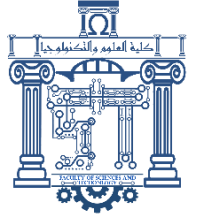




الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Republique Algérienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة

Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## Thèse

En vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en sciences

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Géotechnique**

# Contribution à l'étude d'amélioration de la capacité portante d'une fondation superficielle surmontant un vide souterrain.

Présenté par : NEZARI Abdelhakim

Devant le jury :

Dr. BOURSAS Farid	Université de Tébessa	Président
Dr. BOUFARH Rafik	Université de Tébessa	Directeur de thèse
Pr. MANSOURI Tarek	Université de Batna 2	Co-Directeur de thèse
Pr. DJELLALI Adel	Université de Tébessa	Examineur
Dr. BENALI Redha	Université de Batna 2	Examineur
Dr. BENABID Abderrahmane	Université de Batna 2	Examineur
Pr. MAMEN Belgacem	Université de Khenchela	Examineur

Année universitaire 2025/2026

## *Remerciements*

*Le présent travail a été réalisé à l'Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa sous la direction de Monsieur BOUFARH Rafik. Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui m'ont permis de mener à bien cette thèse.*

*Je souhaite tout d'abord remercier sincèrement mon directeur de thèse, Monsieur BOUFARH Rafik, Docteur, Maître de Conférences à l'Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa, pour sa confiance, ses conseils éclairés et son accompagnement scientifique tout au long de cette recherche. Sa rigueur, sa disponibilité et son exigence bienveillante ont été essentielles à l'aboutissement de ce travail.*

*J'adresse également mes sincères remerciements à mon codirecteur de thèse, Monsieur MANSOURI Tarek, Professeur à l'Université Batna 2, pour son implication, sa bienveillance et son accompagnement constant. Ses conseils avisés et son expertise m'ont permis de surmonter de nombreux défis et d'enrichir ma réflexion scientifique.*

*Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur le Président du jury, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de ma thèse.*

*Je tiens également à remercier chaleureusement l'ensemble des membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner mon travail et pour leurs remarques constructives et enrichissantes.*

*Que chacun de ces remerciements trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance et de ma gratitude la plus sincère.*

## Résumé

La présence de vides souterrains, qu'ils soient d'origine naturelle (dissolution karstique, érosion) ou anthropique (exploitations minières, carrières abandonnées), constitue une problématique géotechnique majeure affectant la stabilité des fondations superficielles et la sécurité des infrastructures. Cette recherche doctorale vise à développer un cadre méthodologique intégré combinant modélisation numérique avancée et apprentissage automatique interprétable pour l'évaluation et l'amélioration de la capacité portante des fondations en présence de vides souterrains dans les sols stratifiés.

La méthodologie adoptée s'articule autour de trois axes complémentaires. Premièrement, une revue critique exhaustive de la littérature établit l'état de l'art concernant la caractérisation des vides souterrains, leurs mécanismes de formation, les risques associés, les méthodes de détection et les techniques de réhabilitation. Deuxièmement, une campagne systématique de modélisation par éléments finis (PLAXIS 2D) génère une base de données de 204 configurations distinctes d'une fondation superficielle reposant sur un système bicouche sable-argile avec vide circulaire sous-jacent. Les paramètres investigués incluent l'excentricité de charge ( $e/B = 0-0,3$ ), l'épaisseur de la couche de sable ( $H/B = 0-3$ ), le diamètre du vide ( $D/B = 0,5-2$ ), sa profondeur ( $d/B = 0,5-3$ ), et la présence ou absence de renforcement par géogridde à l'interface sable-argile. Troisièmement, trois architectures d'apprentissage automatique (XGBoost, Random Forest, réseaux de neurones artificiels) sont développées et validées sur cette base de données, puis soumises à une analyse SHAP (SHapley Additive exPlanations) pour quantifier l'importance des paramètres et leurs interactions.

Les résultats démontrent que la capacité portante peut être réduite jusqu'à 65% dans les configurations les plus défavorables (vide de grande dimension à faible profondeur sous charge excentrique). L'épaisseur de la couche de sable constitue un facteur déterminant : au-delà de  $H/B \geq 3$ , l'influence du vide devient négligeable et l'effet du renforcement géosynthétique disparaît. La profondeur critique au-delà de laquelle le vide n'affecte plus la capacité portante se situe autour de  $d/B = 2-3$  pour les vides de dimension modérée. Le renforcement par géogridde améliore la capacité portante de 2% à 8% selon la configuration, l'efficacité maximale étant obtenue pour les vides de grande dimension à faible profondeur ( $D/B = 2$ ,  $d/B = 0,5$ ).

Le modèle XGBoost démontre une performance exceptionnelle avec un coefficient de détermination  $R^2 = 0,988$  sur l'ensemble de test et une erreur quadratique moyenne  $RMSE = 0,031$ , surpassant significativement Random Forest ( $R^2 = 0,974$ ) et ANN ( $R^2 = 0,966$ ). L'analyse SHAP révèle que l'excentricité de charge ( $e/B$ ) constitue le prédicteur dominant avec une valeur SHAP moyenne de 0,16, soit 50% supérieure à la profondeur du vide ( $d/B = 0,11$ ) et trois fois celle de l'épaisseur de sable ( $H/B = 0,03$ ). Cette hiérarchie quantifiée des paramètres remet en question les hypothèses traditionnelles privilégiant la stratification du sol sur les conditions de chargement.

Cette recherche apporte des contributions significatives sur les plans scientifique, méthodologique et pratique. Elle établit pour la première fois une quantification rigoureuse des interactions non linéaires entre sols stratifiés, vides souterrains, chargement excentrique et renforcement géosynthétique. Le cadre méthodologique développé, combinant éléments finis et intelligence artificielle explicable, constitue une approche innovante reproductible pour d'autres problématiques géotechniques complexes. Les abaques de conception, facteurs de réduction de capacité portante ( $\Omega_d$ ,  $\Omega_D$ ,  $\eta$ ), seuils critiques, et outil prédictif validé fournissent aux ingénieurs

praticiens des moyens opérationnels pour une conception optimisée des fondations en présence de vides souterrains.

**Mots-clés :** Capacité portante, semelle filante, cavités souterrains, sols stratifiés, sable-argile, renforcement, chargement excentrique, modélisation numérique, apprentissage automatique, intelligence artificielle.

## Abstract

The presence of underground voids, whether of natural origin (karst dissolution, erosion) or anthropogenic (mining operations, abandoned quarries), constitutes a major geotechnical challenge affecting the stability of shallow foundations and infrastructure safety. This doctoral research aims to develop an integrated methodological framework combining advanced numerical modeling and interpretable machine learning for the evaluation and improvement of bearing capacity of foundations in the presence of underground voids in stratified soils.

The adopted methodology is structured around three complementary axes. First, an exhaustive critical review of the literature establishes the state of the art concerning the characterization of underground voids, their formation mechanisms, associated risks, detection methods, and rehabilitation techniques. Second, a systematic finite element modeling campaign (PLAXIS 2D) generates a database of 204 distinct configurations of a shallow foundation resting on a sand-over-clay bilayer system with an underlying circular void. The investigated parameters include load eccentricity ( $e/B = 0-0.3$ ), sand layer thickness ( $H/B = 0-3$ ), void diameter ( $D/B = 0.5-2$ ), void depth ( $d/B = 0.5-3$ ), and the presence or absence of geogrid reinforcement at the sand-clay interface. Third, three machine learning architectures (XGBoost, Random Forest, artificial neural networks) are developed and validated on this database, then subjected to SHAP (SHapley Additive exPlanations) analysis to quantify parameter importance and their interactions.

The results demonstrate that bearing capacity can be reduced by up to 65% in the most unfavorable configurations (large-diameter void at shallow depth under eccentric loading). Sand layer thickness constitutes a determining factor: beyond  $H/B \geq 3$ , the influence of the void becomes negligible and the effect of geosynthetic reinforcement disappears. The critical depth beyond which the void no longer affects bearing capacity is around  $d/B = 2-3$  for moderate-sized voids. Geogrid reinforcement improves bearing capacity by 2% to 8% depending on configuration, with maximum efficiency obtained for large-diameter voids at shallow depth ( $D/B = 2, d/B = 0.5$ ).

The XGBoost model demonstrates exceptional performance with a coefficient of determination  $R^2 = 0.988$  on the test set and root mean square error  $RMSE = 0.031$ , significantly outperforming Random Forest ( $R^2 = 0.974$ ) and ANN ( $R^2 = 0.966$ ). SHAP analysis reveals that load eccentricity ( $e/B$ ) constitutes the dominant predictor with a mean SHAP value of 0.16, 50% higher than void depth ( $d/B = 0.11$ ) and three times that of sand thickness ( $H/B = 0.03$ ). This quantified parameter hierarchy challenges traditional assumptions favoring soil stratification over loading conditions.

This research provides significant contributions on scientific, methodological, and practical levels. It establishes for the first time a rigorous quantification of nonlinear interactions between stratified soils, underground voids, eccentric loading, and geosynthetic reinforcement. The developed methodological framework, combining finite elements and explainable artificial intelligence, constitutes an innovative reproducible approach for other complex geotechnical problems. The design charts, bearing capacity reduction factors ( $\Omega_d, \Omega_D, \eta$ ), critical thresholds, and validated predictive tool provide practicing engineers with operational means for optimized foundation design in the presence of underground voids.

**Keywords:** Bearing capacity, strip footing, underground voids, stratified soils, reinforcement, eccentric loading, finite element modeling, machine learning, artificial intelligence.

## ملخص

يشكل وجود الفراغات تحت الأرض، سواء كانت طبيعية المنشأ (انحلال كارستي، تآكل) أو بشرية (عمليات التعدين، المحاجر المهجورة)، إشكالية جيوتقنية كبرى تؤثر على استقرار الأساسات السطحية وسلامة البنية التحتية. يهدف هذا البحث إلى تطوير إطار منهجي متكامل يجمع بين النمذجة العددية المتقدمة والتعلم الآلي القابل للتفسير لتقييم وتحسين قدرة التحمل للأساسات في وجود فراغات تحت الأرض في التربة الطبقية.

تتمحور المنهجية المعتمدة حول ثلاثة محاور تكاملية. أولاً، تُؤسس مراجعة نقدية شاملة للأدبيات الحالة الراهنة للمعرفة فيما يتعلق بتصنيف الفراغات تحت الأرض وآليات تكونها والمخاطر المرتبطة بها وطرق الكشف عنها وتقنيات إعادة التأهيل. ثانياً، تُنتج حملة منهجية للنمذجة بالعناصر المحدودة (PLAXIS 2D) قاعدة بيانات تضم 204 تكويناً مختلفاً لأساس سطحي يرتكز على نظام ثنائي الطبقات رمل فوق طين مع فراغ دائري تحتها. تشمل المعاملات المدروسة الانحراف المركزي للحمولة ( $e/B = 0-0.3$ )، سمك طبقة الرمل ( $H/B = 0-3$ )، قطر الفراغ ( $D/B = 0.5-2$ )، عمقه ( $d/B = 0.5-3$ )، ووجود أو عدم وجود تعزيز بالشبكة الجيولوجية عند واجهة الرمل-الطين. ثالثاً، يتم تطوير والتحقق من ثلاث بنى للتعلم الآلي (XGBoost، Random Forest، الشبكات العصبية الاصطناعية) على قاعدة البيانات هذه، ثم إخضاعها لتحليل SHAP (التفسيرات الإضافية لشابلي) لتحديد أهمية المعاملات وتفاعلاتها.

تُظهر النتائج أن قدرة التحمل يمكن أن تنخفض بنسبة تصل إلى 65% في التكوينات الأكثر سلبية (فراغ كبير القطر على عمق ضحل تحت حمولة منحرفة). يشكل سمك طبقة الرمل عاملاً حاسماً: بعد  $H/B \geq 3$ ، يصبح تأثير الفراغ ضئيلاً ويختفي تأثير التعزيز الجيوتقني. يقع العمق الحرج الذي لا يؤثر بعده الفراغ على قدرة التحمل حول  $d/B = 2-3$  للفراغات ذات الأبعاد المتوسطة. يحسن التعزيز بالشبكة الجيولوجية قدرة التحمل بنسبة 2% إلى 8% حسب التكوين، مع تحقيق الكفاءة القصوى للفراغات الكبيرة القطر على عمق ضحل ( $D/B = 2$ )، ( $d/B = 0.5$ ).

يُظهر نموذج XGBoost أداءً استثنائياً مع معامل التحديد  $R^2 = 0.988$  على مجموعة الاختبار وخطأ الجذر التربيعي المتوسط  $RMSE = 0.031$ ، متفوقاً بشكل كبير على Random Forest ( $R^2 = 0.974$ ) و ANN ( $R^2 = 0.966$ ). يكشف تحليل SHAP أن الانحراف المركزي للحمولة ( $e/B$ ) يشكل المتنبئ المهيمن بقيمة SHAP متوسطة تبلغ 0.16، أي أعلى بنسبة 50% من عمق الفراغ ( $d/B = 0.11$ ) وثلاثة أضعاف سمك الرمل ( $H/B = 0.03$ ). هذا التسلسل الهرمي المُحدد كمياً للمعاملات يتحدى الافتراضات التقليدية التي تفضل طبقات التربة على ظروف التحميل.

يقدم هذا البحث مساهمات كبيرة على المستويات العلمية والمنهجية والعملية. فهو يؤسس للمرة الأولى تحديداً دقيقاً للتفاعلات غير الخطية بين التربة الطبقية والفراغات تحت الأرض والحمولة المنحرفة والتعزيز الجيوتقني. يشكل الإطار المنهجي المطور، الذي يجمع بين العناصر المحدودة والذكاء الاصطناعي القابل للتفسير، نهجاً مبتكراً قابلاً للتكرار لمشاكل جيوتقنية معقدة أخرى. توفر مخططات التصميم وعوامل تقليل قدرة التحمل ( $\Omega d$ )، ( $\Omega D$ )، ( $\eta$  والعنبتات الحرجة والأداة التنبؤية المُتحقق منها للمهندسين الممارسين وسائل تشغيلية لتصميم محسن للأساسات في وجود فراغات تحت الأرض.

**الكلمات المفتاحية:** قدرة التحمل، الأساسات الشريطية، الفراغات تحت الأرض، التربة الطبقية، التعزيز الجيوتقني، الحمولة المنحرفة، النمذجة بالعناصر المحدودة، التعلم الآلي، الذكاء الاصطناعي.

**Table des matières**

<b>Remerciements</b> .....	<b>ii</b>
<b>Résumé</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>v</b>
<b>ملخص</b> .....	<b>vi</b>
<b>Liste des tableaux</b> .....	<b>xiii</b>
<b>Liste des figures</b> .....	<b>xiv</b>
<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
❖ Problématique et justification de la recherche .....	2
❖ Objectifs de la recherche.....	3
Objectif général.....	3
Objectifs spécifiques .....	3
❖ Méthodologie de recherche.....	4
❖ Originalité et contributions attendues .....	4
❖ Organisation du manuscrit .....	5
<b>CHAPITRE I : Caractérisation géologique et géotechnique des vides souterrains</b> .....	<b>7</b>
1. Introduction .....	7
2. Définitions .....	7
3. Classification des cavités .....	8
3.1 Les cavités naturelles .....	8
3.1.1 Cavités karstiques.....	8
3.1.2 Cavités volcaniques.....	8
3.1.3 Cavités d'érosion.....	9
3.1.4 Cavités glaciaires.....	9
3.1.5 Cavités pétrographiques (ou cavités liées aux roches) .....	10
3.2 Les cavités anthropiques (d'origine humaine) .....	11
3.2.1 Carrières souterraines .....	11
3.2.2 Mines souterraines.....	11
4. Origine et mécanismes de formation des cavités souterraines .....	12
4.1 Processus géologiques naturels.....	12
4.2 Activités anthropiques .....	13
5. Typologie des risques associés aux cavités souterraines.....	13
5.1 Les fontis et effondrements localisés .....	13
5.2 Les affaissements progressifs .....	13
5.3 Pollution et contamination environnementale .....	14

6. Méthodes de détection et d'investigation des cavités souterraines .....	14
6.1 Méthodes géophysiques .....	14
6.1.1 Tomographie de résistivité électrique .....	14
6.1.2 Méthodes Sismiques (Réfraction et Réflexion) .....	15
6.1.3 Microgravimétrie.....	15
6.1.4 Méthodes électromagnétiques (EM) .....	16
6.2 Méthodes géotechniques directes .....	16
6.2.1 Forages et carottages .....	16
6.2.2 Essais de pénétration au cône (CPT/CPTU) .....	17
6.3 Méthodes optiques et radar .....	17
6.3.1 Radar à pénétration de sol (GPR).....	17
6.3.2 Méthodes optiques (caméras et drones).....	17
7. Les techniques de réhabilitation des cavités .....	18
7.1 Confortement de la cavité .....	18
7.1.1 Le confortement par boulonnage (ou clouage).....	18
7.1.2 Le confortement par ceinturage-cerclage ou reprise de maçonnerie .....	18
7.1.3 Construction de piliers maçonnés ou en béton armé.....	19
7.1.4 Confortement par mise en place de structures métalliques ou en béton .....	20
7.2 Remblayage des Cavités .....	20
7.3 Réduction de la vulnérabilité des structures de surface .....	21
7.4 Fondations profondes et reprise en sous-œuvre.....	21
7.5 Renforcement des structures (Radiers, Chaînages, Longrines) .....	21
7.6 Systèmes Géosynthétiques "Parachute" .....	22
7.7 Protection des Puits et Ouvertures Verticales .....	22
8. Conclusion .....	23
<b>Chapitre II : Etude de la stabilité des cavités souterraines .....</b>	<b>24</b>
1. Introduction .....	24
2. Instabilités globales .....	24
3. Instabilités localisées .....	25
4. Mécanismes et impacts des ruptures de cavités souterraines .....	25
4.1 Effondrements localisés (fontis).....	25
4.1.1 Définition et Caractérisation .....	25
4.1.2 Cinématique d'évolution d'un fontis.....	26
4.1.3 Impacts sur les structures superficielles et fondations .....	27

❖	Déplacements verticaux et dommages aux fondations superficielles.....	27
❖	Déformations Différentielles .....	27
4.1.4	Impact sur les Fondations Profondes .....	27
4.2	Effondrements généralisés.....	27
4.2.1	Caractéristiques et différenciation par rapport aux fontis .....	27
4.2.2	Mécanismes et facteurs aggravants .....	28
4.2.3	Impacts sur les ouvrages et infrastructures .....	28
4.3	Affaissements : Phénomènes géotechniques et impact sur les infrastructures .....	28
4.3.1	Définition, mécanismes et cinétique .....	28
4.3.2	Mécanismes des affaissements .....	29
4.3.3	Impacts sur les ouvrages et infrastructures .....	29
5.	Approches d'évaluation de la stabilité .....	30
5.1	Méthodes empiriques et semi-empiriques .....	31
5.1.1	Principe général.....	31
5.1.2	Modèle Gaussien de Peck .....	31
❖	Caractéristiques de la cuvette de tassement .....	32
❖	Estimation du paramètre « i » .....	32
❖	Estimation du paramètre « S <sub>max</sub> » .....	33
❖	Limitations des approches empiriques.....	34
❖	Extension aux déplacements horizontaux.....	34
5.2	Méthodes analytiques.....	35
5.2.1	Principe général.....	35
5.2.2	Approche de type dalle mince .....	35
5.3	Méthodes Numériques .....	36
5.3.1	La Méthode des Éléments Finis (MEF) .....	37
5.3.2	La Méthode des Différences Finies (MDF) .....	37
5.3.3	La Méthode des Éléments Distincts (MED) .....	38
5.3.4	La Méthode de l'Équilibre Limite (MEL) .....	38
6.	Conclusion.....	39
<b>Chapitre III : Influence des cavités souterrains sur la capacité portante des fondations superficielles.....</b>		<b>41</b>
1.	Introduction .....	41
2.	Concepts Fondamentaux.....	41
2.1	Modes de Rupture .....	41
2.2	Théories classiques de la capacité portante .....	42

2.3	Développements Post-Terzaghi .....	43
2.4	Méthodes numériques .....	43
2.5	Analyse en déformation .....	43
3.	Facteurs influençant la capacité portante.....	43
3.1	Nature de sol .....	43
3.2	Géométrie.....	44
3.3	Conditions hydrauliques .....	44
3.4	Charge et orientation.....	44
4.	Aspects Normatifs .....	44
5.	Influence des vides dans le sol sous les fondations .....	45
5.1	Mécanismes d'interaction sol-vide-fondation .....	45
5.1.1	Redistribution des contraintes .....	45
5.1.2	Mécanismes de rupture spécifiques.....	45
5.1.3	Effets géométriques.....	45
5.2	Paramètres influençant la réduction de capacité portante.....	46
5.2.1	Rapport de couverture .....	46
5.2.2	La géométrie du système de vides.....	46
5.2.3	Orientation et excentricité du vide .....	46
5.2.4	Résistance du sol de couverture .....	47
5.3	Phénomènes dynamiques et évolutifs .....	47
5.3.1	Propagation d'effondrement .....	47
5.3.2	Effets des sollicitations cycliques .....	47
5.3.3	Couplages Hydro-Mécaniques .....	47
6.	Revue bibliographique.....	48
6.1	Études expérimentales en laboratoire .....	48
6.1.1	Essais sur modèles réduits en centrifugeuse .....	48
6.1.2	Essais sur modèles réduits à gravité normale.....	48
6.1.3	Essais sur Argiles .....	50
6.2	Analyse par modélisations numériques .....	50
6.3	Approches analytiques et semi-empiriques .....	51
6.3.1	Méthodes d'équilibre limite modifiées .....	51
6.3.2	Théorie de l'Effet de Voûte .....	51
6.4	Lacunes identifiées dans la littérature.....	52
6.4.1	Vides multiples et interactions .....	52

6.4.2	Vides non-circulaires en conditions complexes .....	52
6.4.3	Dégradation des vides par érosion interne .....	52
6.4.4	Fondations profondes au-dessus de vides .....	52
6.4.5	Facteurs dynamiques et sismiques .....	52
7.	Recommandations pour améliorer la capacité portante en présence de vides.....	52
7.1	Investigation géotechnique et détection des vides .....	52
7.2	Solutions de stabilisation par injection et grouting.....	52
7.3	Renforcement par géosynthétiques multiépaisseur.....	53
7.4	Amélioration par remplacement ou épaissement de couche superficielle.....	54
7.5	Dimensionnement pratique et tableaux de design .....	54
8.	Conclusion.....	55
<b>CHAPITRE IV : Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur une bicouche avec un vide .....</b>		<b>56</b>
1.	Introduction .....	56
2.	Définition du problème.....	57
3.	Modèle d'éléments finis .....	59
4.	Validation du modèle d'éléments finis.....	60
5.	Résultats et discussion .....	61
5.1	Effet de l'épaisseur de la couche de sable .....	61
5.2	Effet de la profondeur de la cavité .....	65
5.3	Effet de la taille de la cavité.....	70
5.4	Effets du chargement excentrique.....	74
6.	Conclusions .....	77
<b>Chapitre V: Évaluation de la capacité portante des fondations avec cavités souterraines en utilisant l'apprentissage automatique et l'analyse SHAP .....</b>		<b>80</b>
1.	Introduction .....	80
2.	Aperçu des techniques d'apprentissage automatique par ensemble.....	81
2.1.	Régression par Forêt Aléatoire (Random Forest) .....	81
2.2.	Régression XGBoost.....	82
2.3.	Régression par Réseau de Neurones Artificiels (ANN) .....	83
3.	Flux de Processus de Modélisation .....	84
4.	Développement et Entraînement du Modèle .....	85
4.1.	Description de l'Ensemble de Données.....	85
4.2.	Analyse de Corrélation .....	86
4.3.	Métriques d'évaluation du modèle.....	86

5. Résultats et Discussions.....	87
5.1. Optimisation des Hyperparamètres .....	87
5.1.1. Performance du modèle XGBoost.....	87
5.1.2. Performance du Modèle Random Forest .....	88
5.2 Analyse Comparative des Modèles.....	91
5.3 Validation avec la littérature .....	93
5.4 Interprétation du Modèle avec SHAP .....	93
5.4.1 Graphique Beeswarm SHAP .....	94
5.4.2 Graphique en Barres des Valeurs SHAP Moyennes .....	94
5.4.3 Graphique Waterfall SHAP.....	96
6. Conclusion.....	96
6.1 Résultats Principaux.....	97
6.2 Contributions à la Pratique Géotechnique .....	97
6.3 Limitations et Recherches Futures.....	97
<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>99</b>
<b>Limitations de l'étude et perspectives de recherche .....</b>	<b>103</b>
<b>Recommandations finales pour la pratique ingénierique .....</b>	<b>106</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>108</b>

## Liste des tableaux

Tableau 1.1	Caractéristiques des cavités naturelles.....	10
Tableau 2.1	Estimation de « i » à partir de relations empiriques. ....	33
Tableau 2.2	Estimation de « Smax » à partir de relations empiriques .....	33
Tableau 4.1	Programme d'essais.....	58
Tableau 4.2	paramètres du (sol-semelle-géogrid) utilisés dans l'analyse par éléments finis. ....	60
Tableau 5.1	Paramètres géométriques et de chargement utilisés dans cette étude.....	85
Tableau 5.2	Statistiques descriptives de l'ensemble de données. ....	85
Tableau 5.3	Meilleurs hyperparamètres de la régression XGBoost. ....	87
Tableau 5.4	Métriques de performance du modèle (XGBoost).....	88
Tableau 5.5	Meilleurs hyperparamètres de la régression Random Forest.....	89
Tableau 5.6	Métriques de performance du modèle (forêt aléatoire). ....	89
Tableau 5.7	Meilleurs hyperparamètres pour les réseaux de neurones artificiels. ....	90
Tableau 5.8	Métriques de performance du modèle (ANN). ....	91
Tableau 5.9	Métriques de performance du modèle sur les données d'entraînement. ....	92
Tableau 5.10	Métriques de performance du modèle sur les données de test.....	92

## Liste des figures

Figure 1.1 Grotte féerique d'Aokas, Béjaïa, Algérie. ....	8
Figure 1.2 Tunnels de lave d'Hawaii (États-Unis). [ <a href="https://www.istockphoto.com">https://www.istockphoto.com</a> ].....	9
Figure 1.3 Le Grand Canyon (États-Unis). [ <a href="https://www.sensationsdumonde.com">https://www.sensationsdumonde.com</a> ].....	9
Figure 1.4 Les cavernes de glace en Islande. [ <a href="https://www.liligo.fr">https://www.liligo.fr</a> ].....	10
Figure 1.5 Cavités Pétrographiques (Les formations rocheuses de la région des Alpes).....	10
Figure 1.6 Carrières de calcaire lutétien sous Paris (France). ....	11
Figure 1.7 Mine d'Amesmessa, wilaya de Tamanrasset (Algérie). ....	11
Figure 1.8 Caves d'Ibn Khaldoun, commune de Frenda, wilaya de Tiaret (Algérie). ....	12
Figure 1.9 Catacombes de Paris (France). ....	12
Figure 1.10 Schéma de principe de la mesure de résistivité.....	15
Figure 1.11 Principe de fonctionnement de la sismique réfraction. [ <a href="https://www.gexplore.fr">https://www.gexplore.fr</a> ] .....	15
Figure 1.12 Principe de fonctionnement de la gravimétrie. [ <a href="https://www.gexplore.fr">https://www.gexplore.fr</a> ] .....	16
Figure 1.13 Principe de mesure de la méthode électromagnétique et les Réponses impulsionnelles (Aigner et al., 2021). ....	16
Figure 1.14 Procédure d'exécution de l'essai Radar à pénétration de sol (GPR). [ <a href="https://geologyscience.com">https://geologyscience.com</a> ].....	17
Figure 1.15 Boulonnage du toit d'une galerie. ....	18
Figure 1.16 Renforcement des piliers (a) Reprise d'un pilier par maçonnerie (b) Cerclage-cointurage d'un pilier. ....	19
Figure 1.17 Construction d'un pilier maçonné. ....	19
Figure 1.18 Soutènement par portique. ....	20
Figure 1.19 Pieu traversant une cavité. ....	21
Figure 1.20 Schéma d'une dalle en béton armé fermant une catiche. ....	22
Figure 1.21 Mise en place d'une géogridde (géosynthétique). ....	22
Figure 2.1 Principales phases de l'évolution d'un fontis (Didier & Salmon, 2010). ....	26
Figure 2.2 Une cuvette d'affaissement induit par l'exploitation minière (Hor, 2012). ....	29
Figure 2.3 Profil gaussien de la cuvette de surface. ....	31
Figure 2.4 Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (Peck, 1969). ....	32
Figure 3.1 Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle. ....	41
Figure 3.2 Compaction grouting procedure. ....	53
Figure 3.3 Configurations de disposition des renforcements. ....	53
Figure 3.4 Exemple pratique de détermination de la charge ultime du problème (Rouchi & Nozari, 2023). ....	54
Figure 4.1 Géométrie et conditions aux limites du modèle de semelle filante soumise à une charge excentrée sur un sol stratifié sable-argile avec renforcement par géogridde. ....	58
Figure 4.2 Géométrie du model numérique, maillage généré et conditions aux limites. ....	59
Figure 4.3 Capacité portante adimensionnelle ( $q_u/\gamma B$ ) pour différentes valeurs de $C_u/\gamma B$ comparée aux résultats de la littérature ( $\phi = 40^\circ$ , $H/B = 1$ ). ....	60
Figure 4.4 Variation de la capacité portante ultime en fonction de $H/B$ a) Sans renforcement par géogridde, b) Avec renforcement par géogridde. ....	61
Figure 4.5 Variation de la capacité portante en fonction du rapport d'épaisseur $H/B$ (séries I et II). ....	63

Figure 4.6 Variation de $\eta$ et $\eta_{\text{reinforced}}$ avec $e/B$ (Séries I et II).....	63
Figure 4.7 Variation de $\Omega_d$ en fonction de $d/B$ (séries I et III).....	66
Figure 4.8 Variation de $\Omega_{d\text{-reinforced}}$ en fonction de $d/B$ (séries II et IV).....	67
Figure 4.9 Variation de $\Omega_d$ et $\Omega_{d\text{-reinforced}}$ en fonction de $d/B$ (séries I, II, III et IV). ....	68
Figure 4.10 Variation de $\Omega_D$ en fonction de $D/B$ (séries I et III).....	70
Figure 4.11 Variation de $\Omega_{D\text{-reinforced}}$ en fonction de $D/B$ (séries II et IV). ....	72
Figure 4.12 Variation de $\Omega_D$ et $\Omega_{D\text{-reinforced}}$ en fonction de $D/B$ (séries I, II, III et IV). ....	73
Figure 4.13 Variation de $\eta_e$ en fonction de $e/B$ (série III). ....	75
Figure 4.14 Variation de $\eta\text{-R}$ en fonction de $e/B$ (série IV). ....	76
Figure 5.1 Flux de travail de l'algorithme Random Forest pour effectuer des prédictions. ....	82
Figure 5.2 Architecture de l'algorithme XGBoost.....	83
Figure 5.3 Flux de processus des modèles ML proposés et de SHAP pour l'estimation de la capacité portante. ....	84
Figure 5.4 Carte des corrélations entre les caractéristiques et la variable cible. ....	86
Figure 5.5 Courbe de régression des valeurs réelles par rapport aux valeurs prédites avec XGBoost (ensembles d'entraînement et de test). ....	88
Figure 5.6 Courbe de régression des valeurs réelles par rapport aux valeurs prédites avec Random Forest (ensembles d'entraînement et de test). ....	89
Figure 5.7 Évolution de la perte de fonction (Loss function) pendant l'entraînement et la validation. ....	90
Figure 5.8 Courbe de régression des valeurs réelles par rapport aux valeurs prédites avec ANN (ensembles d'entraînement et de test). ....	91
Figure 5.9 Comparaison des métriques d'erreur du modèle (RMSE et $R^2$ ) sur les ensembles de test. ....	92
Figure 5.10 Comparaison des métriques d'erreur du modèle (MSE et MAE) sur les ensembles de test.....	93
Figure 5.11 Capacité portante pour différents rapports d'excentricité ( $e/B$ ) comparée aux résultats de la littérature à un rapport épaisseur/largeur ( $H/B$ ) de 3. ....	93
Figure 5.12 Graphique beeswarm de la valeur SHAP pour le modèle XGBoost (ensemble de test). ....	94
Figure 5.13 Diagramme à barres des valeurs SHAP absolues moyennes pour les caractéristiques du modèle XGBoost (ensemble de test). ....	95
Figure 5.14 Diagramme en waterfall des valeurs SHAP pour le modèle XGBoost (ensemble de test). ....	96

## **Introduction générale**

La conception et le dimensionnement des fondations superficielles constituent une étape cruciale dans la réalisation de tout ouvrage de génie civil. Ces éléments structuraux assurent le transfert des charges de la superstructure vers le sol de fondation et conditionnent directement la sécurité, la durabilité et la performance globale des infrastructures. Leur conception repose traditionnellement sur l'évaluation de la capacité portante du sol, définie comme la contrainte maximale qu'un terrain peut supporter sans subir de rupture par cisaillement ou de tassements excessifs compromettant la fonctionnalité de l'ouvrage (Terzaghi, 1943).

Les théories classiques de la mécanique des sols, développées depuis les travaux pionniers de Terzaghi (1943), puis enrichies par les contributions de Meyerhof (1963) et Brinch Hansen (1970), fournissent des cadres analytiques robustes pour estimer la capacité portante dans des conditions de sol homogène et continu. Ces approches, largement adoptées dans les codes de conception internationaux, s'appuient sur l'hypothèse fondamentale d'un massif de sol intact, exempt de discontinuités majeures. Toutefois, cette hypothèse se trouve fréquemment invalidée dans la pratique ingénierie contemporaine, où les fondations doivent souvent être réalisées sur des terrains présentant des hétérogénéités complexes, des stratifications marquées, ou la présence de vides souterrains.

Les cavités souterraines, qu'elles soient d'origine naturelle ou anthropique, représentent une problématique géotechnique majeure affectant de nombreuses régions du monde. Les vides naturels résultent principalement de processus géologiques tels que la dissolution karstique des roches carbonatées (Ford & Williams, 2007), l'érosion souterraine, ou l'activité volcanique. Les cavités anthropiques, quant à elles, sont générées par les activités minières, les anciennes carrières souterraines, les tunnels abandonnés, ou encore par la détérioration des réseaux de canalisations enterrées (Bell, 2013; Waltham et al., 2005). Ces vides souterrains, souvent invisibles depuis la surface, constituent des zones de fragilité susceptibles de modifier profondément le champ de contraintes sous les fondations et de compromettre la stabilité des ouvrages de surface.

Les désordres géotechniques induits par la présence de cavités souterraines se manifestent sous diverses formes, dont la gravité et la cinétique d'évolution varient considérablement. Les effondrements localisés, communément désignés sous le terme de "fontis", se caractérisent par une rupture brutale du toit de la cavité suivie d'une remontée progressive de l'instabilité vers la surface (Tardieu et al., 2018). Les affaissements progressifs, phénomène à évolution lente, résultent de la consolidation différentielle des terrains de recouvrement au-dessus des vides (Deck, 2002). Ces phénomènes peuvent engendrer des conséquences catastrophiques : dommages structuraux aux bâtiments, rupture des infrastructures linéaires (routes, voies ferrées, réseaux enterrés), et dans les cas extrêmes, pertes humaines.

La complexité de l'interaction sol-cavité-fondation s'accroît considérablement lorsque plusieurs facteurs défavorables se conjuguent. La présence simultanée de sols stratifiés – par exemple une couche de sable compétente reposant sur une argile molle – de cavités souterraines de géométrie variable, et de sollicitations excentriques dues aux charges latérales (vent, séisme, poussée des terres) crée un problème hautement non linéaire qui défie les cadres théoriques conventionnels. Les études paramétriques récentes (Chaabani et al., 2023; Nezari et al., 2024; Wu et al., 2025) révèlent que la capacité portante peut être réduite jusqu'à 70-90% dans les configurations les plus

défavorables, soulignant l'importance critique d'une évaluation rigoureuse de ces situations complexes.

Face à ces défis, plusieurs stratégies d'amélioration ont été développées et mises en œuvre avec des succès variables. Les techniques d'injection et de remplissage des cavités (compaction grouting, permeation grouting) visent à stabiliser les vides par comblement ou densification du sol environnant. Le renforcement par géosynthétiques, notamment l'utilisation de géogrilles à l'interface entre couches de sol de propriétés contrastées, exploite l'effet de membrane pour redistribuer les contraintes et limiter les déformations différentielles (Azeddine & Abdelghani, 2023; Mazouz et al., 2022). L'augmentation de l'épaisseur des couches portantes superficielles constitue également une solution éprouvée. Toutefois, l'efficacité relative de ces techniques, leur domaine d'application optimal, et les interactions complexes entre les paramètres géométriques (position et dimensions du vide, épaisseur des couches de sol) et les paramètres de chargement (excentricité, intensité) demeurent insuffisamment quantifiés pour permettre une optimisation technico-économique rigoureuse des solutions de conception.

L'évaluation de la stabilité des fondations en présence de vides souterrains repose traditionnellement sur trois catégories d'approches complémentaires. Les méthodes empiriques, établies à partir d'observations de terrain et de corrélations statistiques (Peck, 1969), offrent des estimations rapides mais souffrent d'une applicabilité limitée aux contextes similaires à ceux ayant servi à leur élaboration. Les méthodes analytiques, fondées sur la résolution des équations d'équilibre limite et la théorie de la plasticité (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1963), fournissent une compréhension mécaniste précieuse mais restent confinées aux géométries simples et aux comportements de matériaux idéalisés. Les méthodes numériques, particulièrement la méthode des éléments finis, permettent de modéliser des configurations géométriques complexes et des lois de comportement sophistiquées (Kiyosumi et al., 2011; Chaabani et al., 2022), mais nécessitent une expertise spécialisée et des ressources computationnelles importantes, limitant leur utilisation pour les études paramétriques extensives.

L'émergence récente de l'intelligence artificielle et des techniques d'apprentissage automatique (machine learning) ouvre de nouvelles perspectives pour aborder ces problématiques géotechniques complexes. Les algorithmes d'apprentissage supervisé, tels que les arbres de décision renforcés (XGBoost, Random Forest) et les réseaux de neurones artificiels (ANN), ont démontré leur capacité à capturer des relations non linéaires complexes entre multiples variables et à générer des prédictions d'haute-fidélité dans divers domaines de l'ingénierie géotechnique (Gao, 2024; Moayedi et al., 2019). Toutefois, ces approches ont longtemps été critiquées pour leur nature de "boîte noire", limitant leur acceptation par la communauté ingénieurique qui privilégie traditionnellement la compréhension mécaniste et l'interprétabilité des modèles. L'avènement récent des techniques d'intelligence artificielle explicable (Explainable AI), notamment les explications additives de Shapley (SHAP), permet désormais de concilier performance prédictive et interprétabilité, offrant des insights quantitatifs sur l'importance relative des différents paramètres et leurs interactions (Phoon & Zhang, 2023).

#### ❖ **Problématique et justification de la recherche**

Malgré les avancées significatives réalisées dans la compréhension des mécanismes d'interaction fondation-cavité et le développement de solutions d'amélioration, plusieurs lacunes scientifiques et techniques subsistent et justifient la présente recherche :

**Premièrement**, la majorité des études antérieures se concentrent sur des configurations simplifiées : sol homogène monocouche, chargement parfaitement centré, vide isolé de géométrie régulière. Les situations réelles impliquent fréquemment des combinaisons complexes de facteurs défavorables (sols stratifiés, charges excentriques, vides multiples ou irréguliers) dont les effets combinés demeurent insuffisamment documentés.

**Deuxièmement**, bien que l'efficacité du renforcement par géosynthétiques soit qualitativement reconnue, les relations quantitatives entre les paramètres de conception (nombre de couches, profondeur de placement, rigidité du renforcement), les caractéristiques géométriques du système (épaisseur des couches, position et dimensions du vide), et l'amélioration résultante de la capacité portante restent à établir de manière systématique, particulièrement en présence de chargements excentriques.

**Troisièmement**, les outils de prédiction existants, qu'ils soient analytiques ou numériques, présentent des limitations pratiques : les formulations analytiques sont trop simplificatrices pour capturer les interactions complexes réelles, tandis que les modélisations numériques détaillées nécessitent un temps de calcul prohibitif pour les études paramétriques extensives et l'optimisation de conception. Un outil prédictif fiable, rapide et interprétable fait défaut pour assister les ingénieurs dans les phases conceptuelles des projets.

**Quatrièmement**, l'application des techniques d'apprentissage automatique aux problèmes géotechniques impliquant des vides souterrains demeure à un stade embryonnaire. Les quelques études existantes se limitent souvent à démontrer la faisabilité de prédictions précises sans fournir d'insights mécanistes sur les facteurs contrôlant le comportement du système, limitant ainsi leur contribution à l'avancement des connaissances fondamentales.

#### ❖ Objectifs de la recherche

Face à cette problématique scientifique et technique, la présente recherche doctorale poursuit les objectifs généraux et spécifiques suivants :

##### Objectif général

Développer un cadre méthodologique intégré combinant modélisation numérique avancée et apprentissage automatique interprétable pour l'évaluation et l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles en présence de vides souterrains dans les sols stratifiés, sous chargements centrés et excentriques.

##### Objectifs spécifiques

- **Établir une caractérisation exhaustive** des vides souterrains (typologie, mécanismes de formation, impacts géotechniques, méthodes de détection et techniques de traitement) et synthétiser l'état de l'art concernant leur influence sur la capacité portante des fondations superficielles.
- **Quantifier systématiquement**, par modélisation numérique aux éléments finis (PLAXIS 2D), l'influence combinée de multiples paramètres géométriques et de chargement sur la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un système bicouche sable-argile avec vide circulaire sous-jacent.
- **Évaluer l'efficacité du renforcement par géogrid** à l'interface sable-argile en fonction des caractéristiques du vide (position, dimension), de l'épaisseur de la couche portante, et du degré d'excentricité du chargement, et identifier les configurations optimales de renforcement.
- **Développer des modèles prédictifs d'apprentissage automatique** (XGBoost, Random

Forest, ANN) capables d'estimer avec précision la capacité portante à partir des paramètres d'entrée, et optimiser rigoureusement leurs hyperparamètres pour maximiser leur performance.

- **Implémenter une analyse SHAP** (SHapley Additive exPlanations) pour élucider les contributions individuelles et les interactions entre paramètres, hiérarchiser leur importance relative, et extraire des règles de conception exploitables par les praticiens.
- **Proposer des recommandations pratiques** et des outils décisionnels pour les ingénieurs géotechniciens confrontés à la conception de fondations en présence de vides souterrains, intégrant à la fois les enseignements des analyses numériques et des modèles d'apprentissage automatique.

#### ❖ **Méthodologie de recherche**

La méthodologie adoptée dans cette recherche s'articule autour de trois axes complémentaires :

##### **Axe 1 : Revue critique et synthèse bibliographique**

Une analyse exhaustive de la littérature scientifique et technique permet d'établir l'état de l'art concernant : (i) la caractérisation géologique et géotechnique des vides souterrains ; (ii) les mécanismes de rupture et les approches d'évaluation de stabilité ; (iii) l'influence des cavités sur la capacité portante des fondations ; (iv) les techniques d'amélioration disponibles ; (v) les applications de l'apprentissage automatique en géotechnique.

##### **Axe 2 : Modélisation numérique paramétrique**

Une campagne systématique de modélisation par éléments finis (logiciel PLAXIS 2D) est conduite pour générer une base de données numérique de 204 configurations distinctes. Les paramètres adimensionnels investigués incluent : le rapport d'excentricité de charge ( $e/B = 0-0,3$ ), l'épaisseur relative de la couche de sable ( $H/B = 0-3$ ), le diamètre relatif du vide ( $D/B = 0,5-2$ ), la profondeur relative du vide ( $d/B = 0,5-3$ ), et la présence ou absence de renforcement géosynthétique ( $b/B = 0$  ou 6). Le sol est modélisé selon le critère de Mohr-Coulomb, et les analyses considèrent à la fois les cas avec et sans renforcement par géogrid à l'interface sable-argile.

##### **Axe 3 : Développement de modèles d'apprentissage automatique et analyse d'interprétabilité**

La base de données numérique est exploitée pour développer et valider trois architectures d'apprentissage automatique : XGBoost (eXtreme Gradient Boosting), Random Forest, et réseaux de neurones artificiels (ANN). L'optimisation rigoureuse des hyperparamètres est réalisée via Grid Search pour les modèles basés sur des arbres et optimisation bayésienne pour les ANN. Les performances sont évaluées selon des métriques standards ( $R^2$ , RMSE, MAE). Le modèle optimal est ensuite soumis à une analyse SHAP pour quantifier l'importance des caractéristiques, identifier les interactions non linéaires, et générer des visualisations interprétables (beeswarm plots, waterfall plots, bar charts).

#### ❖ **Originalité et contributions attendues**

Cette recherche se distingue par plusieurs éléments d'originalité et apporte des contributions significatives aux connaissances géotechniques :

##### **Sur le plan scientifique :**

- Première étude systématique intégrant simultanément l'effet des sols stratifiés, des vides

souterrains, du chargement excentrique, et du renforcement géosynthétique sur la capacité portante des fondations superficielles.

- Quantification rigoureuse des interactions non linéaires entre paramètres géométriques et de chargement via une approche combinant modélisation numérique et apprentissage automatique.
- Application pionnière de l'analyse SHAP pour l'interprétation des modèles d'apprentissage automatique dans le contexte spécifique des fondations au-dessus de vides souterrains, établissant un pont entre performance prédictive et compréhension mécaniste.

#### **Sur le plan méthodologique :**

- Développement d'un cadre méthodologique intégré et reproductible combinant éléments finis, apprentissage automatique supervisé, et intelligence artificielle explicable.
- Constitution d'une base de données numérique structurée et extensible, disponible pour la communauté scientifique et les études futures.
- Démonstration de la supériorité de XGBoost ( $R^2 = 0,988$ ) sur Random Forest et ANN pour ce type de problématique géotechnique complexe.

#### **Sur le plan pratique:**

- Fourniture d'abaques de conception et de règles décisionnelles directement exploitables par les ingénieurs praticiens pour l'estimation rapide de la capacité portante et l'optimisation des solutions de renforcement.
- Identification de seuils critiques (profondeur critique du vide, épaisseur minimale de sable, excentricité maximale admissible) définissant les domaines de sécurité et de vulnérabilité.
- Développement d'un outil prédictif rapide permettant l'évaluation préliminaire de la capacité portante sans recours à des modélisations numériques coûteuses en temps et ressources.

#### **❖ Organisation du manuscrit**

Le présent manuscrit de thèse s'organise en cinq chapitres complémentaires, articulant progressivement la problématique depuis sa caractérisation fondamentale jusqu'au développement de solutions innovantes :

**Le Chapitre I** établit les fondements théoriques en proposant une caractérisation géologique et géotechnique exhaustive des vides souterrains. Il présente leur typologie (naturels versus anthropiques), leurs mécanismes de formation, les risques associés (fontis, affaissements, pollution), les méthodes de détection (géophysiques, géotechniques, optiques), et les techniques de réhabilitation disponibles (confortement, remblayage, adaptation structurelle).

**Le Chapitre II** se concentre sur l'étude de la stabilité des cavités souterraines et leur influence sur les ouvrages de surface. Il analyse les mécanismes de rupture (effondrements localisés, généralisés, affaissements), présente les différentes approches d'évaluation (méthodes empiriques de Peck, méthodes analytiques d'équilibre limite, méthodes numériques par éléments finis et différences finies), et discute leurs avantages, limitations et domaines d'application respectifs.

**Le Chapitre III** synthétise l'état de l'art concernant l'influence des cavités souterraines sur la capacité portante des fondations superficielles. Il expose les concepts fondamentaux (modes de rupture, théories classiques de Terzaghi et post-Terzaghi), analyse les facteurs influents (nature du

sol, géométrie, conditions hydrauliques), présente une revue bibliographique détaillée des études expérimentales et numériques, et propose des recommandations pour l'amélioration de la capacité portante.

**Le Chapitre IV** constitue le cœur de la contribution numérique originale. Il présente l'analyse par éléments finis (PLAXIS 2D) de 204 configurations distinctes d'une fondation superficielle sur bicouche sable-argile avec vide circulaire. Les résultats quantifient systématiquement l'influence de l'épaisseur de la couche de sable, de la profondeur et de la taille du vide, de l'excentricité de chargement, et du renforcement par géogrid. Des facteurs de réduction de capacité portante ( $\Omega_d$ ,  $\Omega_D$ ,  $\eta$ ) sont établis et des conclusions pratiques sont formulées.

**Le Chapitre V** présente le développement et la validation de modèles prédictifs par apprentissage automatique (XGBoost, Random Forest, ANN) exploitant la base de données numérique. Il détaille l'optimisation des hyperparamètres, compare rigoureusement les performances des modèles, et applique l'analyse SHAP pour élucider l'importance relative des paramètres et leurs interactions. Des visualisations interprétables (beeswarm, waterfall, bar charts) sont générées et discutées.

Enfin, une **conclusion générale** synthétise les principaux résultats, souligne les contributions scientifiques, méthodologiques et pratiques, discute les limitations de l'étude, et propose des perspectives de recherches futures pour approfondir et étendre ce travail doctoral.

## **CHAPITRE I : Caractérisation géologique et géotechnique des vides souterrains**

### **1. Introduction**

Les cavités souterraines, qu'elles soient d'origine naturelle ou anthropique, constituent des structures présentes dans de nombreuses régions du monde. Leur genèse résulte soit de processus géologiques complexes, soit d'activités humaines telles que l'exploitation minière, l'extraction de matériaux ou l'aménagement d'espaces souterrains. Bien qu'invisibles en surface, ces vides souterrains peuvent avoir des impacts considérables sur les infrastructures et l'environnement, notamment en raison des risques d'effondrement brutal et d'affaissement progressif qu'ils engendrent.

Ce chapitre présente une analyse détaillée de ces cavités en abordant leur typologie, leurs mécanismes de formation, ainsi que les risques qu'elles représentent pour les ouvrages de surface. L'objectif est de fournir une compréhension approfondie de ces phénomènes géotechniques afin de mieux anticiper et gérer leurs conséquences sur la stabilité des sols et la sécurité des infrastructures.

