

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : génie civil

Spécialité : structure

Par :

Mr. BENAZZA HACHEMI ABDEL HAKIM

Mr. BENYOUB ALLA EDDINE

Sujet

Etude des fondations superficielles sur des sols rocheux en utilisant deux critères de rupture différents

Soutenu publiquement, le 29 / 06 / 2022 , devant le jury composé de :

Mr. ZADJAOUI ABDEL DJALIL

Pr

Université de Tlemcen

Président

Mr. BENYELLES ZOHEIR

MCB

Université de Tlemcen

Examinateur

Mr. HOUMADI YUCEF

Pr

Université de Tlemcen

Encadreur

Année universitaire : 2021 /2022

DEDICACE 1

Je dédie ce modeste travail :

*A mon père allah yerahmah, ma mère qui m'a encouragé et guidé
durant toutes ma vie, je prie dieu le tout puissant de l'honorer et la
rendre fier de moi, que dieu la protège et la garde.*

A mes chers frères, mes oncles, mes tantes, mes grands parents

Et a toute ma famille

A tous mes amis, mes collègues de l'université.

Surtout mon frère et mon binôme « BENYOUNB ALLA EDDJNE »

*Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la réalisation
de ce travail.*

*A tous les enseignants de l'université de Tlemcen, en particulier les
enseignants de département de génie civil.*

Merci à tous.

DEDICACE 2

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, qui m'ont encouragé et guidé durant toutes ma vie, je prie dieu le tout puissant de les honorer et les rendre fiers de moi, que dieu les protèges et les gardes.

A mes chers frères et ma petite sœurs « HADJER »

A toute la famille BENYOUNIS

A tous mes amis, mes collègues de l'université.

Surtout mon frère et mon binôme « BENAZZA HACHEMI

ABDEL HAKIM »

Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

A tous les enseignants de l'université de Tlemcen, en particulier les enseignants de département de génie civil.

Surtout notre chère professeur « BOUKLI-HACEN » allah

yerahmah

Merci à tous.

Remercîments

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la détermination, la volonté, et la patience à mener ce modeste travail à terme.

Nous adressons nos vifs remerciements à :

Monsieur **Zadjaoui Abdeldjalil** pour avoir accepté de présider le jury.

Monsieur **Benyelles Zoheir** pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Nous voulons également remercier infiniment notre encadreur Monsieur **Houmadi Youcef** de nous avoir prodigué son temps, ses conseils et surtout sa patience tout au long de ce présent travail.

RESUME

Le comportement mécanique des massifs rocheux est en grande partie lié aux discontinuités qu'ils traversent : joints sédimentaires, joints, failles, etc. Ainsi, les propriétés de masse à l'échelle de la structure, qu'il s'agit de susceptibilité à la déformation ou de résistance à la rupture, sont largement conditionnées par les propriétés des discontinuités, soit géométriques, soit mécaniques. La complexité structurelle et la diversité des matériaux en résultent, dans certains cas. Utiliser des méthodes numériques pour dimensionner les ouvrages de génie civil installées sur de tels types de sol rocheux.

Nous avons utilisé le logiciel tridimensionnel aux différences finies FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua.)Version 3.1 pour le calcul dans la mécanique de l'ingénierie. Il a la capacité d'analyser en trois dimensions, simulant le comportement de structures tridimensionnelles construites en terre, roche ou autre matériaux qui subissent un écoulement plastique lorsque leurs limites d'élasticité sont atteintes.

Dans notre travail, une fondation superficielle reposant sur un sol rocheux dont le comportement est Hoek-Brown, a été étudiée. Cette étude a fait l'objet d'une analyse déterministe en variant la vitesse de chargement pour étudier les déplacements du sol rocheux. Ensuite, cette a été complétée par une analyse probabiliste en utilisant CSRSM. Dans cette dernière une étude de sensibilité a été effectuée.

Mots clés :

Hoek-Brown, Flac 3D, Massif rocheux, Fondation superficielle.

Abstract

The mechanical behavior of rock massifs is largely linked to the discontinuities they cross: sedimentary joints, joints, faults, etc. Thus, the mass properties at the scale of the structure, whether it is a question of susceptibility to deformation or resistance to breakage, are largely conditioned by the properties of the discontinuities, either geometric, or mechanical (normal, shear strength, extensibility, etc.). The structural complexity and the diversity of materials result, in some cases. Use numerical methods to dimension civil engineering structures installed on such blocks of rock.

We used the explicit three-dimensional finite difference software FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua.) Version 3.1 , for the calculation in engineering mechanics. It has the capability of three-dimensional analysis, simulating the behavior of three-dimensional structures built of earth, rock or other materials that undergo plastic flow when their yield strengths are reached.

Key words:

Hoek-Brown, FLAC 3d, rock mass, superficial foundation

ملخص

يرتبط السلوك الميكانيكي للكتل الصخرية إلى حد كبير بالانقطاعات التي تمر بها: المفاصل الرسوبية والمفاصل والصدوع وما إلى ذلك. وبالتالي، فإن خصائص الكتلة على مقياس الهيكل، سواء كانت عرضة للتشوه أو مقاومة الكسر، تكون مشروطة إلى حد كبير بخصائص الانقطاعات، سواء كانت هندسية أو ميكانيكية (عادية وقوة القص، وقابلية التمدد، وما إلى ذلك). ويؤدي التعقيد الهيكلي والتنوع المادي في بعض الحالات. استخدام الطرق العددية لحجم الأعمال المدنية المثبتة على مثل هذه الكتل الصخرية

(FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) استخدمنا البرنامج ثلاثي الأبعاد الواضح مع اختلافات محدودة الإصدار 3.1 للحساب في ميكانيكا الهندسة. لديها القدرة على التحليل في ثلاثة أبعاد، ومحاكاة سلوك الهياكل ثلاثية الأبعاد المبنية على الأرض أو الصخور أو المواد الأخرى التي تخضع لتدفق بلاستيكي عند الوصول إلى حدود مرونتها

:الكلمات المفتاحية

، كتلة صخرية، أساس سطحي، FLAC 3D، HOEK-BRAWN

NOMENCLATURE

J_n : un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints.

J_r : caractérise la rugosité des joints.

J_a : caractérise l'altération des joints

J_w : le facteur de réduction hydraulique des joints

SRF : (Stress Réduction Factor) le facteur de réduction des contraintes

σ_1 : contrainte vertical majeure

σ_3 : contrainte horizontale mineure

σ_{ci} : La résistance à la compression de la roche intacte

K : module d'élasticité isostatique

m_i : valeurs des constantes pour la roche intacte.

D : facteur de perturbation.

G : module de cisaillement.

K_n : rigidité normal.

K_s : rigidité de cisaillement.

Φ : angle de dilatation.

φ :angle de frottement.

C : cohésion.

m_b, s, a : les constantes de matériaux du massif rocheux

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations constituent un des éléments essentiels d'un projet de construction et leur qualité dépend la pérennité de l'ouvrage. Il faut savoir que ce sont sur ces fondations que va reposer la totalité du poids: les charges permanentes de l'infrastructure et de la superstructure, les diverses charges et le poids des fondations elles-mêmes.

Il existe deux grandes modes de transmission des charges des constructions aux couches de Sol: fondation superficielle et fondation profonde; dans notre cas on a une fondation superficielle (semelle, radié, etc.) utilisé lors d'une construction sur un sol rocheux.

Il faut noter aussi qu'il y a une relation mathématique entre la contrainte et la déformation, intitulé « loi de comportement » le critère de Hoek-Brown est une loi fondamentale pour les sols rocheux.

Le travail de ce mémoire s'attache à l'analyse du comportement d'une fondation superficielle sur un massif rocheux. Des simulations numériques sont effectuées sous un logiciel FLAC3D basé sur les différences finis.

Le comportement des fondations superficielles reposantes sur un massif rocheux est étudié en utilisant une approche probabiliste. Les approches probabilistes permettent de considérer la propagation des incertitudes des paramètres d'entrées aux réponses du système.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I:Etat de l'art des ouvrages sur les sols rocheux.....	11
I.1 INTRODUCTION :.....	11
I.2 Les fondations :.....	12
I.2.1 Définition :.....	12
I.2.2 Type :... ..	12
I.2.2.1 Fondation profonde:.....	12
I.2.2.2 Fondation semi-profonde :.....	17
I.2.2.3 Fondation superficiel:	17
I.2.3 Fondation sur la roche :	18
I.2.3.1 La capacité portante d'une fondation superficielle :.....	18
I.2.3.2 méthodes de calcule des capacités portante :.....	21
I.1.1.1.1 recommandations canadienne	21
I.2.3.2.1 Approche de type mécanique des sols :	21
I.2.3.2.2 Corrélation empirique avec le RQD :.....	23
I.2.3.2.3 Méthode pressiométrique :	25
I.2.3.3 Contrainte admissible vis-à-vis de la rupture :.....	25
I.3 CONCLUSION :.....	26
Chapitre II:Loi de comportement du amssif rocheux	27
II.1 Introduction :	27
II.2 Les roches :	27

SOMMAIRE

II.2.1 Description des roches :	27
II.2.2 Types des roches :	28
II.2.2.1 Roche magmatiques :	28
II.2.2.2 Roche sédimentaire :	28
II.2.2.3 Roche métamorphiques :	29
II.2.3 Composition des roches :	31
II.2.4 Propriété physique des roches :	32
II.2.5 Comportement mécanique des roches :	33
II.3 Le massif rocheux :	34
II.3.1 Description du massif rocheux :	34
II.3.2 massif rocheux a différentes échelles :	35
II.3.3 classification des massifs rocheux :	36
II.3.4 Méthodes de reconnaissances des massifs rocheux :	37
II.3.4.1 Levé géologique de détail :	37
II.3.4.2 Photo-interprétation :	37
II.3.4.3 Sondages carottés :	38
II.3.4.4 Enregistrement des paramètres de foration :	39
II.3.4.5 Diagraphie microsismique :	39
II.3.4.6 Diagraphie de radioactivité naturelle :	40
II.3.4.7 Méthodes géophysiques :	40
II.3.4.7.1 Sismique-réfraction :	40
II.3.4.7.2 Tomographie sismique :	41
II.3.4.7.3 Radar géologique :	42

SOMMAIRE

II.3.4.8 Essais mécaniques in situ :	42
II.3.4.8.1 Mesures de déformabilité :	42
II.3.4.8.2 Mesures de contraintes :	42
II.3.4.9 Essai Lugeon :	42
II.3.5 Le caractère discontinu d'un massif rocheux et sa modélisation :	42
II.3.6 Les discontinuités:	43
II.3.6.1 Description des discontinuités :	43
II.3.6.2 Types et classification des discontinuités :	44
II.3.6.3 Caractéristique des discontinuités :	47
II.4 loi du comportement :	49
II.4.1 Définitions :	49
II.4.2 Les types :	50
II.4.2.1 Le Rock Quality Designation index “RQD” (Deere, 1967)	50
II.4.2.2 Le Tunneling Quality Index “Q”(Barton, 1974)	51
II.4.2.3 Le Rock Mass Rating “RMR”(Bieniawski, 1976).....	55
II.4.2.4 Le Geological Strength Index “GSI” (Hoek et Brown, 1995)	55
II.4.2.5 Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)	58
II.4.2.6 Le Surface Condition Rating “SCR”:	58
II.4.2.7 Le Structure Rating SR :	58
II.4.2.8 Corrélations entre les différentes lois de comportement.....	58
II.4.3 Le critère de Hoek-brown :	59
II.4.3.1 L’origine du critère :	59
II.4.3.2 Critère de Hoek Brown généralisé :	60

SOMMAIRE

II.5 Conclusion :	63
Chapitre III:Cas d'étude	64
III.1 INTRODUCTION :	64
III.2 flac :	64
III.2.1 Définition :	64
III.2.2 Comparaison avec d'autres méthodes :	65
III.3 GEOMETRIE ET MAILLAGE :	66
III.3.1 Dimension :	66
III.3.2 Maillage :	67
III.3.2.1 définition :	67
III.3.2.2 types des maillages	68
III.3.2.2.1 maillages structurés :	68
III.3.2.2.2 Maillages non structurés :	68
III.3.2.2.3 Maillage octree (octree meshes)	68
III.3.2.2.4 Maillages hybrides	69
III.3.2.3 le maillage choisi :	69
III.4 conditions aux limites :	70
III.5 caractéristique de lois de comportement de hoek brown :	70
III.6 LE CHARGEMENT :	71
III.7 RÉSULTATS :	71
III.7.1 Etudes et Analyse des résultats :	71
III.7.2 Etudes paramétriques	81
III.7.2.1 Variation de la largeur de la fondation :	81

SOMMAIRE

III.7.2.2 Variation de la vitesse :	84
III.8 CONCLUSION :	87
Chapitre IV:Analyse probabiliste des résultats de Hoek-Brown	88
Analyse probabiliste	88
des résultats de Hoek Brown	88
IV.1 Introduction :	88
IV.2 DEFINITION :	89
IV.2.1 Méthode de Surfaces de Réponse stochastique par Collocation (CSRSM):	89
IV.2.2 Ordre optimal du PCE et indices de Sobol SU :	89
IV.3 Résultats numériques probabilistes :	89
IV.4 etude parametrique :	90
IV.4.1 Vitesse de 1,00e-5 :	90
IV.4.2 Vitesse de 1,20e-5 :	92
IV.4.3 Vitesse de 4,00e-5 :	94
IV.4.4 Vitesse de 8,00e-5 :	95
IV.5 etude et analyse des résultats :	97
IV.6 CONCLUSION :	99
CONCLUSION GENERAL	100
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE	101

