G_z} = \frac{b h^3}{9} \approx 0.0185 \text{ m}^4 \quad (28)$$

On en déduit

$$M_z = \frac{\sigma_x(y) \cdot I_{G_z}}{y} = 1,522 \text{ MN.m} \quad (29)$$

On considère la section rectangulaire définie ci-dessus avec des sollicitations supposées dues au charges permanentes suivantes :

$$M_{ED} = 2.055 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 1.522 \text{ MN.m}$$

La Classe d'exposition à adoptée est la classe XC2 en raison de l'humidité permanente et l'effet de la carbonatation élevé dans le tunnel.

- **Caractéristiques des matériaux**

❖ Béton :

$$\mu_{cu} = \frac{M_{ED}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cu}}$$

$$f_{cu} = \eta \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23.333 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 0.8 \\ \text{et pour } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ \eta = 1 \end{array} \right.$$

$\alpha_{cc} = 0.85$ pour les ouvrages comme les ponts ou les tunnels

$$f_{ctm} = 0.3 [f_{ck}]^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_c = k_1 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$k_1 = 0.6$ est une valeur recommandée et à utiliser pour l'Annexe nationale française.

❖ Aciers

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.15$: Pour les situations non accidentelles

$$\bar{\sigma}_s = k_3 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

- **Aciers comprimés**

❖ Moment limite ultime :

$$M_{lu} = \mu_{lu} b_w d^2 f_{cu} = 1.728 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte équivalente des aciers comprimés :

$$A = -\frac{5}{\alpha_e} + 13 = 12.757$$

$$B = \frac{6855}{\alpha_e} - 9 = 324.713$$

$$\sigma_{s2,e} = 0.6 \alpha_e \gamma f_{ck} - \delta' [A f_{ck} + B] = 521.954 \text{ MPa}$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

❖ Section d'aciers comprimés :

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - M_{lu}}{(d - d') \sigma_{s2,e}} = 13.31 \text{ cm}^2$$

❖ Aciers tendus

Pour $f_{ck} < 50 \text{ MPa} \Rightarrow \lambda = 0.8$

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda} [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{lu}}] = 0.43$$

$\alpha_{AB} = 0.1346$ pour une classe de ductilité A

$$\Rightarrow \mu_{AB} = \lambda \alpha_{AB} \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha_{AB}\right) = 0.102$$

$\mu_{AB} < \mu_{lu}$ alors le pivot est B. Ce qui nous donne $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3} = \frac{3.5}{1000}$.

$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \frac{1 - \alpha_u}{\alpha_u} = 0.00464$ et $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0022$ avec $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ (module d'élasticité de l'acier)

$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd}$: palier du diagramme $\sigma - \varepsilon$ de l'acier.

$$\sigma_{s1} = 432.71 + 952.38 \varepsilon_{s1} = 437 \text{ MPa} \succ 454 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow z_c = d \left[1 - \frac{\lambda}{2} \alpha_u\right] = 0.422 \text{ m}$$

$$\sigma_{s1,e} = [A f_{ck} + B] - 0.6 \alpha_e \gamma f_c = 188.753 \text{ MPa}$$

Ce qui nous donne enfin :

$$A_{s1,u} = \frac{M_{lu}}{z_c \sigma_{s1}} + A_{s2} \frac{\sigma_{s2,e}}{\sigma_{s1,e}} = 130.44 \text{ cm}^2$$

CONCLUSION

Les travaux d'entretien ou de réhabilitation d'un tunnel exigent une participation de bon nombre de spécialistes pour que chaque étape du projet soit assurée. Malgré l'assurance et l'assistance portées par la technologie, les risques demeurent toujours. Chaque étape devrait être précédée par une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques et géotechniques pour enfin décider du choix de la méthode à adopter.

Un effondrement de tunnel urbain, dans un pays comme Madagascar anéantirait une grande partie de son économie et provoquerait des pertes humaines entraînant une trouble psychologique à la population qui accuserait le gouvernement d'irresponsable.

La rumeur sur le possible effondrement du tunnel d'Ambanidia suscite beaucoup d'inquiétudes aux habitants de la ville d'Antananarivo.

C'est la première raison de notre étude. Et pour y parvenir, nous avons recouru :

- ✓ A l'utilisation du logiciel PLAXIS 2D. Un outil qui permet de simuler notre modèle selon la caractéristique du terrain,
- ✓ A la méthode des éléments finis : qui nous a permis d'avoir des résultats après une mise en équation du problème,
- ✓ A l'Eurocode 2, une méthode analytique pour le calcul des bétons armés.

La limite de cette étude réside surtout sur le choix du matériau utilisé comme soutènement. Le béton armé, selon les charges supportées nécessite une certaine épaisseur, d'où une occupation de beaucoup d'espace. La perspective de cette recherche vise tout d'abord, à donner une première aperçue aux autorités en ce qui concerne particulièrement l'environnement du tunnel, et à les amener à prendre une initiative d'approfondir les recherches sur l'état de ces types de grand ouvrage urbain dans tout le pays.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] AIPCR, Manuel des tunnels routiers, World road/association mondiale de la route, 2010.
- [2] CETU, Inventaire des tunnels ferroviaires de France/ Accidentologie tunnelierie, Paris, 2019.
- [3] PLAXIS, Scientific Manual, 07 mars 2022.
- [4] ARM, Fiche de projet du tunnel Ambanidia, 2015.
- [5] CETU, Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers (Livre 1: Du désordre à l'analyse, de l'analyse à la cotation), 25, avenue François Mitterand: CETU, 2015.
- [6] K. Saleh, INTRODUCTION À LA MÉTHODE DES ELEMENTS FINIS, Laboratoire Jacques-Louis Lions, Université Pierre et Marie Curie.
- [7] R. Hooke, Elasticité linéaire, 1676.
- [8] GEOMATE, ANALYSIS OF COMPLEX FOUNDATION, Thailand, 2022.
- [9] J. Roux, Pratique de l'Eurocode 2, France: AFNOR Edition.
- [10] B. a. infrastructure, PLAXIS 2D- Reference Manual, Bentley, 2022.