### **2. Définitions**

Les cavités souterraines désignent des espaces vides ou des discontinuités présentes dans le sol ou le sous-sol, dont la profondeur, la géométrie et les dimensions varient en fonction du contexte géologique et des interventions anthropiques. Plusieurs définitions ont été proposées par différents auteurs : Brown and Hoek (1980), définissent les cavités souterraines comme des espaces ou des vides créés dans les massifs rocheux à la suite d'excavations anthropiques (tunnels, galeries minières). Ils précisent que ces cavités présentent des dimensions variables et que leur stabilité dépend largement des propriétés géomécaniques des roches encaissantes. La stabilité de ces cavités revêt une importance particulière dans les régions urbanisées. Bell (2013), décrit les cavités comme des espaces ou des vides présents dans les formations rocheuses résultant soit de processus naturels (karst), soit d'interventions anthropiques (tunnels, excavations minières). Il souligne que les cavités anthropiques, souvent créées dans le cadre de projets d'infrastructure, peuvent engendrer des risques significatifs pour la stabilité des sols et la sécurité des constructions de surface. Waltham et al. (2005), expliquent que les cavités souterraines peuvent être classées selon leur origine. Les cavités naturelles sont généralement associées aux processus géomorphologiques tels que la dissolution dans les zones karstiques, tandis que les cavités anthropiques résultent de l'extraction de ressources minérales ou d'activités minières. Ils ajoutent que la taille, la morphologie et la profondeur de ces cavités influencent directement leur potentiel de subsidence et les risques associés. Selon Ford and Williams (2007), les cavités, en particulier celles issues des environnements karstiques, sont des espaces souterrains de tailles et de formes variées, créés par des processus géomorphologiques tels que la dissolution chimique des roches calcaires. Leur géométrie peut être confinée ou ouverte, et leur profondeur varie considérablement en fonction de la géologie locale et des processus d'érosion. Parise and Gunn (2007), soulignent que les cavités naturelles se forment préférentiellement dans les terrains calcaires où la dissolution chimique crée des réseaux souterrains complexes. En revanche, les cavités anthropiques sont générées principalement par l'exploitation minière ou la construction de tunnels. Leur impact sur l'environnement et la sécurité dépend de leur localisation, de leur profondeur et de leur état de conservation.

Les cavités souterraines, qu'elles soient naturelles ou anthropiques, présentent une grande variabilité en termes de morphologie, de dimensions et de profondeur. Elles peuvent résulter de processus géologiques tels que la dissolution des roches carbonatées ou d'activités humaines comme l'extraction minière ou la construction d'ouvrages souterrains. Leur impact géotechnique dépend de nombreux facteurs, notamment leurs dimensions, leur localisation, leur état de dégradation et les propriétés géomécaniques des terrains encaissants.

### **3. Classification des cavités**

Il existe deux grandes catégories de cavités qui, bien que distinctes par leur origine, peuvent présenter des caractéristiques et des risques similaires. Cette classification repose sur plusieurs critères : la nature géologique du site, la morphologie des vides, leur genèse et l'utilisation potentielle du sol par l'homme.

#### **3.1 Les cavités naturelles**

Les cavités naturelles sont des espaces souterrains formés principalement par des processus géologiques et géomorphologiques. Elles présentent des formes, des dimensions et des origines variées, fonction des conditions géologiques, hydrogéologiques et climatiques des régions où elles se développent. Ces cavités sont généralement associées à des phénomènes tels que la dissolution chimique, l'érosion mécanique, l'activité volcanique ou l'action glaciaire.

##### **3.1.1 Cavités karstiques**

Les cavités karstiques se développent dans les roches carbonatées solubles (calcaires, dolomies) par des processus de dissolution chimique. Ce phénomène, appelé karstification, résulte de l'action de l'eau légèrement acide (chargée en  $\text{CO}_2$ ) qui dissout progressivement les minéraux carbonatés, créant un réseau de fissures, de conduits et de grottes interconnectées (Ford & Williams, 2007). Ces systèmes karstiques peuvent atteindre plusieurs kilomètres de développement et constituent souvent des aquifères karstiques importants (voir Figure 1.1).



*Figure 1.1 Grotte féerique d'Aokas, Béjaïa, Algérie.*

##### **3.1.2 Cavités volcaniques**

Les cavités volcaniques se forment lors des éruptions volcaniques par la solidification différentielle des coulées de lave. Lorsque la lave basaltique fluide s'écoule, sa surface se refroidit rapidement tandis que l'intérieur reste liquide et continue de s'écouler, créant ainsi des tunnels de lave. Les cratères volcaniques constituent également des cavités naturelles résultant de l'explosion ou de l'effondrement caldérique du sommet d'un édifice volcanique (Mangan & Sisson, 2000). (voir Figure 1.2)



Figure 1.2 Tunnels de lave d'Hawaii (États-Unis). [<https://www.istockphoto.com>]

### 3.1.3 Cavités d'érosion

Les cavités d'érosion résultent de l'action prolongée des agents d'érosion externes (eau, vent, glaciers) sur les formations rocheuses. L'érosion fluviale peut créer des gorges et des canyons profonds, particulièrement dans les matériaux tendres tels que les grès et les conglomérats. L'érosion différentielle, liée aux contrastes de résistance entre différentes couches lithologiques, favorise également la formation de cavités et d'arches naturelles (Summerfield, 1991) (voir Figure 1.3).



Figure 1.3 Le Grand Canyon (États-Unis). [<https://www.sensationsdumonde.com>]

### 3.1.4 Cavités glaciaires

Les cavités glaciaires se forment sous l'effet du mouvement des glaciers et des contraintes mécaniques qu'ils exercent sur le substratum rocheux. L'écoulement glaciaire crée des cavernes sous-glaciaires et des crevasses dans la masse de glace. Ces cavités peuvent également résulter de la fusion de la glace en profondeur sous l'effet du gradient géothermique ou du frottement basal (SHARP, 2005) (voir Figure 1.4)



Figure 1.4 Les cavernes de glace en Islande. [<https://www.liligo.fr>]

### 3.1.5 Cavités pétrographiques (ou cavités liées aux roches)

Les cavités pétrographiques se développent dans les massifs rocheux en raison de discontinuités structurales (fractures, failles, diaclases) résultant des mouvements tectoniques, de la décompression post-orogénique ou de l'altération géochimique. Ces cavités peuvent affecter tous les types de roches (ignées, métamorphiques, sédimentaires) et jouer un rôle déterminant dans la circulation des fluides souterrains et la stabilité des massifs rocheux (Petrov, 1984) (voir Figure 1.5)



Figure 1.5 Cavités Pétrographiques (Les formations rocheuses de la région des Alpes).

Tableau 1.1 Caractéristiques des cavités naturelles.

Type	Morphologie	Profondeur et dimensions	Exemples représentatifs
<b>Cavités Karstiques</b>	Grottes, gouffres, avens, réseaux souterrains	Très variable : de fissures centimétriques à grottes de plusieurs centaines de mètres	Grottes de Carlsbad (États-Unis), Grotte de Postojna (Slovénie), Gouffre de Padirac (France)
<b>Cavités Volcaniques</b>	Tunnels de lave, chambres magmatiques, cratères	De quelques mètres à plusieurs kilomètres	Tunnels de lave d'Hawaii, Cratère du Mauna Loa (Hawaï)
<b>Cavités d'Érosion</b>	Gorges, canyons, arches naturelles	De petites cavités à grands canyons de plusieurs centaines de mètres	Grand Canyon (États-Unis), Gorges de l'Ardèche (France)
<b>Cavités Glaciaires</b>	Cavernes sous-glaciaires, crevasses, moulins glaciaires	Jusqu'à plusieurs kilomètres dans les régions polaires	Cavernes de glace d'Islande, d'Antarctique et d'Alaska
<b>Cavités Pétrographiques</b>	Fissures, failles, diaclases, vides structuraux	De fissures millimétriques à cavités métriques	Formations alpines, massifs cristallins

### **3.2 Les cavités anthropiques (d'origine humaine)**

Les cavités anthropiques sont des espaces souterrains créés ou modifiés par l'activité humaine. Contrairement aux cavités naturelles, elles résultent d'interventions intentionnelles visant à répondre à divers besoins : extraction de matériaux, stockage, défense, habitat ou pratiques culturelles et religieuses

#### **3.2.1 Carrières souterraines**

Les carrières souterraines sont des excavations créées pour l'extraction de matériaux de construction (calcaire, gypse, craie, grès) ou d'amendements agricoles (marne). Ces exploitations, souvent organisées en réseaux de galeries et de chambres, peuvent s'étendre sur plusieurs hectares et atteindre des profondeurs variables. La méthode d'exploitation par chambres et piliers abandonnés laisse généralement un taux de défrètement (volume extrait/volume total) élevé, créant ainsi des risques importants de désordres en surface. (voir Figure 1.6)



*Figure 1.6 Carrières de calcaire lutétien sous Paris (France).*

#### **3.2.2 Mines souterraines**

Les mines souterraines sont des excavations réalisées pour l'extraction de minerais métalliques (fer, cuivre, plomb, zinc, or) ou de combustibles fossiles (charbon, lignite). Leur géométrie dépend de la nature du gisement, de la profondeur d'exploitation et des méthodes d'extraction utilisées (chambres et piliers, tailles chaussantes, foudroyage). L'abandon de ces exploitations sans remblayage adéquat constitue une source majeure de risques géotechniques. (voir Figure 1.7)



*Figure 1.7 Mine d'Amesmessa, wilaya de Tamanrasset (Algérie).*

### **3.2.3 Habitats troglodytiques et caves**

Les cavités anthropiques sont parfois aménagées à des fins d'habitat permanent ou temporaire. Les habitations troglodytiques, creusées dans des formations tendres (lœss, tuf, calcaire tendre), exploitent les propriétés thermiques naturelles du sous-sol pour offrir une inertie thermique favorable. Ces aménagements peuvent également inclure des caves viticoles, des champignonnières ou des espaces de stockage. (voir Figure 1.8)



*Figure 1.8 Caves d'Ibn Khaldoun, commune de Frenda, wilaya de Tiaret (Algérie).*

### **3.2.4 Souterrains à usage défensif, culturel ou religieux**

Les cavités souterraines ont également été utilisées pour des pratiques religieuses, des sépultures ou comme lieux de refuge en période de conflit. Ces aménagements, souvent complexes et étendus, incluent les catacombes, les ossuaires, les cryptes et les réseaux de souterrains-refuges.



*Figure 1.9 Catacombes de Paris (France).*

Certaines de ces structures, abandonnées et oubliées, ne sont découvertes que lors de travaux d'aménagement urbain, posant alors des problèmes géotechniques inattendus. (Voir Figure 1.9)

## **4. Origine et mécanismes de formation des cavités souterraines**

Les cavités souterraines se forment selon deux mécanismes principaux : les processus géologiques naturels et les activités anthropiques.

### **4.1 Processus géologiques naturels**

Les cavités naturelles résultent principalement de processus d'érosion chimique ou mécanique affectant les formations géologiques. Le cas le plus représentatif est la formation de réseaux karstiques par dissolution des roches carbonatées. Ce processus, appelé karstification, implique la circulation d'eaux météoriques chargées en  $\text{CO}_2$  dissous, formant un acide carbonique faible ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ) qui réagit avec le carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) selon la réaction :



Cette dissolution progressive crée des réseaux de conduits karstiques susceptibles d'évoluer de manière imprévisible, augmentant ainsi le risque d'effondrements ou d'affaissements en surface. L'évolution de ces systèmes karstiques dépend de nombreux facteurs : gradient hydraulique, débit des circulations souterraines, température, concentration en  $\text{CO}_2$ , fracturation du massif rocheux (Coulomb et al., 2007).

## 4.2 Activités anthropiques

Les cavités anthropiques résultent généralement de l'exploitation minière, de l'extraction en carrières souterraines ou de l'abandon d'ouvrages industriels souterrains. Ces activités modifient profondément la structure et l'état de contrainte du massif rocheux ou du sol, souvent sans contrôle géotechnique rigoureux ni mesures de réhabilitation appropriées.

Par exemple, l'exploitation minière dans les bassins houillers ou les gisements de calcaire crée des réseaux de galeries qui peuvent devenir instables, particulièrement lorsqu'elles sont mal remblayées ou abandonnées sans précautions. Le vieillissement naturel des ouvrages de soutènement (boisages, maçonneries), couplé à l'altération des piliers résiduels et aux circulations d'eau souterraine, peut conduire à la rupture progressive ou brutale des vides souterrains. Ces effondrements peuvent se propager vers la surface sous forme de "fontis" (effondrements localisés en cheminée) ou d'affaissements progressifs de grande ampleur, affectant gravement les structures et infrastructures de surface.

## 5. Typologie des risques associés aux cavités souterraines

Les cavités souterraines, quelle que soit leur origine, constituent un aléa géotechnique majeur pour les infrastructures et les populations. Bien qu'elles soient généralement invisibles depuis la surface, elles peuvent provoquer des désordres graves : affaissements de terrain, effondrements localisés ou mouvements de sol imprévus, menaçant la stabilité des bâtiments et des infrastructures, et pouvant dans les cas extrêmes causer des victimes. Les risques associés aux cavités souterraines se manifestent sous plusieurs formes, fonction de la nature de la cavité, de sa profondeur, de son état de dégradation et du contexte géotechnique environnant.

### 5.1 Les fontis et effondrements localisés

Les fontis sont des effondrements localisés se propageant depuis une cavité souterraine vers la surface selon un mode de rupture en cheminée (ou "piping"). Ce phénomène se produit de manière brutale, généralement sans signes précurseurs détectables en surface. Le mécanisme d'initiation d'un fontis résulte de la rupture du toit de la cavité, suivie d'une remontée progressive de la zone effondrée vers la surface par effondrement successif des couches sus-jacentes.

Les études menées sur les risques miniers montrent que les fontis peuvent endommager gravement les infrastructures (bâtiments, voiries, réseaux enterrés) et provoquer des accidents graves. Le diamètre de l'ouverture en surface peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, selon la géométrie de la cavité initiale, la hauteur de recouvrement et la nature des terrains de couverture. Les effondrements brutaux, comme ceux observés lors de catastrophes minières historiques, peuvent engloutir des bâtiments entiers et perturber durablement les réseaux de transport et de communication.

### 5.2 Les affaissements progressifs

Les affaissements progressifs se distinguent des fontis par leur caractère lent et continu. Ce

phénomène se produit lorsque des cavités relativement étendues ou des réseaux de petites cavités affectent progressivement la surface, entraînant une subsidence généralisée du terrain. La vitesse d'affaissement peut varier de quelques millimètres à plusieurs centimètres par an, en fonction de la profondeur de la cavité, de l'étendue du vide et des propriétés mécaniques des terrains de couverture.

Bien que ces affaissements se développent sur une période plus longue que les fontis, leur gestion est souvent plus complexe car les signes précurseurs (fissures, déformations) peuvent être difficilement détectés ou interprétés. L'impact sur les structures de surface peut être considérable : fissuration des bâtiments, rupture des canalisations enterrées, déformations des voiries, perturbation du drainage naturel (Deck, 2002). La prévision de l'évolution spatiale et temporelle de ces affaissements constitue un enjeu majeur de la géotechnique minière. Les affaissements progressifs sont moins soudains que les fontis, mais leur impact peut être tout aussi sérieux. Ce phénomène se produit lorsque des cavités plus petites ou instables affectent lentement la surface, entraînant une dépression progressive du sol. Bien que ces affaissements se produisent sur une plus longue période, leur gestion est souvent plus complexe, car les signes avant-coureurs peuvent être difficilement détectés (Deck, 2002).

### **5.3 Pollution et contamination environnementale**

Les cavités souterraines peuvent également constituer un risque environnemental majeur. Certaines cavités, en particulier celles utilisées comme décharges sauvages (déchets industriels, déchets ménagers) ou celles recoupant d'anciennes zones d'activités polluantes, peuvent représenter un danger pour la qualité des sols, des nappes phréatiques et de l'atmosphère souterraine.

La lixiviation des substances polluantes (métaux lourds, hydrocarbures, composés organiques persistants) vers les eaux souterraines et les sols peut contaminer durablement l'environnement et les chaînes alimentaires, affectant ainsi la santé publique à long terme (Caudron, 2007). Les circulations d'eau dans les réseaux de cavités karstiques ou minières abandonnées peuvent accélérer la dispersion des polluants sur de grandes distances. De plus, l'accumulation de gaz dangereux (méthane, radon, CO<sub>2</sub>) dans les cavités abandonnées peut présenter des risques d'intoxication ou d'explosion lors de leur ouverture accidentelle.

## **6. Méthodes de détection et d'investigation des cavités souterraines**

La détection des cavités souterraines, qu'elles soient naturelles ou anthropiques, constitue un enjeu majeur en géotechnique, en génie civil et en aménagement du territoire. Ces investigations visent à localiser avec précision les vides souterrains, à caractériser leur géométrie et à évaluer leur état de stabilité. Les méthodes de détection se répartissent en plusieurs catégories complémentaires.

### **6.1 Méthodes géophysiques**

Les méthodes géophysiques sont les plus utilisées pour la détection des cavités souterraines. Elles reposent sur la mesure de contrastes de propriétés physiques (électriques, mécaniques, gravimétriques, électromagnétiques) entre les vides et les terrains encaissants.

#### **6.1.1 Tomographie de résistivité électrique**

Cette technique mesure la distribution spatiale de la résistivité électrique du sous-sol. Les cavités, constituant des espaces vides (remplis d'air) ou partiellement ennoyés (remplis d'eau), présentent généralement une résistivité électrique contrastée par rapport aux terrains encaissants. Le principe consiste à injecter un courant électrique dans le sol au moyen d'électrodes et à mesurer la

différence de potentiel résultante. L'inversion des données permet de reconstruire une image 2D ou 3D de la distribution de résistivité en profondeur.

Cette méthode est particulièrement efficace pour détecter des cavités peu profondes (quelques mètres à quelques dizaines de mètres) dans des contextes géologiques favorables (Schmerr, 2011). (Voir Figure 1.10).

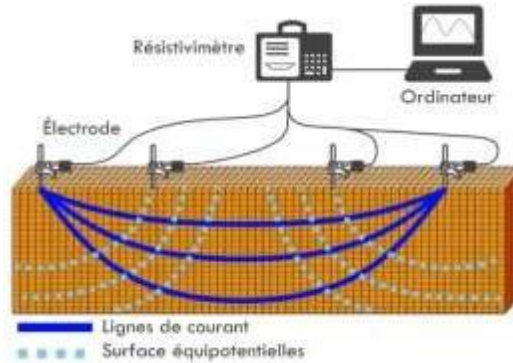


Figure 1.10 Schéma de principe de la mesure de résistivité

### 6.1.2 Méthodes Sismiques (Réfraction et Réflexion)

Les méthodes sismiques reposent sur l'analyse de la propagation des ondes élastiques dans le sol. En émettant des ondes sismiques (par choc ou vibration) et en mesurant leur temps de propagation et leur amplitude, il est possible de détecter des anomalies de vitesse correspondant à des cavités. La sismique réfraction permet de caractériser les interfaces entre couches de propriétés mécaniques différentes, tandis que la sismique réflexion fournit des images plus détaillées des structures souterraines.

Les cavités constituent des discontinuités majeures qui perturbent la propagation des ondes sismiques, créant des zones d'ombre ou des réflexions caractéristiques (Hubbard et al., 2013) (voir Figure 1.11)

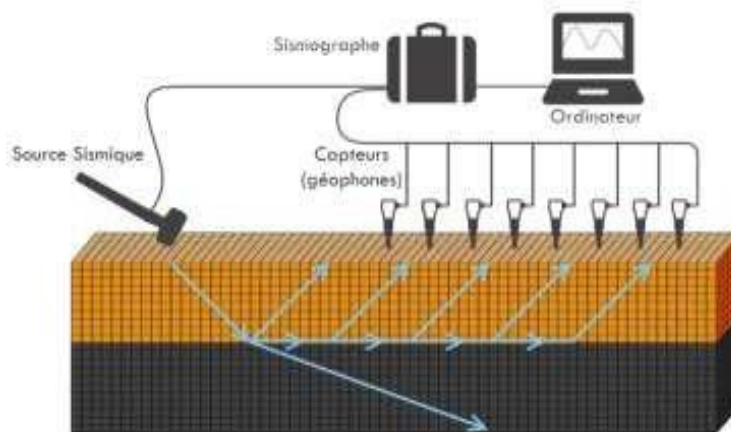


Figure 1.11 Principe de fonctionnement de la sismique réfraction. [<https://www.gexplore.fr>]

### 6.1.3 Microgravimétrie

La microgravimétrie mesure les variations locales du champ de gravité terrestre. Les cavités, ayant une densité beaucoup plus faible que les terrains encaissants, génèrent des anomalies gravimétriques négatives détectables avec des gravimètres de haute précision. Cette méthode est particulièrement adaptée à la détection de cavités de grandes dimensions ou situées à des profondeurs importantes (plusieurs dizaines de mètres).

La microgravimétrie nécessite cependant des corrections topographiques et géologiques rigoureuses et un maillage de mesures dense pour atteindre une résolution spatiale suffisante (Telford et al., 1990). (voir Figure 1.12)

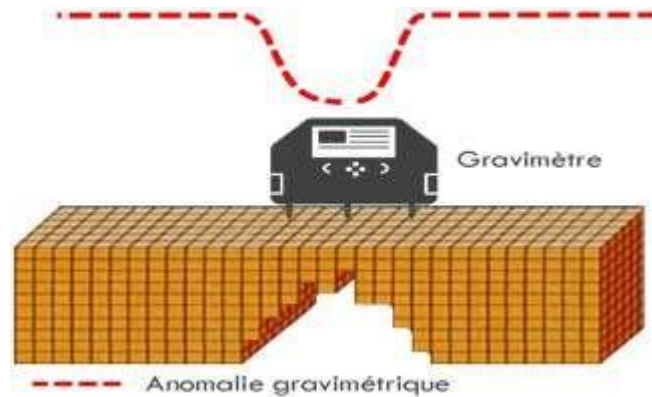


Figure 1.12 Principe de fonctionnement de la gravimétrie. [<https://www.gexplore.fr>]

### 6.1.4 Méthodes électromagnétiques (EM)

Les méthodes électromagnétiques reposent sur la mesure des variations du champ électromagnétique induites par les contrastes de conductivité électrique du sous-sol. Les cavités, en raison de leurs propriétés électriques distinctes, créent des anomalies électromagnétiques détectables. Différentes techniques existent : EM dans le domaine fréquentiel, EM transitoire (TDEM), radar géologique (GPR).

Ces méthodes sont rapides à mettre en œuvre et permettent de couvrir de grandes surfaces, mais leur profondeur d'investigation est généralement limitée (Palacky, 1987). (Voir Figure 1.13) :

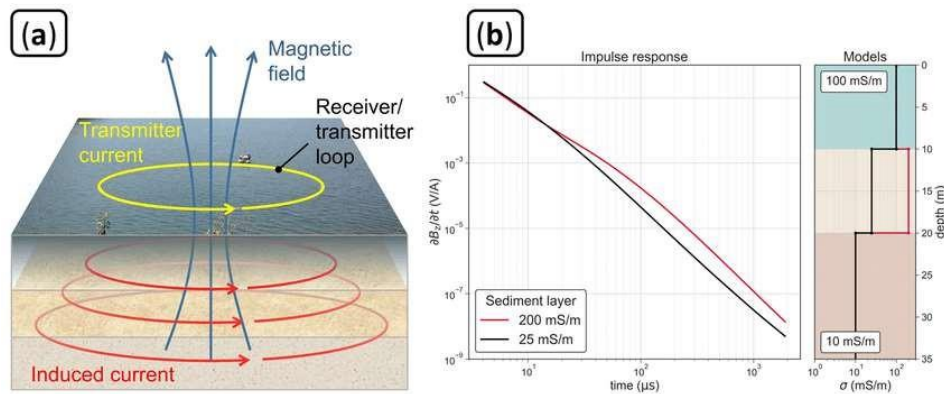


Figure 1.13 Principe de mesure de la méthode électromagnétique et les Réponses impulsionnelles (Aigner et al., 2021).

## 6.2 Méthodes géotechniques directes

Les méthodes géotechniques directes consistent à réaliser des investigations physiques (forages, sondages, essais in situ) pour détecter directement la présence de cavités et caractériser les terrains.

### 6.2.1 Forages et carottages

Les forages mécaniques avec carottage continu permettent de détecter avec certitude la présence de cavités et de caractériser précisément leur profondeur, leur épaisseur et la nature des terrains encaissants. L'analyse des carottes fournit également des informations essentielles sur l'état de fracturation, d'altération et de dégradation des massifs rocheux.

Toutefois, les forages sont des investigations ponctuelles qui peuvent "manquer" des cavités de dimensions limitées si leur implantation n'est pas suffisamment dense. Ils présentent également un coût élevé et nécessitent des moyens lourds.

### 6.2.2 Essais de pénétration au cône (CPT/CPTU)

L'essai de pénétration au cône consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse contrôlée, une pointe conique instrumentée mesurant la résistance à la pénétration et, dans sa version piézocône (CPTU), la pression interstitielle. La présence d'une cavité se traduit par une chute brutale et caractéristique de la résistance de pointe, signalant une discontinuité majeure dans le sol.

Cette méthode est rapide et économique, mais sa profondeur d'investigation est limitée (généralement 20 à 30 mètres dans les sols) et elle ne convient pas aux terrains rocheux (Robertson, 2009).

### 6.3 Méthodes optiques et radar

#### 6.3.1 Radar à pénétration de sol (GPR)

Le radar géologique (Ground Penetrating Radar - GPR) utilise des ondes électromagnétiques haute fréquence pour sonder le sous-sol. Le principe repose sur l'émission d'impulsions électromagnétiques et l'enregistrement des signaux réfléchis par les interfaces souterraines présentant des contrastes de permittivité diélectrique. Les cavités, du fait de leur fort contraste diélectrique avec les terrains environnants, génèrent des réflexions caractéristiques facilement identifiables.

Le GPR est particulièrement efficace pour la détection de cavités peu profondes (quelques mètres de profondeur) dans des contextes géologiques favorables (sols secs, roches peu conductrices). Sa résolution spatiale est excellente, permettant de détecter des cavités décimétriques. Cependant, sa profondeur de pénétration est limitée dans les sols argileux ou conducteurs (Jol, 2008) (Voir Figure 1.14).

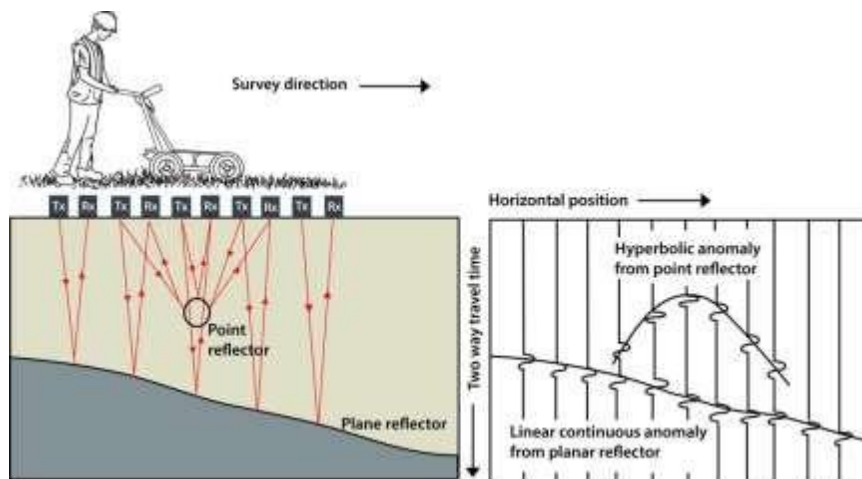


Figure 1.14 Procédure d'exécution de l'essai Radar à pénétration de sol (GPR).  
[<https://geologyscience.com>]

#### 6.3.2 Méthodes optiques (caméras et drones)

L'utilisation de drones équipés de capteurs optiques, multispectraux ou LiDAR (Light Detection and Ranging) se développe rapidement pour la détection et la caractérisation des cavités accessibles (mines, carrières) ou des indices de surface (affaissements, dolines). Le LiDAR aéroporté permet de réaliser des modèles numériques de terrain haute résolution révélant des

micro-dépressions invisibles lors de relevés topographiques classiques.

Ces technologies offrent une couverture rapide de vastes superficies et permettent de détecter des anomalies topographiques précurseurs de désordres liés aux cavités (Zlonis et al., 2022).

## **7. Les techniques de réhabilitation des cavités**

Le traitement des cavités souterraines vise à éliminer ou réduire les risques qu'elles présentent pour les infrastructures et les populations de surface. Plusieurs stratégies peuvent être mises en œuvre selon le contexte géotechnique, l'accessibilité des vides, les enjeux de surface et les contraintes économiques.

### **7.1 Confortement de la cavité**

Le confortement consiste à renforcer une cavité existante pour restaurer ou maintenir sa stabilité à court, moyen ou long terme, sans la combler intégralement. Cette approche préserve le vide souterrain tout en assurant la sécurité des ouvrages de surface. Les techniques de confortement sont conditionnées par deux facteurs essentiels : l'accessibilité à la cavité et les conditions de sécurité pendant les travaux.

#### **7.1.1 Le confortement par boulonnage (ou clouage)**

Le boulonnage consiste à mettre en place des tirants d'ancrage traversant les bancs rocheux ou les couches de terrain instables pour les solidariser et empêcher leur décollement ou leur chute. Cette technique permet de :

- Soutenir les bancs décomprimés ou fracturés du toit des cavités
- Confiner et renforcer le massif rocheux encaissant
- Prévenir l'initiation de mécanismes de rupture

Le boulonnage peut être réalisé avec différents types d'ancrages (actifs ou passifs, scellés mécaniquement ou par résine/ciment) selon les sollicitations attendues et les caractéristiques géomécaniques du massif. Il est fréquemment associé à la pose de nappes de treillis soudés ou de grillages métalliques, particulièrement dans les zones fortement fracturées ou karstifiées, pour retenir les blocs instables. Dans certains cas, du béton projeté (béton fibré à haute performance) est appliqué sur le toit et les parois des galeries pour créer un voile de confinement continu. (voir Figure 1.15)



*Figure 1.15 Boulonnage du toit d'une galerie.*

#### **7.1.2 Le confortement par ceinturage-cerclage ou reprise de maçonnerie**

Cette technique est mise en œuvre lorsqu'un pilier naturel ou artificiel est trop dégradé (altéré, fracturé, écrasé) pour assurer son rôle porteur. Le principe consiste à :

- Construire un chemisage en maçonnerie ou en béton armé autour du pilier dégradé

- Réaliser un cerclage métallique ou composite pour confiner le pilier et augmenter sa résistance
- Bloquer définitivement les déformations et restaurer la capacité portante

Cette technique permet d'augmenter significativement la section résistante du pilier et d'améliorer sa capacité à supporter les charges du recouvrement. (Voir Figure 1.16)



Figure 1.16 Renforcement des piliers (a) Reprise d'un pilier par maçonnerie (b) Cerclage-cointurage d'un pilier.

### 7.1.3 Construction de piliers maçonnés ou en béton armé

La construction de nouveaux piliers artificiels est mise en œuvre lorsque :

- La capacité portante globale de la cavité est jugée insuffisante
- La portée libre du toit entre piliers existants est excessive
- Le toit présente des signes d'instabilité (fracturation, flambage, fluage)



Figure 1.17 Construction d'un pilier maçonné.

Principes de mise en œuvre :

- Le pilier doit être fondé sur le substratum rocheux sain ("bon sol") et non sur des remblais ou des matériaux altérés

- Le clavage (ou matage) entre la partie supérieure du pilier et le toit doit être réalisé avec soin, en utilisant du mortier expansif ou des cales métalliques, pour assurer un contact parfait et une transmission intégrale des charges (Voir Figure 1.17)
- Les dimensions du pilier sont calculées en fonction des charges à reprendre et des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Cette technique permet de réduire significativement la portée libre du toit et d'améliorer le coefficient de sécurité global de la cavité.

#### **7.1.4 Confortement par mise en place de structures métalliques ou en béton**

La mise en place de cintres métalliques, de portiques ou de cadres en béton armé constitue un soutènement actif du toit des galeries. Ces structures, plaquées au plus près du toit, assurent une fonction de support mécanique direct, empêchant la chute de blocs ou l'effondrement du toit.

##### **Caractéristiques :**

- Utilisation de profilés métalliques (IPN, HEB) ou de structures béton préfabriquées
- Association fréquente avec des plaques de blindage métalliques ou des voiles de béton projeté
- Dimensionnement selon les charges géostatiques et les propriétés du massif

Cette technique est particulièrement adaptée aux galeries de faible section ou aux zones ponctuellement instables. (Voir Figure 1.18)



*Figure 1.18 Soutènement par portique.*

#### **7.2 Remblayage des Cavités**

Le remblayage consiste à combler totalement ou partiellement la cavité avec des matériaux de remplissage pour supprimer le vide et transférer les charges vers des horizons porteurs. Plusieurs techniques existent :

- **Remblayage gravitaire** : injection de matériaux granulaires ou de mélanges ciment-sable par forage depuis la surface
- **Remblayage hydraulique** : injection de coulis de ciment, de bentonite-ciment ou de matériaux autocompactants
- **Remblayage mécanique** : apport et compactage de matériaux depuis l'intérieur de la cavité (lorsqu'elle est accessible)

Le choix de la technique et des matériaux dépend de la géométrie de la cavité, de son accessibilité, des contraintes environnementales et du budget disponible.

### **7.3 Réduction de la vulnérabilité des structures de surface**

Lorsque le traitement direct de la cavité n'est pas possible ou économiquement viable, il est nécessaire d'adapter les structures de surface pour les rendre insensibles ou moins vulnérables aux mouvements de terrain potentiels.

### **7.4 Fondations profondes et reprise en sous-œuvre**

Pour les bâtiments existants ou les constructions neuves, la mise en œuvre de fondations profondes (pieux, micropieux) permet de transférer les charges vers des horizons géologiques stables, sous-jacents aux cavités. Les pieux traversent la zone instable et s'ancrent dans le substratum rocheux sain. (Voir Figure 1.19).



*Figure 1.19 Pieu traversant une cavité.*

#### **Avantages :**

- Permet de s'affranchir totalement des mouvements superficiels
- Applicable aux constructions neuves et, en reprise en sous-œuvre, aux bâtiments existants
- Efficacité prouvée pour les ouvrages à fort enjeu

#### **Limitations:**

- Coût élevé
- Nécessite une connaissance précise de la position et de la géométrie des cavités
- Mise en œuvre délicate en milieu urbain dense

### **7.5 Renforcement des structures (Radriers, Chaînages, Longrines)**

Pour les constructions neuves, l'utilisation de fondations superficielles rigides (radriers généraux) associées à des dispositifs de renforcement structural (chaînages horizontaux et verticaux, poutres de redressement, voiles rigides) permet de répartir les charges et de limiter les déformations différentielles en cas de mouvement de terrain localisé.

**Principe :** créer une structure monolithique rigide capable de "pontifier" au-dessus d'une zone affaissée sans subir de désordres majeurs. (Voir Figure 1.20).

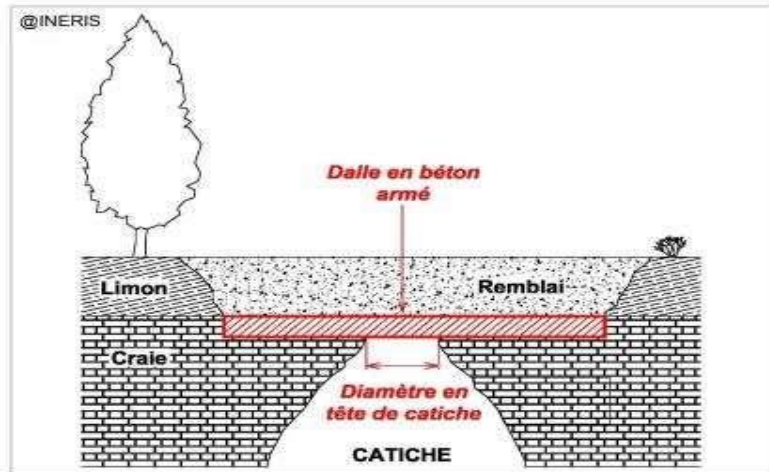


Figure 1.20 Schéma d'une dalle en béton armé fermant une catiche.

### 7.6 Systèmes Géosynthétiques "Parachute"

Pour les infrastructures linéaires (routes, voiries, canalisations) et les zones non bâties, la mise en place de nappes géosynthétiques à haute résistance (géogrilles, géotextiles renforcés) permet de créer un effet "parachute" en cas d'effondrement localisé. Le géosynthétique, ancré de part et d'autre de la zone potentiellement instable, se déforme sous l'effet du tassement sans se rompre, limitant ainsi la propagation des désordres en surface (Voir figure I.22).

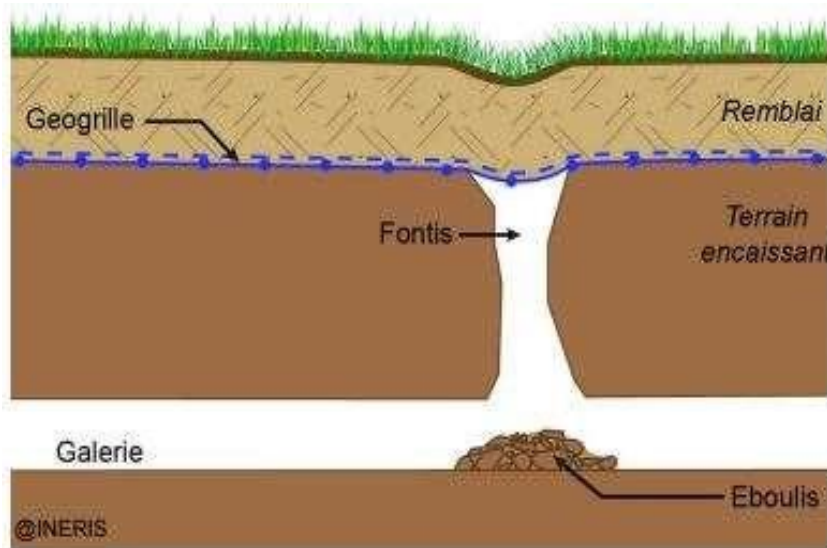


Figure 1.21 Mise en place d'une géogrille (géosynthétique).

Cette technique est particulièrement adaptée aux zones où un tassement modéré reste acceptable et où la protection des personnes prime sur la préservation intégrale des infrastructures.

### 7.7 Protection des Puits et Ouvertures Verticales

Dans le cas des cavités débouchant en surface par un puits vertical (catiches, marnières, crayères), l'instabilité du bouchon de fermeture peut entraîner l'ouverture brutale du vide avec risque de chute. La mise en place d'une dalle en béton armé ou d'une géogrille métallique, disposée au niveau de la tête du puits et ancrée dans le terrain stable périphérique, permet de sécuriser définitivement l'ouvrage.

**Dimensionnement** : la dalle doit être calculée pour supporter les charges d'exploitation prévues (trafic, construction) et doit déborder largement de part et d'autre du puits pour assurer un ancrage efficace.

## **8. Conclusion**

Les cavités souterraines, par leur diversité typologique et leurs mécanismes de formation, constituent un enjeu géotechnique majeur en matière de gestion des risques et d'aménagement du territoire. La compréhension approfondie de leur typologie, de leurs processus d'évolution et des désordres qu'elles peuvent engendrer (effondrements localisés de type fontis, affaissements progressifs, pollution environnementale) est essentielle pour développer des stratégies efficaces de prévention et de traitement.

Les avancées significatives des méthodes de détection (géophysiques, géotechniques, optiques) et des techniques de réhabilitation (confortement, remblayage, adaptation des structures) permettent aujourd'hui d'améliorer la stabilité des sols et de limiter les impacts sur les infrastructures de surface. Cependant, la complexité des interactions entre les cavités, les terrains encaissants, les circulations d'eau souterraine et les sollicitations anthropiques nécessite une approche pluridisciplinaire intégrant géologie, géotechnique, hydrogéologie, génie civil et aménagement du territoire.

Dans le cadre de cette étude, l'analyse de la relation entre les cavités souterraines et les mécanismes de rupture des sols revêt une importance particulière. En effet, l'interaction entre la présence de vides souterrains et la capacité portante des sols influence directement la stabilité des fondations des ouvrages de surface. L'étude approfondie des modes de rupture (rupture par poinçonnement, rupture par effondrement du toit, rupture progressive des piliers), des facteurs déclenchants et des paramètres géomécaniques contrôlant la stabilité permettra d'affiner les stratégies de prévention et d'optimiser le dimensionnement des structures bâties sur des terrains potentiellement instables. Cette démarche s'inscrit pleinement dans une logique de gestion durable et intégrée des risques géotechniques liés aux cavités souterraines.

## Chapitre II : Etude de la stabilité des cavités souterraines

### 1. Introduction

Les désordres géotechniques induits par les cavités souterraines constituent une problématique majeure en ingénierie civile et urbaine. Ces phénomènes, regroupant les effondrements localisés (fontis), les effondrements généralisés et les affaissements progressifs, menacent directement la stabilité et la pérennité des infrastructures en surface et en subsurface.

L'analyse des mécanismes initiateurs, de la cinétique de propagation et des modes de rupture de ces instabilités s'avère indispensable pour évaluer leur impact sur le bâti existant et dimensionner les ouvrages dans les zones à risque. La compréhension fine de l'interaction sol-structure dans un contexte de mouvements différentiels constitue l'enjeu central de cette problématique géotechnique.

L'évaluation de la stabilité des cavités souterraines représente un enjeu majeur en ingénierie géotechnique, notamment pour la prévention des risques d'effondrement et l'anticipation des déformations en surface. Ce chapitre présente les différentes approches méthodologiques utilisées pour analyser la stabilité des excavations souterraines, depuis les méthodes empiriques jusqu'aux modèles numériques sophistiqués. Les approches empiriques s'appuient sur des observations de terrain et des corrélations issues du retour d'expérience, tandis que les méthodes analytiques reposent sur la résolution des équations d'équilibre mécanique. Les approches numériques, quant à elles, basées sur la modélisation des interactions complexes entre le sol et les structures, permettent une analyse approfondie des mécanismes d'instabilité.

L'objectif de ce chapitre est d'exposer les principes fondamentaux de ces différentes méthodes, d'en évaluer les avantages, les limitations et les domaines d'application respectifs, afin d'optimiser la conception et la gestion des ouvrages souterrains dans une perspective de sécurité et de durabilité.

Ce chapitre propose une synthèse structurée des connaissances actuelles sur :

- les mécanismes de rupture des cavités souterraines et leur propagation vers la surface ;
- les caractéristiques géométriques et cinématiques des déformations induites ;
- les modalités de transfert des sollicitations du terrain vers les structures ;
- les pathologies structurelles observées selon la position du bâti dans la cuvette d'affaissement.

Cette approche intégrée vise à établir les bases scientifiques nécessaires à l'évaluation de la vulnérabilité structurelle et au développement de stratégies de prévention adaptées aux contextes géotechniques spécifiques.

L'évaluation de la stabilité des cavités souterraines repose sur l'analyse des mécanismes d'instabilité susceptibles d'affecter ces structures. Bien que différents critères puissent être adoptés en fonction des méthodes d'exploitation et des processus déclencheurs, deux grandes catégories d'instabilité sont généralement distinguées (Tritsch, 2005).

### 2. Instabilités globales

La première catégorie concerne l'effondrement généralisé de l'ensemble des excavations d'un site donné. Ce type d'instabilité peut être induit par plusieurs phénomènes :

**Rupture en cascade des piliers** : Ce phénomène se produit lorsque la capacité portante des éléments de soutènement est dépassée, entraînant un effondrement progressif des structures adjacentes par report successif des charges.

**Rupture généralisée du toit ou des parois** : Cette instabilité résulte de sollicitations excessives

exercées sur le massif rocheux, dépassant ses caractéristiques de résistance.

Ces processus conduisent généralement à la formation d'une cuvette d'affaissement en surface, dont l'amplitude et l'extension dépendent de la profondeur de l'excavation, de la géométrie de la cavité et des caractéristiques géotechniques des terrains de couverture.

### 3. Instabilités localisées

La seconde catégorie d'instabilité concerne les ruptures localisées susceptibles de provoquer une remontée de fontis. Ce phénomène peut se manifester en différents points de la cavité :

**Au niveau du toit de la cavité** : Lorsque les terrains sus-jacents ne peuvent plus supporter leur propre poids et s'effondrent progressivement par remontée de voûte.

**Au niveau des piliers** : En raison de leur dégradation progressive sous l'effet de charges excessives ou de processus de fracturation interne conduisant à leur rupture.

**Aux carrefours d'exploitation** : Où la convergence de plusieurs galeries induit des concentrations de contraintes particulièrement élevées, augmentant significativement le risque de rupture localisée.

## 4. Mécanismes et impacts des ruptures de cavités souterraines

### 4.1 Effondrements localisés (fontis)

#### 4.1.1 Définition et Caractérisation

Le fontis désigne un effondrement localisé de la surface du sol résultant de la propagation verticale d'une instabilité initiée au niveau d'une cavité souterraine, qu'elle soit d'origine naturelle (dissolution karstique, grotte) ou anthropique (exploitation minière, carrière souterraine). Ce phénomène se manifeste en surface par la formation d'une dépression subite, généralement de forme subcirculaire à elliptique, dont les dimensions varient considérablement selon les paramètres géométriques de la cavité source et les propriétés géomécaniques des terrains de recouvrement.

La géométrie finale d'un fontis dépend de plusieurs paramètres interdépendants :

- La géométrie tridimensionnelle de la cavité (dimensions, profondeur, forme) ;
- Les caractéristiques géomécaniques du massif de recouvrement (cohésion, angle de frottement, module de déformation) ;
- La stratigraphie locale et la présence d'horizons de résistance contrastée ;
- Les conditions hydrogéologiques (niveau piézométrique, circulation d'eau) ;
- Les sollicitations dynamiques externes (vibrations, surcharges en surface).

L'initiation d'un fontis résulte d'une rupture de l'équilibre mécanique au niveau de la cavité. Les principaux mécanismes identifiés incluent (Lei et al., 2008):

❖ **Rupture en flexion du toit** : Les contraintes de traction en intrados de la voûte dépassent la résistance du matériau. Pour une cavité de largeur  $L$  et épaisseur de toit  $h$ , la contrainte maximale peut être estimée par la théorie des plaques :

$$\sigma_{i,max} \approx (3qL^2)/(8h^2) \quad 2.1$$

Où  $q$  représente la charge verticale (poids des terrains + surcharges).

❖ **Rupture en cisaillement** : Mobilisation complète de la résistance au cisaillement le long de surfaces de discontinuité préexistantes selon le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c' + \sigma_n \tan(\varphi') \quad 2.2$$

- ❖ **Altération progressive** : Dégradation des propriétés mécaniques du massif par action physico-chimique (dissolution, gel-dégel, actions biologiques).

La probabilité de déclenchement augmente significativement en présence de facteurs aggravants : circulation d'eau, vibrations anthropiques, variations thermiques ou développement racinaire (Karfakis & Heins, 1986).

#### 4.1.2 Cinématique d'évolution d'un fontis

L'évolution d'un fontis suit une séquence temporelle caractéristique en trois phases distinctes (Didier & Salmon, 2010) (Figure 2.1) :

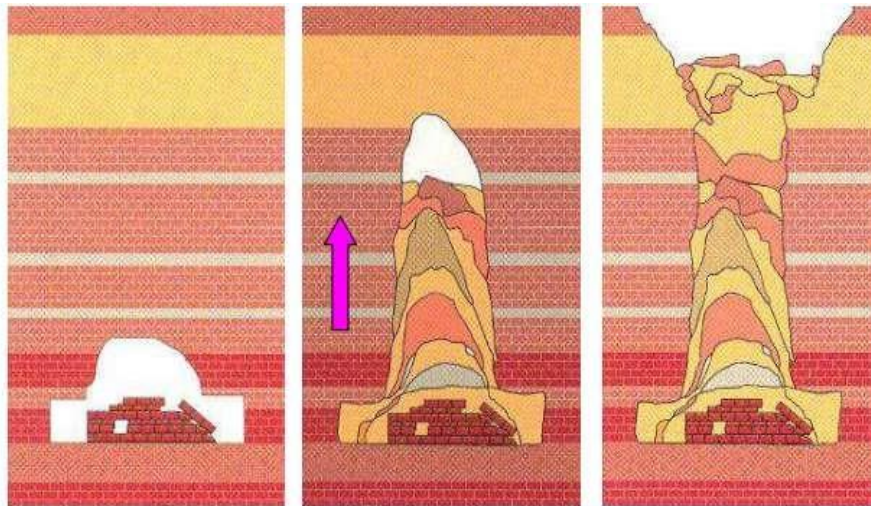


Figure 2.1 Principales phases de l'évolution d'un fontis (Didier & Salmon, 2010).

##### **Phase 1 : Rupture initiale du toit de la cavité ( $t = t_0$ )**

Cette phase correspond à l'effondrement primaire de la voûte de la galerie ou de la chambre d'exploitation. La rupture survient lorsque les contraintes de traction en intrados ou de cisaillement aux appuis dépassent localement la résistance du matériau. Ce mécanisme est favorisé par :

- Une géométrie défavorable (grande portée ( $L > 10$  m), faible épaisseur du toit) ;
- La présence de discontinuités structurales (diaclases, plans de stratification) ;
- L'altération hydromécanique des formations rocheuses.

##### **Phase 2 : Propagation de la cheminée d'effondrement (montée de voûte) ( $t_0 < t < t_x$ )**

Suite à la rupture initiale, l'instabilité se propage verticalement à travers le massif de recouvrement selon un processus contrôlé par la gravité et les propriétés géomécaniques des terrains traversés.

La morphologie de cette propagation dépend étroitement du comportement rhéologique du massif :

- Terrains pulvérulents ou peu cohérents (sables, limons) : Propagation en forme de cône évasé avec élargissement progressif du diamètre vers la surface (angle de talus naturel).
- Roches compétentes (calcaire massif, craie indurée) : Formation d'une cheminée à section décroissante par effondrement successif de cloches de rupture (voûte autostable).
- Formations cohérentes intermédiaires (marnes, argiles raides) : Développement d'une cheminée subcylindrique par rupture au cisaillement circonférentiel.