LISTE DES FIGURE

Figure I-1 : Les types des fondations.....	12
Figure I-2 : Pieux battus.....	13
Figure I-3 : Pieux en bois.....	14
Figure I-4 : Pieux métallique	14
Figure I-5 : Pieux en béton armé	15
Figure I-6 : pieux en béton précontrainte.....	16
Figure I-7 : Les pieux exécutés en place.....	17
Figure I-8 : Les types de fondation superficiels	18
Figure I-9 : Fondation reposant sur un massif homogène (Xavier R 2010)	22
Figure I-10 : Superposition des 3 états de résistance.....	23
Figure I-11 : Estimation de la capacité portante a l'aide Du	23
Figure I-12 : Estimation de la capacité portante à l'aide	24
Figure II-1 : roche magmatique (Garrett. R, 2021).....	28
Figure II-2 : roche sédimentaire	29
Figure II-3 : Roche métamorphique (Bril.H, 2020)	30
Figure II-4:passage du comportement fragile au comportement ductile avec durcissement ...	34
Figure II-5 : un massif rocheux (Héraud & Durville, 1997)	35
Figure II-6 : massif rocheux a différentes échelles (Xavier, 1997)	36
Figure II-7 : Exemple de photo-interprétation (Héraud.H & Durville.J-L, 1997)	38
Figure II-8 : sondage carottés (Héraud.H & Durville.J-L, 1997)	39
Figure II-9:Principe de la diagraphie microsismique (Héraud.H & Durville.J-L, 1997)	40

LISTE DES FIGURE

Figure II-10 : Principe de la tomographie sismique entre forages	41
Figure II-11 : Les discontinuités	44
Figure II-12 : : joint de stratification (YAMATHOM 2016)	44
Figure II-13: une faille et une diaclase (YAMATHOM 2016)	45
Figure II-14 :Fractures dans du granite	46
Figure II-15 : une fissure (Antoine G. 2022	46
Figure II-16 : Schistosité (Crochet.PH. 2017)	47
Figure II-17 : foliation (SAMUELE P. 2019)	47
Figure II-18 : Illustration de pendage et de l'azimut d'une discontinuité	49
Figure III-1 : les dimension du sol étudier	66
Figure III-2 La fondation étudiée	67
Figure III-3 : Maillage du modèle étudier	69
Figure III-4 : Les conditions aux limites appliquées	70
Figure III-5 : Déplacement suivant l'axe Z	72
Figure III-6 : Déplacement suivant l'axe X	73
Figure III-7 : Déplacement suivant l'axe Y	74
Figure III-8 : La vitesse de chargement appliqué	75
Figure III-9 : Contrainte suivant l'axe X	76
Figure III-10 : Contrainte suivant l'axe Y	77
Figure III-11 : Contrainte suivant l'axe Z	78
Figure III-12 : Contrainte suivant l'axe XY	79
Figure III-13 : Contrainte suivant l'axe XZ	80

LISTE DES FIGURE

Figure III-14 : Contrainte suivant l'axe YZ	81
Figure III-15 : courbe charge (p ultime) en fonction du déplacement.....	82
Figure III-16 : courbe force (q ultime) en fonction du déplacement.....	83
Figure III-17 : courbe force (q ultime) en fonction de charge (p ultime)	84
Figure III-18 : courbe charge (p ultime) en fonction de la largeur	85
Figure III-19 : courbe charge (q ultime) en fonction de la largeur	86
Figure III-20 : Le déplacement en fonction de la largeur de la fondation.....	87
Figure IV-1:l'influence de la vitesse (1,00e-5 m/s) sur le PDF en fonction du déplacement	92
Figure IV-2 :l'influence de la vitesse (1,20e-5 m/s) sur le PDF en fonction du déplacement	93
Figure IV-3 :l'influence de la vitesse (4,00e-5 m/s) sur le PDF en fonction du déplacement	95
Figure IV-4:l'influence de la vitesse (8,00e-5 m/s) sur le PDF en fonction du déplacement	96
Figure IV-5 : l'influence des différentes vitesses sur les PDF en fonction du déplacement.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Capacités portantes conservatrices, d'après le British Standard C.P. 2004	19
Tableau I-2 :Capacités portantes conservatrices aux États-Unis.....	20
Tableau II-1:Tableau des modules de déformation de roches intactes et saines	31
Tableau II-2 : la qualité du massif rocheux d'après le RQD	50
Tableau II-3 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, (d'après Barton et al, 1974).....	55
Tableau II-4 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).	58

LISTE DES FIGURE

Tableau IV-1 :Caractéristiques statistiques des variables aléatoires.....	90
Tableau IV-2 : indice de Sobol pour $V=1,00e-5$ (m/s).....	91
Tableau IV-3 : indice de Sobol pour $V=1,20e-5$ (m/s).....	93
Tableau IV-4:indice de Sobol pour $V=4,00e-5$ (m/s).....	94
Tableau IV-5 : indice de Sobol pour $V=8,00e-5$ (m/s).....	96
Tableau IV-6 : coefficients de détermination R^2 et Q^2 des différentes vitesses	97
Tableau IV-7:l'effet de la vitesse sue les moment statiques de la réponse du système	98

Chapitre I: État de l'art des fondations sur les sols rocheux

I.1 INTRODUCTION :

Les fondations, tant superficielles que profondes, ont longtemps fait l'objet de recherche et sont aujourd'hui soumises à des règles de calcul validées par de nombreux chercheurs. Dans le domaine de la roche, jusqu'à ces dernières années, on croyait généralement qu'il n'y avait pratiquement pas de problèmes de tassement ou de stabilité, si ce n'est que les appuis sur la pente pouvaient glisser sur le plan incliné aval. Étant donné que la plupart des roches solides ont une résistance suffisamment élevée, la taille de la fondation structurelle est limitée par la résistance du béton plutôt que par la résistance de la roche. Cependant, l'augmentation de la charge apportée par la fondation à longue portée a suscité une plus grande attention à la fondation rocheuse, en particulier la charge standard pour vérifier la stabilité, le tassement différentiel et la limite admissible est satisfaisante.

I.2 Les fondations :

I.2.1 Définition :

La fondation est l'assise de l'ouvrage en contact direct avec le sol, et sa fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles que l'ouvrage peut supporter. Par conséquent, la fondation est conçue pour transférer les charges de la superstructure au sol dans les conditions les plus favorables.

I.2.2 Type :

Le choix du type de fondation dépendra des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure.

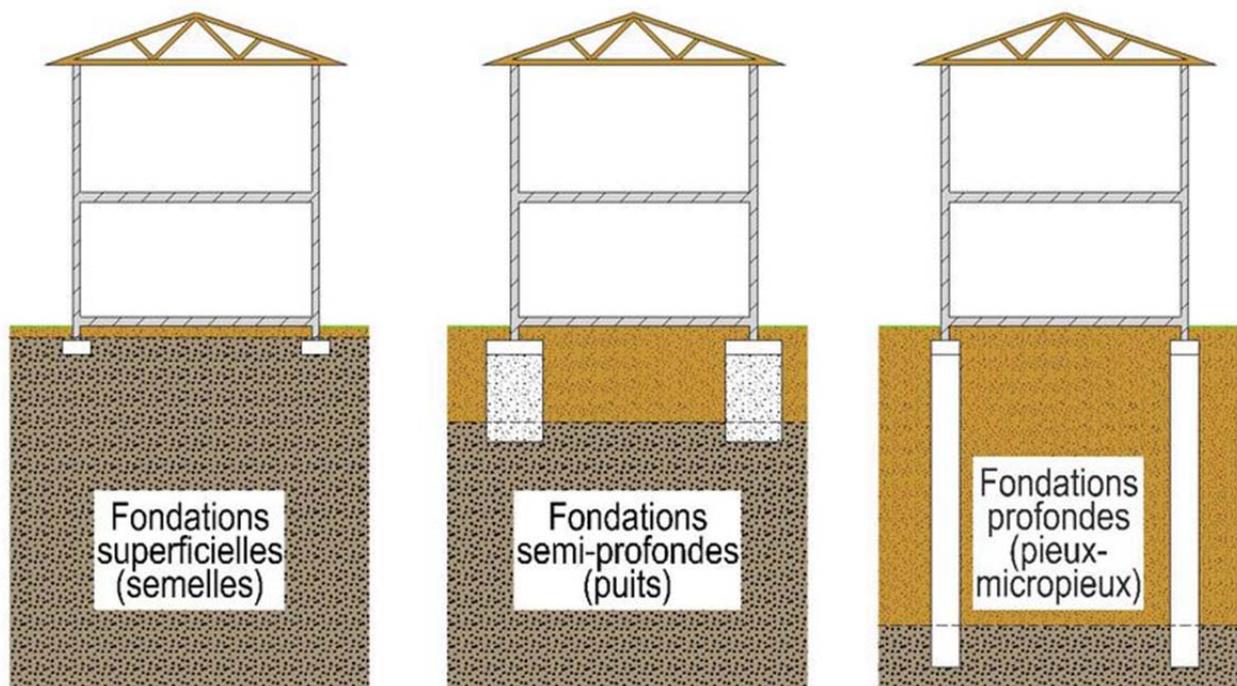


Figure I-1 : Les types des fondations

I.2.2.1 Fondation profonde:

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde (pieu) qui permet d'atteindre le substratum le (bed rock) ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches transverses.

CHAPITRE I

Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des Argiles, vases, des tourbes, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches.

Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient. Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de différents pieux peuvent être classés en deux grandes catégories, suivant leur mode de fabrication. (Frank. R, 1998)

- Les pieux façonnés à l'avance (pieux préfabriqués ou battus)
- Les pieux exécutés en place.
- Pieux battus : Ces pieux peuvent être en bois, en acier en béton armé ou précontraint. Ils sont mis en place par battage ou par vibro-fonçage, chacun a sa propre branche



Figure I-2 : Pieux battus

- Les pieux en bois : Ce type de pieu, est beaucoup moins utilisé actuellement, car la plus part des bois présentent l'inconvénient de pourrir s'ils ne sont pas constamment immergés.



Figure I-3 : Pieux en bois

- Les pieux métalliques : On les trouve avec plusieurs formes différentes peuvent être en H ou I, palplanches ou tubulaire, sont connaissent actuellement un certain essor.



Figure I-4 : Pieux métallique

CHAPITRE I

▪ Les pieux en béton armé : Les pieux préfabriqués en béton armé sont exécutés sur des aires appropriées. Le délai de durcissement est normalement d'un mois. Leurs principales caractéristiques sont :

- Leur longueur ne dépasse pas 20 à 30m
- On emploie des ciments portland 325 de dosage 400kg /m³.
- Armature longitudinale d'une seule longueur dont les diamètres habituels varient de 16 à 32 mm
- La contrainte de compression admise pour les pieux en béton armé est de 60 à 70 bars.
- Leur section est carrée circulaire ou polygonale dont la dimension transversale varie de 25 à 60 cm. (Hamdidi.T, 2019)



Figure I-5 : Pieux en béton armé

▪ Les pieux en béton précontraint : Les pieux en béton précontraint présentent les mêmes formes que les pieux en béton armé, mais ils offrent par rapport à ces derniers plusieurs avantages :

- La totalité de la section de béton est prise en compte pour la résistance à la flexion.
- La résistance au bardage et au battage est plus élevée.

CHAPITRE I

Les dimensions courantes sont:

- Diamètre extérieur 1 à 1.5m
- Epaisseur du béton 10 à 15 cm
- Longueur des éléments 5m
- Les pieux peuvent atteindre 60m de longueur



Figure I-6 : pieux en béton précontrainte

- Les pieux exécutés en place : Leur mise en œuvre nécessite un pré-forage dans le sol avec des outils appropriés, avec ou sans tubage protecteur ou boue, pour assurer la stabilité de la paroi du forage. Après mise en place de la cage d'armature, si nécessaire, les pieux sont bétonnés à l'aide de colonnes en béton, on peut distinguer 3 types selon la technique des tubes plongeurs descendant jusqu'à la fondation sur pieux :
 - Les pieux à tube récupérable.
 - Les pieux exécutés à l'aide d'un tube perdu.
 - Les pieux forés. (Hamdidi.T, 2019)

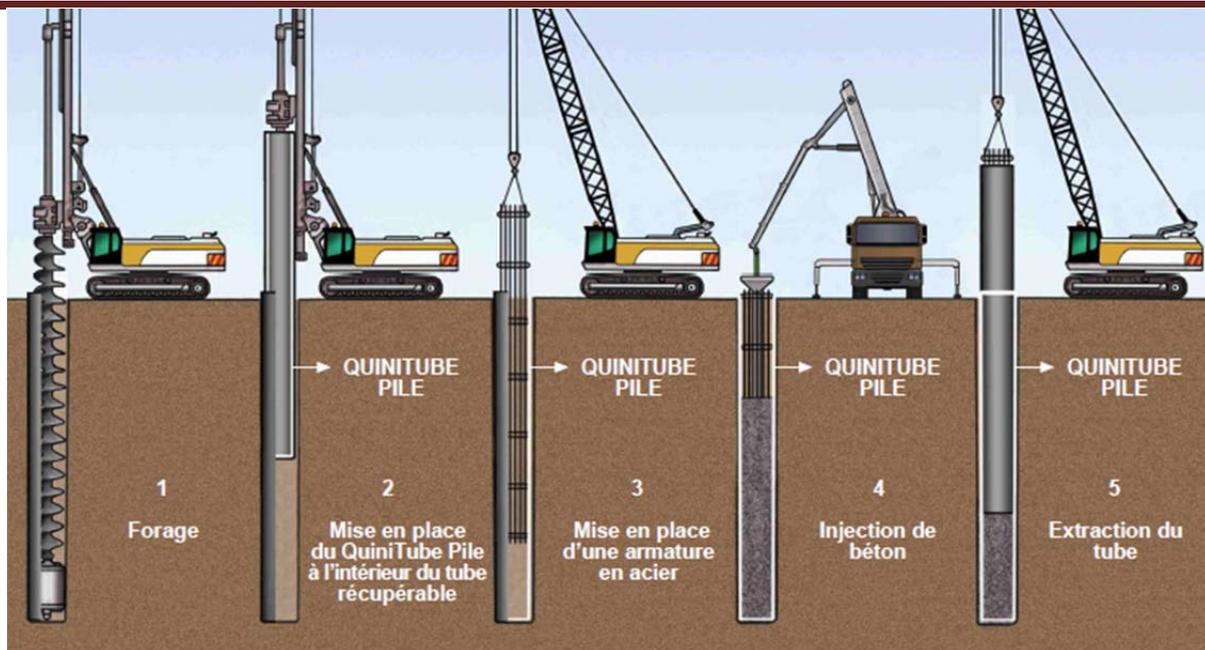


Figure I-7 : Les pieux exécutés en place

1.2.2.2 Fondation semi-profonde :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé, qui permet de transférer au sol la charge d'un ouvrage, tel qu'un bâtiment, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondation est utilisé dans des situations où des fondations peu profondes ne peuvent pas être forées et où des fondations profondes telles que des pieux ne sont pas nécessaires, évitant ainsi des coûts élevés. Les fondations semi-profondes sont de plus en plus remplacées par des fondations peu profondes et des techniques d'amélioration des sols telles que des inclusions rigides ou des piliers en pierre technique plus anciens.

Ces puits peuvent être creusés avec des pelles hydrauliques, de sorte que les entreprises d'ingénierie structurelle peuvent effectuer les travaux sans avoir besoin d'une entreprise spécialisée, comme dans le cas des fondations profondes.

1.2.2.3 Fondation superficiel:

Le principe des fondations superficielles peut être conservé si les sols sont assez homogènes et leurs couches porteuses très proches de la surface.

On distingue 3 types de semelles pour les fondations superficielles :

- Les semelles isolées : des sections carrées, ou circulaires et supportant des charges ponctuelles.

CHAPITRE I

- Les semelles filantes (ou continues) : sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur Largeur et supportant un mur ou une paroi.
- Les radiers: est une dalle plane, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, elle est adaptée lorsque la portance du sol est faible et que sa compression est homogène.

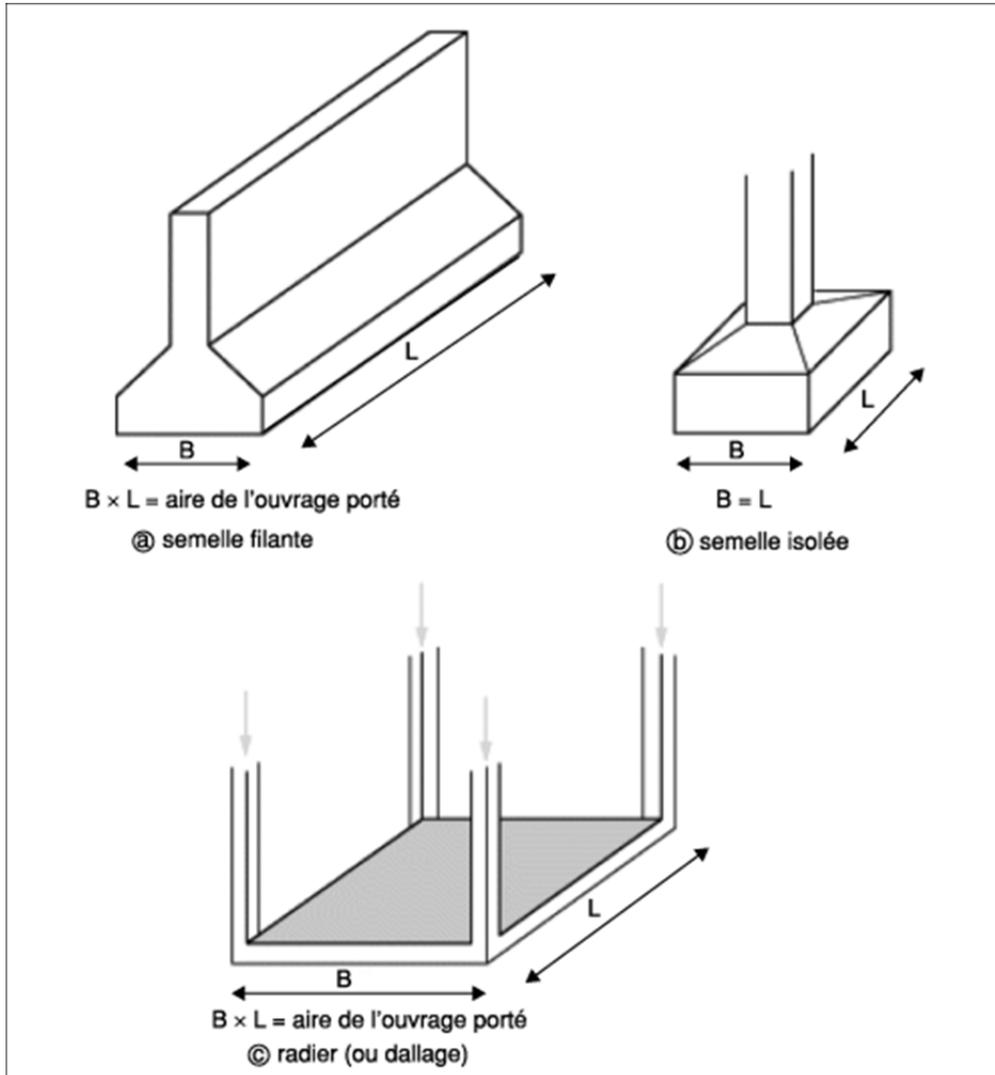


Figure I-8 : Les types de fondation superficiels

I.2.3 Fondation sur la roche :

I.2.3.1 La capacité portante d'une fondation superficielle :

Déterminer la capacité portante des fondations rocheuses n'est pas toujours facile en raison de la complexité et des multiples modes de défaillance potentiels. Il n'est pas possible de donner une méthode générale de dimensionnement et de détermination de la capacité portante, ce travail se fait étape par étape, en fonction des spécificités de l'ouvrage et des caractéristiques du massif rocheux.

CHAPITRE I

Sont répertoriées ci-après les diverses méthodes existantes. Elles correspondent à :

- Massif rocheux brisé.
- Le cas particulier des massifs rocheux à fractures verticales.
- Un cas particulier de massif formé par une alternance de rivages rocheux,
- Un cas particulier d'un massif rocheux formé par un système à deux angles dièdres. Dans le cas de parcelles saines et de terrain plat, sa capacité portante peut être approchée à partir des fiches techniques préconisées par certains codes de calcul anglo-saxons.

Type de roche	Capacités portantes (MPa)	
	Roches saines (B.S.C.P.2004)	Roches fracturées (Waltham)
Roches éruptives ou gneissique saines	10	6
Bancs de calcaire épais, grés durs	4	3
Schistes et ardoises	3	2
Schistes argileux durs, grés tendre	2	1
Schistes très argileux	1	-
Craie dure	0.6	0.4
Bancs fins de grés ou de calcaires roches fracturées	A déterminer a pres inspection	-

Tableau I-1 : Capacités portantes conservatrices, d'après le British Standard C.P. 2004 et d'après Waltham (1994)

Dans le cas de parcelles saines et de terrain plat, sa capacité portante peut être approchée à partir des fiches techniques préconisées par certains codes de calcul anglo-saxons.

Peck et al (1974) résumant les différentes recommandations aux États-Unis (voir tableau I-2). La recommandation de l'U.S. Uniform Building Code (1969) diffère de la recommandation du Royaume-Uni en ce sens qu'elle tient compte la force de la roche.

CHAPITRE I

Les valeurs basses sont tirées des recommandations de Los Angeles (1970) et les valeurs hautes sont tirées du National Building Code (1967). L'Uniform Building Code(1969) recommande d'utiliser la simple résistance à la compression σ_c

Type de roche	Capacité portante (MPa)	
		LA-NBC
Substratum cristallin massif contenant du granite des diorites, des gneiss, du basalte, des calcaires durs, et de la dolérite	1-10 $0.2\sigma_c$	UBC
Roches foliacées telles que des schistes, ou des ardoises saines	0.4-4 $0.2\sigma_c$	UBC
Bancs de calcaire sain	0.4-4 $0.2\sigma_c$	UBC
Roches sédimentaires contenant des schistes ou des grès	0.3-2.5 $0.2\sigma_c$	UBC
Substratums tendres ou broyés (excepte les schistes) et calcaires tendres	1 $0.2\sigma_c$	UBC
Schistes tendres	0.4 $0.2\sigma_c$	UBC

Tableau I-3 : Capacités portantes conservatrices aux États-Unis

(D'après Peck et al, 1974)

(LA: Los Angeles; NBC: National Building Code; UBC: Uniform Building Code)

Ces propositions sont assez différentes les unes des autres, car on peut trouver une variation de 10 fois dans la capacité portante des roches de la même classe. Les charges dues aux différents types de structures et les déformations admissibles ne sont pas incluses dans ces spécifications dimensionnelles. Par conséquent, ces spécifications donnent des estimations très pessimistes de la capacité de charge.

Par conséquent, ces recommandations ne peuvent pas être utilisées pour des constructions spéciales, car un surdimensionnement entraînerait des surcoûts substantiels.

1.2.3.2 méthodes de calcul des capacités portante : (Xavier, 1997)

1.1.1.1.1 recommandations canadienne

La Société géotechnique du Canada recommande un dimensionnement plus précis que les précédents codes de calcul américains, qui tiennent compte de la rupture des parcelles

Si le massif rocheux est intact et légèrement fracturé (l'intervalle entre les discontinuités ne doit pas être inférieur à 0,3 m), et présente des caractéristiques favorables à la stabilité de la fondation (sol plat, discontinuités fermées, qui n'ont pas d'effet important sur la stabilité), la capacité portante q_a de la fondation peut être approximée par la relation suivante :

$$q_a = K_{sp} \cdot \sigma_c$$

Où σ_c est la résistance à la compression simple de la roche, et K_{sp} est un coefficient empirique fonction de la fracturation. K_{sp} , incluant un facteur de sécurité de 3, est calculé par la formule suivante :

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{e}{S}}}$$

Pour : $0.05 < \frac{S}{B} < 2.0$ et $0 < \frac{e}{S} < 0.02$

Où :

S et e sont respectivement l'espacement et l'épaisseur des discontinuités, et B est la largeur de la fondation.

1.2.3.2.1 Approche de type mécanique des sols :

Contrairement aux milieux homogènes, la capacité portante des fondations sur roche peut être déterminée de la même manière que les sols (voir Figure I-9).

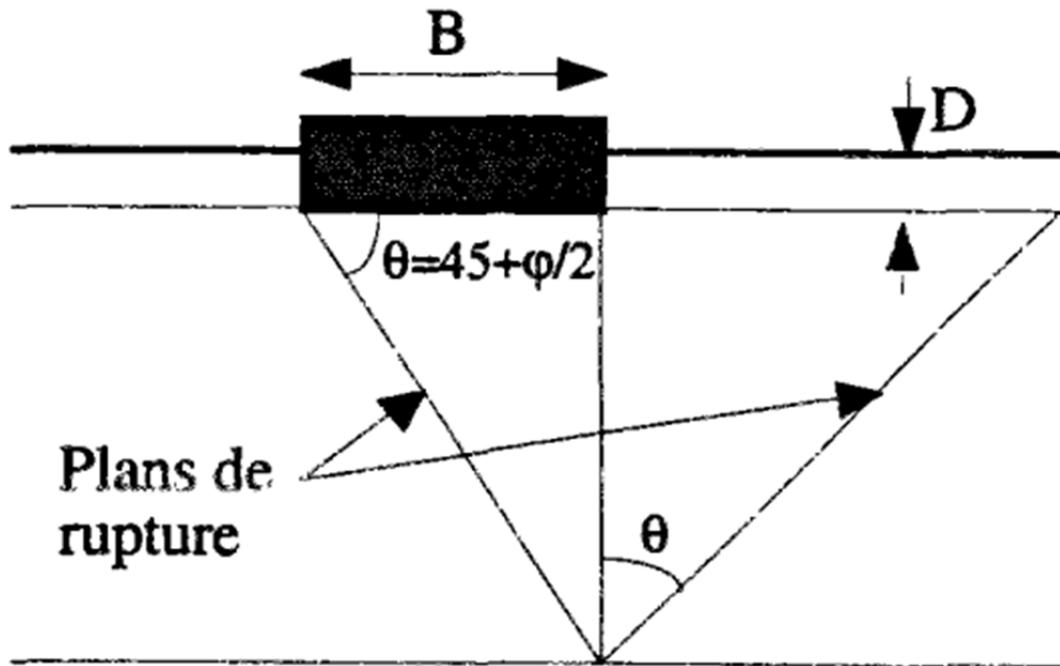


Figure I-10 : Fondation reposant sur un massif homogène (Xavier R 2010)

L'idée est d'adopter la théorie de Terzaghi. Dans un matériau lourd de largeur B et de longueur infinie, la pression ultime moyenne q'_{max} d'adhérence et de frottement s'écrit :

$$q'_{max} = \frac{\gamma \cdot B}{2} N_{\gamma}(\varphi) + CN_c(\varphi) + \gamma DN_q(\varphi)$$

Où :

γ , c et φ sont respectivement le poids volumique, la cohésion et le frottement interne du matériau, B est la largeur de la fondation et D est la hauteur contenue dans le massif, N_{γ} , N_q et N_c sont les facteurs de capacité portante, ils représentent respectivement :

- Terme de surface : il est proportionnel à B .
- Terme de profondeur : il est proportionnel à D .
- Terme de cohésion : il est proportionnel à C .