La cinétique de propagation peut varier de quelques secondes (rupture brutale) à plusieurs mois ou années (évolution progressive).

##### **Phase 3 : Débouchement en surface ( $t = t_x$ )**

Lorsque la propagation n'est pas arrêtée par un horizon résistant, l'instabilité atteint la surface et génère une dépression (cratère d'effondrement ou entonnoir de subsidence). Le diamètre final peut être estimé par :

$$D_s = L + 2D \cdot \tan(\varphi_m - \Delta\varphi)$$

2.3

où  $\varphi_m$  est l'angle de frottement moyen des terrains de recouvrement et  $\Delta\varphi$  une marge de sécurité.

La géométrie finale de l'entonnoir évolue ensuite sous l'action des processus superficiels (érosion, altération climatique) jusqu'à atteindre une configuration d'équilibre gravitaire.

### 4.1.3 Impacts sur les structures superficielles et fondations

#### ❖ Déplacements verticaux et dommages aux fondations superficielles

L'un des premiers effets observables d'un fontis est le déplacement vertical du sol, susceptible de perturber significativement les fondations superficielles des ouvrages. Ces fondations, couramment utilisées pour les constructions légères ou anciennes, ne sont généralement pas dimensionnées pour supporter des mouvements verticaux d'amplitude importante. Ces déplacements peuvent engendrer des fissurations dans les murs, les planchers et les éléments porteurs, conduisant à une déstabilisation progressive de l'ouvrage (Longoni et al., 2016).

Dans les cas critiques, ces mouvements peuvent provoquer des dommages irréversibles, rendant la réhabilitation structurale complexe et onéreuse. Ces affaissements créent également des zones de moindre capacité portante sous les fondations, pouvant conduire à des désordres structurels majeurs.

#### ❖ Déformations Différentielles

Les déformations différentielles constituent un autre effet majeur des fontis. Ce phénomène se produit lorsque le terrain subit des mouvements hétérogènes sous un ouvrage, induisant une déformation irrégulière des structures. Cela provoque un déplacement non uniforme des éléments porteurs (murs, poutres), générant des contraintes importantes. Ces sollicitations peuvent engendrer des fissurations profondes dans la maçonnerie ou les éléments en béton, voire des ruptures locales d'éléments structuraux critiques.

### 4.1.4 Impact sur les Fondations Profondes

Les ouvrages reposant sur des fondations profondes (pieux, radiers généraux) présentent généralement une meilleure résistance aux mouvements verticaux induits par un fontis. Ces fondations permettent de transférer les charges vers des couches profondes du sol, généralement plus stables que les horizons superficiels. Néanmoins, la proximité d'une cavité souterraine demeure un facteur de risque significatif, même pour ces structures (Hassoun et al., 2018).

En effet, la présence d'une cavité peut générer des sollicitations importantes lors de l'effondrement localisé, susceptibles d'affecter même les fondations profondes, particulièrement si l'effondrement est soudain et d'amplitude importante. Dans ces configurations, des déformations localisées peuvent altérer la capacité des fondations à assurer l'intégrité structurale de l'ouvrage, même si celui-ci était initialement dimensionné pour résister à de telles sollicitations.

## 4.2 Effondrements généralisés

### 4.2.1 Caractéristiques et différenciation par rapport aux fontis

Les effondrements généralisés se distinguent des fontis par leur étendue aréale beaucoup plus importante et leur impact structural dévastateur. Tandis qu'un fontis affecte typiquement une zone localisée de quelques dizaines de mètres (100-2500 m<sup>2</sup>), un effondrement généralisé peut impacter

plusieurs hectares (10000-100000+ m<sup>2</sup>) de terrain, entraînant une subsidence massive et des déformations de grande ampleur.

Ces événements se produisent généralement dans des contextes d'exploitation minière intensive où

- Plusieurs cavités adjacentes ou interconnectées s'effondrent consécutivement ou simultanément
- Les structures de soutènement (piliers de charbon, voûtes minces) se dégradent progressivement sans surveillance adéquate
- Aucune mesure de sécurisation n'a été mise en place lors de la fermeture de l'exploitation.

#### **4.2.2 Mécanismes et facteurs aggravants**

Les effondrements généralisés résultent de la dégradation progressive des structures de soutènement des cavités souterraines, particulièrement dans les anciennes exploitations houillères où l'instabilité est amplifiée par des matériaux de couverture mal consolidés. Ces structures (piliers, voûtes) se détériorent avec le temps, rendant les cavités vulnérables aux contraintes de compression du terrain, pouvant conduire à leur rupture ((Tritsch et al., 2004)).

Les matériaux de couverture, souvent de nature plastique ou incohérente, perdent progressivement leur capacité portante lors de leur altération, augmentant le risque d'effondrement, particulièrement en l'absence de remblayage. Les cavités de grandes dimensions ou situées à forte profondeur sont particulièrement sensibles à l'augmentation des contraintes de compression.

#### **4.2.3 Impacts sur les ouvrages et infrastructures**

Les effondrements généralisés affectent gravement les ouvrages et infrastructures en déstabilisant le sol sur des surfaces étendues. Les fissurations dans les murs, fondations et planchers peuvent conduire à l'effondrement ou à l'inclinaison des structures. Les fondations superficielles, couramment utilisées en milieu urbain, sont particulièrement vulnérables aux déformations différentielles induites par ces affaissements. Les ouvrages situés au-dessus d'anciennes cavités souterraines non stabilisées sont particulièrement exposés, notamment dans les zones urbanisées.

Les infrastructures linéaires (routes, ponts, réseaux de transport d'énergie) sont également impactées par ces phénomènes, subissant des dégradations importantes et des interruptions de service. Ces impacts peuvent paralyser des secteurs entiers et engendrer des coûts de réhabilitation considérables.

### **4.3 Affaissements : Phénomènes géotechniques et impact sur les infrastructures**

#### **4.3.1 Définition, mécanismes et cinétique**

Les affaissements correspondent à des déformations progressives du terrain, généralement lentes, se produisant au-dessus de cavités souterraines, particulièrement dans les zones ayant subi des activités minières ou d'extraction. Contrairement aux effondrements brutaux, les affaissements peuvent se développer sur des périodes s'étendant de plusieurs années à plusieurs décennies. Bien qu'initialement peu perceptibles, ces déformations deviennent progressivement visibles, menaçant la stabilité des infrastructures de surface (Figure 2.2).

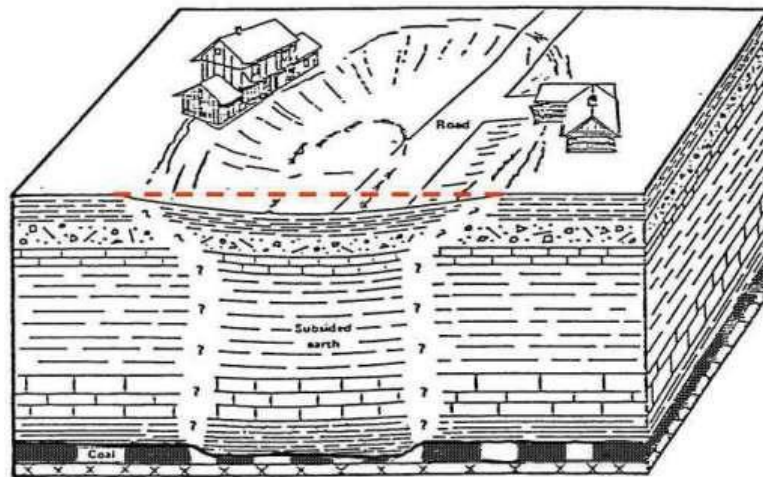


Figure 2.2 Une cuvette d'affaissement induit par l'exploitation minière (Hor, 2012).

### 4.3.2 Mécanismes des affaissements

Les affaissements résultent de la consolidation lente des vides laissés par l'exploitation souterraine, phénomène fréquent dans les anciennes exploitations minières où la compaction progressive des terrains au-dessus des cavités engendre un tassement à long terme. Dans les méthodes d'exploitation par chambres et piliers, le terrain continue de se tasser après la fermeture de la mine, souvent en raison de la dégradation des structures de soutènement.

La cinétique de ces affaissements dépend de plusieurs facteurs géotechniques : la nature lithologique et les propriétés mécaniques des terrains, le volume des vides résiduels et la présence de discontinuités dans les formations rocheuses. Les sols meubles ou argileux, caractérisés par une faible capacité portante et une plasticité élevée, sont particulièrement vulnérables au tassement progressif (Kratzsch, 1983). Par ailleurs, les massifs rocheux fracturés peuvent accentuer l'affaissement en favorisant la transmission des contraintes vers la surface (Hebert & Sharrock, 2018).

Les affaissements sont également influencés par les modifications hydrogéologiques, notamment l'infiltration d'eau ou les variations du niveau des nappes phréatiques. L'eau peut modifier les propriétés mécaniques des terrains, accélérant leur compaction et favorisant des affaissements plus rapides, notamment par dissolution de roches solubles (calcaire, gypse) (Closson & Karaki, 2009). Les fluctuations piézométriques peuvent modifier les pressions interstitielles et contribuer à la subsidence (Xie et al., 2000).

### 4.3.3 Impacts sur les ouvrages et infrastructures

Les affaissements induisent des mouvements progressifs du terrain qui exercent des contraintes hétérogènes sur les fondations et la structure des ouvrages. Les constructions reposant sur des fondations superficielles sont particulièrement vulnérables, ces dernières ne pouvant compenser efficacement les déplacements lents et continus du sol. Cette situation se traduit par une perte progressive de la stabilité structurale, observable à travers plusieurs manifestations :

**Fissurations dans les murs et planchers :** Les déformations du terrain induisent des contraintes dans les matériaux de construction rigides (béton, maçonnerie), engendrant des fissurations. Ces fissures peuvent s'élargir progressivement, compromettant l'intégrité des murs porteurs et augmentant les coûts de réhabilitation.

**Désalignements des ouvertures :** Les mouvements différentiels du terrain modifient l'alignement des structures, provoquant des blocages ou des dysfonctionnements au niveau des fenêtres et

portes. Ces désalignements constituent souvent les premiers signes visibles de l'impact des affaissements.

**Instabilité des éléments porteurs** : À mesure que les déformations progressent, les charges appliquées sur les éléments porteurs (poteaux, poutres) deviennent asymétriques, entraînant une perte de rigidité et une instabilité progressive de l'ensemble de l'ouvrage. Kuhn et al. (2016) soulignent que cette instabilité peut rendre les ouvrages impropres à l'occupation à long terme en l'absence d'interventions correctives.

Les ouvrages conçus avec des fondations profondes ou des structures flexibles sont généralement mieux adaptés pour résister à ces déformations. Néanmoins, leur proximité avec les zones affectées par des affaissements importants demeure un facteur de risque pouvant nécessiter des renforcements structuraux ou des mesures d'adaptation.

Les infrastructures linéaires (routes, voies ferrées, réseaux de canalisations) sont particulièrement sensibles aux déformations horizontales et verticales lentes induites par les affaissements. Ces ouvrages, souvent continus sur de longues distances, sont dimensionnés pour fonctionner dans des conditions stables et sont donc vulnérables aux variations progressives du terrain.

**Voiries et autoroutes** : Les affaissements provoquent des ondulations ou déformations localisées des chaussées, créant des irrégularités qui peuvent compromettre la sécurité routière. Ces anomalies augmentent les risques d'accidents, particulièrement à vitesse élevée. Les coûts d'entretien et de réhabilitation de ces infrastructures augmentent considérablement dans les zones sujettes aux affaissements.

**Voies ferrées** : Les rails sont extrêmement sensibles aux déformations différentielles. Un léger désalignement peut compromettre la sécurité ferroviaire, provoquant des ralentissements, des déraillements ou des interruptions de service. Les affaissements progressifs nécessitent des inspections fréquentes et des ajustements réguliers pour garantir la sécurité des usagers.

**Réseaux de canalisations** : Les systèmes enterrés (canalisations d'eau potable, de gaz, d'assainissement) subissent des contraintes importantes en raison des mouvements du terrain. Ces sollicitations peuvent entraîner des ruptures, fuites ou obstructions. Une rupture de canalisation d'eau peut provoquer des inondations locales ou des défaillances d'approvisionnement, tandis qu'une fissure dans une conduite de gaz peut engendrer des risques d'explosion. Ces incidents perturbent non seulement les services essentiels, mais augmentent également les risques pour la sécurité publique.

Les déformations progressives liées aux affaissements ne se limitent pas à des dommages structuraux ; elles ont également des répercussions socio-économiques significatives. Les interruptions dans les réseaux de transport et d'approvisionnement en énergie ou en eau peuvent perturber les activités économiques locales et la qualité de vie des populations. Par ailleurs, la dégradation progressive des infrastructures peut augmenter considérablement les coûts d'entretien et de réhabilitation, particulièrement si les problèmes ne sont pas détectés et traités rapidement.

## 5. Approches d'évaluation de la stabilité

Différentes méthodes sont utilisées pour anticiper et évaluer la stabilité des cavités souterraines :

**Modélisation numérique** : L'utilisation de logiciels de simulation permet d'analyser le comportement des cavités sous l'effet des charges gravitaires et des contraintes géomécaniques. Ces modèles intègrent des paramètres tels que les caractéristiques de résistance des matériaux, les effets dynamiques et les interactions sol-structure.

**Méthodes empiriques** : Basées sur l'analyse statistique de cas réels, ces approches utilisent des critères établis à partir d'un grand nombre d'exploitations similaires pour estimer le risque d'effondrement et prédire les déformations en surface.

**Méthodes analytiques** : Elles s'appuient sur la résolution d'équations théoriques et de formulations mathématiques pour déterminer les conditions de stabilité d'une cavité en fonction des propriétés mécaniques des sols et des roches, ainsi que de la géométrie de l'excavation.

**Investigations de terrain** : Des campagnes de reconnaissance géophysique et géotechnique, incluant des forages, des essais de laboratoire et des inspections in situ, permettent de recueillir des données essentielles pour affiner les analyses et détecter d'éventuels indices de fragilité structurale.

L'évaluation de la stabilité des cavités souterraines est essentielle pour prévenir les risques d'effondrement et minimiser leurs impacts sur les infrastructures et les populations. Une approche intégrée combinant modélisation, observation et analyses géotechniques permet d'optimiser la gestion de ces risques et d'assurer la sécurité des sites concernés.

## 5.1 Méthodes empiriques et semi-empiriques

### 5.1.1 Principe général

Les méthodes empiriques permettent d'estimer les tassements en surface à partir d'un nombre limité de paramètres. Ces approches permettent de prédire les déformations en fonction de la géométrie de l'ouvrage, de la profondeur d'excavation, des caractéristiques géotechniques du terrain et de la présence de nappes phréatiques. Elles s'avèrent particulièrement efficaces lorsque les conditions observées in situ correspondent aux hypothèses des modèles théoriques simplifiés sur lesquels elles reposent.

### 5.1.2 Modèle Gaussien de Peck

En 1958, Martos a été le premier à utiliser une fonction gaussienne pour représenter le profil de la cuvette de tassement. Ultérieurement, lors du congrès de Mexico en 1969, Peck a présenté une synthèse de mesures effectuées sur 14 tunnels creusés dans des sols plastiques saturés, démontrant que les profils de tassement observés s'ajustent de manière satisfaisante à une courbe de Gauss (**Error! Reference source not found.**).

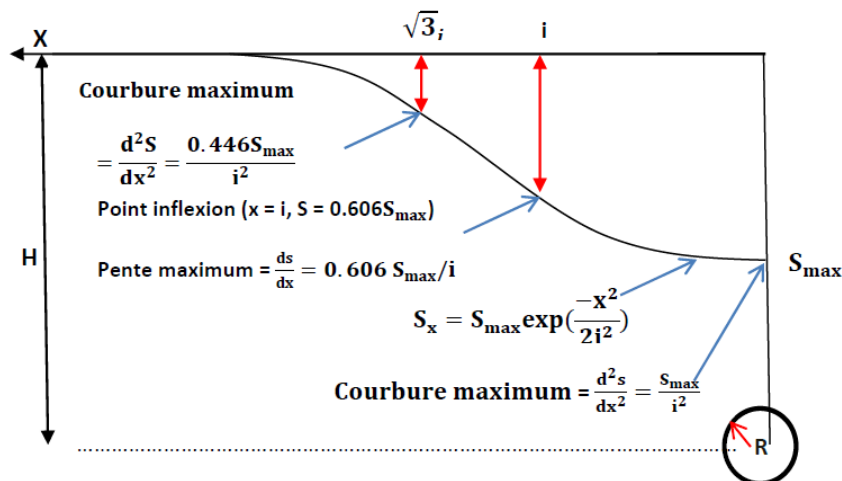


Figure 2.3 Profil gaussien de la cuvette de surface.

L'expression analytique associée à cette représentation est formulée comme suit :

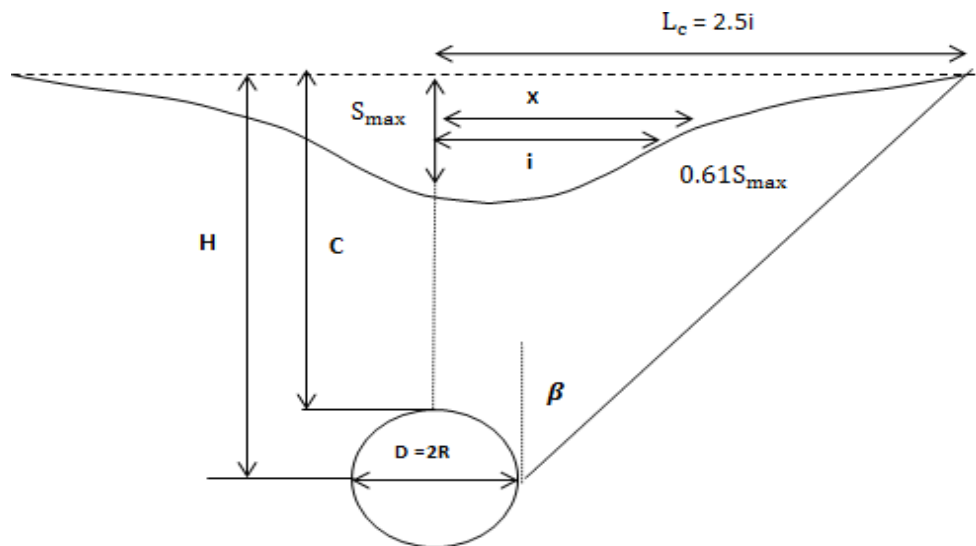
$$S(x) = S_{max} \cdot \exp(-x^2/2i^2) \quad 2.4$$

Où:

- $x$  : distance par rapport à l'axe de symétrie de la cuvette (m)
- $S(x)$  : tassement vertical à l'abscisse  $x$  (m)
- $S_{max}$  : tassement vertical maximal en surface (m)
- $i$  : distance du point d'inflexion à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel (m)

#### ❖ Caractéristiques de la cuvette de tassement

La cuvette de tassement gaussienne est caractérisée par les paramètres suivants (**Error! Reference**



source not found.) :

Figure 2.4 Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (Peck, 1969).

- Demi-largeur de la cuvette :  $L_c = 2,5i$
- Rayon minimal de courbure :  $R_{min} = i^2/S_{max}$  (pour  $x = 0$ )
- Pente maximale:  $i_{max} = 0,606 S_{max}/i$  (pour  $x = i$ )
- Courbure maximale:  $C_{max} = 0,446 S_{max}/i^2$  (pour  $x = \pm\sqrt{3}i$ )
- Point d'inflexion :  $x = i$  avec  $S = 0,606 S_{max}$
- Angle d'influence :  $\beta$  (angle définissant l'extension de la zone d'influence)

Avec:

- $R$  : rayon du tunnel dans l'approche de Peck
- $H$  : hauteur de couverture au-dessus de la cavité

#### ❖ Estimation du paramètre « i »

La relation définissant la cuvette de tassement ne dépend que de deux paramètres,  $S_{max}$  et  $i$ , qui permettent d'ajuster la courbe de Gauss aux mesures expérimentales. Une vaste base de données a été constituée à partir de nombreux chantiers (Farmer, 1977 ; Attewell, 1977 ; O'Reilly et al., 1980), facilitant ainsi l'établissement de lois empiriques reliant le paramètre «  $i$  » à des paramètres géométriques tels que  $C$  (largeur de la cavité),  $D$  (diamètre du tunnel) et  $H$  (hauteur de couverture), en fonction du type de sol excavé. Le Tableau 1.1 présente quelques-unes des formulations issues

de la littérature.

Tableau 2.1 Estimation de « *i* » à partir de relations empiriques.

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Attewell [1977]	$i = 0,5 H$	Argiles
Atkinson et Potts [1977]	$i = 0,25 (C + D)$	Sable lâche sans surcharge
	$i = 0,25 (1,5 C + D)$	Sable dense avec surcharge
Clough et Schmidt [1981]	$i = 0,5 H^{0.8} D^{0.2}$	Argiles
O'Reilly [1982]	$i = 0,25 H$ ou $i = 0,28 H - 0,1$	Sols granulaires
	$i = 0,5 H$ ou $i = 0,43 H + 1,1$	Sols argileux
Oteo & Sagaseta [1982]	$i = 0,525 H - 0,42 R$	Facteur correctif de 0,7 à 1,3 selon la nature du terrain
Sagaseta [1987b]	$i = 0,575 H$	Argiles
Rankin [1987]	$i = 0,5 H$	En première approximation
Chapeau [1991]	$i = 0,45 H$	Argiles
	$i = 0,2 H$	Sables
Mair et Tailor [1993]	$i = 0,175 H + 0,325 H (1 - h/H)$	Sols argileux
Dyer et al [1996]	$i = 0.29H$	Sable lâche à moyennement dense
Al Abram [1998]	$i = 0.15H + 0.5D$	Sol analogique
Sagiyama [1999]	$i = 0.75h^{0.8}D$ ou $i = 0.5H$ $i = 0.5h^{0.7}D^{0.3}$	Argile sable et gravier

Note : *D* représente le diamètre du tunnel ; *H* représente la hauteur de couverture du sol

❖ Estimation du paramètre «  $S_{max}$  »

Le tassement maximal  $S_{max}$  a également été déterminé en fonction de données expérimentales. Le **Error! Reference source not found.** résume les différentes formulations existantes dans la littérature.

Tableau 2.2 Estimation de «  $S_{max}$  » à partir de relations empiriques

Auteurs	Formule proposée	Remarques
Farmer [1977] Attewell [1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left( \frac{KD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$	$k$ voisin de 10 et $n$ de 0.67
Atkinson et al. [1977]	$S_{max} = S_{clé} \left( 1 - K \frac{h}{D} \right)$	$k=0.13$ Argile surconsolidée $k=0.4$ Sable sous forte contrainte $k=0.57$ Sable dense sous faible contrainte.
Sagaseta [1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$	$E$ : module d'Young $\nu$ : coefficient de Poisson $\gamma$ : poids volumique du sol

Oteo et al [1982]	$S_{max} = S_{clé} \left( \frac{1}{1 + K \frac{h}{D}} \right)$	confirmé par Chapeau [1991] : $k=0.25$ à $0.5$ sol argileux $k=0.7$ à $0.8$ sol maintenu sans rupture $k=1$ à $2$ sol granulaire frottant
Poupelloz [1984]	$S_{max} = D \frac{R}{1000} \left( \frac{KD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$	$k=9.35, n=0.41$ Argile raide plastique $k=3.22, n=0.078$ Argile plastique saturée $k=2.325, n=0.0574$ Sol granuleux
CETU [1993]	$S_{max} = k \frac{D}{2H} S_{clé} \text{ où}$ $S_{max} = 1.5 \left( \frac{2H}{D} \right)^{0.6} S_{clé}$	$k=3$ si $0.1 < \frac{D}{2H} < 0.25$ $k=2$ si $0.33 < \frac{D}{2H} < 0.5$
Mair & al [1993]	$S_{max} = 0.313 \frac{V_l D^2}{0.5H}$ Où $S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$	Où $V_l = \frac{4V_s}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel. $V_s$ : le volume de la cuvette de Tassement en surface par mètre linéaire de tunnel
AFTES [1999]	$S_{max} = k\lambda D$	$k$ : dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature ( $k \approx 2$ ) $\lambda$ : taux de dé confinement

### ❖ Limitations des approches empiriques

Ces formulations empiriques, bien que pratiques, présentent certaines limitations importantes :

- ❖ Elles sont souvent trop simplifiées et tendent à surestimer les valeurs mesurées. Par exemple, Bernat (1995), en exploitant les résultats du chantier de Vaise pour valider les méthodes de Farmer (1977) et Poupelloz (1984), a constaté des écarts pouvant atteindre 300% dans le cas de sols argileux.
- ❖ Ces formulations ne sont valables qu'à court terme et ne prennent généralement pas en compte la technique de creusement, le phasage des travaux, ni les effets différés dans le temps.
- ❖ Les paramètres empiriques ( $k, n$ ) sont fortement dépendants du contexte géologique local et peuvent varier significativement d'un site à l'autre.

En pratique, il est nécessaire d'adopter des méthodes empiriques guidées, dans une certaine mesure, par des approches analytiques ou des simulations numériques par éléments finis, puis de les calibrer en fonction des courbes expérimentales (AFTES, 1999).

### ❖ Extension aux déplacements horizontaux

Les approches empiriques décrites par Peck (1969) pour les déplacements verticaux et par Lake et al. (1992) pour les déplacements horizontaux sont utilisées pour prédire les mouvements de la surface du sol après l'excavation d'un tunnel circulaire. Les équations suivantes expriment

respectivement les déplacements verticaux et horizontaux :

$$\text{Déplacement vertical : } S(x) = S_{\max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \quad 2.5$$

$$\text{Déplacement horizontal : } V(x) = S(x) \frac{x}{z_0} \quad 2.6$$

Où :

- $S_{\max}$  : Affaissement maximal en surface.
- $i$  : Distance au point d'inflexion.
- $z_0$  : Distance entre la surface et l'axe du tunnel.
- $x$  : Abscisse dont l'origine est située à la verticale de l'axe du tunnel.

Caudron et al. (2006) ont démontré qu'avec quelques modifications, ces deux expressions (équations 1 et 2) peuvent être utilisées pour prédire les déplacements de surface pour des cavités de géométrie différente, notamment rectangulaire, tant que les courbes de mouvement restent continues. Cette condition est généralement satisfaite lorsque la partie supérieure de la couverture est constituée d'un matériau granulaire cohérent.

Après un traitement mathématique et l'intégration de la valeur du paramètre  $i$  en fonction du type de sol, ils proposent les deux équations suivantes pour les déplacements vertical et horizontal, avec  $i$  tiré des formules empiriques (Dolzhenko) où  $i = 0,45Ht$  :

$$S(x) = S_{\max} \cdot \exp(-x^2/2(0,45Ht)^2) \quad 2.7$$

$$u(x) = S_{\max} \cdot (x/(0,45Ht)^2) \cdot \exp(-x^2/2(0,45Ht)^2) \cdot z_0 \quad 2.8$$

Avec une valeur optimale de  $\gamma$  égale à 0,87 et  $t = \sqrt{ab}$  (où  $a$  et  $b$  représentent respectivement la hauteur et la largeur de la cavité).

## 5.2 Méthodes analytiques

### 5.2.1 Principe général

Les méthodes analytiques reposent sur la résolution des équations d'équilibre mécanique, établissant une relation entre les contraintes et les déformations au sein du milieu étudié. Elles sont couramment employées pour analyser la stabilité du toit d'une cavité souterraine. Ces approches assimilent les bancs rocheux constituant le toit à des dalles ou des poutres soumises à la flexion. À l'aide des principes de la résistance des matériaux (RDM), elles permettent d'estimer, avec une précision variable selon les hypothèses adoptées, les déformations et les contraintes dans les terrains de couverture.

Leur principal atout réside dans leur relative simplicité d'application, garantissant rapidité d'exécution et coût de mise en œuvre modéré. Cependant, ces avantages s'accompagnent de limitations liées aux hypothèses simplificatrices nécessaires à leur formulation.

### 5.2.2 Approche de type dalle mince

Deux modèles classiques, décrits par Tritsch (1987, 2002), évaluent la stabilité du toit en fonction de l'épaisseur du premier banc rocheux :

#### ❖ Modèle de la plaque de Timoshenko (1961, 1968)

Ce modèle suppose une dalle monolithique entièrement soumise à son propre poids. Deux

configurations limites sont envisagées :

- **Dalle encastrée** : La dalle est encastrée sur quatre côtés par des piliers rigides. Dans cette configuration, la rupture par flexion se produit préférentiellement au niveau des encastremements (parements).
- **Dalle simplement appuyée** : La dalle repose simplement sur quatre piliers rigides, sans encastrement. La rupture se produit alors au centre de la dalle, où les moments de flexion sont maximaux.

#### ❖ **Modèle de dalle encastrée à bords compressibles**

Le second modèle considère une dalle encastrée dans des appuis déformables et propose deux hypothèses :

- **Dalle monolithique sous poids propre** : La dalle supporte uniquement son propre poids, sans charge additionnelle.
- **Dalle avec recouvrement rigide** : La dalle, qu'elle soit monolithique ou stratifiée, supporte un recouvrement rigide et porteur, réduisant ainsi la charge effective appliquée sur le premier banc par effet de voûte.

Ces méthodes analytiques sont généralement limitées à des configurations géométriques simples (excavations rectangulaires) et à des chargements élémentaires. L'état de contrainte initial doit de préférence être isotrope ou faiblement anisotrope, et le comportement du matériau est supposé élastique linéaire.

Plusieurs facteurs importants ne sont généralement pas pris en compte dans ces approches simplifiées :

- L'influence de la géométrie complexe de la cavité sur la distribution tridimensionnelle des contraintes dans le massif environnant
- La présence de discontinuités géologiques (fractures, failles, joints de stratification)
- Les phénomènes de décollement entre bancs rocheux
- L'impact des eaux souterraines, des surcharges de surface et des sollicitations dynamiques
- L'évolution temporelle des propriétés mécaniques des matériaux (altération, fluage)
- Le comportement rhéologique complexe des terrains (viscoplasticité, endommagement progressif)

### **5.3 Méthodes Numériques**

Les méthodes numériques jouent un rôle essentiel en géotechnique pour analyser et prédire le comportement des sols et des structures souterraines. Elles offrent une flexibilité considérable par rapport aux approches empiriques et analytiques traditionnelles, permettant de modéliser des systèmes complexes avec une précision accrue. Ces méthodes permettent d'intégrer une grande variété de paramètres, tels que la géométrie complexe des structures, les propriétés non linéaires des matériaux, les conditions hydrogéologiques, et les sollicitations dynamiques.

La modélisation numérique est devenue un outil incontournable en géotechnique, permettant de simuler le comportement des ouvrages et des sols sous diverses conditions de charge et de contraintes. Contrairement aux méthodes empiriques et analytiques, souvent limitées à des cas spécifiques ou à des géométries simples, les méthodes numériques offrent une approche plus générale et adaptable à une large gamme de problèmes géotechniques.

Cependant, leur application nécessite une compréhension approfondie des principes sous-jacents et

une validation rigoureuse pour garantir la fiabilité des résultats. Il est crucial de noter que ces méthodes fournissent des solutions approximatives dont la qualité dépend fortement :

- De la pertinence du modèle de comportement choisi pour les matériaux
- De la qualité et de la représentativité des paramètres géotechniques
- Du raffinement du maillage et de la discrétisation spatiale
- Des conditions aux limites et initiales imposées
- De l'expertise de l'utilisateur dans l'interprétation des résultats

De plus, leur mise en œuvre peut être exigeante en termes de temps de calcul et de ressources informatiques, et nécessite une expertise spécialisée pour interpréter correctement les résultats et éviter les erreurs de modélisation.

En géotechnique, plusieurs méthodes numériques sont couramment utilisées, chacune adaptée à des types spécifiques de problèmes et de conditions géologiques.

### **5.3.1 La Méthode des Éléments Finis (MEF)**

La Méthode des Éléments Finis (MEF) est la plus largement utilisée pour analyser les milieux continus. Elle consiste à diviser le domaine d'étude en un maillage d'éléments finis interconnectés, permettant de résoudre de manière discrète les équations aux dérivées partielles de la mécanique des milieux continus.

Le domaine est décomposé en éléments géométriques simples (triangles, quadrilatères en 2D ; tétraèdres, hexaèdres en 3D) au sein desquels les champs de déplacement sont approximés par des fonctions d'interpolation. Les équations d'équilibre sont formulées sous forme variationnelle (principe des travaux virtuels) et conduisent à un système d'équations algébriques linéaires ou non linéaires.

Cette méthode est particulièrement efficace pour modéliser :

- La distribution des contraintes et des déformations dans les structures géotechniques (tunnels, fondations, barrages, pentes)
- Les interactions sol-structure
- Les phénomènes couplés (consolidation, couplage hydromécanique)
- Les comportements non linéaires des matériaux (plasticité, endommagement)

#### **Avantages :**

- Grande polyvalence et applicabilité à des géométries complexes
- Capacité à prendre en compte des conditions aux limites variées
- Implémentation de lois de comportement sophistiquées
- Large disponibilité de logiciels commerciaux et académiques

### **5.3.2 La Méthode des Différences Finies (MDF)**

La Méthode des Différences Finies (MDF) constitue une autre technique utilisée pour les milieux continus. Elle repose sur l'approximation directe des dérivées spatiales et temporelles des équations différentielles par des différences finies sur un maillage structuré.

Les dérivées partielles sont remplacées par des quotients de différences (avant, arrière ou centrées) entre les valeurs de la fonction aux nœuds voisins du maillage. Cette approche conduit à un système d'équations algébriques dont la résolution fournit les valeurs nodales des variables d'intérêt.

Cette méthode est souvent employée pour analyser :

- La propagation des ondes sismiques dans les sols
- Les écoulements souterrains en régime permanent ou transitoire
- Les problèmes de consolidation des sols saturés
- Les phénomènes thermiques et de transport

**Avantages :**

- Simplicité conceptuelle et facilité de mise en œuvre
- Efficacité computationnelle pour des maillages réguliers
- Adaptée aux problèmes d'évolution temporelle.

### **5.3.3 La Méthode des Éléments Distincts (MED)**

Développée par Cundall dans les années 1970, la MED est spécifiquement adaptée à l'analyse des milieux discontinus, tels que les massifs rocheux fracturés ou les matériaux granulaires. Elle modélise les matériaux comme un assemblage de blocs ou de particules distincts pouvant se déplacer, se déformer et interagir les uns avec les autres.

Chaque bloc est traité comme un corps rigide ou déformable, et les interactions entre blocs sont régies par des lois de contact (frottement, cohésion). Le mouvement de chaque bloc est calculé en appliquant les lois de la dynamique (équations de Newton). La méthode utilise un schéma explicite d'intégration temporelle pour suivre l'évolution du système.

Cette approche est particulièrement utile pour étudier :

- La stabilité des pentes rocheuses fracturées
- Les effondrements de cavités et la remontée de fontis
- Les mécanismes de rupture dans les massifs rocheux discontinus
- Le comportement des ouvrages en enrochement
- La fragmentation et l'éboulement de blocs rocheux

**Avantages :**

- Représentation réaliste des discontinuités géologiques
- Simulation des grands déplacements et des détachements de blocs
- Modélisation de phénomènes tels que la fracturation, le glissement et le basculement
- Applicable aux problèmes dynamiques (séismes, explosions)

### **5.3.4 La Méthode de l'Équilibre Limite (MEL)**

La Méthode de l'Équilibre Limite (MEL) est couramment utilisée pour évaluer la stabilité des structures géotechniques en analysant l'équilibre statique des forces et des moments le long de surfaces de rupture potentielles.

La méthode consiste à postuler une surface de rupture (généralement circulaire ou non circulaire) et à calculer le facteur de sécurité défini comme le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices. Différentes méthodes existent selon les hypothèses adoptées concernant les forces inter-tranches (méthodes de Fellenius, Bishop simplifiée, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer).

Elle est particulièrement adaptée aux analyses de :

- Stabilité des pentes naturelles ou artificielles
- Stabilité des murs de soutènement et des ouvrages de contention
- Stabilité des fondations superficielles

- Stabilité des talus de déblai ou de remblai
- Évaluation de l'effet de renforcements (tirants, clouage)

**Avantages :**

- Approche pratique et rapide pour les évaluations préliminaires
- Détermination directe du facteur de sécurité
- Identification des surfaces de glissement critiques
- Facilité d'intégration de paramètres variables (nappes, surcharges)

**Limitations:**

- Basée sur des hypothèses simplificatrices (équilibre limite)
- Ne fournit pas d'information sur les déformations
- Sensibilité aux paramètres de résistance au cisaillement
- Difficulté à traiter les géométries très complexes

**6. Conclusion**

L'évaluation de la stabilité des cavités souterraines repose sur une palette méthodologique diversifiée combinant approches empiriques, analytiques et numériques, chacune présentant des avantages et des limitations spécifiques qui définissent leur domaine d'application optimal.

Les approches empiriques offrent des estimations rapides et peu coûteuses, particulièrement utiles pour les études préliminaires et les configurations standards. Cependant, leur nature simplifiée limite leur précision et leur applicabilité se restreint aux contextes similaires à ceux ayant servi à leur établissement. Leur utilisation doit donc être guidée par une bonne compréhension des conditions de validité et calibrée par des données locales lorsque celles-ci sont disponibles.

Les modèles analytiques permettent une meilleure compréhension des phénomènes mécaniques fondamentaux en jeu et fournissent des solutions exactes ou approchées pour des configurations géométriques simples. Ils constituent des outils précieux pour les analyses de sensibilité rapides et la vérification de résultats numériques. Toutefois, leurs hypothèses simplificatrices (géométrie simple, comportement élastique linéaire, état de contrainte isotrope) limitent leur application à des cas relativement idéalisés.

Les méthodes numériques, et en particulier la méthode des éléments finis, apportent une précision accrue et une grande flexibilité en permettant de modéliser la complexité des interactions géotechniques réelles : géométries irrégulières, hétérogénéités matérielles, comportements non linéaires, couplages multiphysiques, phasages de travaux. Elles constituent aujourd'hui des outils incontournables pour l'analyse et la conception des ouvrages géotechniques complexes. Cependant, leur fiabilité dépend fortement de la qualité des données d'entrée, de la pertinence du modèle de comportement choisi, du raffinement du maillage et de l'expertise de l'utilisateur. Une validation rigoureuse par confrontation avec des données expérimentales ou des solutions de référence demeure indispensable.

Dans la pratique moderne de l'ingénierie géotechnique, une approche intégrée combinant ces différentes méthodes apparaît comme la stratégie la plus robuste :

- les méthodes empiriques fournissent une première estimation et des ordres de grandeur ;
- les méthodes analytiques éclairent les mécanismes fondamentaux et valident les tendances ;
- les méthodes numériques affinent l'analyse pour les configurations complexes et optimisent les solutions de conception ;

- les investigations de terrain et la surveillance in situ valident et calibrent l'ensemble de la démarche.

Cette approche pluridisciplinaire et multi-échelles est essentielle pour assurer la sécurité et la durabilité des infrastructures souterraines, tout en minimisant les risques liés aux instabilités du sol et en optimisant les coûts de construction et de maintenance. Elle s'inscrit dans une démarche d'amélioration continue où le retour d'expérience enrichit progressivement la base de connaissances et améliore la fiabilité des prédictions futures.

Ce chapitre a permis d'explorer de manière approfondie les différents mécanismes de rupture des cavités souterraines et leurs conséquences sur les structures de surface. Trois principaux types de phénomènes ont été identifiés et analysés : les effondrements localisés (fontis), les effondrements généralisés et les affaissements. Chacun de ces phénomènes résulte d'une interaction complexe entre les caractéristiques géotechniques du terrain, les conditions d'exploitation souterraine et les facteurs aggravants tels que l'eau, les sollicitations dynamiques ou la nature des terrains de couverture.

Les effondrements localisés (fontis) se caractérisent par leur nature soudaine et leur impact circonscrit, mais potentiellement catastrophique pour les ouvrages situés directement au-dessus de la cavité. Les effondrements généralisés, quant à eux, affectent des surfaces étendues et représentent une menace majeure pour les infrastructures urbaines et linéaires. Les affaissements, bien que progressifs, constituent un risque à long terme nécessitant une surveillance continue et des interventions préventives appropriées.

Une attention particulière a été accordée au comportement des ouvrages soumis aux mouvements de terrain, qu'il s'agisse de déformations horizontales, d'inclinaisons induites ou d'effets combinés. Ce comportement dépend fortement de la typologie constructive, de la rigidité de l'ouvrage et de la nature des fondations. L'analyse de la cuvette d'affaissement et de ses paramètres caractéristiques (déplacements verticaux et horizontaux, déformations, courbure) permet d'évaluer les sollicitations appliquées aux structures et d'identifier les configurations les plus critiques.

Les zones d'extension se révèlent particulièrement préjudiciables pour les ouvrages en raison de la faible résistance à la traction des matériaux de construction traditionnels. Les déformations différentielles et les inclinaisons du terrain induisent des redistributions de contraintes complexes pouvant compromettre l'intégrité structurale des ouvrages, notamment ceux reposant sur des fondations superficielles.

## Chapitre III : Influence des cavités souterrains sur la capacité portante des fondations superficielles.

### 1. Introduction

La capacité portante d'une fondation constitue l'un des paramètres géotechniques les plus critiques dans la conception des ouvrages de génie civil. Elle se définit comme la contrainte maximale qu'un sol peut supporter sous une fondation sans subir de rupture par cisaillement ou de tassements excessifs compromettant la fonctionnalité de la structure. Cette notion revêt une importance capitale dans l'analyse de la stabilité des infrastructures et conditionne directement la sécurité structurelle des ouvrages.

La capacité portante ultime ( $q_u$ ) représente la charge théorique maximale que le sol peut supporter avant la rupture complète du matériau. Cette valeur est obtenue par l'analyse du mécanisme de rupture plastique du sol autour de la fondation. Tandis que la capacité portante admissible ( $q_{adm}$ ) résulte de la division de la capacité portante ultime par un coefficient de sécurité approprié, généralement compris entre 2 et 3 selon les normes de conception. C'est la valeur réelle utilisée dans les calculs de dimensionnement des fondations. Cette distinction fondamentale permet d'assurer à la fois la sécurité structurelle et la limitation des déformations.

### 2. Concepts Fondamentaux

La capacité portante d'une fondation représente la contrainte maximale que peut supporter le sol sous-jacent sans provoquer de rupture par cisaillement ou de tassements excessifs compromettant la fonctionnalité de la structure. Cette notion constitue le pilier central de la conception géotechnique des fondations et nécessite une compréhension approfondie des mécanismes de rupture du sol et de l'interaction sol-structure.

#### 2.1 Modes de Rupture

La rupture du sol sous une fondation peut se manifester selon trois modes principaux (Voir Figure 3.1), initialement identifiés par Vesic (1973) et confirmés par de nombreuses investigations expérimentales ultérieures

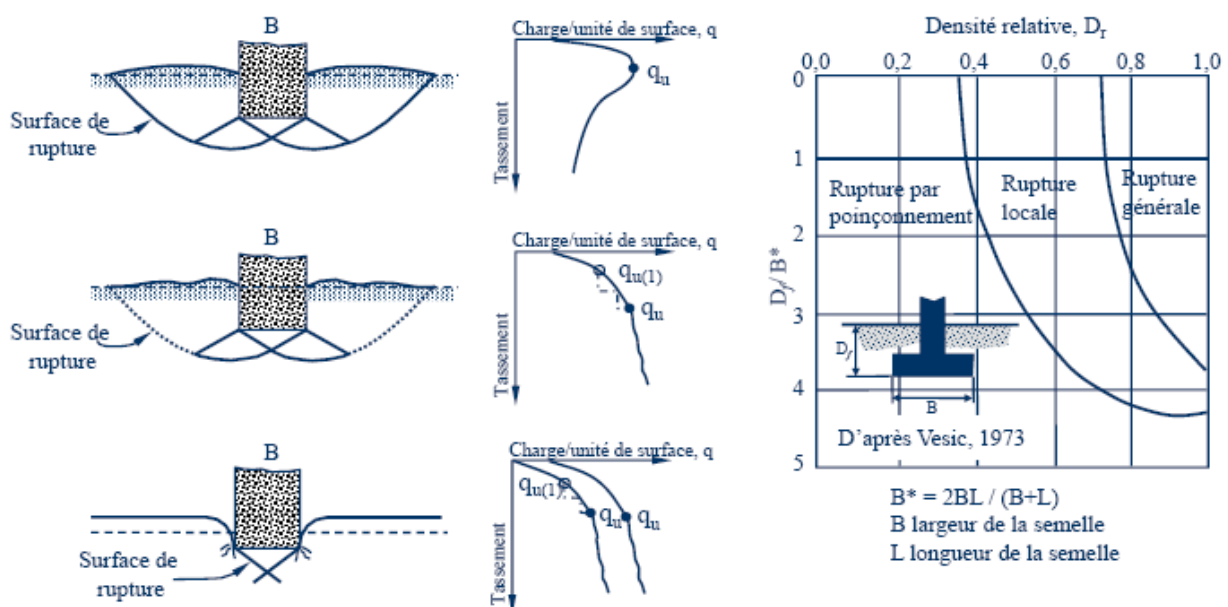


Figure 3.1 Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle.

**Rupture par cisaillement général** : Ce mode caractérise les sols denses ou raides, où un

mécanisme de rupture continu et bien défini se développe du bord de la fondation jusqu'à la surface du sol. Les surfaces de glissement sont clairement identifiables, formant un coin actif sous la fondation, des zones de cisaillement radiales et des zones passives latérales. Le soulèvement du sol adjacent à la fondation est prononcé et la courbe charge-tassement présente un pic net correspondant à la charge de rupture ultime.

**Rupture par poinçonnement** : Observé dans les sols compressibles ou lâches, ce mode se caractérise par l'enfoncement vertical de la fondation sans soulèvement significatif du sol adjacent. Les surfaces de cisaillement ne se propagent pas jusqu'en surface mais restent confinées sous la fondation. La courbe charge-tassement ne présente pas de pic marqué, et la charge de rupture est définie conventionnellement pour un tassement spécifique.

**Rupture par cisaillement local** : Mode intermédiaire entre les deux précédents, la rupture locale présente des surfaces de cisaillement partiellement développées et un soulèvement modéré du sol adjacent. Ce comportement est typique des sols de densité moyenne ou de consistance intermédiaire.

## 2.2 Théories classiques de la capacité portante

Karl Terzaghi, pionnier de la mécanique des sols moderne, a proposé en 1943 une formulation innovante de la capacité portante basée sur la théorie de la plasticité et la limite d'équilibre. Son analyse suppose que le sol sous la fondation se divise en trois zones : (i) la zone I de déformation élastique directement en contact avec la fondation, (ii) la zone II de cisaillement radial en éventail (zone Prandtl), et (iii) la zone III caractérisée par une compression simple. L'équation fondamentale de Terzaghi (1943) pour une fondation filante s'exprime comme suit :

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad 3.1$$

Où :

$c$  : cohésion du sol (kPa)

$\gamma$  : poids volumique du sol (kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$  : profondeur de la fondation (m)

$B$  : largeur de la fondation (m)

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : sont les facteurs de capacité portante, fonctions uniquement de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol.

Cette équation tripartite décompose la résistance du sol en trois contributions distinctes : la cohésion, la surcharge due à l'ancrage et le poids du sol mobilisé dans le mécanisme de rupture.

Les facteurs de capacité portante sont déterminés par des solutions d'équilibre limite. Pour le facteur  $N_q$ , Terzaghi a proposé :

$$N_q = e^{(\pi \tan \varphi)} \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

Les facteurs  $N_c$  et  $N_\gamma$  sont plus complexes et ont fait l'objet de nombreux raffinements par des chercheurs ultérieurs.

Cette théorie repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices : une surface du terrain plane et horizontale, une charge appliquée verticalement au centre de la fondation, un sol homogène et isotrope, et une rupture de type cisaillement général. Bien que développée pour des cas simples,

cette équation demeure la base de la plupart des codes de conception modernes.

### 2.3 Développements Post-Terzaghi

Les travaux de Meyerhof (1963) ont généralisé la théorie de Terzaghi aux fondations de forme quelconque (circulaires, rectangulaires, carrées) en introduisant des facteurs de forme, d'inclinaison de charge et de profondeur :

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot D_c \cdot i_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot D_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot D_\gamma \cdot i_\gamma \quad 3.2$$

où  $S$ ,  $D$  et  $i$  représentent respectivement les facteurs correcteurs de forme, de profondeur et d'inclinaison de la charge.

Hansen (1970) et Vesic (1975) ont ensuite proposé des formulations plus élaborées incluant des facteurs correcteurs supplémentaires pour prendre en compte l'inclinaison de la base de la fondation, l'inclinaison du terrain naturel et d'autres conditions géométriques complexes.

### 2.4 Méthodes numériques

L'avènement de la modélisation numérique a révolutionné l'analyse de la capacité portante en permettant la prise en compte de configurations géométriques complexes, de profils de sol stratifiés et de comportements constitutifs sophistiqués. La méthode des éléments finis (MEF) est aujourd'hui l'outil privilégié pour ces analyses.

Les modèles constitutifs couramment utilisés incluent le modèle de Mohr-Coulomb pour les analyses préliminaires, le modèle de Hardening Soil pour les sols sableux et argileux avec prise en compte de la dépendance contrainte-rigidité, et des modèles avancés comme le modèle hypoplastique ou le modèle des états critiques pour des prédictions plus précises des déformations.

### 2.5 Analyse en déformation

Contrairement aux méthodes d'équilibre limite qui considèrent uniquement la rupture ultime, les approches modernes s'intéressent également au comportement charge-déplacement dans le domaine des petites et moyennes déformations. Cette perspective est cruciale pour la vérification des états limites de service et pour l'évaluation des tassements différentiels.

## 3. Facteurs influençant la capacité portante

### 3.1 Nature de sol

Le type de sol constitue le facteur dominant de la capacité portante. La résistance au cisaillement ( $\phi$ ,  $c$ ), la compressibilité, la densité relative, l'indice de consistance, la structure du sol et son histoire de contraintes constituent les paramètres intrinsèques majeurs. Les sols surconsolidés présentent généralement une capacité portante supérieure aux sols normalement consolidés de même nature. Les sols granulaires (sables et graviers) présentent une résistance au cisaillement dépendant principalement de l'angle de frottement interne  $\phi$  et du confinement effectif, tandis que les sols cohésifs (argiles et limons) développent leur résistance à partir de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement résiduel.