Ils donnée par:

$$N_q = \tan^6 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5. \tan^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_{\gamma} = N_q + 1$$

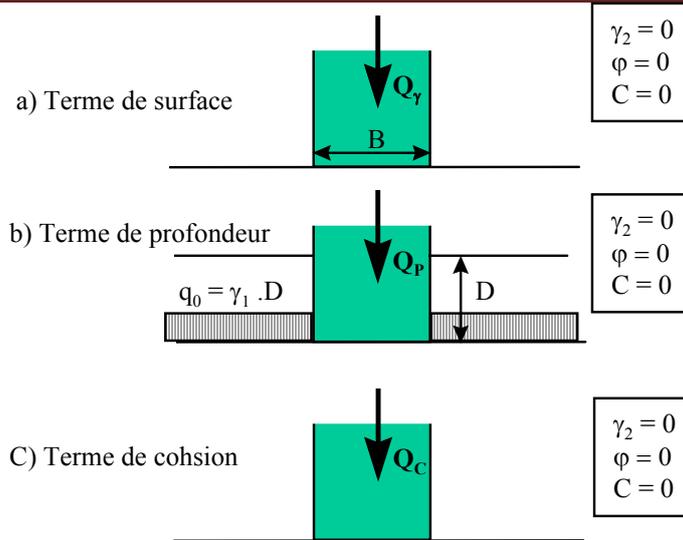


Figure I-11 : Superposition des 3 états de résistance

1.2.3.2.2 Corrélation empirique avec le RQD :

Peck et al. (1974) ont établi une corrélation empirique entre les capacités de charge et la fondation de la parcelle et le RQD au droit de la parcelle roché (reproduit à la Fig. I-12).

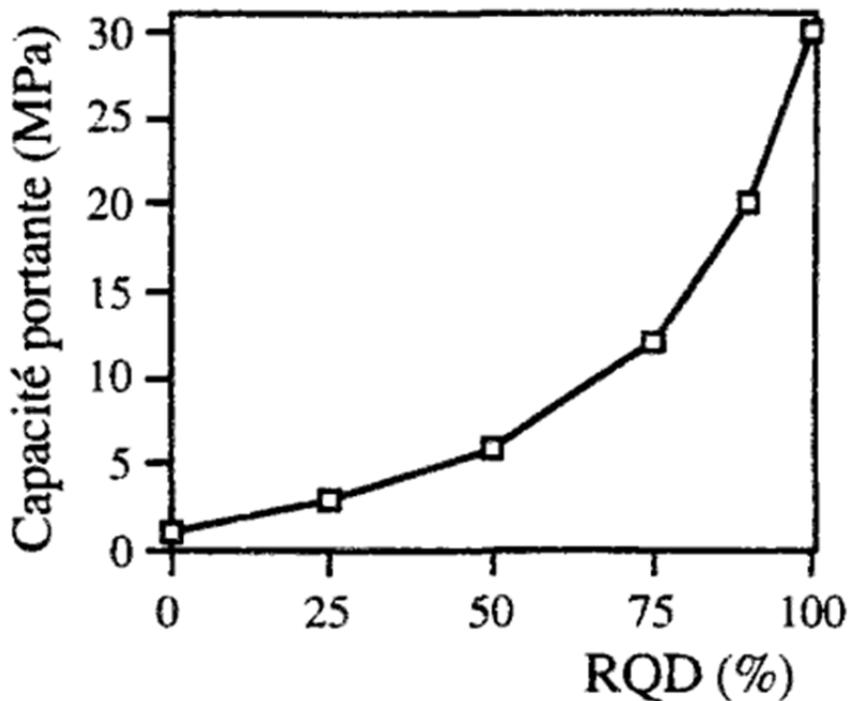


Figure I-13 : Estimation de la capacité portante à l'aide Du RQD d'après (Peck et al. 1974)

Utilisez cette corrélation pour déterminer que la taille de la fondation ne doit pas provoquer de tassement à 13 mm Cette méthode de détermination de la capacité de charge à l'aide du RQD ne

CHAPITRE I

tient pas compte force de roche. Cependant, Peck recommande de comparer la capacité portante obtenue avec la simple résistance à la compression σ_c de la roche. Dans les cas où le σ_c est inférieur à la capacité portante (par exemple, schiste argileux), Peck recommande de considérer la valeur de la résistance à la compression simple dans les calculs de conception Bien que Johnston (1994) ait suggéré que cette corrélation ne s'applique qu'aux roches ayant des résistances à la compression simples supérieures à 25 MPa, Waltham (1994) précisent les choses en donnant la relation entre le RQD et la capacité de charge pour différentes valeurs de courant alternatif.

La figure I-14 montre qu'un massif rocheux avec un RQD de 75% voit sa capacité Si la simple résistance à la compression de la roche est de 10 à 100 MPa. La valeur recommandée par Peck et al. environ 12 MPa.

Le RQD est une caractéristique de masse rocheuse basée sur l'espacement des masses rocheuses discontinu. Mais il ne prend pas en compte les états discontinus (changements, remplissage, présence d'eau...) ou son orientation. La détermination de la capacité Ainsi, la capacité de charge de base du RQD montre rapidement ses limites.

L'expression générale de la capacité portante ultime se réduit de :

$$q'_{ult} = q_{ult} \cdot (RQD)^2$$

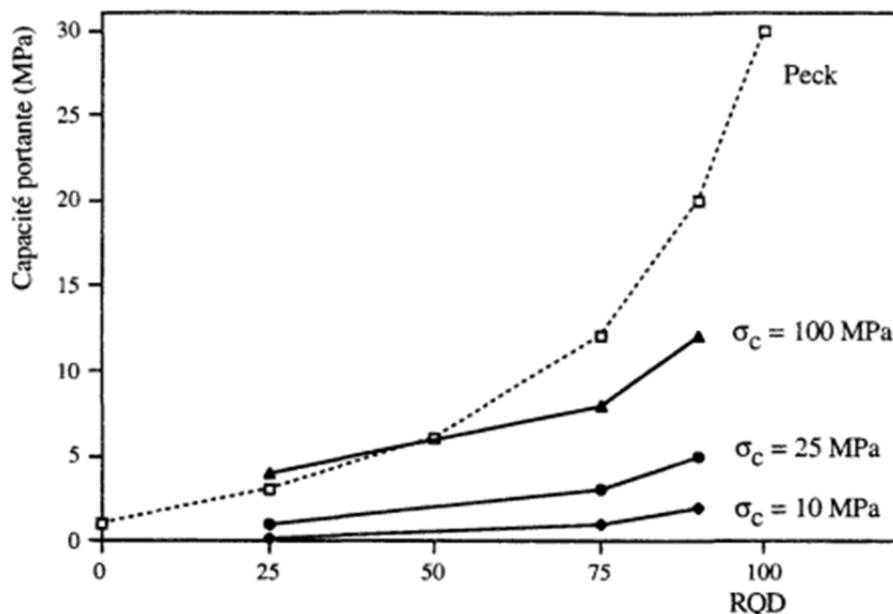


Figure I-15 : Estimation de la capacité portante à l'aide du RQD et de σ_c (D'après Waltham, 1994)

1.2.3.2.3 Méthode pressiométrique :

La méthode largement utilisée en France consiste à déterminer la capacité portante. Utilisez un manomètre Ménard pour mesurer les fondations peu profondes.

La contrainte de rupture q_u est déterminée par la relation :

$$q'_u - q'_0 = K_p \cdot P^*_{le}$$

Où :

q'_0 : est la contrainte verticale effective,

P^*_{le} : est la pression limite nette équivalente,

K_p : est le facteur de portance (sans dimension).

Le facteur portant K_p dépend des propriétés géométriques de la fondation (largeur B et longueur L de la fondation, hauteur encastrée équivalente D_e) et du matériau dans lequel elle se trouve. A chaque type de sol correspond une valeur K_p . Ce n'est pas le cas pour les roches, où K_p n'est pas spécifié. Les marnes ou marnes calcaires et les roches altérées sont répertoriées sous une seule valeur.

Ainsi, dimensionner une fondation surfacique par la méthode du manomètre consiste à déterminer à partir des résultats des essais manométriques (pression limite et module de déformation) le niveau de masse solide suffisant pour supporter la fondation.

Cependant, pour les roches résistantes, la pression ultime externe P^*_{le} n'est pas due à roche, mais la masse du matériau utilisé pour la sonde du manomètre. Ainsi, dans le cas de la roche dure, le terme $K_p \cdot P^*_{le}$ est largement sous-estimé.

Pire encore, cette approche ne prend pas en compte le rôle essentiel de la discontinuité capacité portante estimée de la parcelle.

1.2.3.3 Contrainte admissible vis-à-vis de la rupture :

Connaissant la capacité portante de la fondation, la contrainte admissible q_{adm} se déduit en prenant un coefficient de sécurité F tel que :

$$q_{adm} = \frac{q'_{ult}}{F}$$

Ce coefficient de sécurité « F » est dépendant du paramètre R.Q.D, tel qu'un R.Q.D de 0,8 demandera un coefficient de sécurité plus petit que celui d'un R.Q.D de 0,4.

Pour cela il est recommandé d'utiliser un coefficient de sécurité entre 6 à 10 pour des valeurs de R.Q.D inférieures à 0,75.

I.3 CONCLUSION :

Nous avons souligné dans ce chapitre les différents types d'ouvrages reposant sur un sol rocheux. On a répertoriées différentes méthodes pour déterminer la capacité portante de fondations superficielles, Dans certains cas les fondations sont surdimensionnées, mais d'en d'autres cas, où par exemple des discontinuités affaibliraient le massif d'assise, les fondations sont sous dimensionnées, ce qui peut aboutir à des ruptures.

Chapitre II:

Loi de comportement du massif rocheux

II.1 Introduction :

Le terme "loi de comportement" fait généralement référence à une expression mathématique de la relation entre la contrainte et l'historique de déformation subi par un échantillon. Dans ce chapitre, seules les lois de comportement fondamentales, l'élasticité et la plasticité seront évoquées

II.2 Les roches :

II.2.1 Description des roches :

Les roches sont des matériaux solides composés essentiellement de minéraux. Des fossiles ou des agrégats d'autres roches peuvent également y exister. Leur état actuel (composition minérale, degré de cristallisation minérale, présence ou absence d'impuretés, fractures, etc.) est largement déterminé par leur formation mais aussi par leur histoire (diagenèse). Les roches sont donc des solides

CHAPITRE II

particulièrement complexes. Dans ce chapitre, nous revenons sur l'effet de cette complexité sur ses propriétés physiques et mécaniques (Pech.P & Hervé.R, 1992)

II.2.2 Types des roches :

II.2.2.1 Roche magmatiques :

Ces roches, également appelées roches ignées, partagent la particularité d'être formées par la consolidation de magma, c'est-à-dire de liquides contenant différentes proportions de cristaux. Dans le cadre du mouvement des plaques lithosphériques, ces magmas

Ou plus profond, du manteau à la croûte, à partir de roches préexistantes. Lorsqu'elles atteignent la surface et se solidifient, elles créent des roches volcaniques ou extrusives. Elles peuvent également se cristalliser à l'intérieur de la lithosphère, formant des roches plutoniques ou intrusives, roches anciennes, situées à des profondeurs que seule l'érosion permet actuellement d'observer. Les propriétés de ces magmas sont extrêmement variables, variant des conditions de leur formation et des phénomènes ultérieurs de différenciation (dépôt magmatique par cristallisation). (Hubert.B, et al, 2016)



Figure II-1 : roche magmatique (Garrett. R, 2021)

II.2.2.2 Roche sédimentaire :

Les roches sédimentaires sont des roches exogènes, c'est-à-dire formées dans La surface de la terre sur laquelle ils se sont installés. Leur principale caractéristique est qu'ils se présentent généralement sous forme de dépôts en couches successives parallèles entre elles (stratification). Une conséquence importante de la mécanique des sols est que les roches sédimentaires sont anisotropes. Si les roches sédimentaires ne représentent, en masse, qu'une fraction des roches qui forment la croûte, elles

CHAPITRE II

constituent l'essentiel de la croûte, et de là on peut voir Présenté à l'ingénieur géotechnicien. Qu'elles soient détritiques, c'est-à-dire composées de clastes, biologiques ou chimiques, les roches sédimentaires sont issues de roches préexistantes. Leur formation est basée sur trois Pas :

- Mobiliser les mandants ;
- Distribution des sédiments (transport et dépôt);
- Diagenèse (la transformation des sédiments en roches sédimentaires).

Pour transporter les futurs sédiments, il faut d'abord l'individualiser. Tous les mécanismes qui libèrent des particules de roche et des éléments dissous sont résumés sous le terme d'altération. (Hubert.B, et al, 2016)



Figure II-2 : roche sédimentaire

II.2.2.3 Roche métamorphiques :

Dans le cadre du mouvement entre les plaques, les roches de la croûte terrestre peuvent subir un enfouissement et une compression. Les augmentations de pression et de température qui en résultent entraînent des modifications de la texture et de la minéralogie des roches préexistantes. En revanche, leurs propriétés chimiques sont généralement préservées, bien que certains éléments puissent être mis dans la solution. La somme de ces changements s'appelle le métamorphisme. (Hubert.B, et al, 2016)



Figure II-3 : Roche métamorphique (Bril.H, 2020)

Type de roche		Module de Young et Résistance à la compression		
Roches sédimentaires	Commune, (département)	Porosité (%)	E _r (GPa)	R _c (MPa)
Calcaire du Boulonnais	Marquise (62)	0,9	83	140
Calcaire fossilifère	Rinxent (62)	1,4	82	120
Calcaire à milioles	Saint-Maximin (60)	13,5	31	80
Calcaire oolithique	Villiers-Adam (95)	36	9	10
Craie	Lillebonne (76)	40	6	10
	Vernon (27)	27	28	55
Dolomie	Saint Rome de Tarn (12)	2,2	72	160
Grès	Rothbach (67)	13,7	15	55
	Fréhel (22)	2,2	64	200
Quartzite	Tignes (73)	0,8	76	370
	Cherbourg (50)	1,8	91	280
Roches métamorphiques	Commune, (département)	E _r (GPa)		R _c (MPa)
Calcschiste	Lanslebg. Mont-Cenis (73)	20-53*		13-60*
Gneiss	Bouguenais (44)	65		220
	Bonneval sur Arc (74)	36		120
Schiste sériciteux	Fumay (89)	56-118*		50-255*
Schiste ardoisier	Travassac (19)	75-115*		*
Roches magmatiques	Commune, (département)	E _r (GPa)		R _c (MPa)
Basalte	Saint Beuzely (12)	78		150
	Raon l'Etape (88)	95		350
Granite	Ploumanach (22)	60		165
	Senones (88)	75		170
	Mercantour (06)	50		175

Tableau II-1: Tableau des modules de déformation de roches intactes et saines

(Base de données du LCPC)

II.2.3 Composition des roches :

Les roches sont principalement composées de divers minéraux. Les minéraux sont des substances solides avec une formule chimique définie dans laquelle les associations C-H (carbone-hydrogène) ne se produisent pas. Généralement, les minéraux sont cristallins, ce qui signifie que leurs atomes sont disposés selon un arrangement spécifique, mais la taille des cristaux est souvent invisible à l'œil nu. Dans certaines roches volcaniques, avec un refroidissement très rapide, les minéraux ne cristallisent pas, on dirait du verre. Par conséquent, Les propriétés géométriques, physiques et mécaniques des roches dépendent des propriétés de leurs matériaux constitutifs et de leurs combinaisons, mais en diffèrent. En fait, ces propriétés sont causées par les proportions de chaque

CHAPITRE II

minéral, la taille des cristaux, la structure et la texture de l'assemblage minéral, la présence de défauts et l'hétérogénéité.

Alors la roche est un matériel :

- Hétérogènes : c'est-à-dire constitués de grains qui sont le plus souvent d'espèces minérales différentes et qui ont des tailles et des formes différentes. De plus, les éléments d'une même espèce minérale peuvent présenter des formes cristallographiques différentes (systèmes cristallographiques différents) ou des degrés d'altération différents dans les roches.
- Discontinu : d'une part, l'assemblage des grains qui composent la roche n'est jamais parfait, et dans tout assemblage de grains, des vides appelés pores sont souvent identifiés, d'autre part, il existe souvent de nombreux défauts inter cristallins, que l'on désigne par ces les vides peuvent être remplis d'air ou d'eau. Dans des conditions naturelles, les roches sont généralement saturées ou presque saturées. Par conséquent, il est très important de bien tenir compte de la pression et des propriétés de l'eau interstitielle.
- Anisotrope : D'autres cristaux ont intrinsèquement une anisotropie par rapport au système cristallin auquel ils appartiennent. Par conséquent, les roches auront des propriétés physiques anisotropes a priori. L'isotropie apparente sera liée à la distribution aléatoire des différentes orientations cristallines. D'un point de vue mécanique, l'anisotropie est intrinsèquement liée au réseau de fractures.

II.2.4 Propriété physique des roches :

L'analyse minéralogique des roches peut obtenir des informations sur les propriétés, telles que la variabilité ou la dilatance, en identifiant les minéraux présents. Par conséquent, si du gypse, des minéraux argileux, des sulfates, etc. sont présents, cette étape est importante pour prédire la maladie potentielle sur le site.

- la masse volumique naturelle : la masse de l'échantillon dans son état naturel portée au volume total de l'échantillon tel que prélevé $\rho = m/V$ rap
- la masse volumique sèche : la masse sèche de l'échantillon m_d , mesurée après passage à l'étuve, rapportée au volume total de l'échantillon tel que prélevé

$$\rho_d = m_d/V$$

- la masse volumique des grains : la masse sèche des grains d'un échantillon broyé m_s , rapportée au volume des grains V_s , elle se mesure au pycnomètre $\rho_s = m_s/V_s$

CHAPITRE II

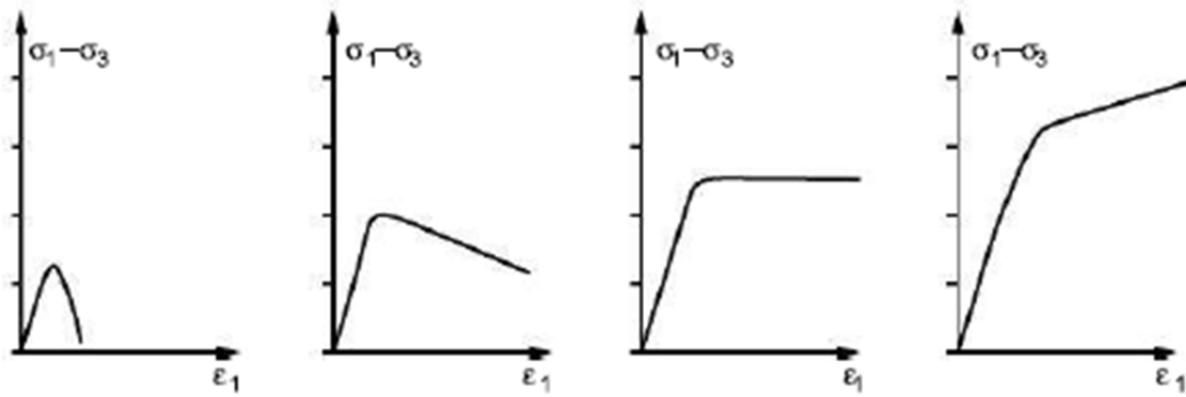
- Les poids volumiques (KN/m^3): calculés à partir des masses volumiques définies précédemment en les multipliant par l'accélération de la pesanteur $\gamma = \rho \times g$
- La teneur en eau pondérale: notée w , est le rapport en pourcent de la masse d'eau m_w sur la masse de matériaux sec m_d $w (\%) = 100 (m_w/m_d)$.
- La porosité n : le rapport du volume des vides V_v , sur le volume total V , exprimé en pourcentage $n (\%) = 100 (V_v/V)$. Elle dépend de la présence de pores dans la matrice rocheuse, sachant qu'une partie de la porosité peut être occluse, c'est-à-dire non accessible par l'eau de saturation (pores non connectés).
- Le degré de saturation S_r : le rapport du volume d'eau contenu dans les pores V_w sur le volume des vides exprimé en pourcent: $S_r (\%) = 100 (V_w/V_v)$ Une roche est saturée si $S_r = 100\%$. (Muriel.G-B & Hantz.D, 2019)

II.2.5 Comportement mécanique des roches :

Lors d'essais de roches en laboratoire, on observe l'apparition d'un pic sur la courbe contrainte/déformation, suivi de l'évolution de la courbe. Cette évolution dépend bien sûr des roches étudiées, mais aussi des contraintes. A l'état naturel, et donc en fonction des contraintes naturelles du milieu, les roches peuvent donc se comporter différemment, comme le montre la figure

- Comportement vulnérable
- Comportement ductile adoucissant (ou adoucissant)
- Comportement ductile sans écrouissage)
- Comportement ductile avec écrouissage (ou durcissement)

Plus précisément, les matériaux ductiles subissent une déformation plastique (Goutte plasticité sans fracture ou fracture après une grande déformation permanente. La fracture des matériaux fragiles et les fractures locales se propagent. In situ, le comportement fragile se traduit par un éclatement de la cale (éclatement du sol)) écaillage dans les mines profondes et les tunnels murs et forages. Les transitions entre ces différents types de comportements se font progressivement, et il est difficile de définir les seuils de transition entre les comportements fragiles et prolongés. Cependant, lorsque la contrainte est augmentée, la température est augmentée ou le taux de chargement est diminué. Le comportement évolue de fragile à ductile. Ainsi, en surface, les roches ont un comportement plutôt fragile, alors qu'en profondeur, elles sont ductiles.



Comportement fragile Comportement ductile Comportement ductile Comportement ductile
avec amollissement Sans écrouissage Avec durcissement

Figure II-4: passage du comportement fragile au comportement ductile avec durcissement

II.3 Le massif rocheux :

II.3.1 Description du massif rocheux :

Les massifs rocheux que nous voyons aujourd'hui sont formés par une histoire géologique longue et complexe, qui comprend des étapes de formation matérielle (dépôt et consolidation de roches sédimentaires, cristallisation de roches magmatiques, etc.), une ou plusieurs étapes de déformation tectonique (formation de plis et failles) et des transformations métamorphiques (foliation, recristallisation), et enfin une période d'altération atmosphérique près de la surface. Deux échelles d'étude sont utilisées : la roche (échantillons de laboratoire ou affleurements occasionnels) et l'échelle de la masse rocheuse c'est aussi de l'ouvrage. (Héraud.H & Durville.J-L, 1997)



Figure II-5 : un massif rocheux (Héraud & Durville, 1997)

II.3.2 massif rocheux a différentes échelles :

A l'état naturel, les massifs rocheux présentent des défauts d'origines et d'échelles différentes. Les plus petits défauts proviennent de la structure cristalline de la composition minérale et leurs effets sont mesurés en angströms. Les défauts les plus importants sont les microfissures, pores dans les cristaux ; leur taille est de l'ordre du millimètre, et leurs effets sont mesurés sur des échantillons de plusieurs centimètres. A plus grande échelle, on parlera plus généralement de discontinuités. Le terme discontinuité recouvre de nombreux types de surfaces rocheuses caractérisées par leur histoire géologique :

- Réseaux simultanés de discontinuités rocheuses qui ont émergé lors de la formation des roches, telles que lits de roches sédimentaires ou frondes de roche gâtée. Ce sont les vrais points faibles de l'intrigue ; ressentez leur effet en unités de plusieurs dm³ à plusieurs m³. Ces discontinuités ont une certaine cohésion due aux cristaux en contact, et ce sont ces discontinuités qui déterminent principalement l'anisotropie des roches fracturées (Héraud.H & Durville.J-L, 1997)
- Les fractures et failles post-génétiques, qui apparaissent après la formation de la roche, dont la taille varie de quelques mètres cubes à plusieurs centaines de mètres cubes. Ces discontinuités se caractérisent par leur extension, leur aspect (état de surface), leur épaisseur, leurs propriétés de remplissage (le cas échéant), leur emplacement, leur orientation et leur densité.