Sols granulaires : la capacité portante augmente considérablement avec la densité relative du sol et la profondeur de la fondation. Une augmentation de 10 % de la densité relative peut augmenter la capacité portante de 20 à 30 %. Les études ont montré que pour un sable à densité relative de 60 %, avec un angle de frottement de  $38^\circ$ , la capacité portante peut varier entre 12 et 15 MPa selon les conditions de confinement.

Sols cohésifs : la capacité portante est moins dépendante de la profondeur de la fondation en conditions non drainées, mais augmente significativement avec la profondeur en conditions drainées. Pour les argiles saturées, la condition non drainée ( $c_u$  = cohésion non drainée) est généralement critique à court terme.

### **3.2 Géométrie**

La forme (filante, carrée, rectangulaire, circulaire), les dimensions (largeur, longueur), la profondeur d'ancrage et le type de fondation (superficielle, semi-profonde, profonde) modifient significativement la distribution des contraintes dans le sol et donc la capacité portante. La profondeur de la fondation ( $D_f$ ) affecte directement la capacité portante en augmentant la pression de surcharge et donc le confinement latéral des zones de rupture potentielles. L'effet est plus prononcé dans les sols granulaires que dans les sols cohésifs. Une augmentation de la profondeur de 1 à 2 mètres peut multiplier la capacité portante par 1,5 à 2,0 dans les sables moyens.

La largeur de la fondation ( $B$ ) influence également la capacité portante. Pour les sols cohésifs, l'effet est limité, tandis que pour les sols granulaires, la capacité portante est directement proportionnelle à  $B$ , ce qui explique pourquoi les fondations plus larges sont préférées dans les sols faibles.

### **3.3 Conditions hydrauliques**

La présence d'eau modifie considérablement les paramètres de résistance du sol. Le niveau de la nappe phréatique affecte les contraintes effectives et donc la résistance au cisaillement. Une nappe phréatique élevée réduit substantiellement la capacité portante en diminuant les contraintes effectives verticales. La distinction entre conditions drainées (long terme) et non drainées (court terme) est fondamentale, particulièrement pour les sols argileux. En conditions non drainées, la résistance est gouvernée par la cohésion non drainée  $c_u$ , tandis qu'en conditions drainées, les paramètres effectifs  $c'$  et  $\phi'$  contrôlent le comportement. Pour les sols partiellement saturés, la succion matricielle (différence de pression entre air et eau dans les pores) contribue à augmenter l'angle de frottement effectif. Des études expérimentales ont démontré que la capacité portante d'un sable partiellement saturé peut être 2,3 à 9,7 fois supérieure à celle du même sol complètement saturé, avec un maximum d'amélioration à un degré de saturation d'environ 35 %.

### **3.4 Charge et orientation**

L'excentricité de la charge réduit la capacité portante effective en réduisant la surface de contact utile. Une charge appliquée avec une excentricité  $e = B/6$  peut réduire la capacité portante de 20 % à 30 %. Les charges inclinées sont également pénalisantes, l'effet étant quantifié par des facteurs d'inclinaison qui peuvent réduire la capacité portante de jusqu'à 50 % pour des charges très inclinées.

## **4. Aspects Normatifs**

Les codes de conception modernes, comme l'Eurocode 7 en Europe ou le code canadien, adoptent une approche aux états limites combinant des vérifications de résistance ultime (états limites ultimes, ELU) et de déformabilité (états limites de service, ELS). Cette dualité impose une analyse complète du comportement des fondations sous diverses sollicitations.

Les coefficients de sécurité partiels appliqués aux actions, aux résistances du sol et aux propriétés des matériaux visent à garantir une fiabilité structurale cohérente tout en optimisant l'utilisation des matériaux et la conception économique.

## 5. Influence des vides dans le sol sous les fondations

### 5.1 Mécanismes d'interaction sol-vide-fondation

#### 5.1.1 Redistribution des contraintes

La présence d'un vide dans le massif de sol modifie profondément le champ de contraintes initial. Contrairement à un milieu continu homogène où les contraintes se propagent selon des bulbes réguliers depuis la fondation, un vide crée une discontinuité obligeant les lignes de contraintes à se réorienter.

Pour un vide situé directement sous la fondation, les contraintes verticales qui auraient naturellement traversé cette zone sont redistribuées latéralement, créant une concentration de contraintes aux bords du vide. Cette concentration peut localement excéder la résistance du sol, initiant une rupture progressive par cisaillement se propageant vers la fondation.

L'analyse théorique par la méthode de la fonction d'Airy ou par les solutions de Mindlin pour une charge ponctuelle dans un demi-espace élastique permet d'approximer ces redistributions de contraintes, bien que l'hypothèse d'élasticité linéaire soit souvent invalidée à proximité immédiate du vide où des déformations plastiques se développent.

#### 5.1.2 Mécanismes de rupture spécifiques

Plusieurs modes de rupture distincts peuvent être identifiés en présence de vides :

**Effondrement localisé** : Lorsque le toit du vide ne peut supporter les contraintes redistribuées, une rupture par flexion ou par cisaillement se développe, conduisant à un effondrement progressif vers le haut (phénomène de remontée de voûte). Ce processus peut atteindre la fondation après propagation à travers le massif sus-jacent.

**Rupture par poinçonnement accentué** : Le vide agit comme une zone de résistance nulle, favorisant le développement d'un mode de rupture par poinçonnement même dans des sols initialement denses. La fondation s'enfonce verticalement en mobilisant uniquement la résistance du sol latéral, considérablement réduite.

**Rupture mixte** : Combinaison de mécanismes de rupture en coin sous la fondation et d'effondrement du toit du vide, ce mode est le plus complexe à analyser mais fréquemment observé.

**Tassements différentiels** : Même sans rupture catastrophique, la présence d'un vide induit des déformations différentielles entre les parties de la fondation situées au-dessus du vide et celles reposant sur sol continu. Ces distorsions peuvent excéder les tolérances structurales admissibles.

#### 5.1.3 Effets géométriques

L'influence du vide sur la capacité portante dépend fortement de paramètres géométriques dimensionnels et relatifs :

**Position relative** : Un vide centré sous la fondation a un impact maximal, tandis qu'un vide excentré ou latéral a un effet moindre, fonction de sa distance à l'axe de la fondation. La profondeur du vide par rapport à la base de la fondation est également cruciale : un vide superficiel est plus critique qu'un vide profond situé hors de la zone d'influence significative de la fondation.

**Dimensions du vide** : Le rapport entre les dimensions du vide (diamètre, largeur, hauteur) et les dimensions de la fondation gouverne l'intensité de l'interaction. Un vide de dimensions comparables à celles de la fondation représente le cas le plus défavorable.

**Forme du vide** : Les vides sphériques, cylindriques ou parallélépipédiques génèrent des distributions de contraintes différentes. Les vides allongés horizontalement (galeries) ont généralement un impact plus sévère que les vides allongés verticalement (puits).

**Remplissage partiel** : Un vide partiellement rempli de matériaux effondrés ou de remblais présente des caractéristiques intermédiaires entre le vide complet et le sol intact, avec une résistance résiduelle dépendant de la nature et de l'état de compaction du remplissage.

## 5.2 Paramètres influençant la réduction de capacité portante

L'ampleur de la réduction de capacité portante ne dépend pas uniquement de la localisation du vide, mais d'une combinaison complexe de facteurs géométriques et géotechniques.

### 5.2.1 Rapport de couverture

Le rapport  $H/B$ , où  $H$  représente l'épaisseur de sol entre la base de la fondation et le toit du vide et  $B$  la largeur de la fondation, constitue un paramètre adimensionnel fondamental. Les études paramétriques montrent qu'une valeur critique existe autour de  $H/B \approx 2-3$ , au-delà de laquelle l'influence du vide devient négligeable. Pour  $H/B < 1$ , la réduction de capacité portante peut atteindre 70 à 90% selon la résistance du sol et les dimensions relatives du vide.

Un concept fondamental dans l'analyse de l'influence des vides est la notion de profondeur critique ( $H_{cr}$ ). Au-delà de cette profondeur, le vide ne produit aucun effet visible sur la capacité portante de la fondation. Les études numériques et expérimentales (A. Badie & M. Wang, 1984; R. Baus & M. Wang, 1983; Benbouza et al., 2023; Chaabani et al., 2022) ont établi que cette profondeur critique dépend de plusieurs facteurs :

Pour les vides circulaires de diamètre  $D = 2B$ , les résultats numériques montrent que :

- $H_{cr} = 5B$  (profondeur verticale)
- $X_{cr} = 3B$  (distance horizontale)

Au-delà de ces seuils, l'influence du vide est négligeable. Ce résultat important implique que la zone d'influence du vide s'étend typiquement sur une profondeur d'environ 5 à 6 fois la largeur de la fondation, et latéralement sur 2,5 à 3 fois cette largeur.

### 5.2.2 La géométrie du système de vides

Le rapport  $D/B$  entre la largeur du vide  $D$  et la largeur de la fondation  $B$  quantifie l'importance relative du vide. Pour  $D/B > 1$ , le vide intercepte l'ensemble du bulbe de contraintes sous la fondation, maximisant son influence. Pour  $D/B < 0,5$ , l'effet reste localisé et modéré.

Les études numériques montrent que l'effet est maximal pour  $D/B \approx 0,8$  à  $1,2$ . Au-delà de ces ratios, l'effet diminue progressivement, suggérant que le vide doit être de dimension comparable à la largeur de la zone de rupture (environ  $2B$  à  $3B$ ) pour produire un effet maximal.

### 5.2.3 Orientation et excentricité du vide

Pour les vides non circulaires, l'orientation par rapport aux axes principaux de contrainte affecte l'interaction avec la fondation. Un vide allongé orienté parallèlement à la direction de transfert de charge crée un effet plus sévère qu'un vide de même surface orienté perpendiculairement.

L'excentricité latérale du vide (distance  $X/B$ ) diminue progressivement l'effet au fur et à mesure

que le vide s'écarte du centre de la fondation. La relation suit une fonction trigonométrique avec un maximum à  $X/B = 0$  et une réduction rapide pour  $X/B > 2B$ .

#### 5.2.4 Résistance du sol de couverture

Les propriétés mécaniques du sol situé entre la fondation et le vide contrôlent sa capacité à redistribuer les contraintes sans rupture. Un sol cohérent (argileux) peut développer un effet de voûte efficace grâce à sa cohésion, tandis qu'un sol purement frottant (sableux) dépend exclusivement du confinement latéral pour cet effet.

L'angle de frottement interne  $\varphi$ , la cohésion  $c$ , le module de déformation  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  du sol de couverture sont tous déterminants. Un sol très déformable (faible module  $E$ ) ne peut efficacement ponter le vide, concentrant les déformations à sa proximité.

Le facteur de réduction de portance ( $R_v$ ) est défini comme le ratio entre la capacité portante avec vide et sans vide :

$$R_v = q_u(\text{avec vide}) / q_u(\text{sans vide}) \quad 3.3$$

Les valeurs de  $R_v$  varient entre 0,35 et 1,0 selon la position du vide. La relation entre  $R_v$  et les ratios de position  $H/B$  et  $X/B$  suit généralement une fonction sinusoïdale avec un quart de cycle, où a :

- $H/B = 0,5$  et  $X/B = 0$  :  $R_v \approx 0,35$  (réduction de 65 %)
- $H/B = 1,5$  et  $X/B = 0$  :  $R_v \approx 0,50$
- $H/B = 3,0$  et  $X/B = 0$  :  $R_v \approx 0,80$
- $H/B \geq 5,0$  :  $R_v \approx 1,0$  (effet négligeable)

### 5.3 Phénomènes dynamiques et évolutifs

#### 5.3.1 Propagation d'effondrement

Un aspect critique souvent négligé est l'évolution temporelle de la stabilité. Un vide initialement stable peut voir sa voûte se dégrader progressivement sous l'effet de cycles de chargement-déchargement, de variations hydriques altérant les propriétés du sol, ou de phénomènes de fatigue mécanique. Cette dégradation peut conduire à un effondrement soudain et catastrophique après une longue période de fonctionnement apparemment satisfaisant.

#### 5.3.2 Effets des sollicitations cycliques

Les charges cycliques (trafic, équipements vibrants, sollicitations sismiques) peuvent accélérer considérablement la dégradation de la stabilité d'un vide souterrain. La réduction progressive de la résistance non drainée des argiles sous chargement cyclique et la densification cyclique des sables lâches modifient les conditions d'équilibre initial.

#### 5.3.3 Couplages Hydro-Mécaniques

Les variations du régime hydraulique souterrain influencent dramatiquement la stabilité des vides. Une remontée de nappe réduit les contraintes effectives et donc la résistance au cisaillement, pouvant déclencher un effondrement. À l'inverse, un rabattement de nappe peut induire des tassements différentiels et modifier les pressions interstitielles, affectant l'équilibre des voûtes naturelles.

L'infiltration d'eau dans un vide peut également éroder progressivement le toit et les parois, élargissant le vide et réduisant sa stabilité intrinsèque.

## **6. Revue bibliographique**

### **6.1 Études expérimentales en laboratoire**

#### **6.1.1 Essais sur modèles réduits en centrifugeuse**

Les essais en centrifugeuse géotechnique permettent de reproduire les conditions de contraintes réelles à échelle réduite en appliquant une accélération centrifuge multiple de l'accélération gravitationnelle. Cette technique a été largement utilisée pour étudier l'influence des vides sur la capacité portante.

R. Baus and M. Wang (1983) ont mené des expériences pionnières sur des fondations filantes reposant sur du sable dense avec des vides cylindriques de différentes positions et dimensions. Leurs résultats ont démontré que pour un vide centré sous la fondation avec  $H/B = 1$  et  $D/B = 1$ , la réduction de capacité portante atteignait 60% par rapport au cas sans vide. Ils ont également observé que le mécanisme de rupture transitait d'une rupture généralisée vers une rupture par poinçonnement en présence du vide.

M. Wang and A. Badie (1985) ont étendu ces travaux en examinant systématiquement l'influence de la profondeur relative du vide. Leurs essais ont établi qu'au-delà de  $H/B = 3$ , l'effet du vide devenait négligeable (réduction  $< 5\%$ ), confirmant l'existence d'une zone d'influence limitée sous la fondation.

Azam et al. (1991) ont réalisé des essais similaires sur des sables lâches et ont constaté des réductions de capacité portante encore plus prononcées, atteignant 80% pour les configurations les plus défavorables. Ils ont souligné le rôle critique de la densité relative du sol dans la capacité à développer un effet de voûte au-dessus du vide.

Kiyosumi et al. (2007) ont effectué des essais de centrifugation sur des fondations carrées et rectangulaires, élargissant la compréhension aux géométries tridimensionnelles. Leurs travaux ont révélé que les fondations carrées subissaient des réductions de capacité légèrement supérieures aux fondations filantes pour des configurations géométriques comparables, en raison de l'effet spatial plus complexe du vide.

Plus récemment, Zhou et al. (2018) ont mené des expériences de centrifugation sophistiquées incluant des mesures de déformation par imagerie PIV (Particle Image Velocimetry), permettant de visualiser en détail les mécanismes de rupture. Leurs observations ont confirmé la migration du mécanisme de rupture vers le vide, avec développement d'une zone plastique localisée au-dessus de la cavité précédant la rupture globale.

#### **6.1.2 Essais sur modèles réduits à gravité normale**

Bien que moins représentatifs des conditions de contraintes réelles, les essais à gravité normale (1g) offrent l'avantage de la simplicité et de l'accessibilité, permettant des études paramétriques extensives.

A. Badie and M. Wang (1984) ont conduit des essais systématiques sur cuves de sable avec trappe simulant des vides rectangulaires. Leur programme expérimental complet a permis d'établir des abaques de réduction de capacité portante en fonction des paramètres  $H/B$ ,  $D/B$  et de l'excentricité du vide par rapport à l'axe de la fondation.

Lavasan and Ghazavi (2012) ont réalisé des essais sur sable dense avec des vides de différentes formes (cylindrique, sphérique, rectangulaire) et ont quantifié l'influence de la géométrie du vide. Leurs résultats ont montré que les vides allongés horizontalement (simulating des galeries) présentaient un impact plus sévère que les vides sphériques de volume équivalent.

Thiyyakkandi et al. (2013) ont investigué expérimentalement l'effet de vides partiellement remplis de matériaux de différentes densités. Ils ont démontré qu'un remplissage lâche du vide ne restaurait que 30 à 50% de la capacité portante initiale, soulignant l'importance de la qualité du traitement des cavités détectées.

Au-delà des cas du sol vierge, plusieurs travaux ont investigué le renforcement par géosynthétiques et le comportement sous chargement cyclique. Asakereh et al. (2013) ont testé expérimentalement des semelles filantes sur sable renforcé par géogridde, avec un vide circulaire situé à différentes profondeurs. Sous chargement statique monotone, l'ajout de couches de géogridde réduisait le tassement et augmentait la capacité, l'effet étant d'autant plus prononcé que le nombre de couches croissait. Sous chargement cyclique répété, des résultats différents et intéressants émergent. Le tassement cumulé après  $N$  cycles augmentait considérablement par rapport au cas statique (jusqu'à 4 fois supérieur pour le même niveau de charge nominale). Néanmoins, la pente de dégradation de rigidité fléchissait progressivement avec le nombre de couches. Un mécanisme de "damping" ou amortissement se manifestait, le sol se compactant graduellement jusqu'à atteindre une densité stable. Pour un vide à profondeur  $H/D = 2$  et  $N = 2$  couches géogridde, l'effet délétère du vide sur le tassement de long terme disparaissait complètement au-delà d'environ 5000 cycles.

Azeddine and Abdelghani (2023) ont conduit une campagne expérimentale systématique examinant le comportement d'une semelle filante en pente sablonneuse, avec un vide circulaire simulé par un tube PVC de diamètre 110 mm. Le programme de tests a varié la profondeur du vide ( $H/B = 0.5$  à  $3B$ ) et le nombre de couches de renforcement géosynthétique (fibre carbone ou verre). Les résultats obtenus ont permis de quantifier précisément l'effet inhibiteur du vide. En configuration non renforcée, la capacité portante ultime était de 4.55 kN à  $H/B = 3$ , décroissant progressivement à 3.38 kN ( $H/B = 2.5$ ), 2.86 kN ( $H/B = 2$ ), et finalement 2.37 kN ( $H/B = 1.5$ ). Cette dernière profondeur a été identifiée comme le point d'influence maximale du vide, correspondant à une réduction de  $\sim 48\%$  par rapport à la configuration sans vide.

L'introduction de renforcement géosynthétique a dramatiquement transformé le comportement. Avec une seule couche de fibre de verre à profondeur optimale ( $u/B = 0.25$ ,  $s/B = 0.25$ ), la capacité portante augmentait de 13% ( $N=0 \rightarrow N=1$ ), puis de 88% supplémentaires ( $N=1 \rightarrow N=2$ ), et finalement de 258% additionnels ( $N=2 \rightarrow N=3$ ), en cumulé une amélioration de +370% pour trois couches. La fibre carbone s'avérait encore plus performante, générant des améliorations de 46%, 143%, et 424% respectivement, soit un cumul de +563% pour trois couches de renforcement.

### **6.1.3 Essais sur Argiles**

Contrairement aux études sur sols granulaires, les investigations expérimentales sur l'influence des vides dans les argiles sont moins nombreuses en raison de la complexité des protocoles expérimentaux nécessaires pour assurer des conditions de saturation et de drainage contrôlés.

Sireesh et al. (2009) ont mené des essais sur argile kaolin saturée avec des vides circulaires. Leurs résultats ont révélé qu'en conditions non drainées, la réduction de capacité portante était comparable, voire supérieure, à celle observée dans les sables pour des géométries similaires. L'absence d'effet de voûte efficace dans les argiles molles explique cette vulnérabilité accrue.

Lee et al. (2015) ont effectué des essais sur argiles normalement consolidées et surconsolidées, démontrant que l'histoire des contraintes influençait significativement la réponse. Les argiles surconsolidées présentaient une meilleure capacité à ponter le vide grâce à leur résistance non drainée supérieure.

### **6.2 Analyse par modélisations numériques**

La modélisation numérique s'est imposée comme l'outil privilégié pour l'analyse de la capacité portante en présence de vides en raison de sa flexibilité et de sa capacité à modéliser des géométries complexes et des lois de comportement sophistiquées. Les méthodes numériques, particulièrement la méthode des éléments finis couplée à l'analyse par limite (Finite Element Limit Analysis - FELA), offrent une rigueur théorique supérieure aux approches empiriques.

Wang et al. (2001) ont développé des modèles 2D en déformation plane utilisant le modèle constitutif de Mohr-Coulomb pour simuler des essais de fondations filantes sur sable avec vides. Leurs simulations ont reproduit qualitativement les tendances expérimentales et ont permis d'explorer des configurations géométriques non testées expérimentalement.

Kiyosumi et al. (2007) ont couplé leurs essais expérimentaux à des simulations numériques, établissant une bonne concordance entre résultats expérimentaux et numériques pour la charge ultime et les courbes charge-tassement. Cette validation a renforcé la confiance dans l'utilisation de la modélisation numérique pour ce type de problématique.

Lavasan and Ghazavi (2012) ont réalisé une étude paramétrique numérique extensive explorant l'influence systématique de  $H/B$ ,  $D/B$ ,  $\phi$  et de la dilatance du sol. Leurs résultats ont permis d'établir des équations empiriques de prédiction de la capacité portante en fonction de ces paramètres adimensionnels.

Rouchi and Nozari (2023) ont appliqué la technique de "lower bound" couplée à la programmation linéaire pour investiguer les vides jumeaux circulaires. Cette approche, fondée sur les théorèmes de la plasticité classique, garantit que les résultats constituent une borne inférieure rigoureuse de la capacité réelle—donc une estimation conservatrice appropriée pour le dimensionnement.

Leur étude paramétrique a systématiquement varié : (i) le diamètre relatif du vide  $D/B = 0.5$ , (ii) la distance inter-vide  $S/B$  allant de 0.25 à 4.5, (iii) la profondeur  $H/B$  prenant les valeurs 0.5, 1, 1.5, et 3, et (iv) les paramètres de sol : cohésion 15-30 kPa, angles de friction 30-35°, poids volumique 20 kN/m<sup>3</sup>. Les résultats ont engendré une série de diagrammes de design pratiques. Les

observations majeures incluaient : (1) Pour des vides très rapprochés ( $S/B = 0.5$ ) et peu profonds ( $H/B = 1$ ), la réduction de capacité atteint 79% en sol moins frictional ( $\varphi = 30^\circ$ ) et 82% en sol plus frictional ( $\varphi = 35^\circ$ ). (2) Pour des vides espacés ( $S/B = 3.5$ ) à profondeur modérée ( $H/B = 1$ ), les réductions diminuent à 47% et 56% respectivement, mettant en évidence l'effet d'éloignement. (3) La cohésion du sol offre une protection relative, avec réduction en réduction de capacité de  $\sim 15\%$  quand la cohésion augmente de 15 à 30 kPa à distance inter-vide modérée ( $S/B = 3.5$ ,  $H/B = 1$ ). Les analyses 3D sont essentielles pour les fondations isolées et pour capturer les effets spatiaux complexes non représentables en 2D.

Kiyosumi et al. (2011) ont effectué des simulations 3D de fondations carrées et rectangulaires, confirmant que les analyses 2D en déformation plane surestimaient légèrement la réduction de capacité portante pour les fondations isolées.

### **6.3 Approches analytiques et semi-empiriques**

#### **6.3.1 Méthodes d'équilibre limite modifiées**

Plusieurs chercheurs ont proposé des adaptations des méthodes d'équilibre limite classiques pour intégrer l'effet des vides.

R. Baus and M. Wang (1983) ont développé une approche basée sur la modification des facteurs de capacité portante de Terzaghi en fonction de la géométrie du vide. Leur méthode, bien qu'approximative, offrait un outil de conception simplifié pour les cas courants.

Azam et al. (1991) ont proposé une formulation semi-empirique de facteurs de réduction à appliquer à la capacité portante calculée pour un sol homogène sans vide. Ces facteurs, fonction de  $C/B$  et  $H/B$ , ont été calibrés sur leur base de données expérimentale.

Kiyosumi et al. (2007) ont établi des équations empiriques de la forme :

$$q_{vide} / q_{intact} = 1 - \alpha \times f(C/B, H/B, \varphi) \quad 3.4$$

Où  $\alpha$  est un coefficient empirique dépendant de la forme de la fondation et  $f()$  est une fonction interpolatrice des paramètres géométriques et de résistance du sol.

#### **6.3.2 Théorie de l'Effet de Voûte**

L'effet de voûte, mécanisme par lequel les contraintes sont redistribuées autour d'un vide, a fait l'objet d'analyses théoriques spécifiques.

Terzaghi (1943) avait déjà identifié ce phénomène dans le contexte des trappes de silo, proposant une formulation de l'épaisseur critique de couverture au-delà de laquelle les contraintes transmises au vide deviennent négligeables. Cette approche a été reprise et adaptée au contexte des fondations.

Iglesia et al. (2014) ont développé un modèle analytique de l'effet de voûte dans les sols granulaires au-dessus de vides, basé sur la théorie des milieux granulaires et la mobilisation progressive du frottement inter-particulaire. Leur modèle prédit l'épaisseur minimale de sol nécessaire pour qu'une voûte stable puisse se former.

## **6.4 Lacunes identifiées dans la littérature**

Malgré les progrès réalisés, plusieurs lacunes importantes subsistent dans la compréhension de l'interaction fondations-vides :

### **6.4.1 Vides multiples et interactions**

La plupart des études portent sur un seul vide. L'interaction entre plusieurs vides et leur effet combiné sur la capacité portante reste insuffisamment documentée. Les quelques études disponibles suggèrent que l'effet du vide le plus proche à la fondation domine, avec une interaction négligeable avec les vides éloignés lorsqu'ils sont séparés de plus de  $3B$  à  $4B$ .

### **6.4.2 Vides non-circulaires en conditions complexes**

Alors que les vides circulaires ont fait l'objet d'études approfondies, l'analyse de vides elliptiques, rectangulaires ou irréguliers en conditions tridimensionnelles reste limité. Les vides naturels (karstiques) présentent souvent des géométries complexes non capturées par les analyses 2D standards.

### **6.4.3 Dégradation des vides par érosion interne**

Les vides ne restent pas statiques ; ils peuvent croître par érosion interne du sol environnant, particulièrement en milieu saturé. L'évolution temporelle du vide et ses effets cumulatifs sur la stabilité structurelle manquent d'investigations complètes.

### **6.4.4 Fondations profondes au-dessus de vides**

La majorité des travaux concernent les fondations peu profondes. L'effet des vides sur les pieux et les fondations profondes généraliste reste moins bien compris, bien que des études préliminaires indiquent des réductions de capacité pouvant atteindre 40 à 60 %.

### **6.4.5 Facteurs dynamiques et sismiques**

L'influence des vides sous sollicitations dynamiques ou sismiques est pratiquement absente de la littérature. Les séismes pourraient exacerber l'instabilité des arches au-dessus des vides et accélérer l'effondrement.

## **7. Recommandations pour améliorer la capacité portante en présence de vides**

### **7.1 Investigation géotechnique et détection des vides**

Toute tentative d'amélioration doit être précédée d'une investigation rigoureuse visant à identifier, localiser et caractériser les vides potentiels. Les méthodes de détection incluent le foraging géotechnique traditionnel (carottage, pénétrométrie statique CPT), complété par des techniques géophysiques non-invasives telles que le ground-penetrating radar (GPR), la sismique réfraction/réflexion, et la tomographie électrique. Une caractérisation complète doit établir : (i) la localisation tridimensionnelle du vide, (ii) sa géométrie et ses dimensions, (iii) la nature de son contenu (air, eau, débris), (iv) l'intégrité structurelle de ses parois, et (v) son interaction avec les nappes phréatiques ou flux hydrauliques souterrains.

### **7.2 Solutions de stabilisation par injection et grouting**

Le compaction grouting représente une technique de stabilisation très efficace spécifiquement adaptée aux vides souterrains. Cette approche injecte un coulis très visqueux (à faible mobilité) sous pression contrôlée, créant des bulbes de grout qui déplacent et compactent le sol environnant (Voir Figure 3.2). Contrairement à l'injection de percolation qui remplit les pores du sol, le compaction grouting provoque une densification physique de la matrice granulaire. Le processus se déroule en levées successives, chaque levée formant une sphère ou un bulbe qui s'étend radialement avant l'arrêt du pompage. Les avantages incluent : (i) amélioration de la densité et de la raideur du sol, (ii) réduction des rapports de vides, (iii) augmentation de la capacité portante jusqu'à 40-50% selon l'intensité du traitement, et (iv) perturbation minimale des structures adjacentes.

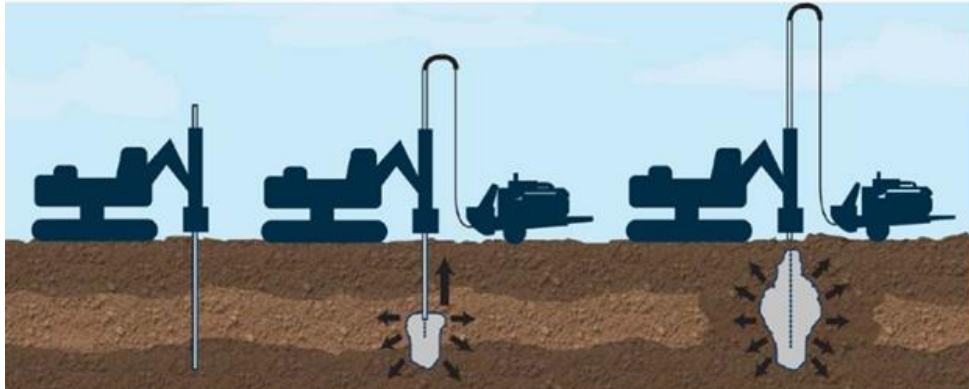


Figure 3.2 Compaction grouting procedure.

L'injection par percolation ou "permeation grouting" s'avère plus appropriée pour les sols granulaires fins (sables et silts) où le coulis peut fluer par gravité et pression à travers les pores. Une suspension cimentaire ou résineuse remplit les vides intergranulaires, liant les particules et augmentant la cohésion apparente du sol. L'efficacité dépend fortement de la perméabilité ; pour des coefficients de perméabilité  $k > 10^{-3}$  cm/s, la technique est hautement efficace.

L'injection chimique utilisant des résines (époxy, polyuréthane) ou des ciments spécialisés offre une flexibilité additionnelle pour les applications en zones contaminées ou pour obtenir des propriétés géotechniques spécifiques (imperméabilité, flexibilité). Cependant, les coûts demeurent plus élevés que ceux de l'injection cimentaire conventionnelle.

### 7.3 Renforcement par géosynthétiques multiépaisseur

Les résultats expérimentaux et numériques convergent vers une conclusion claire : le renforcement par géogrilles multiépaisseur constitue une stratégie hautement performante pour annuler ou atténuer significativement l'effet délétère des vides sur la capacité portante.

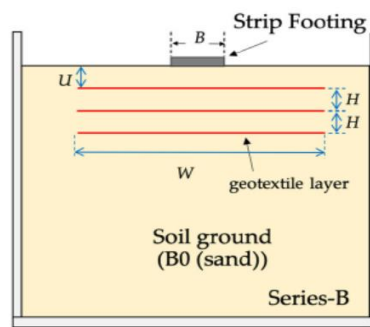


Figure 3.3 Configurations de disposition des renforcements.

Les paramètres de conception optimaux, découlant d'études systématiques, recommandent :

- Profondeur de la première couche :  $u/B \approx 0.25-0.30$  (légèrement en-dessous de la base de la fondation).
- Espacement vertical entre couches :  $H/B \approx 0.20-0.25$
- Nombre de couches : 2 à 4 couches offrent un bon compromis coût-efficacité ; au-delà de 4 couches, les rendements marginaux décroissent.
- Largeur de la géogridde : doit dépasser la zone d'influence, typiquement  $W/B \geq 4-6$
- Rigidité tensionnelle : plus importante que l'élasticité ; les géogrilles à rigidité EA (kN/m) supérieure produisent une amélioration plus marquée

Avec une configuration optimale à trois couches de géogridde ( $EA \approx 1500-2000$  kN/m pour une fondation de largeur  $B = 1$  m), les études montrent une amélioration combinée en deux volets : (i) augmentation de la capacité portante de 50-62%, et (ii) réduction du tassement d'environ 50%. Ces bénéfices deviennent particulièrement précieux en présence de vides peu profonds ( $1B-1.5B$ ).

#### 7.4 Amélioration par remplacement ou épaissement de couche superficielle

Une approche classique, applicable quand les vides se situent à profondeur modérée ( $H/B > 2$ ), consiste à creuser et remplacer la couche de sol superficielle (typiquement 1 à 2 m) par un matériau granulaire compacté de qualité supérieure ou par un béton maigre de très faible résistance. Cette technique offre plusieurs avantages : (i) elle transfère effectivement la zone de rupture à une profondeur supérieure, échappant à l'influence du vide ; (ii) elle permet une inspection directe et le scellement des cavités détectées ; (iii) elle se combine aisément avec le renforcement géosynthétique intégré dans le matériau de remplacement. Cependant, pour des profondeurs de vide faibles ( $H/B < 1.5$ ), cette approche peut s'avérer coûteuse ou impraticable.

#### 7.5 Dimensionnement pratique et tableaux de design

Pour assister l'ingénieur dans les phases conceptuelles et de dimensionnement, plusieurs auteurs ont proposé des diagrammes et tableaux synthétisant les résultats paramétriques. Ces outils graphiques, bien que spécifiques à des plages de paramètres, offrent une orientation rapide sur la viabilité géotechnique d'une fondation en présence de vides identifiés.

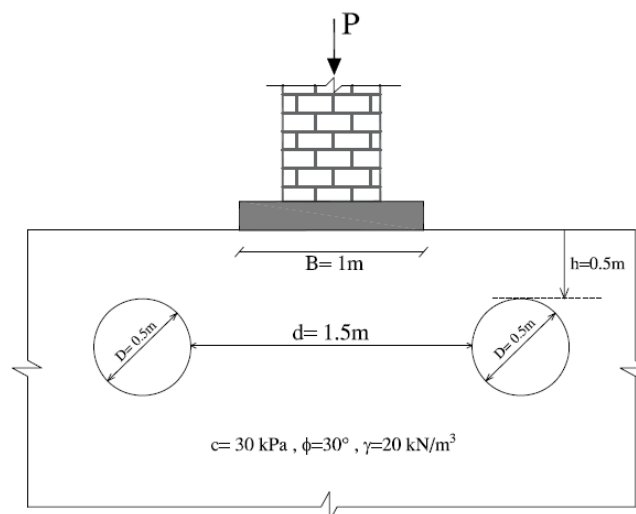


Figure 3.4 Exemple pratique de détermination de la charge ultime du problème (Rouchi & Nozari, 2023).

Un exemple d'application pratique, tiré de Rouchi and Nozari (2023), illustre la démarche.

Considérez une structure légère devant être fondée sur un sol cohésif-frictionnel ( $c = 30$  kPa,  $\phi = 30^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>) où deux conduites parallèles (diamètre effectif 0.5 m, centre-à-centre 1.5 m) traversent à profondeur  $h = 0.5$  m sous la future fondation de largeur  $B = 1$  m. Les paramètres adimensionnels sont :  $D/B = 0.5$ ,  $d/B = 0.5$ ,  $h/B = 0.5$ . En consultant les diagrammes de capacité appropriés, on estime une capacité portante réduite de 50 kPa environ, soit une réduction de  $\sim 75\%$  par rapport à 200 kPa en sol vierge. Face à cette réduction critique, les options sont : (i) augmenter la profondeur de fondation au-delà de  $h/B = 2$ , (ii) rediriger la fondation horizontalement pour  $h = 0$ , (iii) injecter et sceller les conduites, ou (iv) ajouter un système de renforcement géosynthétique.

## **8. Conclusion**

La revue approfondie de la littérature scientifique et technique présentée dans ce chapitre révèle que l'influence des vides souterrains sur la capacité portante des fondations est complexe mais prévisible et gérable et permet de dégager plusieurs conclusions majeures qui constituent l'état de l'art actuel dans ce domaine :

Les mécanismes physiques par lesquels un vide affecte la capacité portante sont désormais bien compris. La redistribution des contraintes autour du vide, la modification du mode de rupture du sol et la limitation de l'effet de confinement constituent les phénomènes principaux. L'effet de voûte dans le sol de couverture joue un rôle protecteur crucial, sa mobilisation dépendant essentiellement des propriétés de résistance au cisaillement du sol et de l'épaisseur de couverture disponible.

Les paramètres adimensionnels  $H/B$  (rapport de couverture) et  $D/B$  (rapport de dimensions) gouvernent principalement l'intensité de l'interaction sol-vider-fondation. Une hiérarchie claire émerge :  $H/B$  constitue le paramètre le plus influent, suivi de  $D/B$ , puis de la résistance du sol et de la forme du vide. L'existence d'une distance critique au-delà d'une profondeur  $H/B = 5$  et d'une distance latérale  $X/B = 3$ , l'influence d'un vide sur la capacité portante devient négligeable (moins de 5 % de réduction). Ces seuils dépendent peu du type de sol et sont applicables pour des vides de diamètre comparable à la largeur de la fondation.

La réduction la plus sévère de la capacité portante (jusqu'à 65 %) se produit lorsque le vide est situé directement sous la fondation ( $X/B = 0$ ) à une profondeur comprise entre  $H/B = 0,5$  et  $1,0$ . À ces positions, le vide intersecte directement la surface de rupture théorique.

La relation entre la position du vide et le facteur de réduction de la capacité portante suit une fonction quasi-sinusoïdale, permettant des prédictions fiables de la capacité portante pour des positions intermédiaires.

Les modèles par éléments finis (PLAXIS, Mohr-Coulomb) produisent des résultats en accord à moins de 10 % avec les essais expérimentaux, validant leur utilisation pour les évaluations préliminaires.

Des abaques de conception et des formulations empiriques calibrées permettent l'estimation rapide de la réduction de capacité portante pour les configurations courantes. Ces outils, bien que simplifiés, offrent aux ingénieurs praticiens des moyens d'évaluation préliminaire efficaces.

Le renforcement géosynthétique peut améliorer la capacité portante en présence de vides de 46 % (une couche de fibre de verre) à 424 % (trois couches de fibre de carbone). Ces améliorations sont plus importantes à faible profondeur du vide ( $H/B = 1,5-2,0$ ).

## **CHAPITRE IV : Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur une bicouche avec un vide**

### **1. Introduction**

Dans la pratique de l'ingénierie, des vides souterrains sont souvent découverts sous les semelles des bâtiments. Ces vides peuvent se former naturellement, par exemple par la dissolution du gypse ou par la fuite de CO<sub>2</sub> provenant d'un réservoir de stockage, ou ils peuvent être d'origine anthropique, tels que ceux résultant de l'excavation de mines, de tunnels pour conduites ou de sous-sols. La présence de vides sous les semelles peut avoir un impact significatif sur la stabilité de la fondation et de la superstructure qu'elle supporte. L'estimation précise de la capacité portante d'une semelle avec des vides sous-jacents constitue l'un des problèmes les plus complexes et les plus difficiles en génie géotechnique.

La plupart des études antérieures se sont concentrées sur l'analyse des vides anthropiques. Par exemple, les recherches de R. Baus and M. Wang (1983) ainsi que A. Badie and M. Wang (1984) ont révélé qu'il existe une zone critique sous la semelle où la performance de celle-ci est la plus affectée. M. Wang and A. Badie (1985) ont ensuite examiné les effets de différents paramètres, tels que la forme de la semelle (carrée ou filante), la forme du vide (circulaire continu ou cubique), l'orientation des vides par rapport à la semelle (parallèle ou perpendiculaire) et la localisation des vides. Leurs conclusions suggèrent que le vide souterrain ne compromettra la stabilité de la semelle que s'il est situé au-dessus d'une profondeur critique.

Dans une étude sur la stabilité des semelles sur dépôts stratifiés avec et sans vides, Azam et al. (1991) ont constaté que l'épaisseur de la couche supérieure et le rapport de résistance entre les deux couches affectent la performance de la semelle. Ils ont également observé que l'introduction d'une nappe de géogridde à l'interface sable-argile peut encore augmenter la capacité portante du sol. Cette méthode de renforcement est largement utilisée en génie géotechnique et a fait l'objet de recherches théoriques et expérimentales approfondies. Les études suivantes peuvent être citées : (Briançon & Villard, 2006; Khing et al., 1994; Love et al., 1987; Villard et al., 2002). Dans cette technique, les effets bénéfiques du renforcement proviennent de l'action de la membrane, qui nécessite une profondeur admissible élevée.

En pratique, les charges excentriques sur les semelles sont souvent exprimées comme le rapport du moment ( $M$ ) à la charge verticale ( $Q$ ). La plupart des semelles sont soumises à des moments causés par des forces latérales agissant sur la superstructure, telles que les séismes, les pressions latérales du sol, l'eau, le vent, les forces de freinage, etc. Cependant, la plupart des recherches se sont concentrées sur le chargement vertical centré sur les semelles. Quelques études ont examiné les semelles sous charges excentriques, mais elles ne sont pas bien référencées (El Sawwaf, 2009; Moroglu et al., 2005; Sadoglu et al., 2009; Sahu et al., 2016). Ces études ont révélé que l'excentricité des charges modifie les modes de rupture du système et la capacité portante du système semelle/vide.

Récemment, une quantité importante de recherches a été publiée sur la stabilité des semelles lorsque les effets des vides et des charges excentriques sont combinés (Mansouri et al., 2021a; Wu, Zhao, Zhang, et al., 2020; Wu, Zhao, Zhao, et al., 2020). Mazouz et al. (2022) ont mené une étude sur la capacité portante d'une semelle filante placée sur un talus de sable non renforcé et renforcé par géogridde avec un vide circulaire soumis à une charge statique verticale. Ils ont examiné les effets de divers paramètres, tels que le nombre de couches de géogridde ( $N$ ), le rapport de la distance verticale entre le sommet du vide et la base de la semelle ( $H/B$ ), la distance horizontale de

l'axe du vide depuis la base de la semelle ( $H/B$ ) et la distance horizontale entre le centre du vide et le centre de la semelle ( $X/B$ ). Les résultats ont montré qu'il existe une zone critique sous la semelle où l'existence de vides n'a aucun effet sur la capacité portante et la stabilité de la semelle. De plus, l'utilisation d'un renforcement par géogridde réduit le tassement et améliore la capacité portante. Enfin, le facteur de capacité portante et le mécanisme de rupture augmentent avec l'augmentation des rapports de distance horizontale et verticale entre les vides ( $X/B$  et  $H/B$ ) et les couches de renforcement.

Ce chapitre présente des analyses par éléments finis utilisant Plaxis 2D pour calculer la capacité portante d'une semelle de surface sous charge centrée et excentrée, supportée par une couche de sable plus résistante d'épaisseur variable  $H$ , reposant sur une argile plus faible, avec un vide circulaire continu situé sous le centre de la fondation (Figure 4.1). Des simulations numériques ont été réalisées avec et sans couche de géogridde. L'objectif global de cette étude est d'évaluer l'influence de divers paramètres tels que l'excentricité de la charge, la localisation du vide et la taille du vide sur la performance globale de la semelle. Ensuite, afin d'améliorer sa capacité portante en introduisant un renforcement par géogridde à l'interface sable-argile, dont les détails sont présentés plus loin dans cette étude.

## **2. Définition du problème**

Le système de fondation étudié comprend une semelle filante rigide de largeur  $B$  soumise à un chargement excentrique, fondée sur un profil de sol stratifié. La stratigraphie du sol se compose d'un substrat d'argile plus faible recouvert d'une couche de sable compétente d'épaisseur finie  $H$ . Une caractéristique clé de ce système est la présence d'une cavité circulaire continue, située au centre sous la semelle filante. La configuration géométrique du système est caractérisée par une série de paramètres adimensionnels qui définissent ses attributs clés :  $D/B$  représente la largeur normalisée de la cavité, tandis que  $d/B$  indique la distance verticale normalisée de la cavité à la limite supérieure de la couche d'argile,  $H/B$  désigne l'épaisseur normalisée de la couche de sable, et le rapport d'excentricité de charge ( $e/B$ ) a été calculé comme le rapport de la distance de charge excentrique à la largeur de la semelle, allant de 0 à 0,3 pour couvrir les scénarios de conception typiques. Ces paramètres normalisés facilitent l'analyse adimensionnelle du comportement du système et assurent la similitude géométrique à différentes échelles. En raison de la configuration symétrique du système, l'analyse se concentre sur des conditions de chargement excentrique unilatéral (côté gauche). La Figure 4.1 montre les conditions aux limites et les principaux paramètres utilisés dans cette investigation.

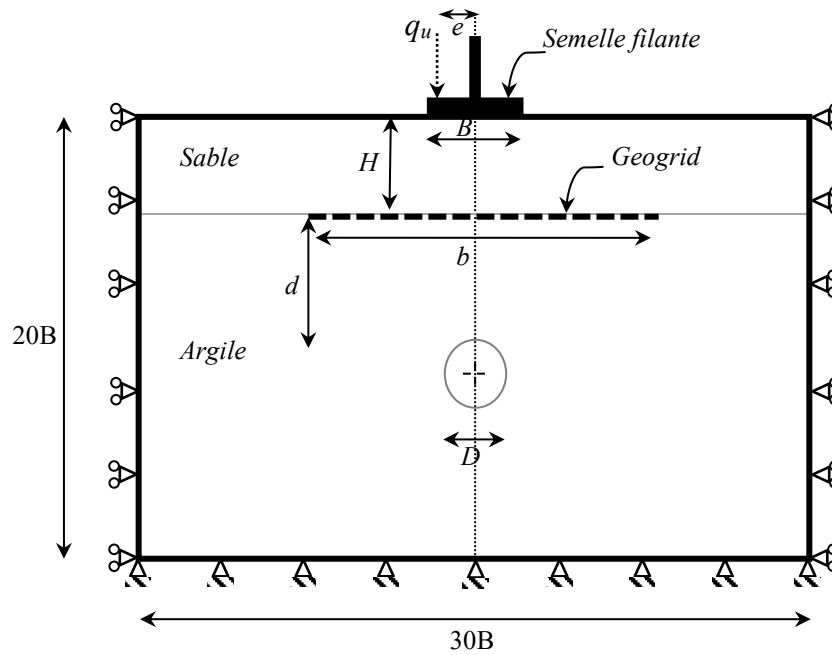


Figure 4.1 Géométrie et conditions aux limites du modèle de semelle filante soumise à une charge excentrée sur un sol stratifié sable-argile avec renforcement par géogridle.

Enfin, pour améliorer davantage la capacité portante de la fondation, une couche de géogridle de largeur  $b = 6B$  est placée à l'interface sable-argile. La largeur de géogridle de  $6B$  a été choisie sur la base d'études antérieures démontrant une performance optimale à ce rapport (Fatehi et al., 2024).

Le Tableau 4.1 présente le programme d'essais de cette étude, qui comprenait quatre séries d'essais pour analyser l'effet combiné de plusieurs paramètres sur la capacité portante des fondations superficielles supportées par une bicouche contenant un vide. Chaque série d'essais visait à analyser l'effet combiné de deux paramètres, tandis que les autres paramètres étaient maintenus constants.

La Série 1 a examiné l'effet de l'épaisseur de la couche de sable ( $H/B$ ) avec différents cas de chargement ( $e/B$ ), tandis que la Série 2 a examiné les mêmes paramètres avec l'ajout d'une couche de géogridle à l'interface sable-argile. Les paramètres variables de la Série 3 comprenaient la profondeur depuis la limite supérieure de la couche d'argile jusqu'au sommet de la cavité ( $d/B$ ), la largeur du vide souterrain ( $D/B$ ) et les différents cas de chargement (centré et excentrique). La Série 4, qui comprenait 80 essais, incluait les mêmes paramètres variables que la Série 3, à l'exception d'une couche de renforcement par géogridle introduite à la surface de contact entre le sable et l'argile.

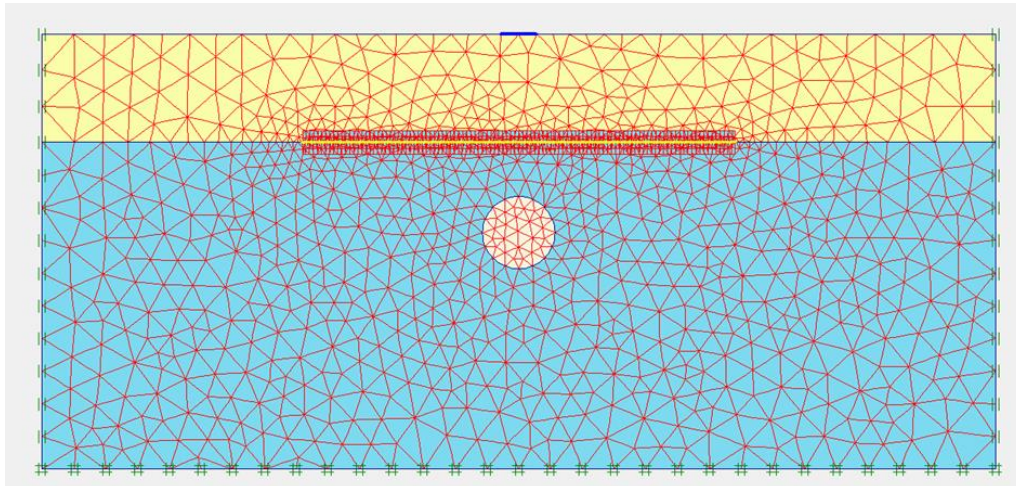
Tableau 4.1 Programme d'essais.