Selon l'échelle d'observation de la roche, et donc du type de défaut présent, on parlera de :

CHAPITRE II

- la matrice rocheuse (échelle décimétrique), ou roche intacte, terme souvent employé à l'échelle de l'échantillon de laboratoire.
- le bloc rocheux (échelle décimétrique à métrique).
- la roche fracturée (échelle métrique).
- le massif rocheux (échelle supérieur). (Rachez.X, 1997)

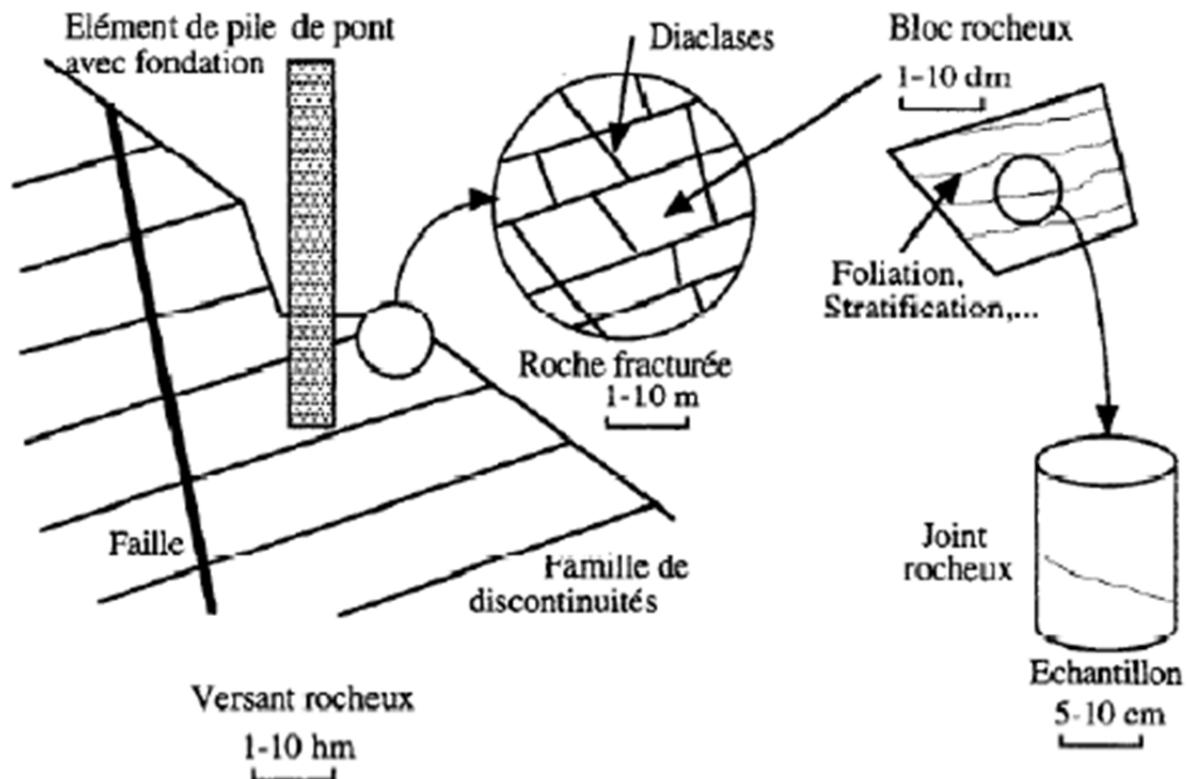


Figure II-6 : massif rocheux a différentes échelles (Xavier, 1997)

II.3.3 classification des massifs rocheux :

Pour déterminer le comportement global d'un massif rocheux, il faut tenir compte à la fois des propriétés techniques du matériau rocheux et des fractures. Les paramètres les plus importants utilisés dans les systèmes de classification sont les suivants :

- Résistance et déformabilité de la roche intacte
- Désignation de la qualité des roches (RQD) qui tient compte de l'intensité de la fracturation dans une carotte de forage.
- Paramètres des fractures rocheuses (espacement, orientation, largeur, rugosité, altération.)
- Pression et débit des eaux souterraines
- Stress in situ

- Structures géologiques telles que failles et plis

II.3.4 Méthodes de reconnaissances des massifs rocheux :

Le but de l'étude du massif rocheux est d'identifier le matériau présent, de collecter des échantillons pour une étude en laboratoire et d'identifier les changements et anomalies locaux tels que les zones fracturées, les karsts, etc. Il est particulièrement important de savoir, soit par observation directe si possible, soit à travers le processus d'auscultation indirecte, la distribution des discontinuités spatiales, leurs caractéristiques et leur densité. Enfin, les études de terrain peuvent être complétées par des tests de terrain évalué certaines propriétés mécaniques ou hydrauliques des massifs rocheux.

II.3.4.1 Levé géologique de détail :

L'échelle de l'enquête géologique se situe entre 1/1000 et 1/100 pour localiser les affleurements majeurs et commentaire connexe. L'observation directe des affleurements rocheux montre souvent une matrice rocheuse affectée par des discontinuités organisées dans la famille. Les déclarations de ces discontinuités peuvent être intégrales (par Exemple en galerie, sur plan de voûte et culée pliée) Ou échantillonnez le long d'une ou plusieurs lignes. Il est estimé Une étude nécessite 200 à 300 mesures de pendage Structure moyennement difficile.

Les géologues structuralistes doivent éviter certains écueils, tels que :

- En regardant le mur de la falaise, cela signifie La discontinuité dans la direction parallèle à ce mur est très faible, et L'échantillonnage est donc biaisé
- En pente, la tonte du terrain peut altérer sa L'épaisseur d'immersion dépasse parfois la dizaine de mètres.
- Testez l'utilisation des rainures, en plus de créer un nouveau point d'observation, qui peuvent fournir des précisions sur certains éléments : possibilité d'extraction, possibilité de destruction par le feu, Vibration transmise lors de la combustion, coefficient de dilatation, Stabilité des pentes.

II.3.4.2 Photo-interprétation :

Les recherches sur les sites rocheux doivent toujours inclure l'observation des photos aériennes qui vous permettent d'aller prendre des photos reculez. Examen stéréoscopique des photographies aériennes, avec différents types d'émulsions, à différentes dates et dans différentes proportions, afin de pouvoir fournir des éléments direction générale de fracturation précise, il y a zones de failles ou d'altérations, venues d'eau, anciens karsts



Figure II-7 : Exemple de photo-interprétation (Héraud.H & Durville-L, 1997)

II.3.4.3 Sondages carottés :

La mise en œuvre du carottage reste la méthode la plus traditionnelle, sans affleurements significatifs, Informations sur le matériau rocheux, son état d'altération, son hétérogénéité, etc. C'est toujours long et délicat chère. Par conséquent, il est dans notre intérêt de tirer pleinement parti des informations fournies par cette enquête. Emplacement et orientation le carottage doit tenir compte des levés antérieurs et des observations de surface. Dans des circonstances extraordinaires Redressé ou vertical, le sondage s'inclinera pour se croiser Nombre maximum de discontinuités.



Figure II-8 : sondage carottés (Héraud.H & Durville-L, 1997)

II.3.4.4 Enregistrement des paramètres de foration :

Le forage destructif est moins cher et plus rapide que le forage carotté et peut être amélioré en enregistrant les paramètres de forage. La plupart des exercices peuvent être équipés d'un enregistreur, il peut analyser la vitesse d'avancement instantanée, le couple de rotation, la poussée vers l'outil, la pression du fluide de forage, la vitesse de rotation.

Le choix des paramètres d'enregistrement dépend de la question à étudier. Cette méthode est très appropriée pour l'identification de l'altération et de l'hétérogénéité des masses rocheuses telles que les failles, les discontinuités ouvertes et les grottes karstiques.

II.3.4.5 Diagraphie microsismique :

Elle consiste à mesurer le temps de propagation des ondes mécaniques sur un trajet de longueur fixe à l'aide d'une sonde placée sur la paroi du forage. La sonde est constituée d'un émetteur composé d'un petit marteau pneumatique et d'un ou deux récepteurs ; elle se déplace à l'intérieur du forage à une vitesse fixe (généralement 33 ou 50 cm). La méthode peut être réalisée avec un forage destructif ou carotté, vertical ou incliné, avec ou sans eau. En particulier, il peut identifier les roches serrées, l'hétérogénéité, zone de rupture ou de décompression.

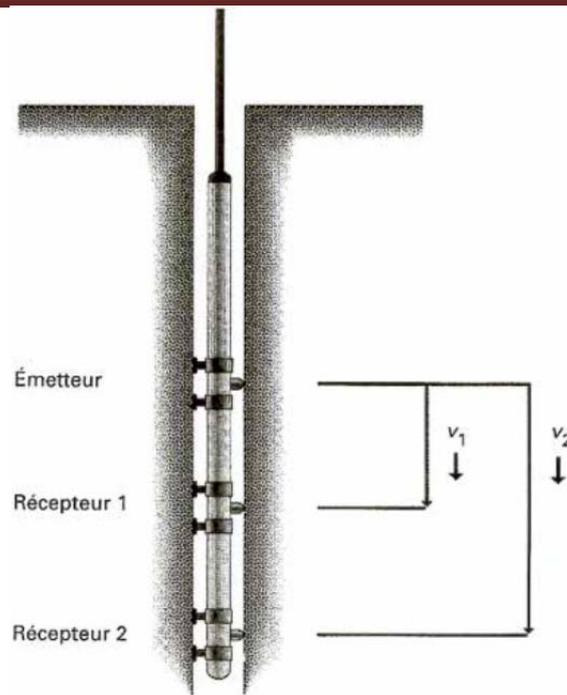


Figure II-9: Principe de la diaggraphie microsismique (Héraud.H & Durville.J, 1997)

II.3.4.6 Diaggraphie de radioactivité naturelle :

Les sondes placées dans les forages sont sensibles à la présence de traces d'éléments radioactifs. Cette méthode est idéale pour identifier la topographie sédimentaire, où les niveaux d'argile sont une excellente référence.

II.3.4.7 Méthodes géophysiques :

Différentes méthodes géophysiques, sismiques, gravitationnelles ou électromagnétiques, peuvent être utilisées pour étudier les massifs rocheux. Ils doivent être calibrés sur place, par exemple par carottage.

II.3.4.7.1 Sismique-réfraction :

Les vitesses des ondes sismiques émises en surface et se propageant dans le sol varient de moins de 1000 m/s pour les terrains complètement altérés à près de 6000 m/s pour certains massifs compacts. Le dispositif se compose d'un émetteur (marteau ou dynamite), d'un récepteur constitué d'un ou plusieurs géophones à plusieurs ou dix mètres de l'émetteur, et d'un amplificateur qui permet d'enregistrer le signal ou d'arrêter le chronomètre électronique. Cette méthode permet de définir différentes couches, caractérisées par le fait que leur vitesse de propagation dépend de l'état dense,

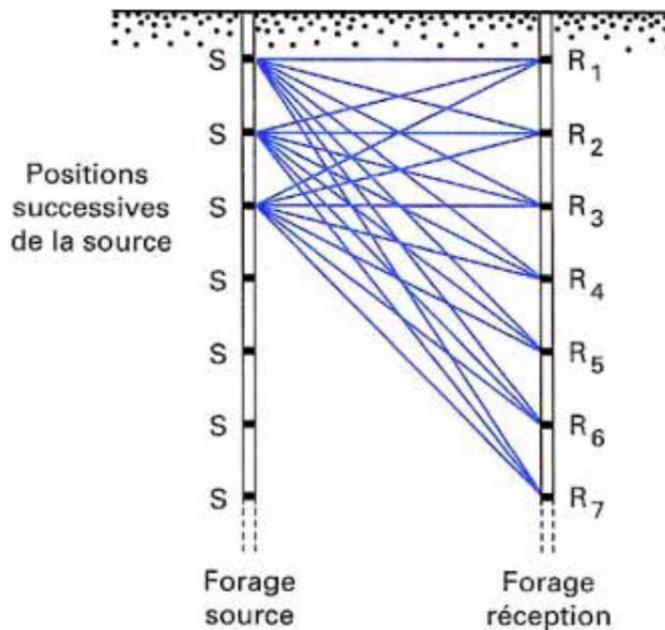
CHAPITRE II

fracturé et évolutif du matériau ; elle est souvent utilisée pour prédire le schéma de terrassement des déblais.

II.3.4.7.2 Tomographie sismique :

Cette méthode peut couper une parcelle entre deux Percer des trous qui fournissent des distributions de vitesse sismique dans le plan coupé. Plusieurs capteurs sont placés dans un forage et l'émetteur est déplacé vers un autre forage : ainsi la surface surveillée est Le grand nombre de rayons sismiques mesurés traversent temps de propagation, et la résolution du problème inverse permet d'acquérir rapidement des images de panneaux

La méthode est idéale pour l'identification des vides, des karsts ou des carrières souterraines, et l'étude des fractures et de leur évolution (Analyse des phénomènes de décompression liés aux terrassements, par exemple) ou le contrôle de l'injection.



La source S est placée successivement à différentes profondeurs dans le forage d'émission et les arrivées d'ondes sont enregistrées à l'aide des récepteurs disposés le long du forage de réception

Figure II-10 : Principe de la tomographie sismique entre forages (Héraud.H & Durville.J, 1997)

CHAPITRE II

II.3.4.7.3 Radar géologique :

La profondeur de pénétration change dans des directions opposées conductivité du sol, le radar est idéal pour Auscultation des terrains à haute résistivité, donc hors aquifères et Petits blocs argileux, calcaires, par exemple à la recherche d'hétérogénéité, de failles, etc.

II.3.4.8 Essais mécaniques in situ :

II.3.4.8.1 Mesures de déformabilité :

Les tests de déformabilité in situ peuvent vérifier Volumes de terrain plus importants que les essais en laboratoire, mais ce volume (jusqu'à quelques mètres cubes) est encore limité par rapport aux tests structuraux : ces tests ne sont pas complètement insensibles aux effets d'échelle liés à la discontinuité

On peut citer les tests embarqués effectués en surface ou en galerie, ainsi que le test au dilatomètre en forage

II.3.4.8.2 Mesures de contraintes :

L'état de contrainte naturel de la parcelle détermine la taille du sous-sol; pour l'ingénierie de surface, cela Les conditions ne sont pas sans effet, car les fissures verticales à la direction de compression principale est généralement fermée, alors Celles qui lui sont parallèles sont assez ouvertes, ce qui donne Anisotropie mécanique et hydraulique de la parcelle principale.

La technique de mesure utilisée en génie civil est celle des cylindres plats et sur-carottage.