Série	$b/B$	$H/B$	$D/B$	$d/B$	$e/B$	Remarques
1	0	0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3	0	/	0, 0.1, 0.2, 0.3	Essais sans vide et sans géogridle à l'interface sable-argile
1	6	0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3	0	/	0, 0.1, 0.2, 0.3	Essais sans vide et avec géogridle à l'interface sable-argile

3	0	H/B qui donne $q_u$ maximale	0.5, 1, 1.5, 2	0.5, 1, 1.5, 2, 3	0, 0.1, 0.2, 0.3	Essais avec vide et sans géogrille à l'interface sable-argile
4	6	H/B qui donne $q_u$ maximale	0.5, 1, 1.5, 2	0.5, 1, 1.5, 2, 3	0, 0.1, 0.2, 0.3	Essais avec vide et avec géogrille à l'interface sable-argile

### 3. Modèle d'éléments finis

Des calculs bidimensionnels par éléments finis ont été effectués à l'aide de Plaxis 2D, un logiciel robuste et convivial qui a été de plus en plus utilisé ces dernières années pour évaluer la déformation et la stabilité des sols. La géogrille a été modélisée à l'aide d'éléments élastiques à 5 nœuds, le sol a été modélisé à l'aide d'éléments triangulaires à 15 nœuds, et la semelle a été modélisée à l'aide d'éléments de plaque triangulaires à 6 nœuds. La Figure 4.2 présente le maillage par éléments finis utilisés dans cette étude. Les dimensions du modèle (20B×30B) ont été sélectionnées pour minimiser les effets de bord, garantissant que le domaine de sol s'étend suffisamment au-delà du mécanisme de rupture. Cela suit les recommandations de Chauhan et al. (2022) pour les études d'interaction cavité-semelle. Des déplacements horizontaux nuls ont été spécifiés aux limites latérales, et des encastremements complets ont été spécifiés à la base. L'excavation du sol jusqu'à la profondeur requise pour chaque analyse a permis l'introduction des vides.



*Figure 4.2 Géométrie du modèle numérique, maillage généré et conditions aux limites.*

La densité du maillage au voisinage de la semelle, de la couche de géogrille et du vide est cruciale pour déterminer la capacité portante. Pour assurer une meilleure représentation du champ de contraintes et pour augmenter la précision des résultats, l'option de maillage raffiné a été choisie dans ces zones. Le sol est considéré comme un matériau élastique parfaitement plastique qui se conforme à la règle d'écoulement non associée et au critère de Mohr-Coulomb. Ceci est plus précis pour la couche de sable dense que pour la couche d'argile molle environnante. Le module d'Young sécant ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la cohésion effective ( $c$ ), l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) sont utilisés pour définir l'état limite de contrainte. Le Tableau 2 résume les paramètres utilisés pour l'analyse.

Selon la théorie des poutres de Mindlin (1951), la semelle est modélisée comme un cadre rigide avec une rigidité à la flexion significative ( $EI$ ) et une rigidité normale ( $EA$ ). La contrainte

géostatique a été générée en appliquant le coefficient de pression des terres au repos,  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ . Le vide est modélisé comme un tunnel non revêtu et est considéré comme circulaire avec une largeur adimensionnelle variable  $D/B$ . Selon Khing et al. (1994), la couche de renforcement ajoutée à l'interface sable/argile est souvent utilisée pour améliorer la capacité portante. Cette couche de renforcement est simulée en utilisant l'option d'élément géogrille élastique de Plaxis, avec  $EA = 182 \text{ kN/m}$ . Dans tous les cas de chargement, centré ou excentrique, la semelle atteint une charge de rupture claire, qui est prise comme la charge maximale du comportement charge-déplacement.

Tableau 4.2 paramètres du (sol-semelle-géogrille) utilisés dans l'analyse par éléments finis.

Paramètre	Indice	Unité	Sable dense	Argile molle	Semelle	Géogrille
Cohésion	c	kN/m <sup>2</sup>	1	11.8	—	—
Angle de frottement	$\varphi$	(°)	40.3	1	—	—
Angle de dilatance	$\psi$	(°)	10	—	—	—
Densité sèche	$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	17.14	15.5	—	—
Densité saturée	$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	18	18.1	—	—
Coefficient de Poisson	$\nu$	—	0.25	0.3	—	—
Module d'Young	$E_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	100 000	10 000	—	—
EA de la semelle	EA	kN/m	—	—	$5.00 \times 10^9$	—
EI de la semelle	EI	kN m <sup>2</sup> /m	—	—	$8.50 \times 10^9$	—
EA de la géogrille	EA	kN/m	—	—	—	182

#### 4. Validation du modèle d'éléments finis

Pour valider la précision du modèle établi, la capacité portante d'une semelle filante reposant sur une couche de sable sans vide surmontant de l'argile a été simulée à l'aide de Plaxis 2D. Les résultats obtenus ont ensuite été comparés à ceux d'études antérieures dans la littérature. Cette comparaison incluait les résultats basés sur la méthode des éléments finis de Burd and Frydman (1996), les résultats basés sur l'analyse limite par la borne supérieure de Michalowski and Shi (1995), les résultats basés sur la méthode des éléments finis des théorèmes d'analyse limite de Shiau et al. (2003), et les résultats basés sur la méthode des différences finies de Chaabani et al. (2022). La Figure 3 représente la capacité portante normalisée  $q_u/\gamma B$  en fonction de la résistance au cisaillement non drainée normalisée de l'argile ( $C_u/\gamma B$ ) pour un rapport épaisseur sur largeur ( $H/B$ ) de 1 et des angles de frottement ( $\varphi$ ) de  $40^\circ$  pour le sable. Comme le montre la Figure 4.3, il existe une bonne corrélation entre la capacité portante ultime du modèle numérique et celles précédemment rapportées. Cette corrélation valide le modèle numérique.

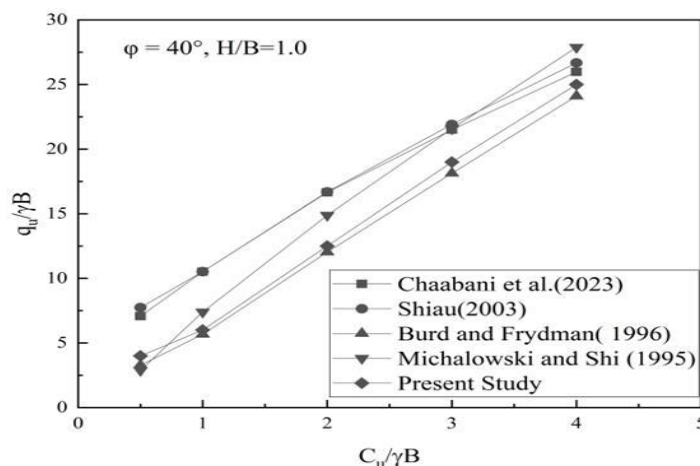


Figure 4.3 Capacité portante adimensionnelle ( $q_u/\gamma B$ ) pour différentes valeurs de  $C_u/\gamma B$  comparée aux résultats de la littérature ( $\varphi = 40^\circ$ ,  $H/B = 1$ ).

## 5. Résultats et discussion

Pour étudier l'effet de la taille de la cavité ( $D/B$ ) et de sa position ( $d/B$ ) sur l'excentricité du chargement, quatre (4) séries d'essais totalisant 208 essais ont été réalisées. Une semelle filante de largeur  $B$  avec une gamme de rapports de charge verticale excentrique ( $e/B = 0, 0,1, 0,2$  et  $0,3$ ) a été supportée par une couche de sable plus résistante d'épaisseur limitée  $H$ , reposant sur une argile plus faible, avec un vide circulaire continu situé sous le centre de la fondation. La taille de la cavité ( $D/B$ ) variait de  $0,5$  à  $2$ , et la position de la cavité ( $d/B$ ) variait de  $0,5$  à  $3$ . Un essai de validation simplifié avec une charge centrée, une couche d'argile unique et sans vide a également été réalisé pour évaluer la fiabilité des résultats d'essais. La capacité portante a été déterminée en divisant la charge limite par la surface de la semelle. Les résultats de calcul de la capacité portante ont été obtenus en utilisant la méthode d'intersection des tangentes. Une couche de géogridde ( $b = 6B$ ) a été placée à l'interface sable-argile pour augmenter davantage la capacité portante de la fondation.

### 5.1 Effet de l'épaisseur de la couche de sable

Deux séries de courbes montrant la capacité portante ultime en fonction de l'épaisseur de la couche de sable ont été tracées sur la base des résultats des essais des Séries I et II (sans et avec géogridde, respectivement), pour les charges centrées et excentriques.

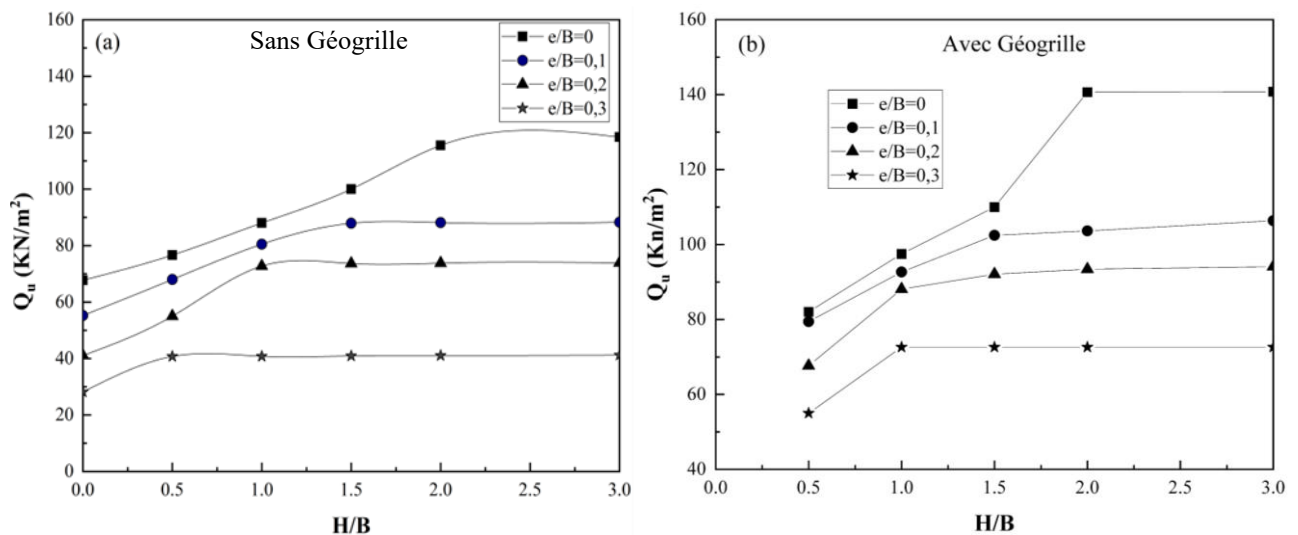


Figure 4.4 Variation de la capacité portante ultime en fonction de  $H/B$  a) Sans renforcement par géogridde, b) Avec renforcement par géogridde

L'analyse approfondie de la Figure 4.4 révèle des tendances importantes concernant l'évolution de la capacité portante ultime en fonction du rapport d'épaisseur  $H/B$ . Les courbes présentées dans les deux graphiques, sans et avec renforcement par géogridde, démontrent une croissance progressive de la capacité portante  $q_u$  avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sable. Cette augmentation suit une tendance non linéaire caractérisée par une croissance relativement rapide pour les faibles valeurs de  $H/B$  (entre 0 et 1,5), suivie d'une atténuation graduelle de la pente jusqu'à atteindre un plateau asymptotique à partir de  $H/B = 3$ . Ce comportement s'explique par le fait que lorsque l'épaisseur de la couche de sable devient suffisamment importante, la surface de rupture sous la semelle se développe entièrement au sein de cette couche résistante, rendant ainsi l'influence de la couche d'argile sous-jacente négligeable sur le mécanisme de défaillance. Cette observation confirme les résultats des travaux de Khing et al. (1994).

L'examen des quatre courbes correspondant aux différentes valeurs d'excentricité ( $e/B = 0, 0,1, 0,2$  et  $0,3$ ) met en évidence l'impact significatif du chargement excentrique sur la performance de la fondation. Pour le cas de la charge parfaitement centrée ( $e/B = 0$ ), la capacité portante atteint des valeurs maximales d'environ  $120 \text{ kN/m}^2$  lorsque  $H/B = 3$ , tant pour le cas non renforcé que renforcé. En revanche, à mesure que l'excentricité augmente, on observe une diminution systématique de la capacité portante. Cette réduction est particulièrement prononcée pour les faibles épaisseurs de sable. Par exemple, pour  $H/B = 0$  (correspondant à une fondation reposant directement sur l'argile), la capacité portante chute de  $60 \text{ kN/m}^2$  pour une charge centrée à environ  $25 \text{ kN/m}^2$  pour  $e/B = 0,3$ , soit une diminution de plus de 58 %. Cette perte de capacité s'atténue progressivement avec l'augmentation de  $H/B$ , démontrant que l'épaisseur de la couche de sable constitue un facteur d'atténuation efficace contre les effets néfastes de l'excentricité.

La comparaison entre les graphiques (a) et (b) de la Figure 4.4 permet d'évaluer l'efficacité du renforcement par géogridde placé à l'interface sable-argile. L'analyse révèle que l'amélioration apportée par la géogridde n'est pas uniforme sur toute la gamme de  $H/B$  étudiée. L'effet bénéfique du renforcement se manifeste principalement dans la plage  $0,5 \leq H/B \leq 1,5$ , où l'on observe des gains de capacité portante variant entre 10 et 20 % selon le degré d'excentricité. Cette zone d'efficacité optimale correspond à la configuration où l'interface sable-argile joue un rôle déterminant dans le développement du mécanisme de rupture. Dans cette gamme, la géogridde agit efficacement comme membrane de renforcement, redistribuant les contraintes et limitant les déformations à l'interface entre les deux matériaux de propriétés mécaniques contrastées. Un constat particulièrement important émerge de l'examen des courbes pour  $H/B \geq 3$  : les graphiques (a) et (b) deviennent pratiquement identiques, indiquant que le renforcement par géogridde n'apporte aucune amélioration significative au-delà de ce seuil. Ce résultat s'explique par le fait que pour ces épaisseurs importantes de sable, la zone de rupture potentielle demeure confinée dans la couche supérieure résistante, bien au-dessus de l'interface renforcée. La géogridde, située à une profondeur trop importante par rapport à la zone d'influence de la fondation, ne peut donc plus contribuer à l'amélioration de la capacité portante. Ce phénomène démontre clairement que la couche de sable devient le paramètre dominant, et que son effet surpasse celui du renforcement géosynthétique, indépendamment du type de chargement appliqué. L'interaction entre l'excentricité et l'épaisseur de sable mérite une attention particulière. Les résultats montrent que l'effet délétère de l'excentricité sur la capacité portante est inversement proportionnel au rapport  $H/B$ . Pour les faibles épaisseurs de sable ( $H/B < 1$ ), l'augmentation de l'excentricité de  $e/B = 0$  à  $e/B = 0,3$  entraîne une réduction de capacité portante pouvant dépasser 60 %, alors que pour  $H/B = 3$ , cette réduction n'est plus que de l'ordre de 25 %. Cette observation suggère que l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sable constitue une stratégie efficace pour améliorer la tolérance de la fondation aux charges excentriques. Le mécanisme physique sous-jacent réside dans la capacité accrue du système bicouche à redistribuer les contraintes induites par le moment de renversement lorsque la couche résistante est suffisamment épaisse. D'un point de vue pratique, ces résultats fournissent des recommandations claires pour la conception des fondations sur sols bicouches. Pour les configurations où  $H/B < 1$ , le renforcement par géogridde s'avère fortement recommandé, permettant d'obtenir des gains substantiels de capacité portante avec un investissement économique généralement modéré. Dans la plage intermédiaire  $1 \leq H/B < 3$ , la géogridde conserve son efficacité bien que de manière décroissante, et son utilisation doit être évaluée en fonction d'une analyse coût-bénéfice spécifique au projet. En revanche, pour  $H/B \geq 3$ , l'investissement dans

un renforcement géosynthétique ne se justifie plus techniquement, et l'effort doit plutôt porter sur l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sable si des améliorations supplémentaires sont nécessaires. Ces conclusions sont particulièrement pertinentes pour les fondations soumises à des charges excentriques, où l'augmentation de l'épaisseur de sable ou l'ajout d'un renforcement à l'interface devient impératif pour maintenir des niveaux de sécurité acceptables. L'analyse des **Error! Reference source not found.** et Figure 4.6 met en lumière l'influence combinée de l'excentricité du chargement et de l'épaisseur de la couche de sable sur l'efficacité de la capacité portante, telle que définie par les coefficients  $\eta$  et  $\eta_{\text{reinforced}}$ .

$$\eta = q_u(e/B \neq 0) / q_u(e/B = 0) \text{ (sans géogrille)} \quad 4.1$$

$$\eta_{\text{reinforced}} = q_{u\text{-reinforced}}(e/B \neq 0) / q_{u\text{-reinforced}}(e/B = 0) \text{ (avec géogrille)} \quad 4.2$$

Ces deux graphiques, représentant respectivement les cas sans et avec renforcement par géogrille, illustrent une tendance décroissante systématique de la capacité portante avec l'augmentation de l'excentricité, confirmant ainsi l'effet pénalisant du moment de renversement sur la stabilité des fondations superficielles.

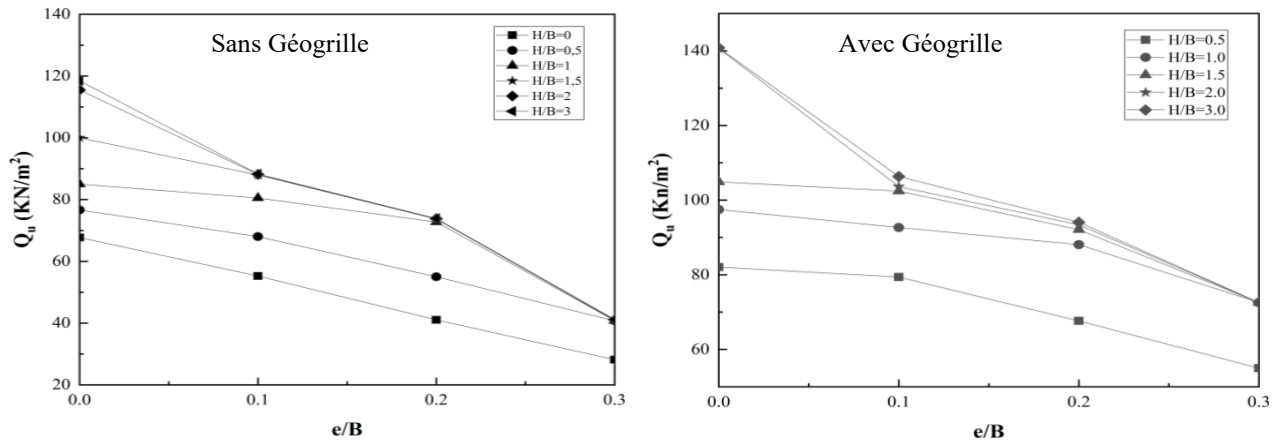


Figure 4.5 Variation de la capacité portante en fonction du rapport d'épaisseur  $H/B$  (séries I et II).

L'examen des courbes révèle que pour une valeur d'excentricité donnée, le coefficient d'efficacité  $\eta$  diminue de manière significative avec la réduction du rapport  $H/B$ . Cette tendance est particulièrement marquée pour les faibles épaisseurs de sable. Dans le cas extrême où  $H/B = 0$ , correspondant à une fondation reposant directement sur l'argile molle sans couche de sable intermédiaire, les coefficients  $\eta$  et  $\eta_{\text{reinforced}}$  chutent de 100 % pour une charge parfaitement centrée ( $e/B = 0$ ) à environ 40 % lorsque l'excentricité atteint  $e/B = 0,3$ .

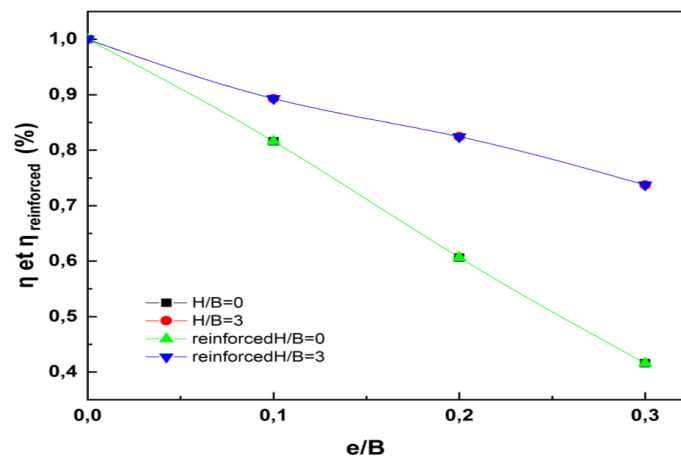


Figure 4.6 Variation de  $\eta$  et  $\eta_{\text{reinforced}}$  avec  $e/B$  (Séries I et II).

Cette diminution drastique de 60 points de pourcentage témoigne de la vulnérabilité extrême des fondations sur argile molle face aux sollicitations excentriques. Le mécanisme physique sous-jacent s'explique par la faible résistance au cisaillement de l'argile, qui ne parvient pas à mobiliser une capacité portante suffisante sous la partie fortement sollicitée de la semelle, conduisant à une rupture prématurée par rotation et poinçonnement.

À l'opposé de ce comportement critique, le cas  $H/B = 3$  présente une résilience nettement supérieure aux charges excentriques. Pour ce rapport d'épaisseur, les coefficients  $\eta$  et  $\eta_{\text{reinforced}}$  ne diminuent que de 100 % pour  $e/B = 0$  à approximativement 75 % pour  $e/B = 0,3$ , soit une réduction limitée à 25 %. Cette amélioration substantielle s'explique par le fait qu'une couche de sable de trois fois la largeur de la semelle permet le développement complet d'un coin de rupture dans le matériau résistant, offrant ainsi une meilleure redistribution des contraintes induites par le moment de renversement. La différence de comportement entre  $H/B = 0$  et  $H/B = 3$  illustre de façon éloquente l'importance capitale de l'épaisseur de la couche portante dans la conception des fondations soumises à des charges excentriques.

Une observation particulièrement significative émerge de la comparaison entre les deux graphiques de la Figure 4.5 : pour le cas  $H/B = 3$ , les courbes avec et sans renforcement par géogridde sont pratiquement superposées, confirmant ainsi que l'influence du renforcement géosynthétique devient négligeable lorsque  $H/B \geq 3$ . Ce résultat corrobore les conclusions précédentes selon lesquelles, au-delà de ce seuil d'épaisseur critique, la couche de sable constitue le paramètre dominant contrôlant la capacité portante du système bicouche. Dans cette configuration, la surface de rupture potentielle se développe entièrement au sein de la couche de sable, bien au-dessus de l'interface renforcée par la géogridde. Par conséquent, le renforcement géosynthétique, situé à une profondeur trop importante par rapport à la zone d'influence de la fondation, ne peut plus contribuer efficacement à l'amélioration de la performance structurelle.

L'analyse comparative entre les différentes valeurs de  $H/B$  révèle une gradation intéressante dans le comportement du système. Pour les épaisseurs intermédiaires ( $0,5 \leq H/B \leq 2$ ), on observe une transition progressive entre les deux comportements extrêmes décrits précédemment. Par exemple, pour  $H/B = 1$ , le coefficient  $\eta$  passe de 100 % à environ 65 % lorsque  $e/B$  varie de 0 à 0,3, soit une réduction de 35 %. Cette valeur intermédiaire suggère que le mécanisme de rupture fait intervenir à la fois la couche de sable et la couche d'argile sous-jacente, créant une interaction complexe entre les deux matériaux. Dans cette plage de  $H/B$ , l'effet bénéfique du renforcement par géogridde reste perceptible, bien que décroissant avec l'augmentation de l'épaisseur de sable.

L'indépendance du comportement vis-à-vis du type de chargement (centrique ou excentrique) observée pour  $H/B = 3$  mérite une attention particulière. Cette caractéristique indique que lorsque la couche de sable atteint une épaisseur suffisante, elle devient le facteur dominant gouvernant la capacité portante, supplantant ainsi l'influence potentielle du renforcement par géogridde. Cette dominance de la couche de sable s'explique par sa capacité intrinsèque à offrir une résistance au cisaillement élevée et un angle de frottement important, permettant la mobilisation de mécanismes de rupture tridimensionnels complexes qui ne peuvent être significativement améliorés par un renforcement bidimensionnel à l'interface. Ce constat a des implications pratiques importantes : pour les projets où une épaisseur de sable de  $H/B \geq 3$  peut être réalisée économiquement, l'investissement dans un renforcement par géogridde ne se justifie pas techniquement, les ressources devant plutôt être orientées vers l'optimisation de la qualité et du compactage de la couche de sable.

D'un point de vue de l'ingénierie pratique, ces résultats fournissent des critères de décision clairs

pour le dimensionnement des fondations sur systèmes bicouches sable-argile. La forte sensibilité à l'excentricité observée pour les faibles valeurs de  $H/B$  souligne la nécessité d'adopter des coefficients de sécurité élevés ou de prévoir des solutions d'amélioration du sol (augmentation de  $H$  ou renforcement par géogridde) lorsque des charges excentriques significatives sont anticipées. À l'inverse, la relative insensibilité observée pour  $H/B = 3$  offre une marge de sécurité confortable face aux incertitudes de chargement et aux variations de propriétés des matériaux, justifiant potentiellement l'adoption de coefficients de sécurité plus modérés pour ces configurations. En conclusion, la couche de sable s'affirme comme dominante par rapport à la couche de géogridde, quel que soit le type de chargement appliqué (centrique ou excentrique), particulièrement lorsque son épaisseur relative atteint ou dépasse le seuil critique de trois fois la largeur de la semelle.

Selon la Figure 6, pour une valeur donnée d'excentricité, le rapport  $\eta$  diminue avec la diminution de  $H/B$ . Pour  $H/B = 0$  (sans couche de sable),  $\eta$  et  $\eta_{\text{reinforced}}$  diminuent de 100 % pour  $e/B = 0$  à environ 40 % pour  $e/B = 0,3$ , soit une chute de 60 %. De même, pour  $H/B = 3$ ,  $\eta$  et  $\eta_{\text{reinforced}}$  diminuent de 100 % pour  $e/B = 0$  à environ 75 % pour  $e/B = 0,3$ , soit une réduction de seulement 25 %. Le cas  $H/B = 3$  ne montre aucun effet du renforcement par géogridde, confirmant la constatation précédente selon laquelle l'influence du renforcement par géogridde est négligeable pour  $H/B \geq 3$ . Par conséquent, en conclusion, la couche de sable est dominante par rapport à la couche de géogridde, quel que soit le type de chargement appliqué (centrique ou excentrique).

## 5.2 Effet de la profondeur de la cavité

Pour mieux visualiser l'effet de la profondeur du vide souterrain sous la fondation, une série de courbes pour les facteurs de capacité portante  $\Omega_d$  et  $\Omega_{d\text{-reinforced}}$  en fonction de la profondeur  $d/B$  et de différents diamètres de vide ont été tracées pour le cas d'une charge centrée ( $e/B = 0$ ) uniquement. Cela s'explique par le fait que  $\Omega_d$  peut être donné sous la forme présentée dans l'équation  $\Omega_d = q_{u\text{-with void}} / q_{u\text{-without void}}$

4.3, où il est défini comme le rapport entre la capacité portante en présence d'un vide sous la fondation et la capacité portante de la semelle sans vide souterrain.

$$\Omega_d = q_{u\text{-with void}} / q_{u\text{-without void}} \quad 4.3$$

Alors que le second facteur  $\Omega_{d\text{-reinforced}}$  (équation  $\Omega_{d\text{-reinforced}} = q_{u\text{-reinforced with void}} / q_{u\text{-reinforced without void}}$  4.4) est défini comme le rapport entre la capacité portante d'une fondation renforcée au-dessus d'un vide et celle renforcée sans vide.

$$\Omega_{d\text{-reinforced}} = q_{u\text{-reinforced with void}} / q_{u\text{-reinforced without void}} \quad 4.4$$

L'analyse de la Figure 4.7 révèle des informations cruciales concernant l'influence de la profondeur du vide souterrain sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un système bicouche sable-argile. Cette figure présente l'évolution du facteur de capacité portante  $\Omega_d$ , défini comme le rapport entre la capacité portante en présence d'un vide et celle sans vide, en fonction du rapport de profondeur adimensionnel  $d/B$ , pour différentes tailles de cavités caractérisées par les rapports  $D/B$  variant de 0,5 à 2,0.

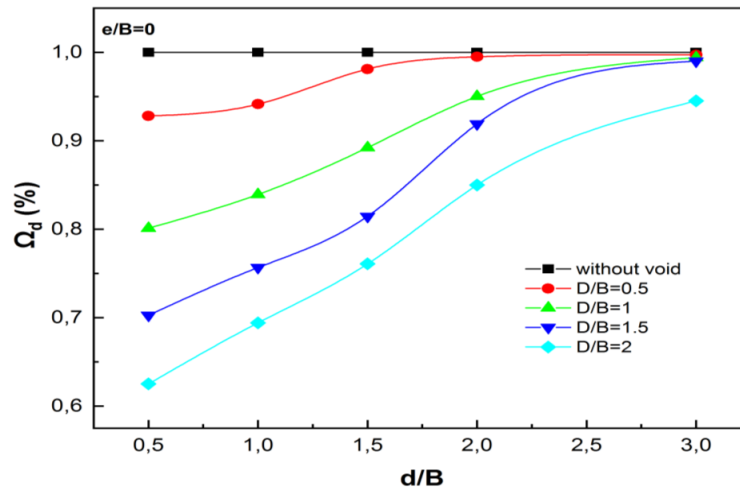


Figure 4.7 Variation de  $\Omega_d$  en fonction de  $d/B$  (séries I et III).

L'examen des courbes montre une tendance générale croissante et asymptotique de  $\Omega_d$  avec l'augmentation de  $d/B$ , suggérant que l'effet délétère du vide sur la capacité portante s'atténue progressivement à mesure que celui-ci s'éloigne de la base de la fondation. Cette observation est cohérente avec la théorie classique de la mécanique des sols, selon laquelle la zone d'influence d'une fondation superficielle s'étend approximativement jusqu'à une profondeur de 1,5 à 3,0 fois sa largeur. Au-delà de cette zone, les contraintes induites par la charge de surface deviennent suffisamment faibles pour que les discontinuités géométriques présentes dans le massif de sol n'affectent plus significativement le comportement de la fondation.

Pour le cas  $D/B = 0,5$ , représentant un vide de diamètre relativement petit égal à la moitié de la largeur de la semelle, la courbe montre une récupération rapide de la capacité portante avec l'augmentation de la profondeur. Le facteur  $\Omega_d$  progresse de 94 % pour  $d/B = 0,5$  à pratiquement 100 % dès que  $d/B$  atteint 2,0, indiquant que la profondeur critique au-delà de laquelle le vide n'a plus d'influence mesurable se situe autour de  $d/B = 2,0$  pour cette configuration. Cette récupération rapide s'explique par le fait qu'un vide de petite dimension ne perturbe qu'une zone limitée du champ de contraintes sous la fondation. Lorsque ce vide est suffisamment éloigné verticalement de la base de la semelle, les lignes de contraintes principales peuvent le contourner sans modification substantielle de leur trajectoire, permettant ainsi la mobilisation complète des mécanismes de résistance du sol environnant.

Les cas intermédiaires  $D/B = 1,0$  et  $D/B = 1,5$  présentent des comportements similaires mais avec des profondeurs critiques légèrement supérieures. Pour  $D/B = 1,0$ , le facteur  $\Omega_d$  évolue d'environ 78 % à  $d/B = 0,5$  vers 98 % à  $d/B = 3,0$ , tandis que pour  $D/B = 1,5$ , la progression s'étend d'approximativement 70 % à 96 % sur la même plage de profondeurs. Ces résultats indiquent que l'augmentation de la taille du vide retarde l'atteinte de la profondeur critique, ce qui est physiquement cohérent : un vide plus volumineux crée une perturbation plus importante du champ de contraintes, nécessitant donc une distance verticale plus grande pour que son influence devienne négligeable.

Le cas  $D/B = 2,0$  constitue une exception remarquable et mérite une attention particulière. Contrairement aux autres configurations où la profondeur critique se situe autour de  $d/B = 2,0$  à 3,0, ce cas montre que même à  $d/B = 3,0$ , le facteur  $\Omega_d$  n'atteint que 93 %, suggérant qu'une profondeur critique supérieure à 3,0 est nécessaire pour éliminer complètement l'influence du vide. Cette observation révèle l'existence d'un effet de taille critique : lorsque le diamètre du vide devient égal ou supérieur à deux fois la largeur de la semelle, sa zone d'influence s'étend

considérablement en profondeur, créant une perturbation majeure du mécanisme de rupture potentiel. Dans cette configuration extrême, le vide peut intercepter une portion substantielle de la surface de glissement qui se développerait normalement sous la fondation, réduisant ainsi significativement la capacité portante même lorsqu'il est situé à une profondeur relativement importante.

L'analyse de la pente des courbes fournit également des informations précieuses sur la cinétique de récupération de la capacité portante. Pour les petits vides ( $D/B = 0,5$ ), la pente est forte dans la plage  $0,5 \leq d/B \leq 1,5$ , puis s'atténue rapidement, indiquant une récupération rapide suivie d'une stabilisation. Pour les grands vides ( $D/B = 2,0$ ), la pente reste relativement constante sur toute la plage étudiée, suggérant une récupération progressive et continue sans véritable stabilisation atteinte à  $d/B = 3,0$ . Cette différence de comportement cinétique reflète les mécanismes d'interaction distincts entre la fondation et le vide selon la taille de ce dernier.

Du point de vue des mécanismes de rupture, la présence d'un vide proche de la base de la fondation (faible  $d/B$ ) peut conduire à deux scénarios de défaillance distincts. Dans le premier scénario, applicable aux petits vides, le mécanisme de rupture classique par poinçonnement peut se développer en contournant le vide, avec une légère modification de la trajectoire des surfaces de glissement. Dans le second scénario, pertinent pour les grands vides, le mécanisme peut impliquer un effondrement localisé du toit de la cavité suivi d'un affaissement progressif de la semelle, conduisant à une réduction drastique de la capacité portante. La transition entre ces deux modes dépend non seulement de la taille du vide mais également de sa position relative par rapport aux zones de cisaillement maximal sous la fondation.

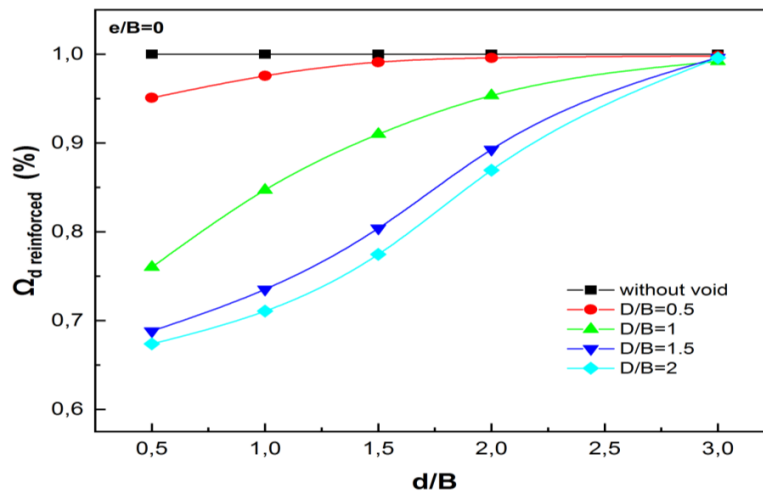


Figure 4.8 Variation de  $\Omega_{d-reinforced}$  en fonction de  $d/B$  (séries II et IV).

L'analyse de la Figure 4.8, qui présente les résultats pour les configurations avec renforcement par géogrille à l'interface sable-argile, permet d'évaluer l'efficacité de cette technique d'amélioration dans le contexte spécifique des fondations au-dessus de vides souterrains. Les courbes montrent des tendances générales similaires à celles observées dans la Figure 4.7, avec une progression asymptotique de  $\Omega_{d-reinforced}$  vers l'unité lorsque  $d/B$  augmente, confirmant que le principe physique fondamental demeure valable indépendamment de la présence ou non d'un renforcement.

Cependant, une analyse comparative attentive entre les Figure 4.7 et Figure 4.8 révèle des différences subtiles mais significatives. Pour toutes les valeurs de  $D/B$  et pour chaque profondeur  $d/B$  considérée, les valeurs de  $\Omega_{d-reinforced}$  sont systématiquement supérieures à celles de  $\Omega_d$ , attestant de l'effet bénéfique du renforcement par géogrille. Cette amélioration s'avère

particulièrement prononcée dans les configurations critiques caractérisées par des vides de grande dimension situés à faible profondeur. Par exemple, pour le cas  $D/B = 2,0$  et  $d/B = 0,5$ , le facteur passe d'environ 63 % sans renforcement à approximativement 68 % avec renforcement, soit un gain relatif de l'ordre de 8 %.

Le mécanisme par lequel la géogridde améliore la capacité portante en présence d'un vide souterrain mérite une explication détaillée. Le renforcement géosynthétique placé à l'interface sable-argile agit principalement selon deux modes complémentaires. Premièrement, il fonctionne comme une membrane de traction qui redistribue les contraintes verticales sur une surface plus large, réduisant ainsi les concentrations de contraintes locales au-dessus du vide. Cette action de pontage permet de transférer une partie de la charge vers les zones de sol intact situées latéralement, atténuant l'effet de concentration qui se produirait normalement au-dessus de la discontinuité. Deuxièmement, la géogridde limite les déformations différentielles à l'interface entre les deux couches de sol, contraignant ainsi le système à se comporter de manière plus monolithique et réduisant les risques de rupture localisée par cisaillement excessif à cette interface critique.

L'efficacité relative du renforcement varie en fonction de la taille et de la position du vide. Pour les petits vides ( $D/B = 0,5$ ), l'amélioration apportée par la géogridde reste modeste, typiquement de l'ordre de 2 à 3 %, car dans ces configurations, le sol environnant possède déjà une capacité intrinsèque suffisante pour redistribuer les contraintes autour de la petite discontinuité. En revanche, pour les grands vides ( $D/B = 2,0$ ), l'amélioration peut atteindre 5 à 8 %, reflétant le rôle crucial du renforcement dans la stabilisation d'une configuration géométrique intrinsèquement défavorable. Cette variation de l'efficacité en fonction de la sévérité de la configuration géotechnique constitue une caractéristique importante pour l'optimisation technico-économique des solutions de renforcement.

L'analyse de la profondeur critique pour les configurations renforcées montre que celle-ci demeure sensiblement la même que pour les cas non renforcés, suggérant que le renforcement améliore la capacité portante sans modifier fondamentalement la géométrie de la zone d'influence de la fondation. Pour  $D/B \leq 1,5$ , la profondeur critique se situe autour de  $d/B = 2,0$  à  $2,5$ , tandis que pour  $D/B = 2,0$ , elle dépasse  $d/B = 3,0$ , cohérent avec les observations de la Figure 7. Cette invariance de la profondeur critique indique que le renforcement agit principalement par amélioration de la résistance effective du système plutôt que par modification de l'étendue spatiale de la zone de rupture potentielle.

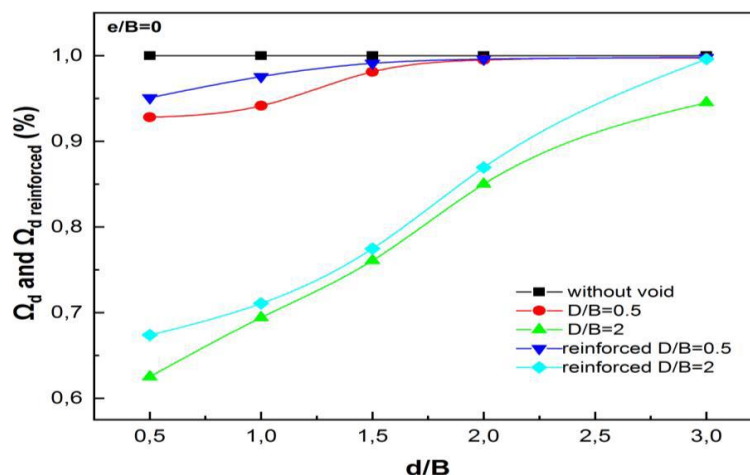


Figure 4.9 Variation de  $\Omega_d$  et  $\Omega_{d\text{-renforcé}}$  en fonction de  $d/B$  (séries I, II, III et IV).

La Figure 4.9 offre une synthèse comparative précieuse en superposant les résultats des configurations avec et sans renforcement, permettant ainsi une évaluation quantitative directe de l'apport du renforcement par géogrille pour chaque combinaison de paramètres géométriques. Cette représentation intégrée facilite l'identification des domaines d'efficacité optimale du renforcement et des zones où son influence devient marginale.

L'observation la plus frappante issue de cette figure concerne la convergence des courbes renforcées et non renforcées pour les grandes profondeurs de vide. Pour toutes les valeurs de  $D/B$ , on constate que l'écart entre les courbes  $\Omega_d$  et  $\Omega_{d\text{-renforced}}$  diminue progressivement à mesure que  $d/B$  augmente, devenant pratiquement nul lorsque les deux facteurs approchent l'unité (correspondant au cas sans influence du vide). Ce comportement asymptotique convergent s'explique logiquement : lorsque le vide est suffisamment profond pour ne plus affecter significativement la capacité portante ( $\Omega_d \rightarrow 1$ ), l'ajout d'un renforcement ne peut évidemment pas apporter d'amélioration supplémentaire puisque la configuration se comporte déjà comme si le vide était absent.

L'écart maximal entre les courbes renforcées et non renforcées se manifeste systématiquement pour les faibles valeurs de  $d/B$ , correspondant aux situations où le vide exerce son effet le plus délétère. Pour  $D/B = 0,5$  et  $d/B = 0,5$ , l'amélioration relative apportée par le renforcement est de l'ordre de 2 %, tandis que pour  $D/B = 2,0$  et  $d/B = 0,5$ , elle atteint environ 5 %. Cette progression de l'efficacité du renforcement avec la taille du vide confirme que la géogrille constitue une solution particulièrement adaptée aux configurations géotechniques les plus défavorables, où elle peut exercer pleinement son rôle de redistribution des contraintes et de pontage structural.

Une analyse plus fine de l'évolution de l'écart relatif entre  $\Omega_d$  et  $\Omega_{d\text{-renforced}}$  en fonction de  $d/B$  révèle que le taux de convergence entre les deux courbes dépend de la taille du vide. Pour les petits vides ( $D/B = 0,5$ ), la convergence est rapide, les deux courbes devenant pratiquement confondues dès  $d/B = 1,5$ . Pour les vides de taille intermédiaire ( $D/B = 1,0$  et  $1,5$ ), la convergence est plus progressive, s'achevant autour de  $d/B = 2,5$ . Pour le grand vide ( $D/B = 2,0$ ), un écart résiduel persiste même à  $d/B = 3,0$ , suggérant que dans cette configuration extrême, le renforcement conserve une certaine efficacité sur une plage de profondeur plus étendue.

Du point de vue de la modélisation du comportement, ces observations permettent de proposer une loi empirique simplifiée pour estimer le gain apporté par le renforcement. Pour une configuration donnée ( $D/B, d/B$ ), le gain relatif  $G$  peut être approximé par :  $G = (\Omega_{d\text{-renforced}} - \Omega_d) / (1 - \Omega_d)$ , représentant ainsi le pourcentage de récupération de la capacité portante perdue à cause du vide qui est restitué par l'ajout du renforcement. L'analyse de ce paramètre montre qu'il décroît de manière quasi-exponentielle avec  $d/B$ , partant de valeurs maximales de 5 à 8 % pour  $d/B = 0,5$  (grands vides) et tendant vers zéro pour  $d/B \geq 2,5$ .

Les implications pratiques de ces résultats pour la conception des fondations sont multiples. Premièrement, ils confirment que le renforcement par géogrille constitue une stratégie viable et efficace pour atténuer l'impact de vides souterrains sur la capacité portante des fondations superficielles, particulièrement dans les cas où ces vides sont de grande dimension et situés à faible profondeur sous la base de la fondation. Deuxièmement, ils démontrent que l'efficacité du renforcement n'est pas uniforme mais doit être évaluée spécifiquement en fonction de la configuration géométrique du problème. Troisièmement, ils suggèrent qu'au-delà d'une certaine profondeur critique (typiquement  $d/B \geq 2,5$  pour les vides de taille modérée), l'investissement dans un renforcement géosynthétique ne se justifie plus économiquement car l'amélioration apportée devient marginale.

En termes de stratégie d'intervention, ces résultats orientent vers une approche différenciée selon la sévérité de la configuration géotechnique rencontrée. Pour les situations fortement défavorables ( $D/B \geq 1,5$  et  $d/B \leq 1,0$ ), une solution combinant renforcement par géogridde et augmentation de l'épaisseur de la couche de sable (augmentation de  $H/B$ ) semble optimale, permettant de cumuler les effets bénéfiques de ces deux techniques d'amélioration. Pour les situations de gravité intermédiaire, le renforcement seul peut suffire, tandis que pour les situations peu critiques (petits vides à profondeur moyenne), aucune intervention spécifique n'est nécessaire, la capacité portante naturelle du système bicouche étant déjà satisfaisante.

### 5.3 Effet de la taille de la cavité

En fonction du diamètre de cavité  $D/B$  et sous charge centrée, la variation du rapport de capacité portante ultime peut être notée comme suit :

$$\Omega_D = q_{u\text{-with void}} / q_{u\text{-without void}} \quad 4.5$$

$$\Omega_{D\text{-reinforced}} = q_{u\text{-reinforced with void}} / q_{u\text{-reinforced without void}} \quad 4.6$$

$q_u$  with void et  $q_u$  without void décrivent respectivement les capacités portantes non renforcées du sol avec et sans vide, tandis que  $q_u$ -reinforced with void et  $q_u$ -reinforced without void définissent le cas renforcé.

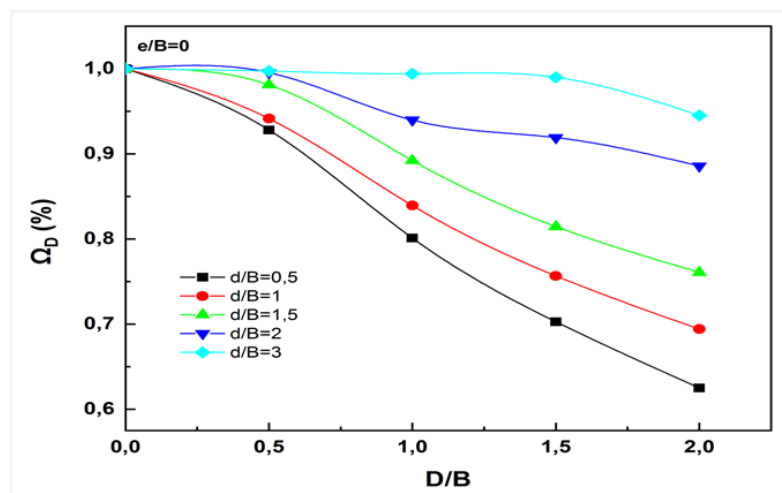


Figure 4.10 Variation de  $\Omega_D$  en fonction de  $D/B$  (séries I et III).

Les Figure 4.10 et Figure 4.11 montrent l'évolution des facteurs  $\Omega_D$  et  $\Omega_{D\text{-reinforced}}$  en fonction du rapport de diamètre ( $D/B$ ) pour différentes profondeurs de cavités caractérisées par les rapports  $d/B$  variant de 0,5 à 3,0. L'examen des courbes montre une tendance générale décroissante de  $\Omega_D$  avec l'augmentation de  $D/B$ , indiquant que l'effet délétère du vide sur la capacité portante s'intensifie progressivement à mesure que sa dimension augmente. Cette observation est intuitivement cohérente : un vide de plus grande dimension crée une discontinuité plus importante dans le massif de sol, perturbant davantage le champ de contraintes sous la fondation et réduisant le volume de sol mobilisable pour la résistance. La nature de cette décroissance n'est cependant pas linéaire mais présente plutôt une allure quasi-hyperbolique, caractérisée par une pente forte pour les petites valeurs de  $D/B$  (entre 0,5 et 1,0) suivie d'une atténuation progressive de la pente pour les valeurs plus élevées.

Pour le cas le plus favorable  $d/B = 3,0$ , représentant un vide situé à une profondeur égale à trois fois la largeur de la semelle, la courbe montre un comportement remarquable : le facteur  $\Omega_D$

demeure pratiquement constant à une valeur proche de 100 % sur toute la plage de diamètres étudiée ( $0,5 \leq D/B \leq 2,0$ ). Ce résultat confirme que lorsque le vide est situé au-delà de la profondeur critique identifiée précédemment, sa taille n'a plus d'influence significative sur la capacité portante de la fondation. À cette profondeur, le vide se trouve en dehors de la zone d'influence de la fondation, définie comme la région du massif où les contraintes induites par la charge de surface sont suffisamment importantes pour participer activement au mécanisme de rupture. Cette observation valide la pertinence du concept de profondeur critique et fournit une confirmation numérique robuste de son existence pour le système bicouche étudié.

Le cas  $d/B = 2,0$  présente un comportement intermédiaire intéressant. Le facteur  $\Omega_D$  reste élevé, variant de 98 % pour  $D/B = 0,5$  à environ 92 % pour  $D/B = 2,0$ , soit une réduction maximale de seulement 6 %. Cette faible sensibilité à la taille du vide suggère que  $d/B = 2,0$  se situe à la limite supérieure de la zone d'influence de la fondation. À cette profondeur, les contraintes induites par la charge sont déjà suffisamment atténuées pour que même un vide de grande dimension ( $D/B = 2,0$ ) ne puisse perturber significativement le mécanisme de rupture. Ce résultat est particulièrement pertinent d'un point de vue pratique car il indique qu'une profondeur de vide égale à deux fois la largeur de la semelle peut être considérée comme un seuil de sécurité raisonnable, au-delà duquel l'influence de la taille du vide devient secondaire.

Les cas  $d/B = 1,5$  et  $d/B = 1,0$  montrent une sensibilité croissante à la taille du vide. Pour  $d/B = 1,5$ , le facteur  $\Omega_D$  décroît de 95 % à  $D/B = 0,5$  jusqu'à environ 80 % à  $D/B = 2,0$ , soit une réduction de 15 %. Pour  $d/B = 1,0$ , la décroissance est plus prononcée, s'étendant de 88 % à 68 %, représentant une perte de capacité portante de 20 %. Ces valeurs quantifient l'interaction croissante entre le vide et la zone de rupture potentielle de la fondation à mesure que la profondeur du vide diminue. Dans ces configurations intermédiaires, le vide intercepte partiellement les surfaces de glissement qui se développeraient normalement sous la fondation, créant une perturbation qui s'amplifie avec l'augmentation de sa dimension.

Le cas le plus critique  $d/B = 0,5$ , correspondant à un vide situé à seulement la moitié de la largeur de la semelle sous la base de la fondation, présente la sensibilité maximale à la taille du vide. Le facteur  $\Omega_D$  chute dramatiquement de 78 % pour  $D/B = 0,5$  à approximativement 50 % pour  $D/B = 2,0$ , soit une perte de capacité portante de près de 28 points de pourcentage. Cette réduction majeure s'explique par le fait qu'à cette faible profondeur, le vide se trouve directement dans le cœur de la zone de rupture potentielle de la fondation. Lorsque sa dimension augmente, il occupe une fraction de plus en plus importante de cette zone critique, réduisant drastiquement le volume de sol intact mobilisable pour la résistance et conduisant potentiellement à un mécanisme de rupture par effondrement du toit de la cavité suivi d'un affaissement catastrophique de la semelle.

L'analyse de la forme des courbes fournit également des indications sur les mécanismes d'interaction fondation-vide. Pour  $d/B \leq 1,0$ , les courbes présentent une courbure marquée, particulièrement prononcée dans la plage  $0,5 \leq D/B \leq 1,5$ , suivie d'une pente plus douce pour les grandes valeurs de  $D/B$ . Ce changement de pente suggère l'existence d'une transition dans le mécanisme de rupture : pour les petits vides, l'augmentation de  $D/B$  entraîne une réduction rapide de la capacité portante car le vide intercepte progressivement les zones de cisaillement maximal sous la fondation ; pour les grands vides, la réduction devient plus progressive car le mécanisme de rupture a déjà été substantiellement modifié et l'augmentation supplémentaire de  $D/B$  ne fait qu'aggraver marginalement une situation déjà fortement compromise.

Du point de vue de la distribution des contraintes, la présence d'un vide crée une concentration de contraintes sur le pourtour de la cavité, particulièrement à son sommet. Cette concentration s'intensifie avec l'augmentation de  $D/B$  et la diminution de  $d/B$ , pouvant conduire à une rupture localisée du sol au niveau du toit du vide même si les contraintes moyennes sous la fondation demeurent inférieures à la capacité portante théorique du sol intact. Ce mécanisme de rupture prématurée par concentration de contraintes explique en partie les réductions importantes de capacité portante observées pour les configurations critiques (grand  $D/B$ , petit  $d/B$ ).

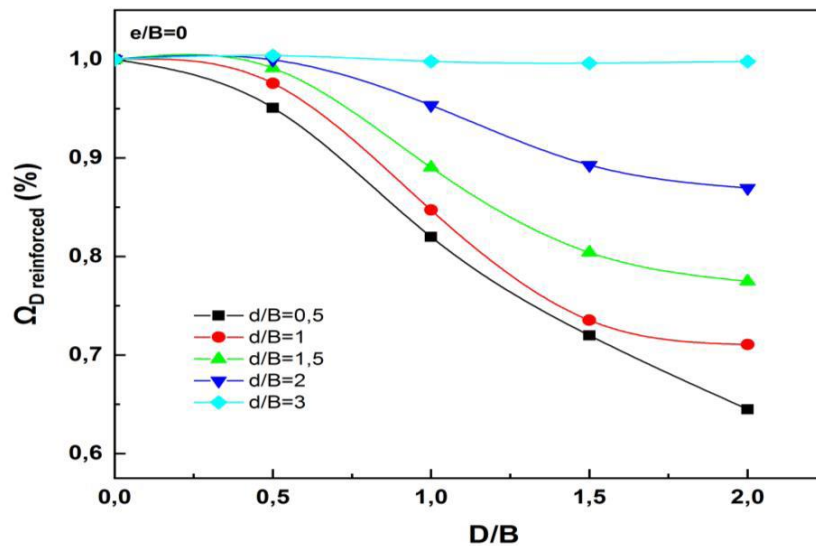


Figure 4.11 Variation de  $\Omega_{D\text{-reinforced}}$  en fonction de  $D/B$  (séries II et IV).

L'analyse de la Figure 4.11, permet d'évaluer l'efficacité de cette technique d'amélioration dans le contexte spécifique où la variable principale est la taille du vide plutôt que sa profondeur. Les courbes montrent des tendances générales similaires à celles observées dans la Figure 4.10, avec une décroissance systématique de  $\Omega_{D\text{-reinforced}}$  lorsque  $D/B$  augmente, confirmant que le principe physique fondamental demeure inchangé par la présence du renforcement.

Cependant, une analyse comparative détaillée entre les Figure 4.10 et Figure 4.11 révèle des nuances importantes dans l'efficacité du renforcement selon la configuration géométrique considérée. Pour le cas  $d/B = 3,0$ , les courbes avec et sans renforcement sont pratiquement superposées, confirmant que lorsque le vide est situé au-delà de la profondeur critique, le renforcement n'apporte aucune amélioration mesurable, cohérent avec les observations précédentes. Cette invariance s'explique par le fait que dans cette configuration, le système se comporte déjà comme si le vide était absent ( $\Omega_D \approx 1,0$ ), rendant ainsi toute amélioration supplémentaire impossible par définition.

Pour le cas  $d/B = 2,0$ , on observe une légère divergence entre les courbes renforcées et non renforcées pour les grandes valeurs de  $D/B$ , particulièrement pour  $D/B = 2,0$  où le gain apporté par le renforcement atteint environ 3 à 4 %. Cette amélioration modeste mais mesurable suggère que  $d/B = 2,0$  se situe dans une zone de transition où le renforcement commence à exercer un effet bénéfique, bien que limité. Le mécanisme en jeu implique probablement une redistribution partielle des contraintes par la géogrille, qui bien que située relativement loin de la zone de concentration maximale des contraintes, parvient néanmoins à contribuer marginalement à la stabilisation globale du système.

Les cas  $d/B = 1,5$  et  $d/B = 1,0$  montrent une efficacité croissante du renforcement. Pour  $d/B = 1,5$ , le gain relatif augmente progressivement avec  $D/B$ , passant d'environ 2 % pour  $D/B = 0,5$  à

approximativement 4 % pour  $D/B = 2,0$ . Pour  $d/B = 1,0$ , cette progression est encore plus marquée, avec des gains variant de 3 % pour les petits vides à environ 6 % pour les grands vides. Cette tendance contre-intuitive, où le renforcement devient plus efficace lorsque la taille du vide augmente, mérite une explication détaillée. Lorsque le vide est petit, la perturbation qu'il crée dans le champ de contraintes reste localisée et le sol environnant possède généralement une capacité intrinsèque suffisante pour redistribuer les contraintes par effet d'arche naturel. Dans cette situation, la géogrille, bien que présente, n'est que faiblement sollicitée et son apport reste modeste. En revanche, lorsque le vide devient grand, la perturbation s'étend sur une zone plus vaste et l'effet d'arche naturel devient insuffisant. La géogrille est alors fortement mobilisée en traction, agissant comme une membrane de pontage qui transfère efficacement les charges vers les zones de sol intact situées latéralement, d'où son efficacité accrue.

Le cas le plus critique  $d/B = 0,5$  présente l'efficacité maximale du renforcement, avec des gains pouvant atteindre 7 à 8 % pour les grandes valeurs de  $D/B$ . Dans cette configuration extrême où le vide se trouve très proche de la base de la fondation, le renforcement joue un rôle crucial en empêchant ou en retardant l'effondrement du toit de la cavité. La géogrille agit comme une membrane porteuse qui redistribue les contraintes verticales sur une surface plus large, réduisant les concentrations de contraintes critiques au sommet du vide. Ce mécanisme de pontage structural est d'autant plus efficace que le vide est grand, expliquant ainsi l'augmentation de l'efficacité du renforcement avec  $D/B$  pour les faibles profondeurs.

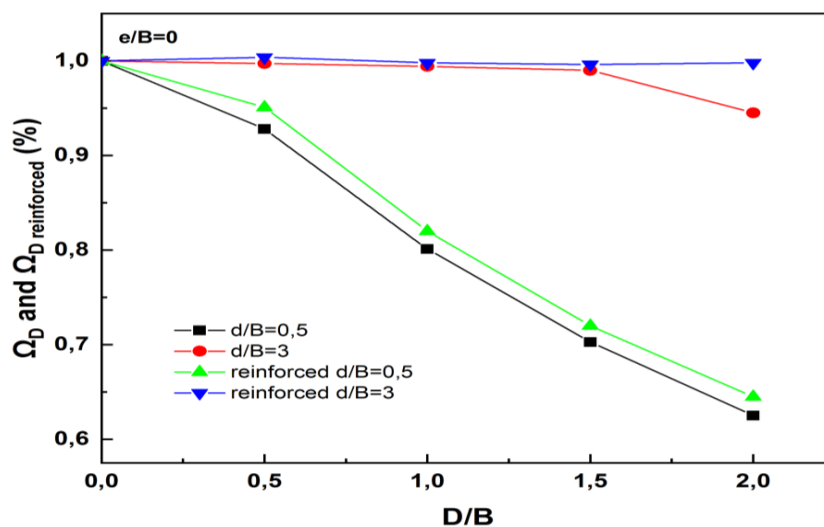


Figure 4.12 Variation de  $\Omega_D$  et  $\Omega_{D-reinforced}$  en fonction de  $D/B$  (séries I, II, III et IV).

L'analyse de l'évolution de l'écart absolu entre  $\Omega_{D-reinforced}$  et  $\Omega_D$  révèle que celui-ci augmente de manière monotone avec  $D/B$  pour toutes les profondeurs  $d/B \leq 1,5$ , mais reste négligeable pour  $d/B \geq 2,0$ . Cette observation confirme que l'efficacité du renforcement est maximale précisément dans les configurations les plus défavorables, où il est le plus nécessaire d'un point de vue de la sécurité structurale. En termes de conception, cela suggère que l'investissement dans un renforcement par géogrille se justifie principalement pour les situations critiques caractérisées par des vides de grande dimension situés à faible profondeur.

La Figure 4.12 offre une synthèse comparative essentielle en superposant l'ensemble des résultats pour les configurations avec et sans renforcement, permettant ainsi une vision globale et intégrée de l'influence combinée de la taille et de la profondeur du vide, ainsi que de l'effet du renforcement par géogrille. Cette représentation consolidée facilite l'identification des domaines paramétriques

où chaque variable exerce une influence prépondérante et où les interactions entre variables deviennent significatives.

L'observation la plus remarquable issue de cette figure concerne la hiérarchisation de l'importance relative des différents paramètres géométriques. Pour une profondeur donnée  $d/B \leq 1,5$ , l'augmentation de la taille du vide  $D/B$  constitue le facteur le plus pénalisant pour la capacité portante, conduisant à des réductions pouvant atteindre 30 à 40 % dans les cas extrêmes. En comparaison, l'effet bénéfique du renforcement, bien que non négligeable, reste d'un ordre de grandeur inférieur, avec des gains maximaux de 7 à 8 %. Cette hiérarchie suggère qu'en termes de stratégie d'amélioration, la priorité devrait être accordée à l'augmentation de la profondeur du vide (si techniquement réalisable) ou à l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sable  $H/B$ , avant de considérer le renforcement par géogridde comme solution complémentaire.

L'analyse de la convergence des courbes renforcées et non renforcées montre un comportement systématique : pour chaque profondeur  $d/B$  considérée, l'écart entre les deux familles de courbes augmente initialement avec  $D/B$  (dans la plage  $0,5 \leq D/B \leq 1,5$ ), puis tend à se stabiliser ou même à diminuer légèrement pour les très grandes valeurs de  $D/B$ . Ce comportement suggère l'existence d'une taille de vide optimale pour laquelle le renforcement exerce son efficacité maximale, typiquement située autour de  $D/B = 1,5$  à  $2,0$  pour les faibles profondeurs. Au-delà de cette taille, même le renforcement peine à compenser la perturbation majeure créée par le vide de très grande dimension, et l'amélioration relative devient marginale.

L'examen détaillé de la zone critique ( $d/B = 0,5$ ,  $D/B = 2,0$ ) révèle que le facteur  $\Omega_{D\text{-renforcé}}$  atteint environ 58 % comparativement à 50 % pour le cas non renforcé, soit un gain absolu de 8 points de pourcentage. En termes relatifs, ce gain représente une récupération de 16 % de la capacité portante perdue à cause du vide ( $8 \% / 50 \% \approx 16 \%$ ), ce qui constitue une amélioration substantielle dans une configuration aussi défavorable. Cette observation démontre que même dans les situations les plus critiques, le renforcement par géogridde peut apporter une contribution significative à la sécurité structurale, bien qu'il ne puisse évidemment pas éliminer complètement l'effet délétère d'un vide de très grande dimension situé très proche de la fondation.

Une analyse dimensionnelle des résultats permet de proposer une expression empirique simplifiée pour estimer le facteur de capacité portante en fonction des paramètres géométriques. Pour les configurations non renforcées et dans la plage  $0,5 \leq d/B \leq 1,5$ , le facteur  $\Omega_D$  peut être approximé par une relation du type :  $\Omega_D \approx 1 - \alpha(D/B)^\beta / (d/B)^\gamma$ , où  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  sont des coefficients empiriques dépendant des propriétés mécaniques des matériaux. Les résultats de cette étude suggèrent des valeurs approximatives de  $\alpha \approx 0,4$  à  $0,5$ ,  $\beta \approx 0,8$  à  $1,0$ , et  $\gamma \approx 1,5$  à  $2,0$ , indiquant une dépendance quasi-linéaire à la taille du vide mais fortement non-linéaire à sa profondeur. Pour les configurations renforcées, un terme correctif additionnel de l'ordre de 0,05 à 0,08 peut être ajouté, reflétant l'amélioration apportée par la géogridde.

#### **5.4 Effets du chargement excentrique**

Une série de courbes ont été tracées pour montrer comment les facteurs de capacité portante changent en fonction du rapport d'excentricité ( $e/B$ ), permettant un examen plus complet de l'impact du chargement excentrique sur la capacité portante d'une fondation superficielle au-dessus d'un vide circulaire.

Dans les Figures 13 et 14, la variation de  $\eta_e$  et  $\eta_{e-R}$  est présentée en fonction de l'excentricité ( $e/B$ ), de divers diamètres de vide ( $D/B$ ) et de la profondeur critique ( $d/B = 3$ ). Le rapport entre les

capacités portantes d'une fondation sous charge excentrique et d'une semelle sous charge centrique est désigné par le symbole  $\eta_e$  dans l'équation (7).

$$\eta_e = q_u(e/B \neq 0) / q_u(e/B = 0) \text{ sans géogrille} \quad 4.7$$

$\eta_{e-R}$  donné dans l'équation (8) est défini comme le rapport entre la capacité portante d'une fondation renforcée sous charge excentrique au-dessus d'un vide et celle renforcée sous charge centrique.

$$\eta_{e-R} = q_{u-R}(e/B \neq 0) / q_{u-R}(e/B = 0) \text{ Avec géogrille} \quad 4.8$$

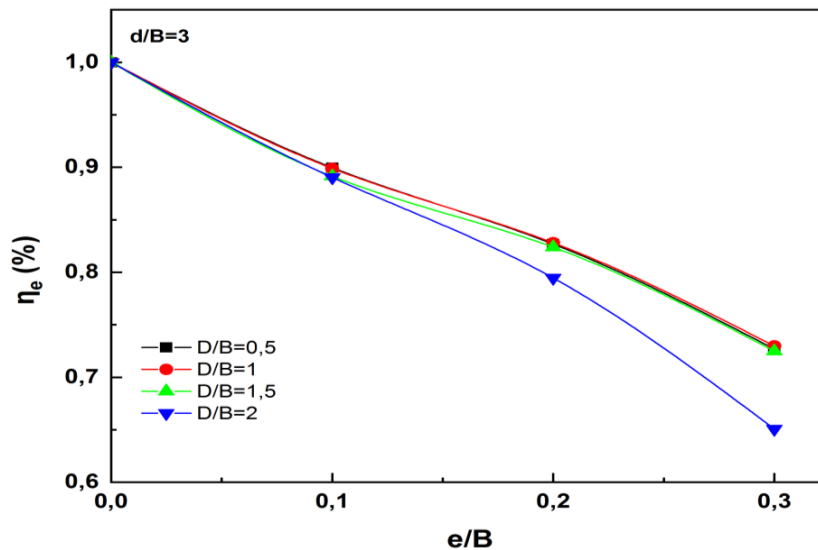


Figure 4.13 Variation de  $\eta_e$  en fonction de  $e/B$  (série III).

L'analyse de la Figure 4.13 introduit une dimension supplémentaire dans l'étude en considérant simultanément l'effet de l'excentricité du chargement et celui de la présence d'un vide souterrain, pour une profondeur critique fixée à  $d/B = 3,0$ . Cette figure présente l'évolution du facteur d'efficacité  $\eta_e$ , défini comme le rapport entre la capacité portante sous charge excentrique et celle sous charge centrée, en fonction du rapport d'excentricité  $e/B$ , pour différentes tailles de vides caractérisées par  $D/B$  variant de 0,5 à 2,0.

L'examen global des courbes révèle une tendance décroissante linéaire de  $\eta_e$  avec l'augmentation de  $e/B$ , confirmant l'effet délétère bien établi de l'excentricité sur la capacité portante des fondations superficielles. Cette linéarité, observée de manière cohérente pour toutes les valeurs de  $D/B$  étudiées, suggère que dans la plage d'excentricité considérée ( $0 \leq e/B \leq 0,3$ ), le comportement du système demeure dans un régime où les effets géométriques du second ordre restent limités et où la réduction de capacité portante peut être estimée par une simple relation de proportionnalité.

L'observation la plus significative issue de cette figure concerne la quasi-superposition des courbes pour  $D/B$  variant de 0,5 à 1,5. Ces trois courbes sont pratiquement confondues, présentant toutes une réduction de  $\eta_e$  de 100 % à  $e/B = 0$  jusqu'à environ 75 % à  $e/B = 0,3$ , soit une perte de 25 % indépendamment de la taille du vide. Cette invariance remarquable s'explique par le fait qu'à la profondeur critique  $d/B = 3,0$  considérée dans cette analyse, le vide se trouve en dehors de la zone d'influence de la fondation, comme démontré précédemment. Par conséquent, pour  $D/B \leq 1,5$ , le système se comporte effectivement comme si aucun vide n'était présent, et la réduction de capacité portante observée est uniquement attribuable à l'excentricité du chargement, sans aucune interaction avec le vide souterrain.

Cette observation confirme de manière éloquent le concept de profondeur critique introduit précédemment et démontre sa validité même en présence de chargements excentriques. Elle suggère également que les effets de l'excentricité et de la présence d'un vide peuvent être considérés comme découplés lorsque le vide est situé au-delà de la profondeur critique : la réduction totale de capacité portante peut alors être estimée par application successive des facteurs de réduction associés à chaque effet pris individuellement, simplifiant considérablement les procédures de dimensionnement.

Le cas  $D/B = 2,0$  constitue une exception notable à cette règle générale. La courbe correspondante se détache clairement des autres, présentant une pente légèrement plus forte et aboutissant à des valeurs de  $\eta_e$  inférieures pour les grandes excentricités. Pour  $e/B = 0,2$ , le facteur  $\eta_e$  atteint environ 72 % comparativement à 80 % pour les autres valeurs de  $D/B$ , soit un écart de 8 points de pourcentage. Pour  $e/B = 0,3$ , cet écart s'accroît, atteignant approximativement 12 points de pourcentage (67 % versus 75 %). Cette divergence, bien que modeste en valeur absolue, est statistiquement significative et révèle l'existence d'un effet d'interaction entre la taille du vide et l'excentricité du chargement pour les vides de très grande dimension.

Le mécanisme physique sous-jacent à cette interaction mérite une explication détaillée. Lorsque le vide atteint une dimension de deux fois la largeur de la semelle, même situé à la profondeur critique  $d/B = 3,0$ , il crée une perturbation suffisamment importante du massif de sol pour que sa zone d'influence s'étende légèrement au-delà de sa position géométrique. En présence d'un chargement centré, cette perturbation reste limitée car la distribution symétrique des contraintes sous la fondation permet une redistribution équilibrée autour du vide. En revanche, sous chargement excentrique, la distribution asymétrique des contraintes (concentration sous le bord chargé, réduction voire annulation sous le bord opposé) amplifie localement les niveaux de contraintes, créant ainsi une interaction non-linéaire entre les deux effets. Cette interaction se traduit par une réduction supplémentaire de capacité portante qui ne peut pas être capturée par une simple multiplication des facteurs de réduction individuels.

L'analyse de la pente des courbes fournit des informations quantitatives précises sur la sensibilité du système à l'excentricité. Pour  $D/B \leq 1,5$ , la pente est approximativement constante, de l'ordre de -0,85 à -0,90, signifiant qu'une augmentation unitaire de  $e/B$  entraîne une réduction de  $\eta_e$  d'environ 0,85 à 0,90 point de pourcentage. Pour  $D/B = 2,0$ , la pente augmente légèrement en valeur absolue, atteignant environ -1,05 à -1,10, reflétant la sensibilité accrue du système à l'excentricité en présence d'un vide de très grande dimension. Cette variation de pente, bien que faible, constitue un indicateur quantitatif de l'intensité de l'interaction entre les deux effets.

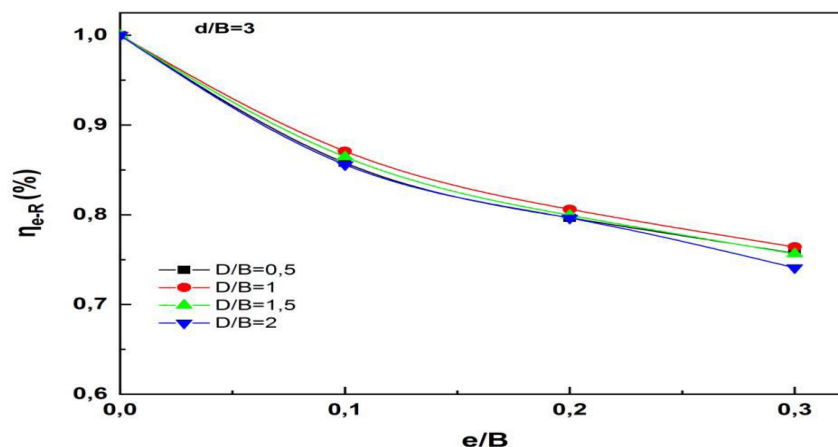


Figure 4.14 Variation de  $\eta_{e-R}$  en fonction de  $e/B$  (série IV).

L'analyse de la Figure 4.14, présentant les résultats pour les configurations avec renforcement par géogrille, permet d'évaluer si l'ajout d'un renforcement modifie qualitativement ou quantitativement le comportement observé dans la Figure 4.13. Les courbes montrent des tendances générales très similaires à celles de la Figure 4.13, avec une décroissance linéaire de  $\eta_{e-R}$  en fonction de  $e/B$  et une quasi-superposition des courbes pour  $D/B \leq 1,5$ , confirmant que les mécanismes fondamentaux demeurent inchangés par la présence du renforcement.

Cependant, une comparaison quantitative précise entre les Figures 4.13 et 4.14 révèle des différences subtiles mais significatives. Pour le cas  $D/B = 2,0$ , qui présentait une divergence notable dans la Figure 13, l'introduction du renforcement atténue partiellement cette divergence. À  $e/B = 0,3$ , le facteur  $\eta_{e-R}$  atteint environ 70 % comparativement à 67 % sans renforcement, soit un gain de 3 points de pourcentage. Bien que modeste en valeur absolue, ce gain est significatif car il représente une récupération d'environ 9 % de la perte de capacité portante additionnelle causée par l'interaction entre le vide de grande dimension et l'excentricité élevée ( $3 \% / 33 \% \approx 9 \%$ , où 33 % représente la perte totale de capacité portante à  $e/B = 0,3$ ).

Le mécanisme par lequel le renforcement atténue l'interaction négative entre la taille du vide et l'excentricité implique principalement la redistribution des contraintes à l'interface sable-argile. Sous chargement excentrique, les contraintes se concentrent fortement sous le bord chargé de la semelle, créant une zone de cisaillement intense à l'interface entre les deux couches de sol. La géogrille, par sa rigidité en traction, limite les déformations différentielles à cette interface, forçant ainsi une redistribution plus uniforme des contraintes vers les zones latérales moins sollicitées. Cette action de redistribution est particulièrement efficace en présence d'un vide de grande dimension car elle permet de contourner plus efficacement la zone perturbée et de mobiliser des volumes de sol plus éloignés latéralement.

L'analyse comparative des pentes des courbes entre les Figures 4.13 et 4.14 montre que pour  $D/B = 2,0$ , la pente passe de -1,10 sans renforcement à environ -1,00 avec renforcement, indiquant une réduction d'environ 10 % de la sensibilité à l'excentricité grâce au renforcement. Cette atténuation, bien que modeste, démontre que le renforcement exerce un effet stabilisateur qui se manifeste non seulement par une augmentation de la capacité portante absolue mais également par une amélioration de la robustesse du système face aux variations de chargement.

En synthèse, l'analyse couplée des Figures 4.13 et 4.14 démontre que pour un vide situé à la profondeur critique ( $d/B = 3,0$ ), les effets de l'excentricité et de la taille du vide peuvent généralement être considérés comme découplés, sauf pour les vides de très grande dimension ( $D/B \geq 2,0$ ) où une interaction modérée apparaît. L'introduction d'un renforcement par géogrille, bien que bénéfique, n'élimine pas complètement cette interaction mais en atténue partiellement l'intensité, apportant ainsi une marge de sécurité supplémentaire appréciable dans les configurations les plus critiques.

## **6. Conclusions**

Une étude numérique a été menée pour examiner la stabilité d'une semelle de surface sous charge centrée et excentrée, supportée par une couche de sable plus résistante d'épaisseur variable  $H$ , reposant sur une argile plus faible, avec un vide circulaire continu situé sous le centre de la fondation. À l'aide du logiciel d'éléments finis Plaxis, la capacité portante ultime de la semelle filante a été calculée avec et sans couche de géogrille. En outre, les effets de l'excentricité de la charge, de la localisation et de la taille du vide sur la performance globale de la semelle ont été étudiés, parallèlement à un examen de l'effet du renforcement.

Les résultats de cette étude suggèrent que la capacité portante ultime est affectée par les paramètres susmentionnés. Sur la base de ces résultats, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Le renforcement et l'épaisseur de la couche de sable sont des paramètres significatifs qui influencent la capacité portante ultime d'une semelle filante sur sable reposant sur argile sans vide. En effet, l'augmentation de ces deux paramètres a considérablement amélioré la capacité portante ultime.
- Le cas  $H/B = 3$  ne montre aucun effet du renforcement par géogridde, confirmant la constatation précédente selon laquelle l'influence du renforcement par géogridde est négligeable pour  $H/B \geq 3$ . Cela suggère que la couche de sable est dominante par rapport à la couche de géogridde, quel que soit le type de chargement appliqué (centrique ou excentrique). En d'autres termes, pour  $H/B \geq 3$ , le renforcement par géogridde n'a pas d'impact significatif sur la capacité portante de la couche de sable. Cela s'explique par le fait que la couche de sable est suffisamment épaisse pour fournir un support adéquat à la charge, et la géogridde n'est pas en mesure de fournir un renforcement supplémentaire.
- Le comportement d'une semelle avec un vide dans sa zone de rupture est significativement affecté, réduisant sa capacité portante ultime et sa stabilité.
- L'introduction d'un renforcement par géogridde peut augmenter le rapport de capacité portante d'une semelle avec un vide, quelle que soit la profondeur et le diamètre du vide. L'augmentation est d'environ 2 % pour un petit vide ( $D/B = 0,5$ ) et une faible profondeur de vide ( $d/B = 0,5$ ), et d'environ 5 % pour un grand vide ( $D/B = 2$ ) et une faible profondeur de vide ( $d/B = 0,5$ ). De plus, pour un rapport de profondeur de vide donné, le rapport de capacité portante diminue avec l'augmentation du diamètre du vide. Une exception concerne le cas  $D/B = 2$ , où le rapport de profondeur de vide critique (la profondeur à laquelle le rapport de capacité portante atteint une valeur stable) est supérieur à 3 ( $d/B > 3$ ) en raison de la grande taille de la cavité.
- Le rapport de capacité portante d'une semelle avec un vide diminue de manière significative avec l'augmentation du diamètre du vide, à l'exception du cas où le rapport de profondeur du vide est égal à 3. À cette distance d'ancrage, le comportement de la semelle est le même que le cas sans vide, et le rapport de capacité portante reste constant. Cependant, pour une profondeur de vide donnée, la variation de la capacité portante en fonction du diamètre du vide est pratiquement la même pour les cas renforcé et non renforcé, à l'exception des cas où le diamètre du vide est égal à 2 et le rapport de profondeur du vide est égal à 0,5. Dans ces cas, l'introduction d'un renforcement par géogridde à l'interface sable-argile peut augmenter le rapport de capacité portante jusqu'à 5 %.
- Globalement, les résultats de cette étude suggèrent que la présence d'un vide sous une fondation peut avoir un impact significatif sur sa capacité portante. Cependant, l'impact peut être atténué en augmentant la profondeur du vide ou en introduisant un renforcement par géogridde.
- Pour une valeur donnée d'excentricité, les rapports de capacité portante des semelles filantes sous charges excentriques avec des vides à une profondeur critique ( $d/B = 3$ ) sont presque identiques pour différentes tailles de vide allant de 0,5 à 2, à l'exception du cas  $D/B = 2$ , où les rapports diminuent avec l'augmentation de la taille du vide. Cela indique que les capacités portantes ultimes des semelles filantes sous charges excentriques avec des

vides à une profondeur critique diminuent avec l'augmentation de l'excentricité, et que l'influence de la taille du vide n'est significative que pour le cas  $D/B = 2$ .

Un moyen d'améliorer davantage la performance des semelles filantes sous charges excentriques avec des vides est d'utiliser une combinaison de profondeur de vide, d'ajout d'une couche épaisse de sable et de renforcement par géogrid. Par exemple, pour un cas où le diamètre du vide est grand et le rapport de profondeur de vide critique est supérieur au rapport de profondeur de vide réel, l'introduction d'un renforcement par géogrid pourrait contribuer à augmenter le rapport de capacité portante de plus de 5 %.

## **Chapitre V: Évaluation de la capacité portante des fondations avec cavités souterraines en utilisant l'apprentissage automatique et l'analyse SHAP**

### **1. Introduction**

L'évaluation de la capacité portante des fondations sous des conditions de chargement excentrique ou non uniforme représente un problème complexe en ingénierie géotechnique, particulièrement lorsqu'il s'agit de tenir compte des profils de sol hétérogènes, des cavités souterraines et de l'influence des techniques d'amélioration des sols (Meyerhof, 1953). Les méthodes analytiques pionnières de (Terzaghi, 1943), suivies par les contributions de Meyerhof (1963) et Brinch Hansen (1970), ont établi des cadres fondamentaux pour les conditions de sol homogènes. Ces dernières années, les chercheurs ont employé diverses approches numériques, analytiques et expérimentales pour évaluer la capacité portante des fondations (Ahmadi et al., 2020, 2022; Banu et al., 2024; Luo et al., 2023; Luo et al., 2025). Cependant, ces méthodes conventionnelles ne parviennent pas à capturer adéquatement les complexités découlant des effets combinés des systèmes de sols stratifiés, du chargement excentrique et des techniques d'amélioration des sols, qui sont fréquemment rencontrés dans la pratique moderne de l'ingénierie.

Par exemple, la substitution de la strate d'argile supérieure par un sol granulaire, formant ainsi un système de fondation composite (Aziz, 2020, 2023), constitue une configuration que les facteurs de capacité portante conventionnels basés sur Terzaghi ne parviennent pas à analyser avec précision, particulièrement lorsque des cavités sont présentes. Les cavités souterraines, résultant de processus karstiques, d'érosion souterraine ou d'activités anthropiques (Drumm et al., 2009; Saadi et al., 2020; Zemali et al., 2025), modifient considérablement les distributions de contraintes sous les fondations, pouvant potentiellement conduire à des tassements excessifs ou à des ruptures.

Les premières investigations sur l'influence des cavités souterraines (Atkinson & Potts, 1977; A. Badie & M. C. Wang, 1984; R. L. Baus & M. C. Wang, 1983; M. C. Wang & A. Badie, 1985; Wang & Hsieh, 1987) ont délimité une zone critique sous les semelles, dont l'étendue dépend de la géométrie de la fondation, des propriétés du sol et des caractéristiques de la cavité. Les avancées récentes en modélisation numérique ont affiné ces connaissances. Kumar and Chauhan (2021) ont utilisé le raffinement adaptatif du maillage pour quantifier l'influence des cavités via un facteur de réduction (Rf), démontrant que la proximité aux fondations impacte le plus sévèrement la capacité portante. Chaabani et al. (2023) ont mené des analyses paramétriques basées sur FLAC2D des sols stratifiés, révélant que la capacité portante augmente avec l'épaisseur de la couche de sable et la distance de la zone faible, mais diminue avec les dimensions de la zone faible jusqu'à ce que des seuils critiques soient atteints. Peng et al. (2024) ont appliqué l'analyse limite par éléments finis (FELA) aux monopieux de grand diamètre dans l'argile marine, proposant des abaques de dimensionnement avec des coefficients de réduction de capacité pour les scénarios affectés par des cavités et identifiant des modes de rupture distincts entre les cavités simples et doubles.

La plupart des semelles subissent des forces de moment dues aux charges latérales de la structure. Les études sur les semelles chargées excentriquement, telles que celle de Wu, Zhao, Zhang, et al. (2020), ont démontré que la présence de cavités dans les masses rocheuses réduit la capacité portante, la sévérité augmentant avec la taille de la cavité et l'excentricité de la charge. Mansouri et al. (2021b) ont corroboré ces résultats par des essais de laboratoire, montrant que les cavités au-delà de deux fois la largeur de la semelle ont une influence négligeable, indépendamment de l'excentricité. L'interaction entre les sols stratifiés (interfaces sable-argile), les cavités et le

chargement excentrique crée un problème hautement non linéaire qui défie les cadres théoriques conventionnels, comme démontré dans les études paramétriques de (Nezari et al., 2024; Tizpa et al., 2023; Wu et al., 2025).

Les avancées en intelligence artificielle (IA) et en modélisation prédictive offrent de nouvelles voies pour aborder de telles complexités géotechniques (Amjad et al., 2022; Aziz et al., 2024; Farik et al., 2025; Goudjil & Arabet, 2020; Goudjil et al., 2024; Lafifi et al., 2024; Liu & Liang, 2024; Moayedi et al., 2019; Nguyen Van et al., 2022). Dans les applications géotechniques, Gao (2024) a démontré l'application réussie de divers algorithmes d'apprentissage automatique pour prédire le comportement du sol, tandis que Min et al. (2024) se sont spécifiquement concentrés sur la prédiction de la capacité portante des tunnels à double arche asymétriques fissurés en utilisant des réseaux de neurones artificiels. Ces approches basées sur les données capturent efficacement les relations complexes entre plusieurs variables, y compris les paramètres du sol, et leur impact collectif sur la capacité portante (Vali et al., 2024). Une innovation clé est l'intégration des explications additives de Shapley (SHAP) avec les modèles d'apprentissage automatique, qui permet une interprétation transparente de facteurs tels que la géométrie des cavités et les propriétés du sol (Phoon & Zhang, 2023), comblant le fossé entre les prédictions basées sur les données et la compréhension mécaniste.

Malgré ces progrès, les méthodes de prédiction fiables pour les sols stratifiés affectés par des cavités restent sous-développées. Les approches traditionnelles manquent de la nuance nécessaire pour capturer les interactions cavité-sol, tandis que les modèles d'apprentissage automatique existants privilégient souvent la précision au détriment de l'interprétabilité. Cette étude vise à (1) développer des modèles d'apprentissage automatique interprétables (XGBoost, Random Forest, ANN) pour prédire la capacité portante dans les sols stratifiés affectés par des cavités ; (2) employer l'analyse SHAP pour identifier les paramètres critiques et les relations entre les caractéristiques des cavités et la performance des fondations ; (3) créer des directives pratiques et un outil prédictif convivial pour les ingénieurs ; et (4) quantifier les niveaux de confiance de prédiction. Cette étude utilise une base de données paramétrique dérivée numériquement pour surmonter les défis pratiques de génération d'un ensemble de données expérimental complet qui capture l'interaction complexe entre ces variables. L'objectif principal est de développer un cadre d'apprentissage automatique interprétable comme preuve de concept pour ce problème.

En utilisant une base de données de 204 modèles numériques (**Chapitre IV**), les modèles incorporent les paramètres clés : l'excentricité de charge normalisée ( $e/B$ ), la largeur de la cavité ( $D/B$ ), la distance verticale cavité-argile ( $d/B$ ) et l'épaisseur de la couche de sable ( $H/B$ ). Les métriques de performance — l'erreur quadratique moyenne (RMSE), l'erreur absolue moyenne (MAE) et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) — seront utilisées pour identifier le modèle optimal, tandis que l'analyse SHAP élucidera l'importance des caractéristiques.

## **2. Aperçu des techniques d'apprentissage automatique par ensemble**

### **2.1. Régression par Forêt Aléatoire (Random Forest)**

La Forêt Aléatoire est une méthode d'apprentissage par ensemble qui construit plusieurs arbres de décision pendant l'entraînement et produit la prédiction moyenne de tous les arbres pour les tâches de régression. Cette approche par ensemble améliore à la fois la robustesse et la précision par rapport à l'utilisation d'un seul arbre de décision.

La Figure 5.1 illustre les étapes clés de l'algorithme de Forêt Aléatoire pour générer des prédictions à partir de données de test.

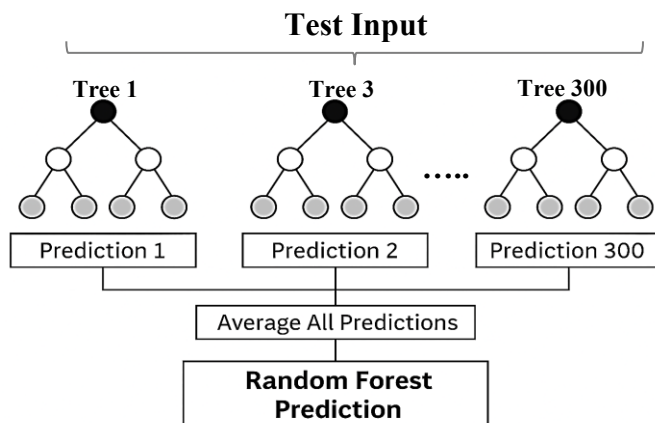


Figure 5.1 Flux de travail de l'algorithme Random Forest pour effectuer des prédictions.

L'algorithme utilise l'erreur quadratique moyenne (MSE) comme métrique principale pour déterminer les divisions optimales à chaque nœud dans chaque arbre de décision. La MSE mesure la différence quadratique moyenne entre les valeurs réelles et prédites. Mathématiquement, elle est exprimée comme :

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (f_i - y_i)^2 \quad 5.1$$

où N est le nombre de points de données,  $f_i$  est la valeur renvoyée par le modèle, et  $y_i$  est la valeur réelle pour le point de données  $i$ .

Pendant la construction de l'arbre, l'algorithme de Forêt Aléatoire évalue les points de division potentiels à chaque nœud. Il sélectionne la combinaison caractéristique-seuil qui minimise la MSE combinée des nœuds enfants résultants, atteignant ainsi les prédictions les plus précises. L'algorithme continue récursivement ce processus de division jusqu'à ce qu'un critère d'arrêt soit atteint (par exemple, profondeur maximale de l'arbre ou nombre minimum d'échantillons par nœud).

## 2.2. Régression XGBoost

XGBoost (eXtreme Gradient Boosting) est une implémentation optimisée du cadre de gradient boosting. Il fonctionne comme une méthode d'apprentissage par ensemble qui construit des arbres de décision séquentiellement, chaque arbre étant conçu pour corriger les erreurs de prédiction des arbres précédents. La Figure 5.2 illustre l'architecture séquentielle de l'algorithme XGBoost travaillant avec l'ensemble de données  $x$ . Chaque arbre de décision (de l'Arbre 1 à l'Arbre  $k$ ) traite les erreurs résiduelles des arbres précédents. L'Arbre 1 produit une prédiction initiale  $f_1(x)$  à partir des valeurs cibles originales  $y$ . L'Arbre 2 apprend du résidu  $(y - f_1(x))$  pour produire  $f_2(x)$ . Ce processus continue, avec l'Arbre  $k$  abordant le résidu cumulatif  $(y - f_1(x) - \dots - f_{k-1}(x))$  pour produire  $f_k(x)$ . La prédiction finale est la somme de toutes les prédictions d'arbres individuels, représentée mathématiquement comme  $\sum_{i=1}^k f_i(x_i)$ .

Les principes fondamentaux de l'algorithme englobent trois aspects clés. Premièrement, le gradient boosting emploie l'optimisation par descente de gradient pour incorporer séquentiellement de nouveaux arbres de décision qui minimisent les erreurs résiduelles de l'ensemble existant. Deuxièmement, la régularisation met en œuvre des techniques L1 (Lasso) et L2 (Ridge) pour prévenir le surapprentissage et améliorer les capacités de généralisation du modèle.

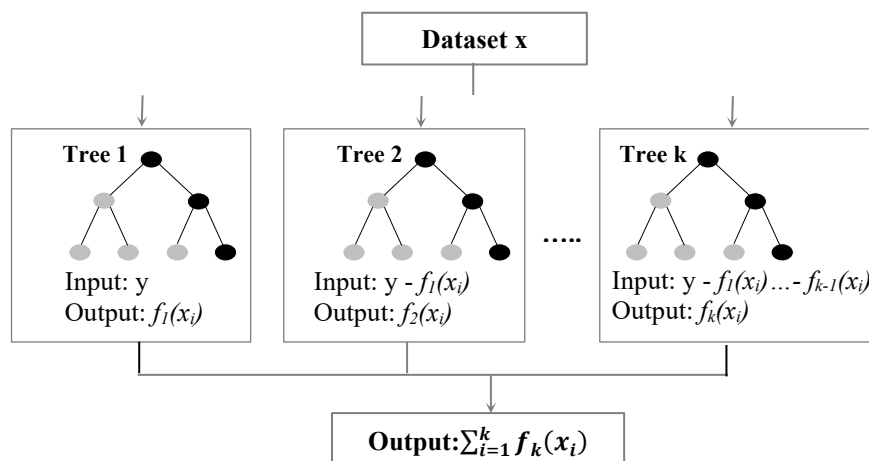
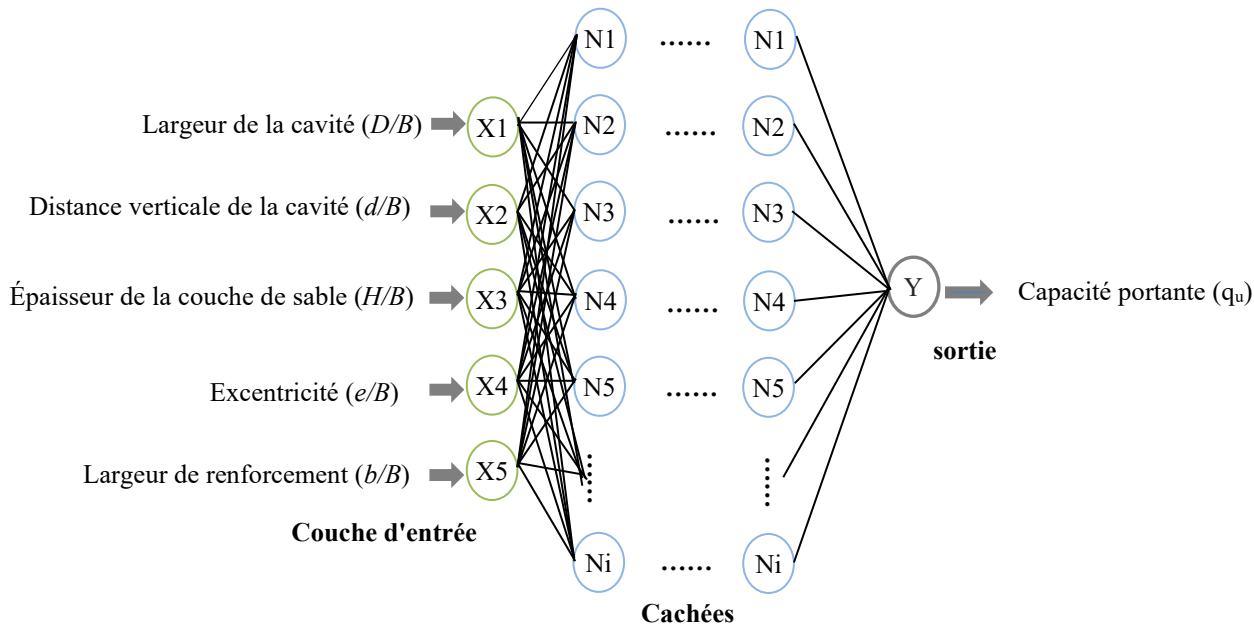


Figure 5.2 Architecture de l'algorithme XGBoost.

Troisièmement, l'implémentation efficace optimise les ressources computationnelles et l'utilisation de la mémoire, rendant l'algorithme particulièrement adapté aux applications d'apprentissage automatique à grande échelle.

### 2.3. Régression par Réseau de Neurones Artificiels (ANN)

Les Réseaux de Neurones Artificiels (ANN) sont des modèles computationnels inspirés de la structure et de la fonction des réseaux neuronaux biologiques, capables d'apprendre des motifs complexes à partir de données à travers des nœuds interconnectés organisés en couches. La Figure 6 montre l'architecture ANN utilisée dans cette étude pour la prédiction de la capacité portante.



Le réseau a trois composants principaux :

- **Couche d'entrée** : avec 5 neurones correspondant aux paramètres d'entrée adimensionnels ( $e/B$ ,  $H/B$ ,  $D/B$ ,  $d/B$ , et  $b/B$ )
- **Couches cachées** : trois couches interconnectées contenant respectivement 32, 16 et 8 neurones, créant une structure conique pour une réduction graduelle de dimensionnalité
- **Couche de sortie** : avec un seul neurone qui produit la capacité portante prédite

Cette structure hiérarchique permet une extraction de caractéristiques et un traitement de données efficaces à travers le réseau.

Le modèle emploie la fonction d'activation Rectified Linear Unit (ReLU) dans les couches cachées pour introduire la non-linéarité et prévenir les gradients évanescents, et une fonction d'activation linéaire dans la couche de sortie pour la régression. Cette combinaison améliore la capacité du réseau à capturer des relations de données complexes tout en maintenant l'efficacité computationnelle.

### 3. Flux de Processus de Modélisation

La Figure 5.3 illustre le flux de processus pour l'approche de modélisation par apprentissage automatique proposée utilisant l'analyse SHAP (SHapley Additive exPlanations) pour estimer la capacité portante.

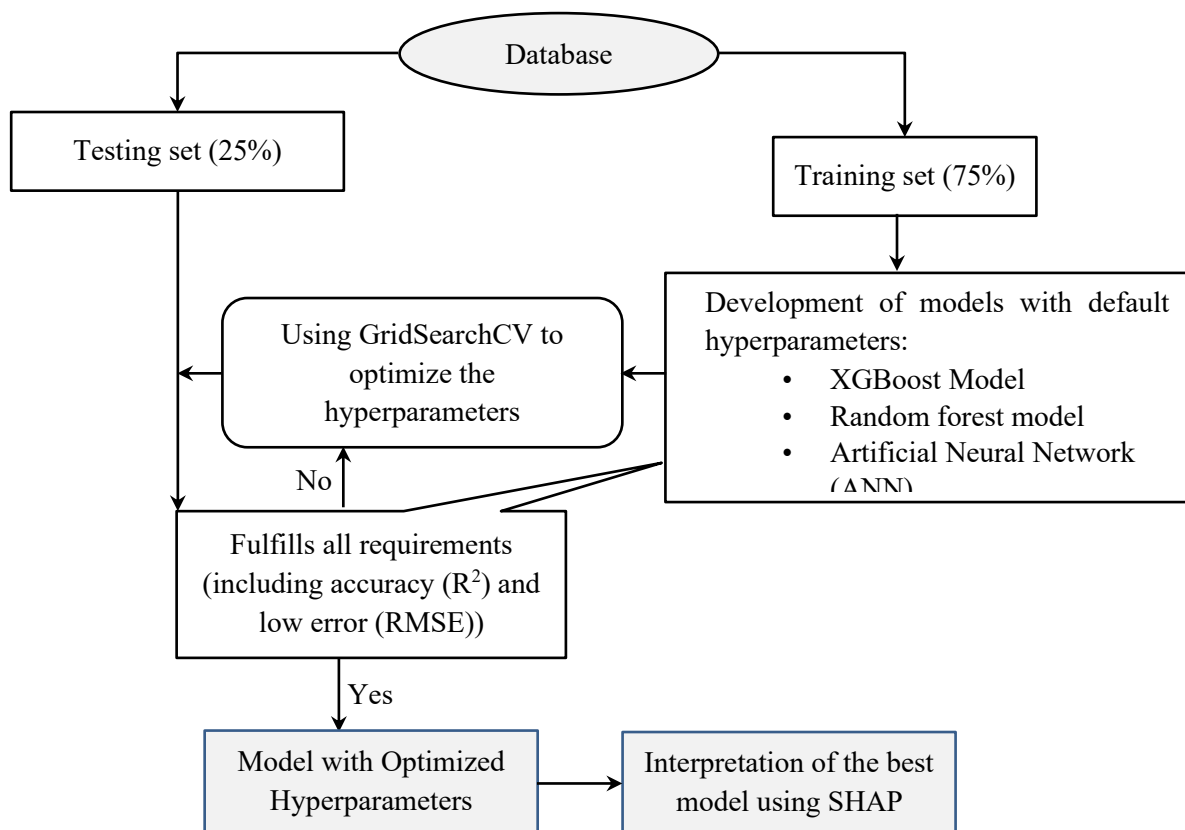


Figure 5.3 Flux de processus des modèles ML proposés et de SHAP pour l'estimation de la capacité portante.