II.3.4.9 Essai Lugeon :

L'essai de Lugeon donne une indication de l'état de fracture d'un massif rocheux et permet d'évaluer un ordre de grandeur de sa perméabilité. Planifiez régulièrement le volume d'injection. Le test consiste à injecter de l'eau dans le forage et à mesurer le débit sous charge constante, répété à différents niveaux de charge. L'unité Lugeon correspond à un débit de 1 L/min injecté à 1 MPa de charge ; l'unité Lugeon peut être liée à la perméabilité du bloc.

Si la courbe charge-flux est linéaire, l'état de fracturation (ouverture moyenne de la fracture) peut également être estimé.

II.3.5 Le caractère discontinu d'un massif rocheux et sa modélisation :

Les discontinuités constituent les points faibles de la parcelle, et elles déterminent essentiellement le comportement du massif rocheux : la fracture de la roche se produit presque toujours après une

CHAPITRE II

discontinuité préexistante. Ils sont le chemin privilégié d'écoulement de l'eau Ils sont tous les deux plus faibles car ils ont peu de pression de confinement

La description du massif rocheux est réalisée à partir de la géologie tectonique. Certes, considérant que toutes les discontinuités ne sont pas possibles, il faut extraire des observations les familles de discontinuités importantes pour le comportement des massifs et des ouvrages rocheux. Par conséquent, les parcelles doivent être modélisées en fonction de la nature et de l'échelle du projet.

Si la densité des discontinuités est très élevée par rapport à la taille de l'ouvrage, et que celles-ci ne sont pas favorables à l'axe de rupture du massif rocheux sous contrainte d'exploitation, le milieu du massif rocheux peut être simulé par un modèle continu équivalent, prenant en compte la matrice rocheuse et les propriétés mécaniques des discontinuités.

En revanche, modéliser le massif rocheux avec un continuum équivalent est dangereux si d'éventuelles surfaces de fracture se produisent le long de la discontinuité, car la présence de ces surfaces de fracture sera gommée et des informations importantes sur le massif rocheux seront perdues. Il est donc nécessaire dans ce cas de modéliser le massif rocheux au moyen d'un ensemble de blocs assemblés en tenant compte de la surface de fracture.

La problématique du dimensionnement d'une fondation rocheuse réside dans la modélisation du massif rocheux et l'analyse du comportement potentiel (rupture) de la fondation. C'est en termes de coût, mais d'abord en termes de sécurité, cette difficulté doit être maîtrisée.

II.3.6 Les discontinuités:

II.3.6.1 Description des discontinuités :

Au moins localement, la discontinuité est assimilable à une portion de plan. Il faut d'abord prêter attention à ses caractéristiques géométriques : orientation, extension spatiale dans l'aménagement, présence ou absence de ponts de pierre. Les deux dernières caractéristiques ne sont généralement obtenues qu'indirectement, en fonction des traces de discontinuité visibles sur l'affleurement ou la pente.

Pour un groupe de massifs rocheux, les discontinuités constituent la superposition de différentes familles de fractures, et chaque famille de fractures à une loi de répartition et des caractéristiques statistiques différentes. Celles-ci sont généralement déterminées à l'aide d'une projection stéréographique. Les principaux objectifs des études de géométrie de discontinuité sont de déterminer :

- S'ils peuvent être classifiés (directions similaires).
- S'ils structurent le massif rocheux en blocs (continuité et connectivité importantes).

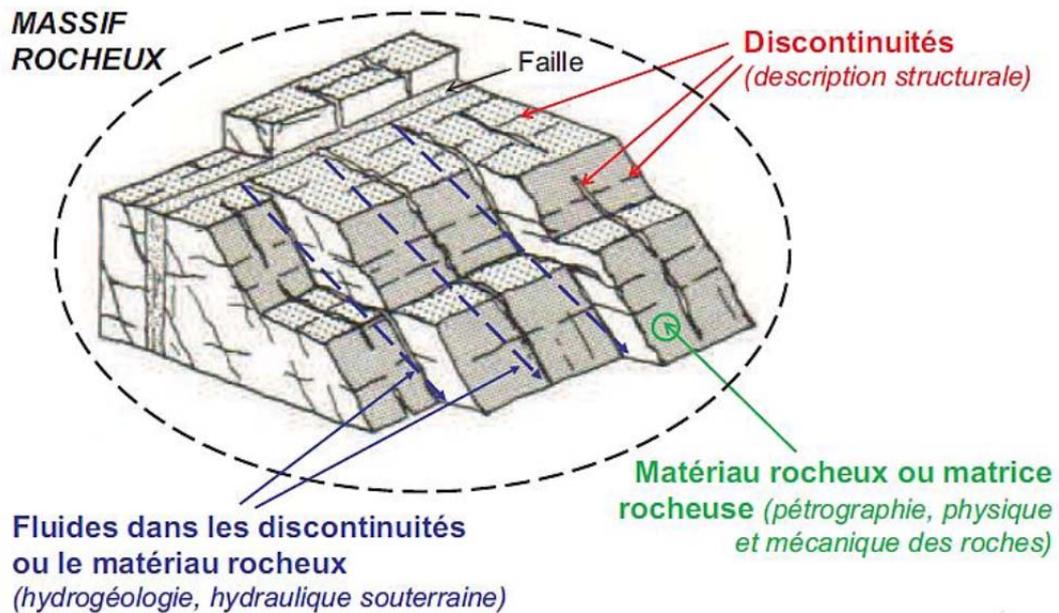


Figure II-11 : Les discontinuités

II.3.6.2 Types et classification des discontinuités :

- Les joints de stratification Ce sont des joints qui découpent périodiquement le bloc massif en lits parallèles dont l'épaisseur dépend de la nature de la séquence de dépôt et de son montage. Le délaminage conduit à des discontinuités fortement étendues

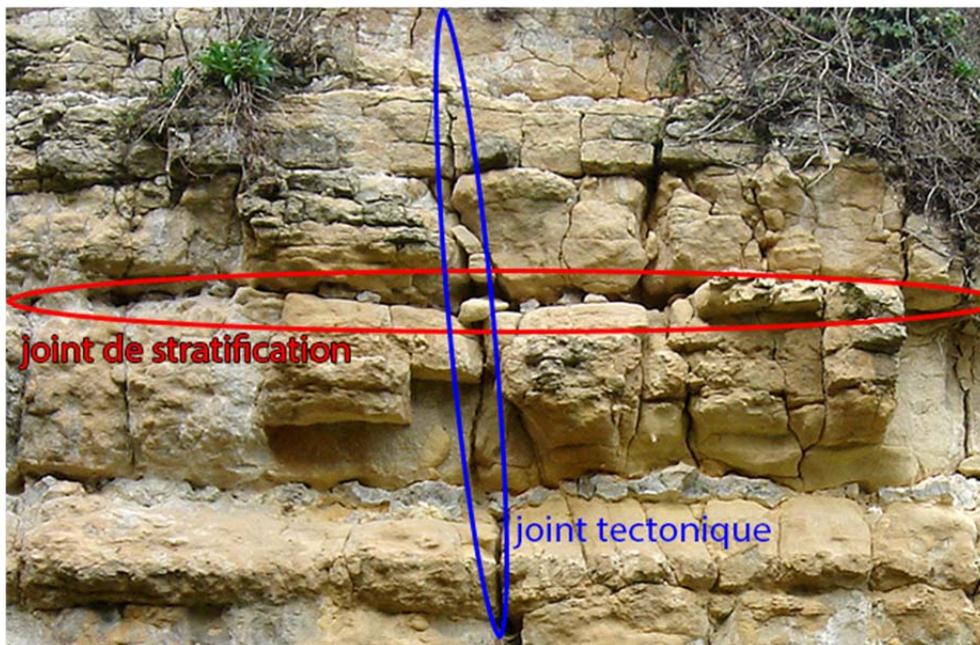


Figure II-12 : joint de stratification (YAMATHOM 2016)

CHAPITRE II

- Les diaclases : Il s'agit de discontinuités à faible extension, le plus souvent à l'intérieur de berges de murs sans déplacement relatif. Dans les roches sédimentaires de couverture, joints créés par différents stades de déformation (pliage de la roche), généralement perpendiculaires aux marches
- Les failles : Ces discontinuités comprennent le déplacement relatif des murs, associé à des événements de déformation, et les failles présentent souvent une extension importante (continuité)



Figure II-13: une faille et une diaclase (YAMATHOM 2016)

- Les fractures : Ce sont des discontinuités à forte extension, le plus souvent au sein des berges sans déplacement relatif



Figure II-14 : Fractures dans du granite

- Fissure : La discontinuité ne traverse pas complètement l'objet considéré



Figure II-15 : une fissure (Antoine G. 2022)

- Bande de cisaillement, (couloir de fracturation) : Une zone de faille créée par un mouvement de cisaillement entre deux compartiments plus compacts (peut être considérée comme une faille de plus grande étendue)
- Schistosité : une foliation plus ou moins dense obtenue sous l'influence de contraintes tectoniques (exemple l'ardoise)



Figure II-16 : Schistosité (Crochet.PH. 2017)

- Foliation: Différences pétrographique entre les lits, entraînant des nappes généralement soudées entre elles, mais pouvant conduire à des fractures.



Figure II-17 : foliation (SAMUELE P. 2019)

II.3.6.3 Caractéristique des discontinuités :

- **Etendue (Extension) :**

CHAPITRE II

La surface totale de la discontinuité peut être approximée par la longueur de son intersection avec la surface de visualisation (trace), à condition que cette dernière soit suffisamment grande. Sur le terrain, on remarque que, par exemple, si la discontinuité est visible à moins de 3 m et qu'une seule extrémité est visible, alors $L > 3$ m. Si aucun membre n'est visible, on note $L \gg 3$ m. Un pont rocheux reliant deux lèvres (ou parois) peut rompre la discontinuité. Définissez ensuite le pourcentage de ponts rocheux, ou à l'inverse, le taux de persistance.

- **L'ouverture :**

C'est la distance entre les épontes (ou épaisseur de la discontinuité), ce facteur influe surtout sur la circulation des eaux (ruissellement).

- **L'espacement :**

C'est la distance mesurée perpendiculairement entre deux plans appartenant à une même famille de discontinuités. L'espacement moyen nous renseigne sur le débitage en blocs et sur la déformabilité et la perméabilité du massif.

- **Le degré d'altération et le remplissage :**

Le matériau remplit totalement ou partiellement la discontinuité (nature et épaisseur). L'altération chimique affaiblit le caractère de discontinuité. Le matériau de remplissage, s'il est présent, affecte le comportement mécanique de la discontinuité en fonction de ses propres propriétés mécaniques et de sa quantité. Par exemple, le remplissage d'argile augmente la cohésion mais réduit les frottements, favorisant ainsi le glissement aux discontinuités.

- **Morphologie des épontes :**

Les discontinuités pouvant s'étendre de façon importante, il est nécessaire de décrire leur morphologie à différentes échelles. Aux plus grandes échelles, ils sont assimilés à un plan ou une surface (dans le cas de plis ou de certaines failles) qui peut être définie par plusieurs facettes planes. A plus petite échelle, nous essayons de décrire les écarts par rapport à cette surface moyenne.

- **Altération et résistance des épontes :**

La résistance brute affecte la résistance au cisaillement. Si la paroi discontinue change, cette résistance est inférieure à celle de la matrice rocheuse. Les modifications peuvent être d'origine atmosphérique (pénétration d'eau de surface) ou profonde (eau chaude).

▪ Orientation des discontinuités :

L'orientation du plan moyen d'une discontinuité est décrite par deux angles, un pendage et un azimut, définis respectivement par rapport à l'horizontale et au nord (Figure. II-18).

L'azimut est défini par la direction d'une horizontale du plan mesuré de 0 à 180° par rapport au nord, angle de la projection horizontale du vecteur (p) avec le Nord en tournant vers l'Est. Il vaut ($\alpha + 90$), (Figure. II-19).

Le pendage est l'inclinaison du plan par rapport à la verticale, mesurée de 0 à 90°, il est caractérisé aussi par un sens de plongement, c'est l'angle que fait le vecteur (p) avec le plan horizontal (β), (Figure. II-20).

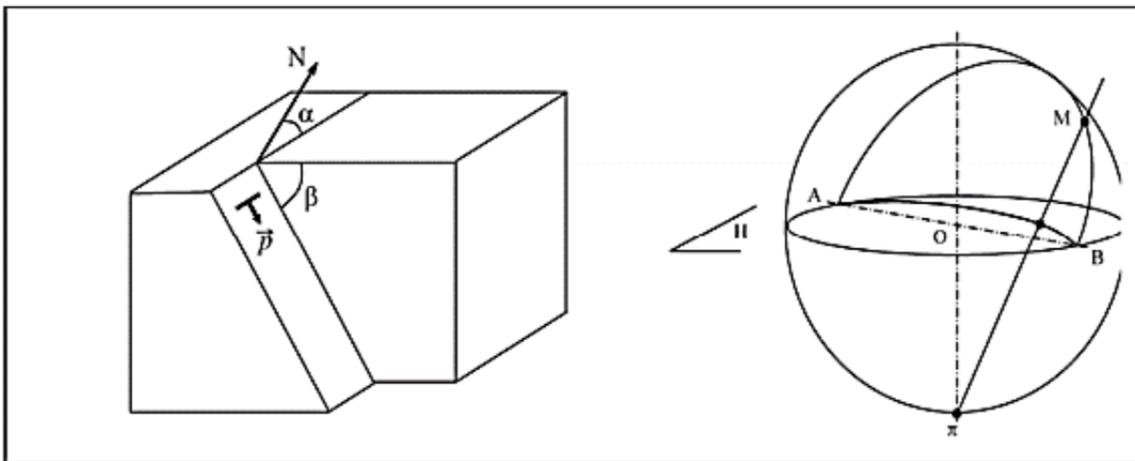


Figure II-21 : Illustration de pendage et de l'azimut d'une discontinuité.