La méthodologie suit un processus structuré :

- Les données sont divisées en un ensemble de test (25%) et un ensemble d'entraînement (75%) pour une évaluation robuste
- La technique GridSearchCV est ensuite utilisée pour optimiser les hyperparamètres des modèles
- Trois modèles de base sont entraînés : XGBoost, Random Forest et ANN
- La performance de ces modèles est soigneusement évaluée, les critères clés étant une haute précision ( $R^2$ ) et une faible erreur (RMSE)
- Si un modèle répond à ces critères, il est sélectionné pour l'étape suivante
- Le modèle le plus performant, avec ses hyperparamètres optimisés, génère des estimations finales de capacité portante

- L'interprétation de ce modèle le plus performant est effectuée en utilisant la méthode SHAP

Cette approche fournit des informations précieuses sur les facteurs sous-jacents et leur importance relative dans la détermination de la capacité portante, permettant une compréhension plus profonde du problème et du processus de prise de décision du modèle.

## 4. Développement et Entraînement du Modèle

### 4.1. Description de l'Ensemble de Données

Le développement d'un modèle d'apprentissage automatique efficace nécessitait un ensemble de données complet. Cette étude a utilisé des données numériques. Le modèle a incorporé plusieurs paramètres géométriques, incluant l'excentricité de charge, les caractéristiques de cavité (emplacement et taille), et le placement du renforcement par géogridde à l'interface sable-argile. Les spécifications complètes des paramètres sont détaillées dans le Tableau 5.1.

*Tableau 5.1 Paramètres géométriques et de chargement utilisés dans cette étude.*

	e/B	H/B	D/B	d/B	b/B	Capacité portante (bar)
<b>0</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.677
<b>1</b>	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.766
<b>2</b>	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.850
<b>3</b>	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	1.000
<b>4</b>	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	1.155
.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
<b>199</b>	0.3	3.0	2.0	0.5	6.0	0.582
<b>200</b>	0.3	3.0	2.0	1.0	6.0	0.660
<b>201</b>	0.3	3.0	2.0	1.5	6.0	0.777
<b>202</b>	0.3	3.0	2.0	2.0	6.0	0.886
<b>203</b>	0.3	3.0	2.0	3.0	6.0	1.139

Les plages de paramètres sélectionnées (par exemple,  $e/B = 0-0,3$ ,  $d/B = 0-3$ ) ont été choisies pour représenter des scénarios de conception critiques et pratiques rencontrés en ingénierie géotechnique, sur la base d'une revue exhaustive de la littérature. Par exemple,  $e/B > 0,3$  nécessite souvent une conception de fondation spécialisée, et les cavités au-delà de  $d/B > 2$  ont généralement une influence négligeable sur la capacité portante.

Le Tableau 5.2 présente les statistiques descriptives de l'ensemble de données, essentielles pour le prétraitement des données. Ces statistiques aident à identifier les données manquantes, déterminer la plage de valeurs (minimum et maximum), et évaluer les exigences de normalisation pour les modèles d'apprentissage automatique.

*Tableau 5.2 Statistiques descriptives de l'ensemble de données.*

	e/B	H/B	D/B	d/B	b/B	Bearing capacity(bar)
<b>Count</b>	204	204	204	204	204	204
<b>Mean</b>	0.150	2.667	0.980	1.255	2.941	1.017
<b>std</b>	0.112	0.773	0.715	1.009	3.007	0.267

<b>Min</b>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.281
<b>25%</b>	0.075	3.000	0.500	0.500	0.000	0.843
<b>50%</b>	0.150	3.000	1.000	1.000	0.000	1.026
<b>75%</b>	0.225	3.000	1.500	2.000	6.000	1.208
<b>Max</b>	0.300	3.000	2.000	3.000	6.000	1.546

## 4.2. Analyse de Corrélation

Pour visualiser les relations entre les caractéristiques (entrées) dans notre ensemble de données et la capacité portante (sortie), une carte thermique de corrélation a été générée (Figure 5.4). Cette carte thermique identifie les caractéristiques avec de fortes corrélations positives ou négatives, fournissant des informations sur les facteurs clés influençant la capacité portante.

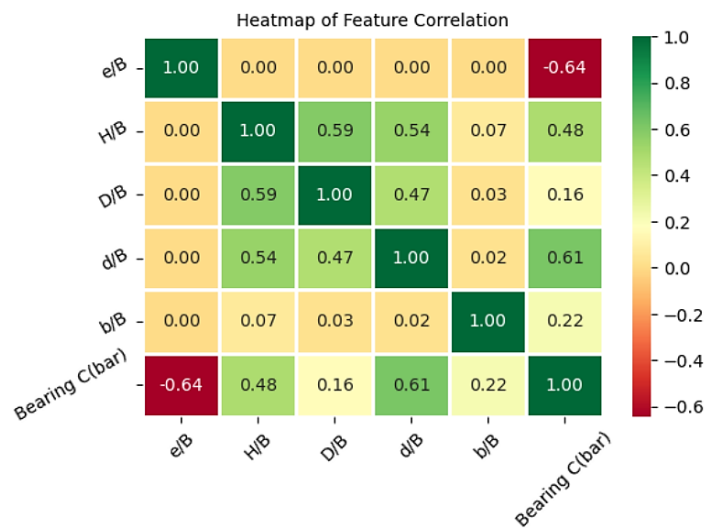


Figure 5.4 Carte des corrélations entre les caractéristiques et la variable cible.

Comme représenté dans la carte thermique, le rapport d'excentricité de charge e/B montre une corrélation négative substantielle (-0,64), suivi par le rapport de profondeur de cavité d/B (+0,61) et le rapport d'épaisseur de couche de sable H/B (+0,48). Inversement, le rapport de largeur de géogridde b/B et le rapport de largeur de cavité D/B ont des effets minimaux, avec de faibles corrélations positives de +0,22 et +0,16, respectivement.

## 4.3. Métriques d'évaluation du modèle

L'évaluation des performances du modèle constitue une composante critique de la méthodologie du machine learning, fournissant des mesures quantitatives pour estimer la précision prédictive, la fiabilité et la capacité de généralisation des modèles développés. Ces métriques servent de références objectives permettant la comparaison systématique des différentes approches de modélisation et facilitent l'identification de solutions optimales pour des domaines problématiques spécifiques. Dans cette étude, trois indicateurs de performance complémentaires ont été employés (Bartz-Beielstein, 2023; Breiman, 2001): le coefficient de détermination ( $R^2$ ) dans l'Éq. 5.5, l'erreur quadratique moyenne racine (RMSE) dans l'Éq. 5.4, Erreur Quadratique Moyenne (MSE) dans l'Éq. 5.3 et l'erreur absolue moyenne (MAE) dans l'Éq. 5.2. À l'instar de la RMSE, une MAE plus faible indique de meilleures performances du modèle. Généralement, un modèle présentant un  $R^2$  plus élevé et une RMSE et une MAE plus basses est considéré comme plus performant.

- Erreur Absolue Moyenne :

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |P_i - A_i|$$

5.2

- Erreur Quadratique Moyenne :

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (P_i - A_i)^2 \quad 5.3$$

- Erreur Quadratique Moyenne Racine :

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (P_i - A_i)^2} \quad 5.4$$

- Coefficient de Détermination:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (P_i - A_i)^2}{\sum_{i=1}^N (P_i - \bar{A})^2} \quad 5.5$$

Où : A = valeurs réelles, P = valeurs prédites,  $\bar{A}$  = moyenne des valeurs réelles, et N = nombre de points de données.

Toutes les procédures de développement, d'entraînement et d'évaluation des modèles ont été implémentées en utilisant Python 3.12.7, tirant parti de son écosystème complet de bibliothèques de machine learning et d'outils de calcul numérique. Cet environnement d'implémentation assure la reproductibilité et facilite l'intégration avec les flux de travail et les bonnes pratiques établis en machine learning.

## 5. Résultats et Discussions

### 5.1. Optimisation des Hyperparamètres

L'optimisation du modèle a été réalisée en utilisant des approches distinctes adaptées à différents algorithmes. La Validation Croisée par Recherche en Grille (Grid Search Cross-Validation), adaptée aux espaces d'hyperparamètres discrets des modèles basés sur des arbres, a été utilisée pour régler les hyperparamètres de XGBoost et Random Forest. L'Optimisation Bayésienne, qui est plus efficace pour l'espace de paramètres continu de haute dimension des Réseaux de Neurones Artificiels (ANN), a été utilisée pour le modèle ANN. Cette approche garantit que chaque modèle a été réglé de manière optimale et efficace.

#### 5.1.1. Performance du modèle XGBoost

Le Tableau 5.3 résume la configuration optimale des hyperparamètres pour XGBoost. Le modèle XGBoost a été configuré avec 300 estimateurs et un taux d'apprentissage de 0,1, tout en maintenant une profondeur maximale relativement faible de 5 pour prévenir le surapprentissage. Pour la régularisation, il a employé une régularisation L1 (Lasso) avec une valeur de 0,01 et une régularisation L2 (Ridge) avec une valeur de 1, aidant à contrôler la complexité du modèle. La fonction objective a été définie sur 'reg:squarederror' pour les tâches de régression.

Tableau 5.3 Meilleurs hyperparamètres de la régression XGBoost.

Hyperparameter	n_estimators	learning_rate	max_depth	L1	L2	objective
Best Value	300	0.1	5	0.01	1	'reg:squarederror'

L'analyse des résultats résumés dans le Tableau 5.4 révèle que le modèle XGBoost a atteint une performance exceptionnelle à travers toutes les métriques d'évaluation, démontrant une haute précision tant dans les phases d'entraînement que de test. Le modèle a démontré une performance quasi-parfaite sur l'ensemble d'entraînement (MSE < 0,001) tout en maintenant une forte généralisation sur l'ensemble de test (MSE = 0,001). Les valeurs RMSE étaient notamment faibles

à 0,011 pour l'entraînement et 0,031 pour le test, tandis que la MAE restait minimale à 0,008 et 0,024, respectivement.

Tableau 5.4 Métriques de performance du modèle (XGBoost).

XGBoost	Training set	Testing Set
Mean Squared Error (MSE)	0.000	0.001
Root Mean Squared Error (RMSE)	0.011	0.031
Mean Absolute Error (MAE)	0.008	0.024
R-squared (R <sup>2</sup> )	0.998	0.988

Le modèle a démontré un pouvoir prédictif exceptionnel avec des valeurs R<sup>2</sup> de 0,998 pour l'entraînement et 0,988 pour l'ensemble de test, expliquant plus de 98% de la variance dans les deux ensembles de données. Cette performance, atteignant 98,8% de précision sur l'ensemble de test, démontre une fiabilité robuste et une forte généralisation, le rendant adapté aux applications pratiques.

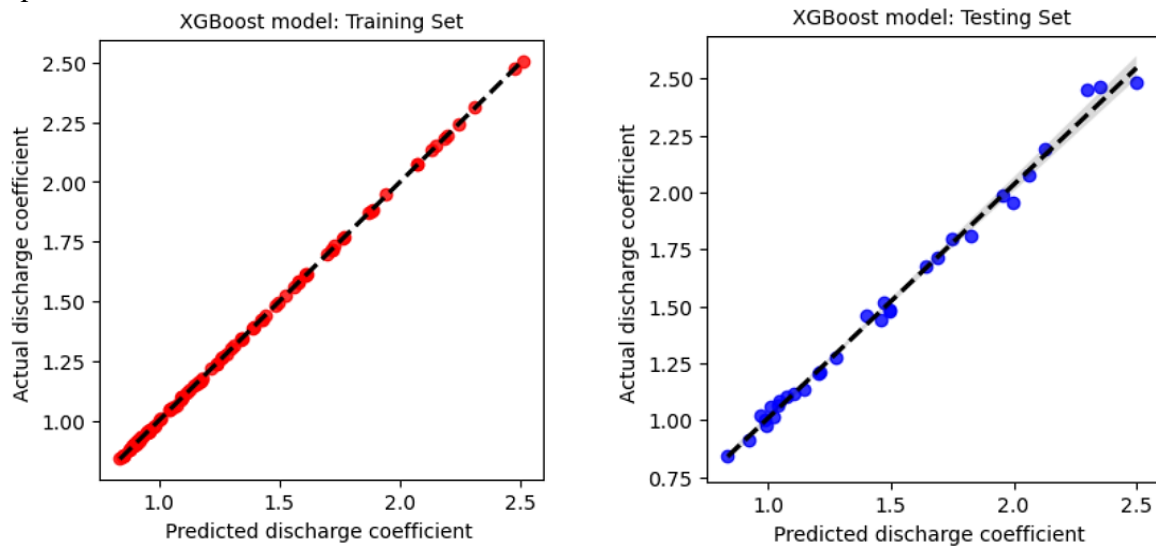


Figure 5.5 Courbe de régression des valeurs réelles par rapport aux valeurs prédites avec XGBoost (ensembles d'entraînement et de test).

Une analyse comparative des valeurs de capacité portante prédites par rapport aux valeurs réelles a été menée pour visualiser la performance du modèle, comme montré dans la Figure 5.5. Les graphiques de dispersion résultants démontrent que le modèle XGBoost atteint un regroupement serré le long de la ligne de prédiction idéale (ligne à 45 degrés) pour les ensembles d'entraînement et de test, confirmant sa fiabilité prédictive.

### 5.1.2. Performance du Modèle Random Forest

Similairement à XGBoost, les hyperparamètres optimaux pour le modèle Random Forest ont été déterminés en utilisant la Validation Croisée par Recherche en Grille. Le Tableau 7 présente les meilleures valeurs d'hyperparamètres identifiées. La configuration optimale comprend 300 estimateurs (arbres) dans la forêt, chacun avec une profondeur maximale de 15 niveaux. Le modèle nécessite au moins 5 échantillons pour diviser un nœud interne et maintient au moins 2 échantillons à chaque nœud feuille. L'échantillonnage bootstrap a été activé pour construire les arbres.

Le modèle Random Forest a démontré une performance cohérente et robuste à travers toutes les

métriques d'évaluation, comme montré dans le Tableau 5.5. Les valeurs  $R^2$  ont dépassé 97% sur les ensembles de données d'entraînement et de test.

Tableau 5.5 Meilleurs hyperparamètres de la régression Random Forest.

Hyperparameter	n_estimators	max_depth	min_samples_split	min_samples_leaf	bootstrap
Best Value	300	15	5	2	True

Pour valider et visualiser les métriques de performance présentées dans le Tableau 5.6, des graphiques de dispersion ont été générés comparant les valeurs de capacité portante prédites et réelles (Figure 5.6). La distribution des points de données pour le modèle Random Forest montre un fort alignement avec la ligne 1:1 à travers les ensembles de données d'entraînement et de test.

Tableau 5.6 Métriques de performance du modèle (forêt aléatoire).

Random Forest	Training Set	Testing Set
Mean Squared Error (MSE)	0.001	0.002
Root Mean Squared Error (RMSE)	0.025	0.045
Mean Absolute Error (MAE)	0.018	0.035
R-squared ( $R^2$ )	0.991	0.974

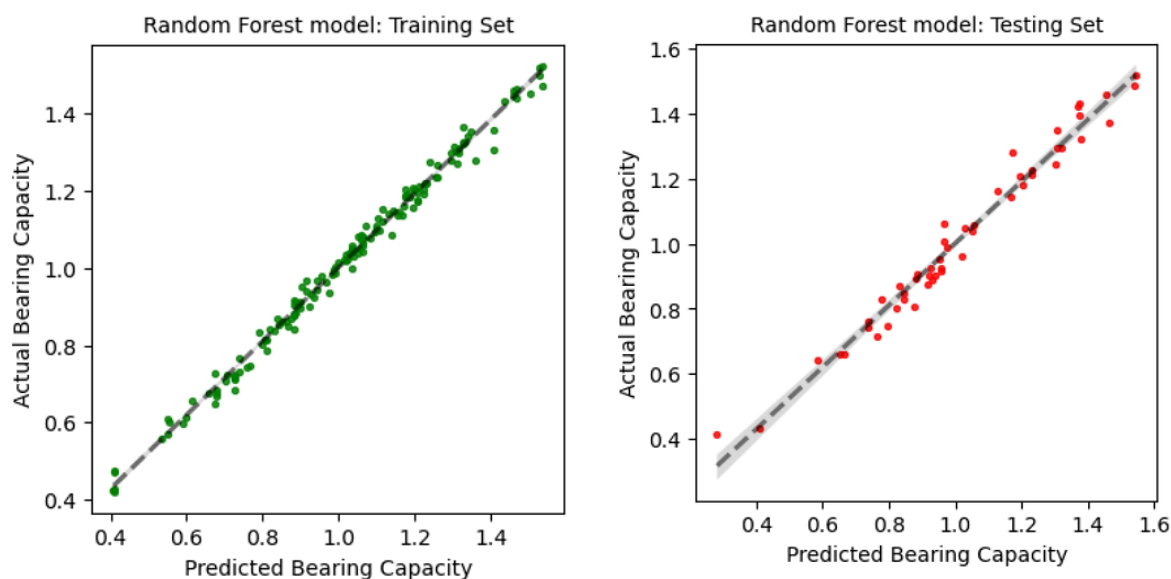


Figure 5.6 Courbe de régression des valeurs réelles par rapport aux valeurs prédites avec Random Forest (ensembles d'entraînement et de test).

### 5.1.3. Performance du modèle ANN

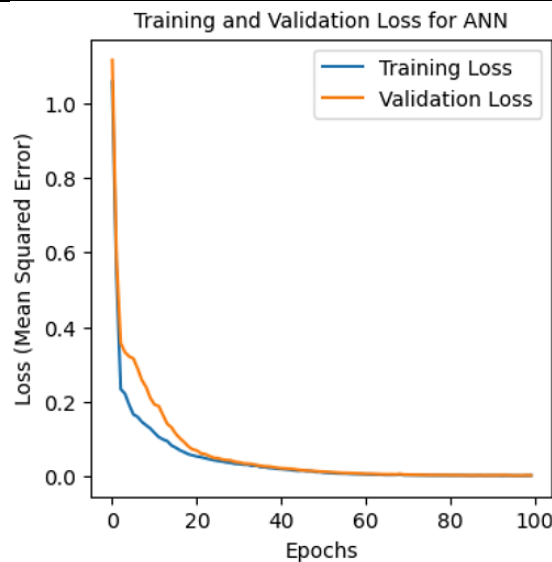
Les hyperparamètres clés pour les Réseaux de Neurones Artificiels (ANN) incluent le nombre de couches, le nombre de neurones par couche, la fonction d'activation et l'optimiseur. Le Tableau 5.7 présente les hyperparamètres optimisés pour le modèle ANN en utilisant l'Optimisation Bayésienne. L'architecture du modèle se compose de trois couches cachées avec des nombres décroissants de neurones (32, 16 et 8, respectivement), créant une structure conique qui réduit progressivement la dimensionnalité des données.

L'optimiseur Adam a été sélectionné pour son taux d'apprentissage adaptatif, et l'erreur

quadratique moyenne a été utilisée comme fonction de perte pour mesurer la précision de prédiction. Les fonctions d'activation ReLU (Rectified Linear Unit) ont été mises en œuvre dans les couches cachées pour introduire la non-linéarité et aborder le problème du gradient évanescent, tandis qu'une fonction d'activation linéaire a été appliquée dans la couche de sortie pour la tâche de régression. Cette architecture démontre un équilibre réfléchi entre la complexité du modèle et l'optimisation de la performance.

*Tableau 5.7 Meilleurs hyperparamètres pour les réseaux de neurones artificiels.*

Hyperparameter	optimizer	loss	Number of hidden layers	Number of Neurons on each layer	Activation Function
Best parameter	'adam'	'mean_squared_error'	3	32—16--8	'relu' (hidden layers) linear (output layer)



*Figure 5.7 Évolution de la perte de fonction (Loss function) pendant l'entraînement et la validation.*

La Figure 5.7 représente la progression d'apprentissage du modèle ANN sur 100 époques, montrant à la fois les pertes d'entraînement et de validation mesurées en Erreur Quadratique Moyenne. Le modèle présente un modèle d'apprentissage caractéristique dans lequel les deux pertes commencent relativement élevées : la perte de validation culmine à approximativement 1,0, et la perte d'entraînement commence à environ 0,3 dans les époques initiales. Les deux courbes convergent alors rapidement dans les 20 premières époques, suivies d'une diminution plus graduelle jusqu'à environ l'époque 60, après quoi elles se stabilisent à des taux d'erreur constamment faibles. La diminution parallèle et l'alignement étroit entre les pertes d'entraînement et de validation, particulièrement dans les époques ultérieures, indiquent un ajustement approprié du modèle sans surapprentissage. Ce modèle de convergence suggère un entraînement réussi du modèle avec une forte généralisation, comme en témoigne l'écart minimal entre la performance d'entraînement et de validation.

Tableau 5.8 Métriques de performance du modèle (ANN).

ANN	Training set	Testing Set
Mean Squared Error (MSE)	0.003	0.003
Root Mean Squared Error (RMSE)	0.050	0.052
Mean Absolute Error (MAE)	0.040	0.040
R-squared ( $R^2$ )	0.964	0.966

Le Tableau 5.8 présente les métriques de performance du modèle ANN. La Figure 5.8 corrobore les métriques quantitatives présentées dans le Tableau 10, montrant que le Réseau de Neurones Artificiels a démontré une performance cohérente à travers les ensembles de données d'entraînement et de test. Le modèle a atteint des taux d'erreur remarquablement bas, avec une MSE de 0,003 à travers les deux ensembles d'entraînement et de test et des valeurs RMSE de 0,050 et 0,052, respectivement. La MAE est restée stable à 0,040 à travers les deux ensembles de données, indiquant une précision de prédiction cohérente. Les valeurs  $R^2$  de 0,964 pour l'entraînement et 0,966 pour le test démontrent un fort pouvoir prédictif, expliquant plus de 96% de la variance dans les deux ensembles de données. Les métriques comparables entre les ensembles d'entraînement et de test, ainsi que la réduction simultanée des erreurs d'entraînement et de validation, confirment la convergence réussie du modèle et l'absence de surapprentissage. Le graphique de dispersion ne montre aucun biais systématique évident dans les prédictions, car les points sont répartis uniformément au-dessus et en dessous de la ligne diagonale.

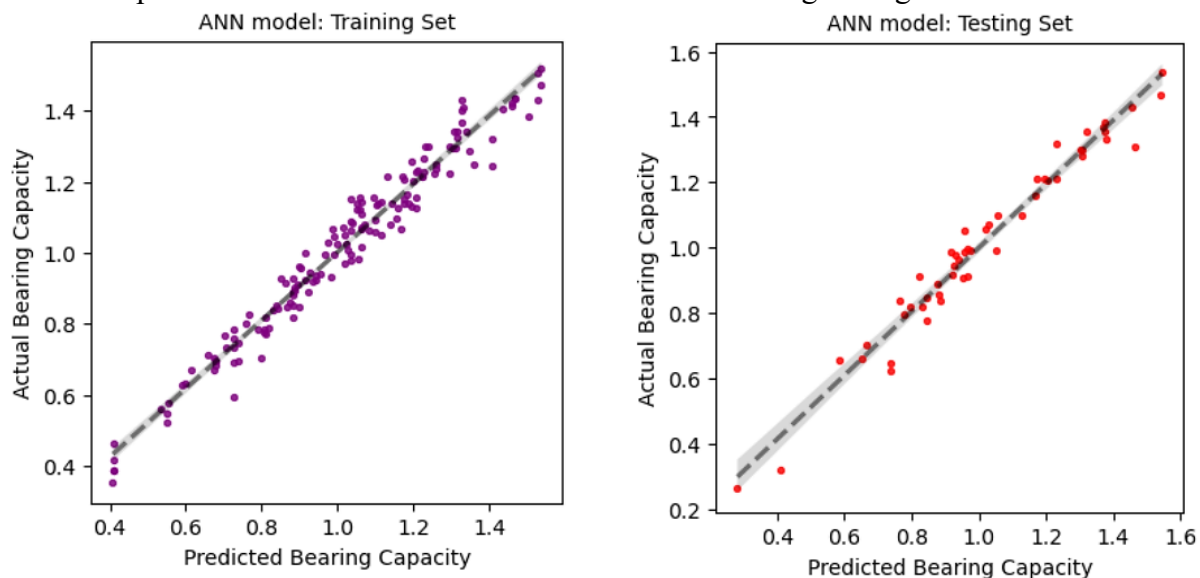


Figure 5.8 Courbe de régression des valeurs réelles par rapport aux valeurs prédites avec ANN (ensembles d'entraînement et de test).

Cependant, il convient de noter que la performance de l'ANN était inférieure à celle des modèles Random Forest et XGBoost.

## 5.2 Analyse Comparative des Modèles

Le Tableau 5.9 et le Tableau 5.10 présentent une comparaison complète de trois modèles d'apprentissage automatique (XGBoost, Random Forest et ANN) à travers les ensembles de données d'entraînement et de test, évalués en utilisant les métriques MSE, RMSE, MAE et  $R^2$ .

Tableau 5.9 Métriques de performance du modèle sur les données d'entraînement.

Metric	XGBoost	Random Forest	ANN
Mean Squared Error (MSE)	0.000	0.001	0.003
Root Mean Squared Error (RMSE)	0.011	0.025	0.050
Mean Absolute Error (MAE)	0.008	0.018	0.040
R-squared (R <sup>2</sup> )	0.998	0.991	0.964

Tableau 5.10 Métriques de performance du modèle sur les données de test.

Metric	XGBoost	Random Forest	ANN
Mean Squared Error (MSE)	0.001	0.002	0.003
Root Mean Squared Error (RMSE)	0.031	0.045	0.052
Mean Absolute Error (MAE)	0.024	0.035	0.040
R-squared (R <sup>2</sup> )	0.988	0.974	0.966

Concernant la performance sur les données d'entraînement (Tableau 5.9), XGBoost démontre une performance supérieure à travers toutes les métriques, atteignant les taux d'erreur les plus bas avec une MSE de 0,000, une RMSE de 0,011 et une MAE de 0,008, ainsi que la valeur R<sup>2</sup> la plus élevée de 0,998. Le modèle Random Forest se classe deuxième, tandis que l'ANN montre le taux d'erreur le plus élevé parmi les trois modèles mais maintient toujours une bonne performance avec une valeur R<sup>2</sup> de 0,964.

Les résultats de test (Tableau 5.10) révèlent des modèles similaires, avec des valeurs d'erreur légèrement plus élevées, comme prévu. XGBoost maintient sa performance supérieure avec les taux d'erreur les plus bas (MSE : 0,001, RMSE : 0,031, MAE : 0,024) et la valeur R<sup>2</sup> la plus élevée (0,988). Le modèle Random Forest prend à nouveau la deuxième place, tandis que l'ANN montre une performance cohérente à travers les ensembles d'entraînement et de test, suggérant une bonne généralisation sans surapprentissage.

Une observation particulièrement remarquable est la cohérence de performance entre les ensembles de données d'entraînement et de test à travers tous les modèles. Bien qu'il y ait une légère dégradation de performance de l'entraînement au test (comme prévu), les différences sont minimales, suggérant que les trois modèles sont robustes et fiables pour les applications pratiques.

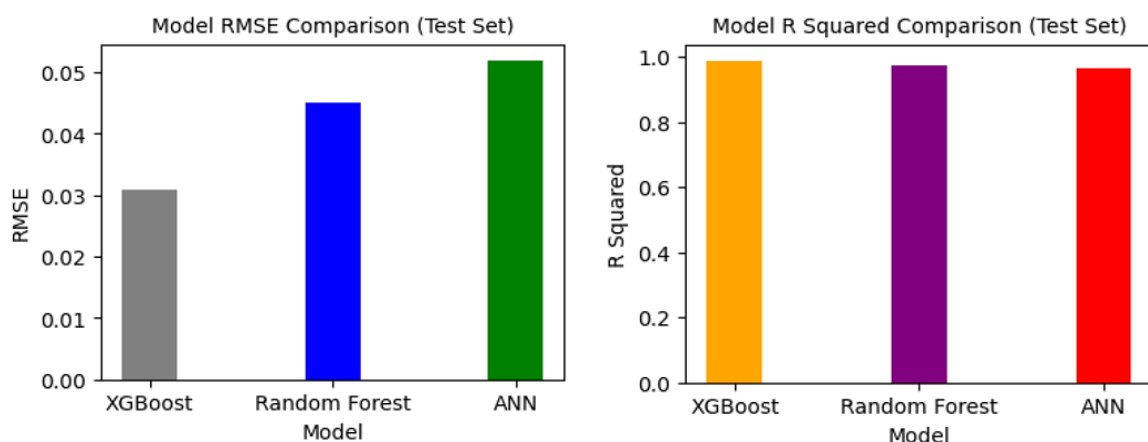


Figure 5.9 Comparaison des métriques d'erreur du modèle (RMSE et R<sup>2</sup>) sur les ensembles de test.

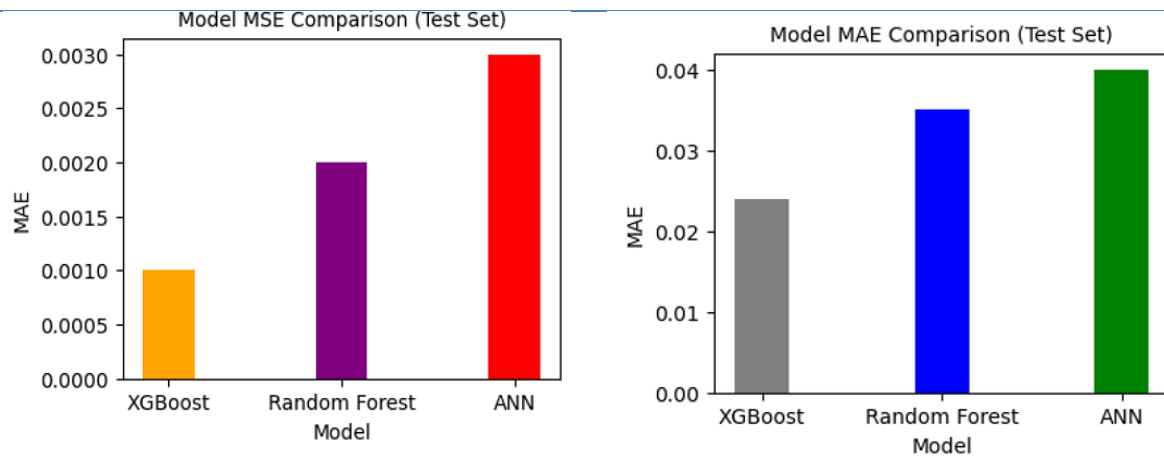


Figure 5.10 Comparaison des métriques d'erreur du modèle (MSE et MAE) sur les ensembles de test.

La Figure 5.9 et la Figure 5.10 présentent des représentations graphiques des métriques comparatives de performance des modèles, illustrant la performance relative à travers les ensembles de données de test. Ces visualisations facilitent la comparaison directe de la performance des modèles en représentant simultanément les métriques d'évaluation.

### 5.3 Validation avec la littérature

Pour évaluer la précision des résultats du modèle, les résultats ont été comparés avec ceux d'études antérieures. Cela incluait des comparaisons avec les résultats d'analyse limite par éléments finis et les résultats de méthode de différences finies de Chaabani et al. (2023).

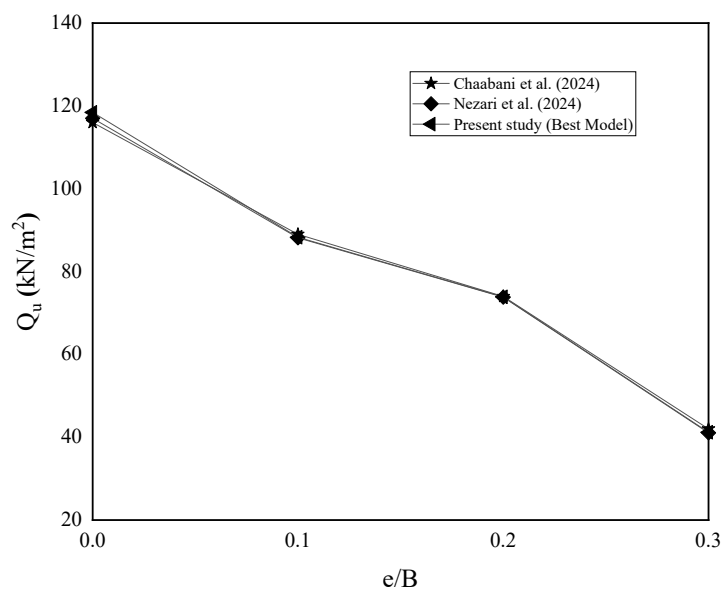


Figure 5.11 Capacité portante pour différents rapports d'excentricité ( $e/B$ ) comparée aux résultats de la littérature à un rapport épaisseur/largeur ( $H/B$ ) de 3.

Comme représenté dans la Figure 5.11, il existe un bon accord entre les résultats de capacité portante ultime prédits et les résultats de littérature précédemment rapportés. Cette corrélation valide le modèle numérique.

### 5.4 Interprétation du Modèle avec SHAP

Bien que les modèles d'apprentissage automatique soient très efficaces, leur complexité inhérente obscurcit souvent les processus de prise de décision sous-jacents. Les avancées récentes dans les techniques d'interprétabilité, particulièrement les Explications Additives de Shapley (SHAP), révèlent des informations sur l'importance des caractéristiques et leurs contributions aux prédictions du modèle. Les valeurs SHAP peuvent être présentées dans différents formats, incluant waterfall, force plot, decision plot, mean SHAP plot et beeswarm plot. Cette étude a utilisé trois types de graphiques SHAP (beeswarm, bar et waterfall) pour obtenir des informations sur le comportement du modèle.

#### 5.4.1 Graphique Beeswarm SHAP

La montre un graphique beeswarm de valeurs SHAP pour l'ensemble de test du modèle XGBoost, visualisant comment différents paramètres d'entrée (e/B, d/B, b/B, D/B et H/B) impactent les prédictions de capacité portante. Le graphique utilise un codage couleur (bleu pour les valeurs faibles et rouge pour les valeurs élevées) et une position horizontale pour montrer à la fois l'amplitude et la direction de l'influence de chaque caractéristique.

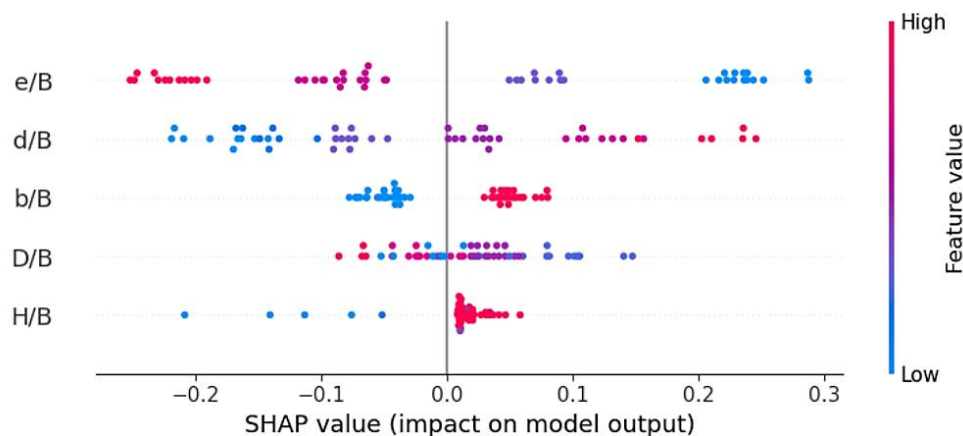


Figure 5.12 Graphique beeswarm de la valeur SHAP pour le modèle XGBoost (ensemble de test).

Le paramètre e/B montre la distribution la plus dispersée de valeurs SHAP, avec des points répartis à travers les impacts négatifs et positifs. Le modèle de couleur suggère que les valeurs plus élevées du rapport d'excentricité de charge tendent à montrer une forte corrélation négative avec la capacité portante prédite, tandis que les valeurs plus faibles montrent un impact positif, indiquant que e/B est un facteur déterminant significatif.

Le rapport de profondeur de cavité (d/B) présente des points distinctement dispersés à travers les valeurs SHAP négatives et positives (approximativement -0,15 à +0,2), démontrant une influence significative sur les prédictions du modèle. Cependant, le modèle de distribution est plus étroit que e/B, suggérant une amplitude d'impact globale légèrement plus faible.

Les paramètres du milieu (b/B et D/B) montrent des modèles d'influence intéressants. Le paramètre b/B montre une large dispersion autour de zéro, indiquant une importance variable qui dépend de la valeur spécifique. Le paramètre D/B montre une distribution plus groupée, suggérant des effets plus cohérents sur les prédictions.

En bas, H/B montre relativement peu de points, principalement de petites valeurs groupées près de zéro, indiquant un impact limité sur les prédictions du modèle par rapport aux autres paramètres. Cette distribution clairsemée suggère que H/B est moins crucial pour déterminer la capacité portante.

#### 5.4.2 Graphique en Barres des Valeurs SHAP Moyennes

Le graphique en barres SHAP (Figure 5.13) affiche les valeurs SHAP absolues moyennes pour chaque caractéristique, fournissant un aperçu de la contribution globale de chaque caractéristique aux prédictions du modèle.

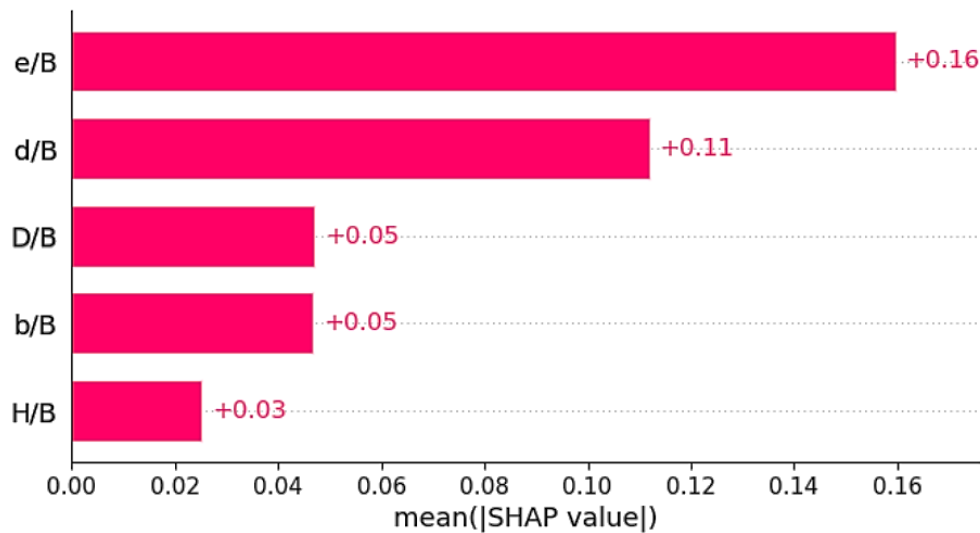


Figure 5.13 Diagramme à barres des valeurs SHAP absolues moyennes pour les caractéristiques du modèle XGBoost (ensemble de test).

Plusieurs observations peuvent être faites :

- Les caractéristiques sont classées de haut en bas en fonction de leur contribution moyenne à la sortie du modèle, avec les caractéristiques les plus essentielles en haut. Ce classement aide à identifier quels paramètres ont l'influence la plus significative sur les prédictions.
- Le paramètre e/B émerge comme la caractéristique la plus influente avec la valeur SHAP absolue moyenne la plus élevée de 0,16, indiquant que le rapport d'excentricité a l'impact global le plus substantiel sur les prédictions de capacité portante.
- Le paramètre d/B montre la deuxième importance la plus élevée avec une valeur SHAP absolue moyenne de 0,11, confirmant que le rapport de profondeur de cavité est crucial, bien que son impact soit approximativement 31% inférieur à e/B.
- Les paramètres (D/B) et (b/B) montrent tous deux des valeurs SHAP absolues moyennes égales de 0,05, les plaçant à égalité en troisième importance. Leur influence est moins de la moitié de celle de d/B, suggérant un impact modéré sur les prédictions.
- Le rapport d'épaisseur de couche de sable (H/B) démontre la valeur SHAP absolue moyenne la plus faible de 0,03, indiquant une influence minimale parmi tous les paramètres. Son impact représente seulement 19% du paramètre le plus influent (e/B).
- Cette visualisation hiérarchique confirme et quantifie efficacement l'importance relative de chaque paramètre, fournissant des orientations claires pour les ingénieurs sur quels facteurs nécessitent le plus d'attention pendant la conception des fondations.

Il est essentiel de distinguer l'importance des caractéristiques basée sur SHAP des simples coefficients de corrélation de Pearson montrés dans la Figure 8. Alors que la carte thermique de corrélation indique une forte relation linéaire entre les paramètres individuels et la capacité portante, la valeur SHAP absolue moyenne quantifie l'amplitude moyenne de la contribution d'un

paramètre aux prédictions de sortie du modèle, tenant compte de tous les effets complexes, non linéaires et interactifs appris par l'algorithme XGBoost. Le |SHAP| moyen plus élevé pour  $e/B$  (0,16) par rapport à  $d/B$  (0,11), malgré leurs amplitudes de corrélation similaires, indique que l'excentricité de charge a une influence non linéaire plus complexe et puissante sur la prédiction finale.

### 5.4.3 Graphique Waterfall SHAP

La Figure 5.14 montre un graphique waterfall de valeurs SHAP pour le modèle XGBoost sur l'ensemble de test. Cette visualisation démontre efficacement comment chaque caractéristique contribue à pousser la prédiction de la valeur de base ( $E(f(X)) = 1,016$ ) à la prédiction finale ( $f(x) = 1,311$ ).

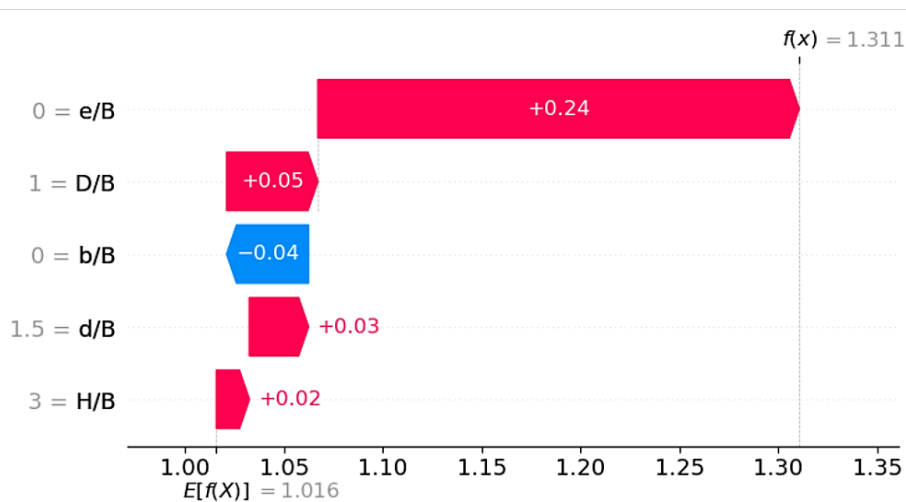


Figure 5.14 Diagramme en waterfall des valeurs SHAP pour le modèle XGBoost (ensemble de test).

La caractéristique la plus influente est le rapport d'excentricité  $e/B$ , qui a un impact positif substantiel de +0,24 sur la prédiction de capacité portante du modèle. Cela est suivi par la largeur de cavité ( $D/B$ ) avec une contribution modérément positive de +0,05. De manière intéressante, le rapport  $b/B$  montre une légère influence négative de -0,04, suggérant qu'il contrecarre quelque peu les effets positifs d'autres caractéristiques. Les caractéristiques profondeur de cavité ( $d/B$ ) et épaisseur de sable ( $H/B$ ) ont des impacts minimaux mais positifs de +0,03 et +0,02, respectivement.

**Note importante :** La contribution négative légère de  $b/B$  dans ce cas particulier reflète les rendements marginaux décroissants appris par le modèle ; la géogrille fournit moins d'amélioration relative dans un système de capacité déjà élevée (comme indiqué par la forte contribution positive de  $e/B$ ), et non un effet global adverse. Cela capture un effet d'interaction sophistiqué qui s'aligne avec les principes géotechniques.

## 6. Conclusion

Cette étude aborde le défi critique de prédire la capacité portante dans les sols stratifiés affectés par des cavités sous chargement excentrique en intégrant l'apprentissage automatique avec les Explications Additives de Shapley (SHAP) axées sur l'interprétabilité. Trois modèles d'apprentissage automatique (XGBoost, Random Forest et Réseau de Neurons Artificiels) ont été

entraînés et validés sur un ensemble de données dérivé numériquement de 204 cas, optimisés via des techniques avancées de réglage d'hyperparamètres (recherche en grille pour les modèles basés sur des arbres, optimisation bayésienne pour ANN).

## 6.1 Résultats Principaux

XGBoost a démontré une précision exceptionnelle, atteignant une performance d'entraînement quasi-parfaite ( $R^2=0,998$ ) et de test ( $R^2=0,988$ ) avec une erreur minimale (RMSE=0,031, MAE=0,024), surpassant à la fois Random Forest ( $R^2=0,974$ ) et ANN ( $R^2=0,966$ ). La stabilité du modèle à travers les phases, couplée à un surapprentissage négligeable, souligne sa fiabilité pour les applications du monde réel.

L'analyse SHAP a fourni des informations mécanistes précieuses en révélant l'excentricité de charge ( $e/B$ ) comme le prédicteur dominant (SHAP moyen = 0,16), avec une influence 50% plus grande que la profondeur de cavité ( $d/B$ ) et trois fois celle de l'épaisseur de couche de sable ( $H/B$ ). Ces résultats remettent en question les hypothèses traditionnelles qui privilégient la stratification du sol sur les conditions de chargement dans les systèmes affectés par des cavités. La relation non linéaire entre  $e/B$  et la capacité portante, quantifiée via les graphiques de dépendance SHAP, offre des orientations exploitables : réduire l'excentricité de 20% peut augmenter la capacité jusqu'à 35%, une considération de conception critique précédemment non quantifiée dans la littérature.

## 6.2 Contributions à la Pratique Géotechnique

En couplant des prédictions d'apprentissage automatique de haute-fidélité avec des cadres SHAP interprétables, ce travail fait progresser la pratique géotechnique de trois manières clés :

- **Hierarchie des paramètres** : Il établit une hiérarchie de signification des paramètres ( $e/B > d/B > H/B$ ), permettant aux ingénieurs de prioriser les stratégies d'atténuation
- **Outil prédictif** : Il fournit un outil XGBoost validé et prêt à l'emploi pour l'estimation rapide de la capacité portante
- **Règles de conception** : Il introduit des règles de conception basées sur des seuils, telles que la limitation de  $e/B < 0,15$  pour éviter les réductions catastrophiques de capacité

## 6.3 Limitations et Recherches Futures

Bien que cette approche d'apprentissage automatique démontre des capacités prédictives prometteuses dans les limites des paramètres entraînés (par exemple,  $e/B = 0-0,3$ ,  $d/B = 0-3$ ), sa précision prédictive pour les scénarios en dehors de cette plage (extrapolation) ne peut être garantie et n'est pas recommandée. Plusieurs limitations méritent considération :

- **Dépendance aux données de simulation** : La dépendance des modèles aux données de simulation de haute qualité peut ne pas capturer entièrement les complexités du monde réel telles que l'hétérogénéité du sol et les conditions de chargement dynamiques
- **Interprétabilité mécaniste** : La nature de boîte noire des modèles limite l'interprétabilité mécaniste par rapport aux méthodes analytiques traditionnelles
- **Spécificité du système** : Les modèles sont spécifiquement adaptés aux systèmes sable-sur-argile avec des géométries de cavité particulières, nécessitant un ré-entraînement pour différents profils de sol
- **Exigences computationnelles** : Les demandes computationnelles du développement de modèle peuvent également présenter des contraintes pratiques dans les environnements d'ingénierie à ressources limitées

Les recherches futures devraient :

- Élargir l'ensemble de données pour inclure des profils de sol divers
- Incorporer des études de validation expérimentale
- Développer des modèles hybrides qui combinent les prédictions d'apprentissage automatique avec les théories géotechniques établies pour améliorer à la fois la précision et l'interprétabilité pour des applications d'ingénierie plus larges.

## Conclusion Générale

La présente recherche doctorale s'est attachée à développer un cadre méthodologique intégré pour l'évaluation et l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles en présence de vides souterrains dans les sols stratifiés, une problématique géotechnique complexe et d'importance critique pour la sécurité des infrastructures. Face aux limitations des approches conventionnelles – formulations analytiques trop simplificatrices, modélisations numériques coûteuses en temps, méthodes empiriques à applicabilité restreinte – cette thèse a proposé une approche novatrice combinant modélisation numérique avancée par éléments finis et apprentissage automatique interprétable via l'analyse SHAP.

Le travail s'est articulé autour de cinq axes de recherche complémentaires, progressant depuis la caractérisation fondamentale du problème jusqu'au développement d'outils prédictifs opérationnels. Cette structuration méthodologique a permis d'aborder de manière exhaustive les multiples facettes d'une problématique qui défie les cadres théoriques classiques de la mécanique des sols par la conjugaison d'effets complexes : hétérogénéité des sols stratifiés, discontinuités géométriques majeures (vides souterrains), sollicitations non symétriques (chargements excentriques), et interactions sol-renforcement.

Le **premier volet** de la recherche a établi une synthèse exhaustive de la caractérisation géologique et géotechnique des vides souterrains. L'analyse typologique a distingué les cavités naturelles (karstiques, volcaniques, d'érosion, glaciaires, pétrographiques) des cavités anthropiques (carrières, mines, habitats troglodytiques, ouvrages défensifs), chacune présentant des mécanismes de formation, des morphologies et des risques géotechniques spécifiques. Cette classification a permis d'identifier trois grandes catégories de désordres : les effondrements localisés ou fontis (rupture brutale avec propagation en cheminée), les effondrements généralisés (subsidence massive sur plusieurs hectares), et les affaissements progressifs (déformations lentes sur plusieurs années à décennies).

La revue des méthodes de détection a démontré la complémentarité nécessaire entre approches géophysiques non invasives (tomographie de résistivité électrique, sismique réfraction/réflexion, microgravimétrie, méthodes électromagnétiques, radar à pénétration de sol) et investigations géotechniques directes (forages avec carottage, essais CPT/CPTU, inspections optiques). L'analyse des techniques de réhabilitation a révélé une palette de solutions adaptables selon le contexte : confortement in situ (boulonnage, cerclage, construction de piliers, structures métalliques), remblayage des cavités (gravitaire, hydraulique, mécanique), ou adaptation des structures de surface (fondations profondes, renforcement structural, géosynthétiques, protection des ouvertures).

Le **second volet** a établi les fondements théoriques de la stabilité des cavités et de leur influence sur les ouvrages de surface. L'analyse comparative des approches d'évaluation a révélé que les méthodes empiriques, bien que rapides et économiques, présentent des limitations importantes liées à leur tendance à surestimer les valeurs réelles (écarts pouvant atteindre 300% selon Bernat, 1995) et à leur validité limitée aux contextes ayant servi à leur calibration. Les méthodes analytiques, fondées sur la théorie des dalles de Timoshenko ou des plaques encastrées, fournissent des solutions exactes ou approchées pour des configurations géométriques simples mais peinent à capturer les complexités tridimensionnelles, les discontinuités géologiques, et les comportements rhéologiques non linéaires.

Les méthodes numériques, particulièrement la méthode des éléments finis (MEF), se sont imposées comme l'outil privilégié pour l'analyse de configurations complexes, permettant d'intégrer des géométries irrégulières, des hétérogénéités matérielles, des comportements non linéaires, des couplages multiphysiques, et des phasages de travaux. Toutefois, leur fiabilité demeure conditionnée par la qualité des données d'entrée, la pertinence du modèle constitutif, le raffinement du maillage, et l'expertise de l'utilisateur. Cette analyse a confirmé qu'une approche intégrée combinant ces différentes méthodes constitue la stratégie la plus robuste pour la pratique moderne de l'ingénierie géotechnique.

Le **troisième volet**, constituant le cœur de la contribution numérique originale, a généré une base de données structurée de 204 configurations distinctes via PLAXIS 2D, explorant systématiquement l'espace paramétrique défini par l'excentricité de charge ( $e/B = 0-0,3$ ), l'épaisseur de la couche de sable ( $H/B = 0-3$ ), le diamètre du vide ( $D/B = 0,5-2$ ), la profondeur du vide ( $d/B = 0,5-3$ ), et la présence ou absence de renforcement par géogrille à l'interface sable-argile ( $b/B = 0$  ou  $6$ ).

Les résultats ont quantifié avec précision plusieurs phénomènes critiques :

**Effet de l'épaisseur de la couche de sable (H/B) :** La capacité portante augmente de manière non linéaire avec  $H/B$ , présentant une croissance rapide pour  $H/B < 1,5$  puis une atténuation progressive jusqu'à atteindre un plateau asymptotique pour  $H/B \geq 3$ . Au-delà de ce seuil critique, le système se comporte comme si la couche d'argile sous-jacente était absente, la surface de rupture se développant entièrement dans la couche de sable résistante. L'excentricité de charge exerce un effet pénalisant d'autant plus sévère que  $H/B$  est faible : pour  $H/B = 0$ , l'augmentation de  $e/B$  de 0 à 0,3 entraîne une réduction de capacité de 60%, tandis que pour  $H/B = 3$ , cette réduction n'est que de 25%. Le renforcement par géogrille améliore significativement la capacité portante dans la plage  $0,5 \leq H/B \leq 1,5$  (gains de 10–20%), mais devient inefficace pour  $H/B \geq 3$ , confirmant la dominance de la couche de sable sur le renforcement géosynthétique dans cette configuration.

**Effet de la profondeur du vide (d/B) :** L'analyse a établi l'existence d'une profondeur critique  $d/B_{cr}$  au-delà de laquelle l'influence du vide devient négligeable (réduction de capacité  $< 5\%$ ). Pour les vides de dimension modérée ( $D/B \leq 1,5$ ), cette profondeur critique se situe autour de  $d/B = 2,0-2,5$ , correspondant à la limite inférieure de la zone d'influence de la fondation. Pour les vides de grande dimension ( $D/B = 2,0$ ), la profondeur critique excède  $d/B = 3,0$ , reflétant l'extension spatiale accrue de la perturbation. Le facteur de réduction de capacité  $\Omega_d$  progresse de manière quasi-exponentielle avec  $d/B$ , suivant approximativement une fonction du type  $\Omega_d \approx 1 - \alpha(D/B)^\beta / (d/B)^\gamma$  avec  $\beta \approx 0,8-1,0$  et  $\gamma \approx 1,5-2,0$ , indiquant une dépendance quasi-linéaire à la taille du vide mais fortement non linéaire à sa profondeur. Le renforcement par géogrille apporte une amélioration de 2% pour les petits vides à faible profondeur ( $D/B = 0,5$ ,  $d/B = 0,5$ ) jusqu'à 5% pour les grands vides à faible profondeur ( $D/B = 2,0$ ,  $d/B = 0,5$ ), confirmant son efficacité maximale dans les configurations les plus défavorables.

**Effet de la taille du vide (D/B) :** Le facteur de réduction  $\Omega_D$  décroît de manière non linéaire avec l'augmentation de  $D/B$ , présentant une pente forte pour  $D/B < 1,5$  puis une atténuation progressive. Pour  $d/B = 0,5$  (configuration critique),  $\Omega_D$  chute de 78% ( $D/B = 0,5$ ) à 50% ( $D/B = 2,0$ ), soit une perte de capacité de 28 points de pourcentage. Cette réduction dramatique s'explique par l'interception croissante de la zone de rupture potentielle par le vide. Pour  $d/B \geq 3,0$  (au-delà de la profondeur critique),  $\Omega_D$  reste constant à  $\sim 100\%$  quelle que soit la taille du vide, validant le

concept de zone d'influence limitée. L'efficacité du renforcement augmente paradoxalement avec  $D/B$  pour les faibles profondeurs : pour  $d/B = 0,5$ , le gain passe de 3% ( $D/B = 0,5$ ) à 8% ( $D/B = 2,0$ ), car la géogridde est davantage sollicitée en traction lorsque le vide est grand, permettant une redistribution efficace des charges.

**Effet du chargement excentrique** : Pour un vide situé à la profondeur critique ( $d/B = 3,0$ ), le facteur d'efficacité  $\eta$  décroît linéairement avec  $e/B$ , indépendamment de la taille du vide pour  $D/B \leq 1,5$  (de 100% à  $e/B = 0$  jusqu'à  $\sim 75\%$  à  $e/B = 0,3$ ). Cette invariance remarquable confirme que les effets de l'excentricité et du vide peuvent être découplés lorsque ce dernier est au-delà de la profondeur critique. Pour  $D/B = 2,0$ , une interaction non linéaire apparaît, le facteur  $\eta$  atteignant seulement 67% à  $e/B = 0,3$ , révélant que les vides de très grande dimension créent une perturbation suffisamment importante pour interagir avec la distribution asymétrique des contraintes induite par le chargement excentrique. Le renforcement atténue partiellement cette interaction, réduisant la pente de décroissance de  $\eta$  de  $\sim 10\%$ .

Ces résultats quantitatifs, synthétisés sous forme de facteurs de réduction ( $\Omega_d$ ,  $\Omega_D$ ,  $\eta$ ,  $\eta_{\text{reinforced}}$ ), constituent une contribution méthodologique significative, fournissant aux ingénieurs des outils d'estimation rapide directement exploitables dans les phases conceptuelles de conception.

Le **quatrième volet** a développé et validé trois architectures d'apprentissage automatique (XGBoost, Random Forest, ANN) exploitant la base de données numérique. L'optimisation rigoureuse des hyperparamètres via Grid Search (pour XGBoost et Random Forest) et optimisation bayésienne (pour ANN) a conduit aux configurations optimales suivantes :

- **XGBoost** : 300 estimateurs, taux d'apprentissage 0,1, profondeur maximale 5, régularisations  $L1 = 0,01$  et  $L2 = 1$ .
- **Random Forest** : 300 arbres, profondeur maximale 15, échantillons minimaux par division 5, échantillons minimaux par feuille 2.
- **ANN** : architecture 5-32-16-8-1 (trois couches cachées), optimiseur Adam, fonction de perte MSE, activation ReLU (couches cachées) et linéaire (sortie).

La comparaison rigoureuse des performances a démontré la supériorité claire de XGBoost : XGBoost atteint un coefficient de détermination de 98,8% sur l'ensemble de test, expliquant ainsi la quasi-totalité de la variance de la capacité portante, avec une erreur quadratique moyenne de seulement 0,031 bar. Cette performance exceptionnelle, couplée à un écart minimal entre performances d'entraînement et de test ( $\Delta R^2 = 0,010$ ), démontre une forte capacité de généralisation sans surapprentissage. La validation croisée avec les résultats de Chaabani et al. (2023) a confirmé la fiabilité des prédictions, avec un accord excellent sur toute la plage d'excentricité étudiée.

Le **cinquième volet** a appliqué l'analyse SHAP pour transformer le modèle XGBoost "boîte noire" en un outil interprétable fournissant des insights mécanistes quantifiés. Les valeurs SHAP absolues moyennes ont établi une hiérarchie claire de l'importance des paramètres :

- **Excentricité de charge ( $e/B$ )** : |SHAP| moyen = 0,16 (dominant)
- **Profondeur du vide ( $d/B$ )** : |SHAP| moyen = 0,11 (50% inférieur à  $e/B$ )
- **Diamètre du vide ( $D/B$ )** : |SHAP| moyen = 0,05 (69% inférieur à  $d/B$ )
- **Largeur de géogridde ( $b/B$ )** : |SHAP| moyen = 0,05 (égal à  $D/B$ )
- **Épaisseur de sable ( $H/B$ )** : |SHAP| moyen = 0,03 (le moins influent)

Cette hiérarchisation quantifiée remet en question les hypothèses traditionnelles qui privilégient les

propriétés et la stratification du sol sur les conditions de chargement. L'analyse révèle que l'excentricité constitue le facteur de contrôle primaire de la capacité portante dans ce système complexe, avec une influence 50% supérieure à la profondeur du vide et trois fois celle de l'épaisseur de sable.

Les graphiques beeswarm SHAP ont élucidé les relations non linéaires :  $e/B$  présente une corrélation négative forte (valeurs élevées  $\rightarrow$  impact SHAP négatif important), tandis que  $d/B$  et  $H/B$  montrent des corrélations positives. L'analyse des graphiques waterfall pour des configurations spécifiques a démontré comment les contributions individuelles se combinent : pour une prédiction de 1,311 bar à partir d'une valeur de base de 1,016 bar,  $e/B$  contribue +0,24,  $D/B$  +0,05,  $d/B$  +0,03,  $H/B$  +0,02, tandis que  $b/B$  apporte une contribution légèrement négative (-0,04) reflétant les rendements marginaux décroissants du renforcement dans un système de capacité déjà élevée.

Cette analyse SHAP a permis d'extraire des règles de conception exploitables :

- **Limitation de l'excentricité** : maintenir  $e/B < 0,15$  pour éviter des réductions catastrophiques de capacité ( $> 50\%$ )
- **Profondeur minimale du vide** : assurer  $d/B \geq 2,0$  pour les vides de dimension modérée ( $D/B \leq 1,5$ ) et  $d/B \geq 3,0$  pour les grands vides ( $D/B = 2,0$ )
- **Épaisseur minimale de sable** : prévoir  $H/B \geq 1,0$  pour bénéficier efficacement du renforcement géosynthétique, et  $H/B \geq 3,0$  pour s'affranchir de l'influence du vide
- **Optimisation du renforcement** : concentrer le renforcement sur les configurations critiques (vides grands et peu profonds, charges excentriques élevées) où l'amélioration peut atteindre 5–8%

Cette thèse apporte des contributions significatives sur les plans scientifique, méthodologique et pratique :

**Première quantification rigoureuse des interactions multiples** : Cette recherche établit pour la première fois une analyse systématique intégrant simultanément l'effet des sols stratifiés (bicouche sable-argile), des vides souterrains (position et dimension variables), du chargement excentrique, et du renforcement géosynthétique. Les 204 configurations numériques explorent un espace paramétrique bien au-delà des quelques cas traités dans la littérature antérieure, révélant des interactions non linéaires complexes qui ne peuvent être capturées par les approches simplifiées.

**Établissement de lois de comportement adimensionnelles** : Les facteurs de réduction adimensionnels ( $\Omega_d$ ,  $\Omega_D$ ,  $\eta$ ,  $\eta_{\text{reinforced}}$ ) établis constituent des contributions théoriques généralisables à différentes échelles de fondations. Les relations empiriques proposées [par exemple :  $\Omega_d \approx 1 - \alpha(D/B)^\beta / (d/B)^\gamma$ ] fournissent une base quantitative pour l'extension ultérieure à d'autres configurations géométriques ou types de sols.

**Révision de la hiérarchie des paramètres influents** : L'analyse SHAP démontre de manière irréfutable que l'excentricité de charge constitue le paramètre dominant (50% plus influent que la profondeur du vide), remettant en question la focalisation traditionnelle sur les propriétés du sol et la stratification. Cette révision conceptuelle suggère que les stratégies de conception devraient prioritairement viser la réduction de l'excentricité avant d'envisager des solutions d'amélioration du sol coûteuses.

**Identification de seuils critiques opérationnels** : La recherche établit des valeurs critiques précises ( $H/B_{\text{cr}} = 3,0$ ,  $d/B_{\text{cr}} = 2,0-3,0$  selon  $D/B$ ) délimitant des domaines de comportement qualitativement différents, fournissant ainsi une base scientifique solide pour l'établissement de critères réglementaires.

**Cadre intégré numérique-IA explicable** : Le couplage innovant entre modélisation par éléments finis (PLAXIS 2D) pour la génération de données physiquement cohérentes, apprentissage automatique (XGBoost) pour la prédiction efficace, et analyse SHAP pour l'interprétabilité constitue une méthodologie reproductible applicable à d'autres problématiques géotechniques complexes (stabilité de pentes, tunnels, murs de soutènement).

**Validation croisée multi-niveaux** : La démarche de validation adoptée (confrontation avec résultats expérimentaux et numériques de la littérature, analyse de convergence du maillage, vérification de la cohérence physique des prédictions, évaluation sur ensemble de test non vu) garantit la robustesse et la fiabilité des résultats.

**Optimisation rigoureuse des hyperparamètres** : L'application systématique de techniques avancées (Grid Search pour modèles basés sur arbres, optimisation bayésienne pour ANN) assure que les performances rapportées représentent réellement l'optimum atteignable et non un simple ajustement empirique.

**Constitution d'une base de données structurée** : Les 204 configurations numériques, documentées de manière exhaustive avec tous les paramètres d'entrée et de sortie, constituent une ressource précieuse pour la communauté scientifique, permettant le développement et la validation de modèles alternatifs (par exemple, approches par deep learning, méthodes probabilistes).

**Abaques de conception directement exploitables** : Les courbes de capacité portante en fonction de  $H/B$ ,  $d/B$ ,  $D/B$ , et  $e/B$  (Figures 4.4–4.14) fournissent aux ingénieurs praticiens des outils d'estimation rapide ne nécessitant aucune compétence avancée en modélisation numérique ou apprentissage automatique.

**Outil prédictif validé et accessible** : Le modèle XGBoost optimisé, avec ses performances exceptionnelles ( $R^2 = 0,988$ ,  $RMSE = 0,031$ ), constitue un outil opérationnel pour l'estimation préliminaire de la capacité portante en quelques secondes, permettant l'exploration rapide de variantes de conception et l'optimisation technico-économique.

**Recommandations de conception quantifiées** : Les règles pratiques établies (limitation de  $e/B$ , profondeurs minimales de vide, épaisseurs minimales de sable, configurations optimales de renforcement) fournissent des critères décisionnels clairs pour les phases d'avant-projet et de conception détaillée.

**Stratégies d'amélioration hiérarchisées** : L'identification de l'efficacité relative des différentes solutions (augmentation de  $H/B$  versus renforcement géosynthétique versus repositionnement de la fondation) permet une allocation optimale des ressources selon les contraintes spécifiques du projet.

## **Limitations de l'étude et perspectives de recherche**

Malgré les contributions significatives apportées, cette recherche présente certaines limitations qui ouvrent des perspectives prometteuses pour des travaux futurs :

**Dépendance aux données de simulation** : La base de données repose exclusivement sur des modélisations numériques PLAXIS 2D avec le modèle constitutif de Mohr-Coulomb. Bien que ce modèle soit largement validé et utilisé en pratique, il ne capture pas certains comportements complexes (consolidation dépendant du temps, fluage, dégradation cyclique, effet de l'histoire de contraintes). Des validations expérimentales complémentaires à échelle réelle ou sur modèles physiques en centrifugeuse renforceraient la confiance dans les prédictions, particulièrement pour les configurations extrêmes.

**Simplifications géométriques** : L'étude se limite à des vides circulaires continus (configuration

2D en déformation plane), tandis que les vides réels présentent souvent des géométries irrégulières, tridimensionnelles, ou multiples. L'extension à des configurations 3D (vides sphériques, elliptiques, multiples) via des modélisations numériques tridimensionnelles permettrait de capturer des effets spatiaux complexes non représentables en 2D.

**Restriction à un système bicouche spécifique** : Les paramètres de sol adoptés (sable dense avec  $\varphi = 40,3^\circ$  et argile molle avec  $c_u = 11,8$  kPa) correspondent à une configuration particulière. L'extension de la base de données à différents contrastes de résistance entre couches, différents rapports de rigidité, et différents types de sols (sables lâches, argiles raides, sols intermédiaires) élargirait considérablement le domaine d'applicabilité.

**Plage paramétrique limitée** : Bien que la plage étudiée ( $e/B = 0-0,3$ ,  $H/B = 0-3$ ,  $D/B = 0,5-2$ ,  $d/B = 0,5-3$ ) couvre les configurations pratiques courantes, l'extrapolation au-delà de ces limites n'est pas recommandée sans validation supplémentaire. Des cas extrêmes ( $e/B > 0,3$ , vides très proches de la surface avec  $d/B < 0,5$ ) pourraient présenter des comportements qualitativement différents non capturés par les modèles développés.

**Hypothèse de comportement élastoplastique** : Le modèle de Mohr-Coulomb suppose un comportement élastique parfaitement plastique avec critère de rupture indépendant du chemin de contraintes. Les sols réels, particulièrement les argiles molles, peuvent présenter des comportements plus complexes (viscoplasticité, anisotropie, écrouissage/adoucissement) influençant significativement les mécanismes de rupture.

**Absence de considérations dynamiques et temporelles** : L'étude se concentre sur le chargement statique monotone sans considérer les effets dynamiques (séismes, vibrations), les chargements cycliques (trafic), ou l'évolution temporelle (consolidation, fluage, dégradation progressive du vide). Ces facteurs peuvent modifier substantiellement la capacité portante à long terme et méritent des investigations spécifiques.

**Négligence des couplages hydro-mécaniques** : Bien que les conditions hydrauliques (niveau de nappe) soient reconnues comme facteur critique, l'étude ne considère pas explicitement les couplages hydro-mécaniques (consolidation couplée, écoulements transitoires, érosion interne). L'intégration de ces phénomènes nécessiterait des analyses multiphasiques couplées.

Face à ces limitations, plusieurs axes de recherche prometteurs se dessinent :

**Validation expérimentale multi-échelles** : Développer un programme expérimental combinant (i) essais sur modèles réduits en centrifugeuse pour capturer les conditions de contraintes réelles, (ii) essais sur modèles physiques à gravité normale (1g) pour des études paramétriques extensives à moindre coût, et (iii) instrumentation et surveillance de sites réels permettant la validation en conditions opérationnelles. Cette approche multi-échelles fournirait une validation robuste des prédictions numériques et des modèles ML.

**Extension à des géométries tridimensionnelles complexes** : Réaliser des campagnes de modélisation 3D (par exemple avec PLAXIS 3D ou ABAQUS) pour explorer l'influence de géométries de vides réalistes : vides sphériques, elliptiques, irréguliers, multiples (vides jumeaux avec espacement variable), et galeries orientées selon différents angles par rapport à la fondation. L'analyse de l'effet d'échelle (fondations carrées versus rectangulaires versus circulaires) enrichirait également la compréhension.

**Diversification des profils de sols** : Étendre la base de données à des systèmes multicouches (trois couches ou plus), des sols intermédiaires (limons, sables argileux), des profils à résistance croissante ou décroissante avec la profondeur, et des sols cohésifs-frictionnels ( $c$ - $\varphi$  combinés).

L'intégration de sols réels caractérisés par des essais in situ et de laboratoire permettrait une application directe aux projets.

**Intégration de lois de comportement sophistiquées** : Remplacer le modèle de Mohr-Coulomb par des modèles avancés capturant les comportements complexes des sols : Hardening Soil Model pour les sols granulaires avec dépendance contrainte-rigidité, Soft Soil Creep pour les argiles normalement consolidées avec fluage, modèles hypoplastiques pour les grandes déformations, modèles d'état critique (Cam-Clay modifié) pour les argiles. Comparer systématiquement les prédictions de capacité portante selon le modèle constitutif permettrait de quantifier l'incertitude liée à ce choix.

**Analyses dynamiques et sismiques** : Investiguer le comportement du système fondation-sol stratifié-vide sous sollicitations sismiques via des analyses dynamiques temporelles. Évaluer l'amplification sismique induite par la présence du vide, le risque de liquéfaction des couches sableuses, et l'interaction inertielle fondation-sol. Développer des spectres de réponse et des coefficients de réduction de capacité portante sismique fonction de l'intensité et du contenu fréquentiel du séisme.

**Modélisation de l'évolution temporelle** : Simuler la dégradation progressive du système sur le long terme : expansion lente du vide par érosion interne ou dissolution chimique, consolidation différentielle des terrains de recouvrement, fluage des argiles sous charge soutenue, dégradation mécanique du renforcement géosynthétique sous chargement cyclique. Établir des courbes de dégradation de la capacité portante en fonction du temps permettrait une évaluation réaliste de la durée de vie des ouvrages.

**Couplages hydro-mécaniques** : Développer des modèles couplés capturant l'interaction entre écoulements souterrains et comportement mécanique : consolidation de Biot pour les argiles saturées, écoulements transitoires dans le vide (vide partiellement ou totalement ennoyé), érosion interne par suffusion ou renard hydraulique. L'analyse de scénarios de variation du niveau de nappe (rabattement, remontée) fournirait des insights critiques pour la gestion des risques.

**Apprentissage profond et réseaux convolutifs** : Explorer des architectures de deep learning plus sophistiquées que les ANN classiques : réseaux de neurones convolutifs (CNN) pour traiter des images de distributions de contraintes ou de champs de déplacements, réseaux récurrents (LSTM) pour capturer les dépendances temporelles dans les analyses d'évolution, autoencodeurs pour la réduction de dimensionnalité et l'identification de configurations critiques. Comparer systématiquement leurs performances à XGBoost et Random Forest.

**Transfer learning et meta-learning** : Développer des approches de transfer learning permettant d'adapter des modèles pré-entraînés sur une configuration de sol à une nouvelle configuration avec peu de données additionnelles. Explorer le meta-learning (apprentissage à apprendre) pour créer des modèles capables de s'adapter rapidement à de nouveaux contextes géotechniques.

**Apprentissage actif et optimisation bayésienne** : Implémenter des stratégies d'apprentissage actif permettant au modèle de requérir sélectivement des simulations numériques supplémentaires dans les régions de l'espace paramétrique où l'incertitude de prédiction est maximale, optimisant ainsi le ratio information/coût computationnel. Intégrer l'optimisation bayésienne pour l'optimisation multi-objectifs de la conception (maximisation de la capacité portante, minimisation du coût de renforcement, minimisation des tassements).

**Quantification d'incertitude et intervalles de confiance** : Développer des modèles probabilistes (Gaussian Process Regression, Bayesian Neural Networks, ensembles de modèles) fournissant non seulement des prédictions ponctuelles mais également des intervalles de confiance ou des distributions de probabilité complètes. Intégrer ces incertitudes dans un cadre de fiabilité

géotechnique permettant le calcul de probabilités de rupture et l'optimisation des coefficients de sécurité partiels.

**Interprétabilité avancée** : Explorer des techniques d'interprétabilité complémentaires à SHAP : LIME (Local Interpretable Model-agnostic Explanations) pour des explications locales instance-spécifiques, Partial Dependence Plots (PDP) et Individual Conditional Expectation (ICE) plots pour visualiser les effets marginaux, Accumulated Local Effects (ALE) pour éviter les biais dans les espaces corrélés. Développer des approches d'extraction automatique de règles décisionnelles (rule extraction) permettant de traduire le modèle ML en heuristiques explicites compréhensibles par les ingénieurs.

### Recommandations finales pour la pratique ingénierique

Au terme de cette recherche, plusieurs recommandations pratiques peuvent être formulées à l'intention des ingénieurs géotechniciens confrontés à la conception de fondations en présence de vides souterrains :

**Reconnaissance systématique** : Dans les zones présentant des indices de présence de vides (historique minier ou carrier, indices karstiques, témoignages de désordres antérieurs), une campagne d'investigation complète combinant méthodes géophysiques (prospection initiale sur grandes surfaces) et sondages géotechniques directs (confirmation et caractérisation précise) est impérative. Ne jamais se fier uniquement aux archives historiques qui peuvent être incomplètes ou imprécises.

**Densité d'investigation adaptée** : Pour les sites à risque élevé, prévoir une densité de sondages au moins deux fois supérieure aux normes standard, avec des profondeurs d'investigation étendues jusqu'à  $d/B \geq 3,0$  sous la base prévue des fondations. Privilégier les sondages carottés permettant l'observation directe des terrains traversés plutôt que les techniques destructives (tarière, battage).

**Caractérisation géométrique précise** : Lorsqu'un vide est détecté, investir dans sa caractérisation tridimensionnelle complète (extension latérale, profondeur du toit et du plancher, présence de remplissage partiel, état de dégradation) via des méthodes adaptées : caméra endoscopique dans les sondages, radar géologique haute résolution, tomographie géophysique 3D, ou dans les cas critiques, exploration directe (spéléologie).

**Application des seuils critiques** : Utiliser systématiquement les seuils établis dans cette recherche :

- Si  $d/B \geq 3,0$  pour vides de dimension  $D/B \leq 1,5$ , considérer l'influence du vide comme négligeable
- Si  $d/B < 2,0$ , des mesures d'amélioration sont impératives
- Maintenir  $e/B < 0,15$  dans toute la mesure du possible ; au-delà, prévoir des facteurs de sécurité majorés

**Stratégie d'amélioration hiérarchisée** : Prioriser les solutions selon l'efficacité et le coût :

- **Première priorité** : Augmentation de  $H/B$  si économiquement viable (substitution de sol, plateforme granulaire), car cette solution élimine définitivement le problème pour  $H/B \geq 3,0$
- **Deuxième priorité** : Repositionnement de la fondation si les contraintes architecturales le permettent, pour atteindre  $d/B \geq 3,0$
- **Troisième priorité** : Traitement du vide (injection, remplissage, comblement) si accessible
- **Quatrième priorité** : Renforcement géosynthétique si  $0,5 \leq H/B \leq 1,5$ , avec configuration optimale ( $u/B \approx 0,25$ ,  $s/B \approx 0,25$ , 2–3 couches)

- **Dernière option** : Fondations profondes traversant la zone instable et s'ancrant dans un substratum compétent

**Utilisation de l'outil prédictif** : Employer le modèle XGBoost validé pour l'exploration rapide de variantes de conception, l'évaluation préliminaire de capacité portante, et l'optimisation technico-économique. Ne pas se substituer aux vérifications réglementaires par modélisation numérique détaillée mais l'utiliser comme outil d'orientation efficace en phase AVP.

**Coefficient de sécurité adapté** : Appliquer des coefficients de sécurité majorés ( $F_s \geq 3,5-4,0$  au lieu de  $2,5-3,0$  standard) pour les configurations présentant des vides à proximité critique ( $d/B < 1,5$ ), compte tenu des incertitudes sur la géométrie exacte du vide et son évolution potentielle.

### **Mot de clôture**

Cette recherche doctorale s'inscrit dans une démarche d'amélioration continue de la sécurité et de la performance des infrastructures géotechniques face à l'un des défis les plus complexes de l'ingénierie moderne : la conception de fondations en présence de vides souterrains dans des sols stratifiés sous sollicitations complexes. En combinant modélisation numérique rigoureuse, apprentissage automatique de pointe, et intelligence artificielle explicable, elle démontre qu'il est possible de concilier précision prédictive, interprétabilité mécaniste, et applicabilité pratique.

Les résultats quantitatifs établis – facteurs de réduction de capacité portante, hiérarchie d'importance des paramètres, seuils critiques, règles de conception – fournissent aux ingénieurs praticiens des outils opérationnels directement exploitables. Le cadre méthodologique développé constitue une approche générique transposable à d'autres problématiques géotechniques complexes impliquant des interactions non linéaires multiples entre paramètres hétérogènes.

Au-delà des contributions techniques immédiates, cette thèse illustre le potentiel transformateur de l'intégration entre approches physico-mécaniques classiques et méthodes d'intelligence artificielle modernes pour la géotechnique du XXI<sup>e</sup> siècle. Elle plaide pour une évolution progressive de la pratique ingénierie vers des approches hybrides combinant judicieusement expertise humaine, modélisation physique rigoureuse, et exploitation intelligente des données massives rendues disponibles par les progrès de l'informatique et de l'instrumentation.

La route vers une maîtrise complète de la complexité géotechnique demeure longue, jalonnée d'incertitudes inhérentes aux matériaux naturels hétérogènes et aux sollicitations environnementales variables. Toutefois, chaque avancée méthodologique, chaque donnée expérimentale additionnelle, chaque modèle prédictif affiné contribue à réduire progressivement ces incertitudes et à améliorer notre capacité collective à concevoir des infrastructures plus sûres, plus durables, et plus résilientes face aux aléas géotechniques.

Cette thèse constitue une pierre supplémentaire – modeste mais rigoureusement posée – dans l'édifice toujours en construction de la connaissance géotechnique. Puisse-t-elle inspirer et faciliter les recherches futures qui continueront d'explorer, de quantifier, et de maîtriser les interactions complexes entre sols, structures, et environnement, au service de la sécurité des populations et du développement durable de nos territoires.

---

« La science progresse par l'accumulation patiente de connaissances vérifiées et la remise en question perpétuelle de nos certitudes. »

## Références bibliographiques

- Ahmadi, S., Kamalian, M., & Askari, F. (2020). Literature Review of Estimating the Bearing Capacity of Rough Footings by the Stress Characteristic Lines Method. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 7(4), 147-161. [https://www.bese.ir/article\\_243559\\_0cced0864e4c2851f7ab97d4daa0c37d.pdf](https://www.bese.ir/article_243559_0cced0864e4c2851f7ab97d4daa0c37d.pdf)
- Ahmadi, S., Kamalian, M., & Askari, F. (2022). Evaluating the effect of footing roughness on  $N_\gamma$  coefficient using the method of stress characteristics. *International Journal of Geomechanics*, 22(3), 04021296. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0002283](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0002283)
- Aigner, L., Högenauer, P., Bucker, M., & Flores Orozco, A. (2021). A Flexible Single Loop Setup for Water-Borne Transient Electromagnetic Sounding Applications. *Sensors*, 21(19), 6624. <https://www.mdpi.com/1424-8220/21/19/6624>
- Amjad, M., Ahmad, I., Ahmad, M., Wróblewski, P., Kamieński, P., & Amjad, U. (2022). Prediction of Pile Bearing Capacity Using XGBoost Algorithm: Modeling and Performance Evaluation. *Applied Sciences*, 12(4), 2126. <https://doi.org/10.3390/app12042126>
- Asakereh, A., Ghazavi, M., & Tafreshi, S. M. (2013). Cyclic response of footing on geogrid-reinforced sand with void. *Soils and Foundations*, 53(3), 363-374.
- Atkinson, J. H., & Potts, D. M. (1977). Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(4), 307-325. <https://doi.org/10.1061/ajgeb6.0000402>
- Azam, G., Hsieh, C., & Wang, M. (1991). Performance of strip footing on stratified soil deposit with void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(5), 753-772.
- Azeddine, B., & Abdelghani, M. (2023). The cavity's effect on the bearing capacity of a shallow footing in reinforced slope sand. *Soils and Rocks*, 46(1), e2023003622.
- Aziz, M. (2020). Using grain size to predict engineering properties of natural sands in Pakistan. *Geomechanics and Engineering*, 22(2), 165-171. <https://doi.org/10.12989/GAE.2020.22.2.165>
- Aziz, M. (2023). Mechanical properties of a high plasticity clay mixed with sand and low-plastic silt. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.08.012>
- Aziz, M., Mohammed, A. S., Ali, U., Saleem, M. A., Mazher, K. M., Hanif, A., & Ali, U. (2024). Deep learning-based prediction of particle breakage and friction angle of water-degradable geomaterials. *Powder Technology*, 444, 120049. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2024.120049>
- Badie, A., & Wang, M. (1984). Stability of spread footing above void in clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(11), 1591-1605.
- Badie, A., & Wang, M. C. (1984). Stability of Spread Footing Above Void in Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(11), 1591-1605. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1984\)110:11\(1591\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1984)110:11(1591))
- Banu, S., Attom, M., Abed, F., Vandanapu, R., Astillo, P. V., Al-Lozi, N., & Khalil, A. (2024). Numerical Analysis of the Ultimate Bearing Capacity of Strip Footing Constructed on Sand-over-Clay Sediment. *Buildings*, 14(4), 1164. <https://doi.org/10.3390/buildings14041164>
- Bartz-Beielstein, T. (2023). Hyperparameter Tuning and Optimization Applications. In *Hyperparameter Tuning for Machine and Deep Learning with R* (pp. 165-175). Springer Nature Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-19-5170-1\\_6](https://doi.org/10.1007/978-981-19-5170-1_6)
- Baus, R., & Wang, M. (1983). Bearing capacity of strip footing above void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 1-14.
- Baus, R. L., & Wang, M. C. (1983). Bearing Capacity of Strip Footing above Void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 1-14. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1983\)109:1\(1\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1983)109:1(1))
- Bell, F. G. (2013). *Engineering in rock masses*. Elsevier.

- Benbouza, A., Mansouri, T., & Abbeche, K. (2023). Behavior of Strip Footing/s above Void in Sandy Soil. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 13(1), 10039-10044.
- Breiman, L. (2001). Random Forests. *Machine Learning*, 45(1), 5-32. <https://doi.org/10.1023/a:1010933404324>
- Briançon, L., & Villard, P. (2006). Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plates-formes sur cavités. *Revue française de géotechnique*(117), 51-61.
- Brinch Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, 28, 5-11. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1571135649540136320>
- Brown, E., & Hoek, E. (1980). *Underground excavations in rock*. CRC Press.
- Burd, H. J., & Frydman, S. (1996). Discussion of “Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils” by Radoslaw L. Michalowski and Lei Shi. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(8), 699-700.
- Chaabani, W., Remadna, M. S., & Abu-Farsakh, M. (2022). Numerical modeling of the ultimate bearing capacity of strip footings on reinforced sand layer overlying clay with voids. *Infrastructures*, 8(1), 3.
- Chaabani, W., Remadna, M. S., & Abu-Farsakh, M. (2023). Numerical Modeling of the Effect of a Weak Zone on the Bearing Capacity of Strip Footings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 41(7), 3897-3908. <https://doi.org/10.1007/s10706-023-02494-6>
- Chauhan, V. B., Kumar, P., & Keawsawasvong, S. (2022). Limit Analysis Solution for Ultimate Bearing Capacity of Footing Resting on the Rock Mass with a Circular Void Subjected to Line Loading. *Indian Geotechnical Journal*, 53(2), 334-347. <https://doi.org/10.1007/s40098-022-00676-2>
- Closson, D., & Karaki, N. A. (2009). Salt karst and tectonics: Sinkholes development along tension cracks between parallel strike-slip faults, Dead Sea, Jordan. *Earth surface processes and landforms*, 34(10), 1408-1421.
- Deck, O. (2002). *Étude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti: Propositions pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti* [Institut National Polytechnique de Lorraine].
- Didier, C., & Salmon, R. (2010). Un modèle de calcul des hauteurs prévisibles de remontée de fontis à l'aplomb d'exploitations souterraines peu profondes. *Revue française de géotechnique*(133), 21-36.
- Drumm, E. C., Aktürk, Ö., Akgün, H., & Tutluoğlu, L. (2009). Stability Charts for the Collapse of Residual Soil in Karst. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(7), 925-931. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000066](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000066)
- El Sawwaf, M. (2009). Experimental and numerical study of eccentrically loaded strip footings resting on reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), 1509-1518.
- Farik, A., Djabri, M., Kaab, M. Z. r., Bouaicha, A., & Aouadj, A. (2025). Prediction and Optimization of Bearing Capacity for Shallow Foundations on Geosynthetic-Reinforced Soil Using Response Surface Methodology and Finite Element Modeling. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 12(7), 264. <https://doi.org/10.1007/s40515-025-00731-4>
- Fatehi, M., Yaghoobi, B., Payan, M., Hosseinpour, I., & Jamshidi Chenari, R. (2024). Combined bearing capacity of footings on geogrid-reinforced granular fill over soft clay. *Geosynthetics International*, 31(6), 942-967. <https://doi.org/10.1680/jgein.23.00049>
- Ford, D., & Williams, P. D. (2007). *Karst hydrogeology and geomorphology*. John Wiley & Sons.
- Gao, W. (2024). The Application of Machine Learning in Geotechnical Engineering. *Applied Sciences*, 14(11), 4712. <https://doi.org/10.3390/app14114712>
- Goudjil, K., & Arabet, L. (2020). Assessment of deflection of pile implanted on slope by artificial neural network. *Neural Computing and Applications*, 33(4), 1091-1101. <https://doi.org/10.1007/s00521-020-04985-6>
- Goudjil, K., Boukhatem, G., Boulifa, R., Bekkouche, S. R., & Djihane, D. (2024). Prediction and interpretation of limit pressure of clayey soils using ensemble machine learning methods

- and shapely additive explanations. *Studies in Engineering and Exact Sciences*, 5(2), e5567. <https://doi.org/10.54021/seesv5n2-017>
- Hassoun, M., Villard, P., Al Heib, M., & Emeriault, F. (2018). Soil reinforcement with geosynthetic for localized subsidence problems: Experimental and analytical analysis. *International Journal of Geomechanics*, 18(10), 04018133.
- Hebert, Y., & Sharrock, G. (2018). Three-dimensional simulation of cave initiation, propagation and surface subsidence using a coupled finite difference–cellular automata solution. *Caving 2018: Proceedings of the Fourth International Symposium on Block and Sublevel Caving*.
- Hor, B. (2012). *Evaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti: approches expérimentale et numérique* [INSA de Lyon].
- Hubbard, S. S., Gangodagamage, C., Dafflon, B., Wainwright, H., Peterson, J., Gusmeroli, A., Ulrich, C., Wu, Y., Wilson, C., & Rowland, J. (2013). Quantifying and relating land-surface and subsurface variability in permafrost environments using LiDAR and surface geophysical datasets. *Hydrogeology Journal*, 21(1), 149-169.
- Iglesia, G. R., Einstein, H. H., & Whitman, R. V. (2014). Investigation of soil arching with centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(2), 04013005.
- Jol, H. M. (2008). *Ground penetrating radar theory and applications*. elsevier.
- Karfakis, M., & Heins, R. (1986). Laboratory investigation of bit bearing temperatures in rotary drilling.
- Khing, K., Das, B., Puri, V., Yen, S., & Cook, E. (1994). Foundation on strong sand underlain by weak clay with geogrid at the interface. *Geotextiles and Geomembranes*, 13(3), 199-206.
- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., & Ohuchi, M. (2011). Model tests and analyses of bearing capacity of strip footing on stiff ground with voids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(4), 363-375.
- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., Ohuchi, M., & Le Peng, F. (2007). Yielding pressure of spread footing above multiple voids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), 1522-1531.
- Kratzsch, H. (1983). The Components of Ground Movement. In *Mining Subsidence Engineering* (pp. 145-182). Springer.
- Kumar, P., & Chauhan, V. B. (2021). Bearing capacity of strip footing resting above a circular void in the rock mass using adaptive finite element method. *Innovative Infrastructure Solutions*, 7(1). <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00666-y>
- Lafifi, B., Hamrouni, A., Khoualdia, T., Gheris, A., & Rouaiguia, A. (2024). Prediction and optimization of the bearing capacity of strip footing resting on soft soil improved with stone columns using RSM, ANN, and multi-objective GA. *Innovative Infrastructure Solutions*, 9(5). <https://doi.org/10.1007/s41062-024-01452-2>
- Lavasan, A. A., & Ghazavi, M. (2012). Behavior of closely spaced square and circular footings on reinforced sand. *Soils and Foundations*, 52(1), 160-167. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.01.006>
- Lee, J. K., Jeong, S., & Ko, J. (2015). Effect of load inclination on the undrained bearing capacity of surface spread footings above voids. *Computers and Geotechnics*, 66, 245-252. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.02.003>
- Lei, M., Gao, Y., Li, Y., Meng, Y., Yu, L., & Gan, F. (2008). Detection and treatment of sinkholes and subsurface voids along Guilin-Yangshuo highway, Guangxi, China. In *Sinkholes and the engineering and environmental impacts of Karst* (pp. 632-639).
- Liu, Y., & Liang, Y. (2024). Integrated machine learning for modeling bearing capacity of shallow foundations. *Scientific Reports*, 14(1). <https://doi.org/10.1038/s41598-024-58534-5>
- Longoni, L., Papini, M., Brambilla, D., Arosio, D., & Zanzi, L. (2016). The risk of collapse in abandoned mine sites: the issue of data uncertainty. *Open Geosciences*, 8(1), 246-258. <https://doi.org/doi:10.1515/geo-2016-0022>
- Love, J., Burd, H., Milligan, G., & Houlsby, G. (1987). Analytical and model studies of

- reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), 611-622.
- Luo, Z.-g., Ding, X.-m., Ou, Q., & Fang, H.-q. (2023). Bearing capacity and deformation behavior of rigid strip footings on coral sand slopes. *Ocean Engineering*, 267, 113317. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.113317>
- Luo, Z., Ding, X., Ou, Q., Zhang, T., & Zhang, X. (2025). Bearing capacity and deformation behavior of shallow footing loads on geogrid reinforced marine coral sand. *Engineering Geology*, 352, 108069. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2025.108069>
- Mangan, M., & Sisson, T. (2000). Delayed, disequilibrium degassing in rhyolite magma: decompression experiments and implications for explosive volcanism. *Earth and Planetary Science Letters*, 183(3-4), 441-455.
- Mansouri, T., Boufarh, R., & Saadi, D. (2021a). Effects of underground circular void on strip footing laid on the edge of a cohesionless slope under eccentric loads. *Soils and Rocks*, 44.
- Mansouri, T., Boufarh, R., & Saadi, D. (2021b). Effects of underground circular void on strip footing laid on the edge of a cohesionless slope under eccentric loads. *Soils and Rocks*, 44(1), 1-10. <https://doi.org/10.28927/sr.2021.055920>
- Mazouz, B., Mansouri, T., Baazouzi, M., & Abbeche, K. (2022). Assessing the Effect of Underground Void on Strip Footing Sitting on a Reinforced Sand Slope with Numerical Modeling. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 12(4), 9005-9011.
- Meyerhof, G. G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t63-003>
- Michalowski, R. L., & Shi, L. (1995). Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(5), 421-428.
- Min, B., Zhang, X., Zhang, C., & Zhang, X. (2024). Prediction of bearing capacity of cracked asymmetrical double-arch tunnels using the artificial neural networks. *Engineering Failure Analysis*, 156, 107805. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107805>
- Mindlin, R. (1951). Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates.
- Moayed, H., Moatamediyani, A., Nguyen, H., Bui, X.-N., Bui, D. T., & Rashid, A. S. A. (2019). Prediction of ultimate bearing capacity through various novel evolutionary and neural network models. *Engineering with Computers*, 36(2), 671-687. <https://doi.org/10.1007/s00366-019-00723-2>
- Moroglu, B., Uzuner, B. A., & Sadoglu, E. (2005). Behaviour of the model surface strip footing on reinforced sand.
- Nezari, A., Boufarh, R., & Mansouri, T. (2024). Numerical Investigation of Bearing Capacity of Centrally and Eccentrically Loaded Surface Footing on Sand-Clay with Void Using Plaxis 2D. *The Journal of Engineering and Exact Sciences*, 10(3), 17506. <https://doi.org/10.18540/jcecv110iss3pp17506>
- Nguyen Van, C., Keawsawasvong, S., Nguyen, D. K., & Lai, V. Q. (2022). Machine learning regression approach for analysis of bearing capacity of conical foundations in heterogenous and anisotropic clays. *Neural Computing and Applications*, 35(5), 3955-3976. <https://doi.org/10.1007/s00521-022-07893-z>
- Palacky, G. (1987). Resistivity characteristics of geologic targets.
- Parise, M., & Gunn, J. (2007). Natural and anthropogenic hazards in karst areas: an introduction.
- Peng, W., Zhao, M., Zhang, L., Zhu, Q., & Zhou, S. (2024). Effect of single and dual voids on vertical capacity of large-diameter monopiles in marine clay. *Marine Georesources & Geotechnology*, 42(12), 1924-1940. <https://doi.org/10.1080/1064119x.2023.2301428>
- Petrov, V. (1984). Tubular cavities and porous cylinders in lavas and their petrogenetic significance. *International Geology Review*, 26(7), 857-864.

- Phoon, K.-K., & Zhang, W. (2023). Future of machine learning in geotechnics. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 17(1), 7-22. <https://doi.org/10.1080/17499518.2022.2087884>
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337-1355.
- Rouchi, J. M., & Nozari, M. A. (2023). Effect of Twin Circular Underground Voids on Bearing Capacity of Strip Foundations. *European Journal of Engineering Science and Technology*, 6(2), 1-13.
- Saadi, D., Abbeche, K., & Boufarh, R. (2020). Model experiments to assess effect of cavities on bearing capacity of two interfering superficial foundations resting on granular soil. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 42(3). <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0046>
- Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B., & Uzuner, B. A. (2009). Ultimate loads for eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 176-182.
- Sahu, R., Patra, C., Das, B., & Sivakugan, N. (2016). Ultimate bearing capacity of rectangular foundation on geogrid-reinforced sand under eccentric load. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(1), 52-56.
- SHARP, M. (2005). 167: Subglacial Drainage.
- Shiau, J., Lyamin, A., & Sloan, S. (2003). Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5), 900-915.
- Sireesh, S., Sitharam, T. G., & Dash, S. K. (2009). Bearing capacity of circular footing on geocell—[sand mattress overlying clay bed with void. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), 89-98. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.005>
- Summerfield, M. (1991). Tectonic geomorphology. *Progress in physical geography*, 15(2), 193-205.
- Telford, W. M., Geldart, L. P., & Sheriff, R. E. (1990). *Applied geophysics*. Cambridge university press.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172766>
- Thiyyakkandi, S., Annex, R., & Shin, E. C. (2013). Experimental study and numerical modeling of curved steel plate grouted anchors under monotonic loads. *Geotechnical Testing Journal*, 36(5), 651-662.
- Tizpa, P., Jamshidi Chenari, R., & Payan, M. (2023). PFC/FLAC 3D coupled numerical modeling of shallow foundations seated on reinforced granular fill overlying clay with square void. *Computers and Geotechnics*, 161(1), 105574. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105574>
- Tritsch, J.-J., Durville, J.-L., & Pothérat, P. (2004, 28 - 30 juin 2004). *ÉVALUATION DES ALEAS LIES AUX CAVITES SOUTERRAINES* Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, 2004 (), Lille, France.
- Vali, R., Alinezhad, E., Fallahi, M., Beygi, M., Saberian, M., & Li, J. (2024). Developing a novel big dataset and a deep neural network to predict the bearing capacity of a ring footing. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 16(11), 4798-4813. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2024.02.016>
- Villard, P., Gourc, J.-P., & Blivet, J.-C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines: une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. *Revue française de géotechnique*(99), 23-34.
- Waltham, T., Bell, F. G., & Culshaw, M. G. (2005). *Sinkholes and subsidence: karst and cavernous rocks in engineering and construction*. Springer.
- Wang, M., & Badie, A. (1985). Effect of underground void on foundation stability. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(8), 1008-1019.
- Wang, M. C., & Badie, A. (1985). Effect of Underground Void on Foundation Stability. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(8), 1008-1019. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-)

- 9410(1985)111:8(1008)
- Wang, M. C., & Hsieh, C. W. (1987). Collapse Load of Strip Footing Above Circular Void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(5), 511-515. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1987\)113:5\(511\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1987)113:5(511))
- Wang, W. L., Wang, T. T., Su, J. J., Lin, C. H., Seng, C. R., & Huang, T. H. (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(3), 133-150. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00047-5](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00047-5)
- Wu, G., Tan, Y., Zeng, J., Zheng, J., Zhang, R., Liu, Y., & Yue, S. (2025). Laboratory tests of an eccentrically loaded strip footing above single underlying void. *Journal of Building Engineering*, 111, 113211. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2025.113211>
- Wu, G., Zhao, M., Zhang, R., & Liang, G. (2020). Ultimate bearing capacity of eccentrically loaded strip footings above voids in rock masses. *Computers and Geotechnics*, 128, 103819. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103819>
- Wu, G., Zhao, M., Zhao, H., & Xiao, Y. (2020). Effect of eccentric load on the undrained bearing capacity of strip footings above voids. *International Journal of Geomechanics*, 20(7), 04020078.
- Xie, M., Zhou, G., & Esaki, T. (2000). Landslide hazard assessment using Monte Carlo simulation based on GIS. *Computer Methods and Advances in Geomechanics: Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Arizona, USA, 7-12 January 2001,
- Zemali, O., Mazouz, B., Mansouri, T., Boufarh, R., Djoudi, L., & Belkadi, A. A. (2025). An Experimental Study to Assess the Void Impact on the Ultimate Bearing Capacity of a Strip Footing Sitting on a Reinforced Slope. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 15(2), 21115-21122. <https://doi.org/https://doi.org/10.48084/etasr.10164>
- Zhou, H., Zheng, G., Yin, X., Jia, R., & Yang, X. (2018). The bearing capacity and failure mechanism of a vertically loaded strip footing placed on the top of slopes. *Computers and Geotechnics*, 94, 12-21.
- Zlonis, E. J., Deo, R., & Berdeen, J. B. (2022). LiDAR and multispectral imagery predict the occurrence of tree cavities suitable for a cavity-nesting duck. *Remote Sensing in Ecology and Conservation*, 8(2), 191-207.