▪ L'ondulation et la rugosité :

Qui influe sur la résistance au cisaillement de la discontinuité à travers l'existence ou non d'ondulation à grande échelle et la présence ou non d'aspérités à petite échelle.

II.4 loi du comportement :

II.4.1 Définitions :

Les lois de comportement sont des équations mathématiques utilisées pour décrire le comportement mécanique des roches ou des matériaux en général. Plus précisément, il peut relier la contrainte à la déformation.

La loi de comportement la plus simple est la loi de Hooke généralisée, qui définit le comportement d'un solide élastique contraint et se caractérise par deux paramètres, généralement le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). Plus précisément, comme nous le verrons au chapitre 3,

CHAPITRE II

les roches ne sont pas des matériaux élastiques. Par conséquent, d'autres types de lois de comportement sont souvent utilisés.

II.4.2 Les types :

II.4.2.1 Le Rock Quality Designation index "RQD" (Deere, 1967)

Le Rock Quality Designation (RQD) a été développé par Deere et al. (1967) ont fourni des estimations quantitatives de la fracturation affectant le comportement de la masse rocheuse grâce à l'examen des carottes obtenues par forage. Le RQD est défini comme le pourcentage de fragments intacts de plus de 10 cm de la longueur totale du trou de forage.

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale du forage}} \times 100$$

Palmström (1982) a suggéré que le RQD peut être corrélé et déduit par le nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui s'applique aux roches sans argile et est disponible lorsqu'il n'y a pas de trous de forage disponibles mais que des discontinuités sont visibles en surface :

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m³, pour toutes les familles de discontinuités présentes (ISRM, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé

RQD (%)	Qualité du massif
<25	Très pauvre
25 - 50	Pauvre
50 - 75	Moyen
75 - 90	Bon
99 - 100	Excellent

Tableau II-2 : la qualité du massif rocheux d'après le RQD

II.4.2.2 Le Tunneling Quality Index “Q” (Barton, 1974)

Le Tunneling Quality Index ou Q, a été introduit en 1974 par Barton, Lien et Lunde. Basé sur l'analyse d'un grand nombre de cas de fouilles souterraines, l'indice permet à la qualité de surface des discontinuités de déduire le comportement mécanique des massifs rocheux.

La valeur du Q-index varie sur une base logarithmique de 0,001 à 1000, selon la formule suivante :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Jn : un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints.

Jr : caractérise la rugosité des joints.

Ja : caractérise l'altération des joints

Jw : le facteur de réduction hydraulique des joints

SRF : (Stress Réduction Factor) le facteur de réduction des contraintes

Le Tunnelling Quality Index Q peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe :

- de la taille des blocs
- de la résistance au cisaillement inter-blocs
- des contraintes actives globales et hydrauliques

paramètres	Description	valeur
------------	-------------	--------

CHAPITRE II

<p>JOINT SET NUMBER</p> <p>J_n</p>	<p>Joints massifs, peu ou pas nombreux</p>	<p>0.5-1</p>
	<p>Ensemble unique</p>	<p>2</p>
	<p>Un ensemble joint plus aléatoire</p>	<p>3</p>
	<p>Deux ensembles de joints</p>	<p>4</p>
	<p>Deux ensembles de joints plus aléatoire</p>	<p>6</p>
	<p>Trois ensembles conjoints</p>	<p>9</p>
	<p>Trois ensembles de joints plus aléatoire</p>	<p>12</p>
	<p>Quatre ensembles d'articulations ou plus, aléatoires, fortement articulés,</p>	<p>15</p>
	<p>Pierre concassée, semblable à la terre</p>	<p>20</p>
<p>JOINT ROUGHNESS NUMBER</p> <p>J_r</p>	<p>Joints discontinus</p>	<p>4</p>
	<p>Rugueux et irrégulier, ondulant</p>	<p>3</p>
	<p>Ondulant en douceur</p>	<p>2</p>
	<p>Ondulation découpée</p>	<p>1.5</p>
	<p>Rugueux ou irrégulier, plan</p>	<p>1.5</p>
	<p>Lisse, plane</p>	<p>1</p>
	<p>Tranché, plane</p>	<p>0.5</p>
	<p>Zones contenant des minéraux argileux suffisamment épais pour empêcher le contact avec les parois rocheuses</p>	<p>1</p>
	<p>Zone sableuse, graveleuse ou concassée suffisamment épaisse pour empêcher le contact avec les parois rocheuses</p>	<p>1</p>

CHAPITRE II

		0.75
	Remplissage dur, non coulant, imperméable	1
	Murs de joints intacts, coloration de surface seulement	2
	Murs de joints légèrement altérés, revêtements minéraux non corrosifs, particules sablonneuses, roche argileuse désintégrée,	3
	Revêtements limoneux ou sablo-argileux, à petite fraction argileuse (sans coulage)	4
	Adoucissement ou revêtements minéraux argileux à faible friction, c.-à-d. kaolinite. Aussi chlorite,	4
JOINT ALTERATION NUMBER	Particules de sable, roches désintégrées, sans argile	4
Ja	Charges minérales argileuses non concentrées fortement sur consolidées	6
	Sur-consolidation moyenne ou faible, charges minérales argileuses adoucissantes	8
	Gonflement des remplissages d'argile, c.-à-d. montmorillonite	8-12
	Zones ou bandes de roches et d'argiles désintégrées ou concassées	6-12
	Zones ou bandes d'argile limoneuse ou sablonneuse, à petite fraction d'argile, sans coulage	5
	Épaisses zones continues ou bandes d'argile	6-24

CHAPITRE II

<p>JOINT WATER REDUCTION</p> <p>Jw</p>	Excavation sèche ou apport mineur, c.-à-d. <5 l/m localement	1
	Apport ou pression moyenne, lavage occasionnel des joints	0.66
	Afflux important ou haute pression dans la roche compétente avec joints non remplis	0.5
	Afflux important ou haute pression	0.33
	Afflux ou pression exceptionnellement élevés au dynamitage, en décomposition avec le temps	0.2-0.1
	Afflux ou pression exceptionnellement élevés	0.1-0.05
<p>STRESS REDUCTION FACTOR</p> <p>SRF</p>	Multiples occurrences de zones de faiblesse contenant de l'argile ou de la roche chimiquement désintégrée, de la roche environnante très lâche	10
	Zones de faiblesse unique contenant de l'argile ou de la roche décomposée chimique (profondeur d'excavation < 50 m)	5
	Zones de faiblesse unique contenant de l'argile ou de la roche décomposée par des produits chimiques (profondeur d'excavation > 50 m)	2.5
	Zones de cisaillement multiples dans la roche compétente (exempte d'argile), la roche environnante lâche (n'importe quelle profondeur)	7.5
	Zone de cisaillement unique dans la roche compétente (exempte d'argile) (profondeur d'excavation < 50 m)	
Zone de cisaillement unique dans la roche compétente		

	(sans argile) (profondeur d'excavation > 50 m)	5
	Articulations ouvertes, fortement articulées ou « cube de sucre » (n'importe quelle profondeur)	2.5
		5

Tableau II-3 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, (d'après Barton et al, 1974)

II.4.2.3 Le Rock Mass Rating “RMR”(Bieniawski, 1976)

Bieniawski a publié les détails de la classification des masses rocheuses en 1976, intitulés "Geomechanics Classification ou the Rock Mass Rating (RMR)". Certaines modifications ont été apportées depuis la version originale. Plusieurs variantes de la classification Bieniawski sont désormais disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski fournit une évaluation.

Chaque paramètre se voit attribuer un paramètre différent d'un coefficient numérique selon l'échelle donnée dans le tableau 3. La somme de ces coefficients détermine la valeur de RMR, qui peut varier de 0 à 100.

L'utilisation du système RMR pour estimer la résistance à la compression d'un massif rocheux nécessite les six paramètres suivants :

- la résistance à la compression uniaxiale de la roche.
- la valeur de l'indice RQD pour la masse rocheuse.
- l'espacement des discontinuités.
- l'état des discontinuités.
- les conditions hydrauliques.
- l'orientation des discontinuités.

II.4.2.4 Le Geological Strength Index “GSI” (Hoek et Brown, 1995)

Introduit par Hoek (1995) et Hoek, Kaiser et Bawden (1995), le GSI est un nombre sans dimension déterminé empiriquement allant de 5 à 85 qui peut être estimé par inspection de la qualité de la masse rocheuse in situ. Par conséquent, le choix GSI est basé sur l'observation directe de la structure du massif rocheux.

CHAPITRE II

Le tableau II-4 (de Hoek, 1995) propose 20 types permettant d'identifier chaque type de massif rocheux et d'estimer la valeur du GSI en fonction des conditions de surface de la discontinuité et de sa structure.

Par définition, une valeur proche de 5 correspond à un matériau de très mauvaise qualité, alors qu'une valeur proche de 85 décrit un matériau d'excellente qualité (la résistance de la masse est égale à la résistance de la matrice rocheuse).

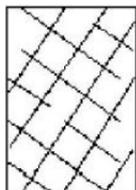
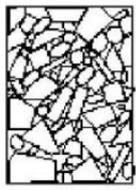
<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		<p>CONDITIONS DE SURFACE</p> <p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>				
<p>STRUCTURE</p>		<p>QUALITÉ DÉCROISSANTE </p>				
	<p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	80	70			
	<p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>	60	50			
	<p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>	40		30		
	<p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>			20	10	

Tableau II-5 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

II.4.2.5 Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des améliorations à la classification GSI qu'ils jugeaient trop approximatives. Selon eux, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface et la structure du massif rocheux de la discontinuité empêche d'obtenir des valeurs GSI plus précises. Pour ces raisons, ils recommandent d'introduire deux paramètres supplémentaires :

II.4.2.6 Le Surface Condition Rating "SCR":

Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :

$$SCR = Rr + Rw + Rr$$

Rr, Rw et Rr peuvent être estimés à partir du tableau 4 dans le coin supérieur droit. Le SCR maximal pouvant être atteint est de 18, et l'axe horizontal de la classification GSI est divisé en 18 intervalles de longueur égale.

II.4.2.7 Le Structure Rating SR :

La taille des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : les gros blocs sont généralement moins déformables et moins sujets à la rotation que les plus petits. La courbe semi-logarithmique située dans le coin supérieur gauche du tableau 4 permet de dériver la valeur de SR en mesurant la densité apparente (J_v) du joint.

En utilisant ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay soutiennent que fournir des informations sur les propriétés structurelles de la roche permet de déterminer des valeurs GSI plus précises. Cependant, on peut s'interroger sur la validité de cet argument compte tenu de la précision discutable des paramètres supplémentaires utilisés (notamment J_v).

II.4.2.8 Corrélations entre les différentes lois de comportement

Il existe une relation empirique entre ces différents indices. Bieniawski propose de relier le RMR à l'indice de qualité Q du tunnel de Barton : Pour les roches de haute qualité ($GSI > 25$), les valeurs GSI peuvent également être estimées directement à partir de la version 1976 du RMR de Bieniawski : Le niveau de la nappe phréatique est de 10 (humide) et l'ajustement à la direction de la

discontinuité est égal à 0 (très favorable) De même, si la version 1989 de la classification RMR de Bieniawski est utilisée, le GSI correspondant peut être estimé : Le niveau de la nappe phréatique est de 15 (secondes) et la direction de la discontinuité est ajustée à 0.

II.4.3 Le critère de Hoek-brown :

Le critère de défaillance Hoek-Brown et le GSI associé ont acquis une large acceptation comme outils pour estimer la résistance et les caractéristiques de déformation des massifs rocheux fortement jointes. En raison du manque de solutions de rechange appropriées, les critères adoptés par la communauté de la mécanique des roches et son utilisation se sont rapidement répandus au-delà des hypothèses initiales fondées sur des blocs articulés dans des roches dures. Par conséquent, il est devenu nécessaire de réexaminer ces hypothèses et d'introduire de temps à autre de nouveaux éléments pour tenir compte du large éventail de problèmes pratiques auxquels le critère était appliqué.

L'une des premières difficultés est venue du fait que de nombreux problèmes géotechniques, en particulier les problèmes de stabilité des pentes, sont plus facilement traités en termes de contraintes de cisaillement et de contraintes normales que les principales contraintes utilisées dans la définition du critère original de Hoek-Brown.

II.4.3.1 L'origine du critère :

Il existe de nombreuses preuves que la rupture de matériaux fragiles comme la roche, le béton, la céramique et le verre provient de microfissures ou de défauts dans le matériau intact. Dans la roche, ces défauts sont généralement des joints de grain ou des fissures inter-granulaires et des fissures de traction qui se propagent à partir de leur extrémité lorsque le glissement par frottement se produit le long du défaut.

Griffith (1921) a proposé que la rupture par traction dans les matériaux fragiles tels que le verre commence à l'extrémité des défauts qu'il représentait par des fissures elliptiques plates. Son travail original a traité de la rupture dans le matériau soumis à des contraintes de traction, mais plus tard, il a étendu ce concept pour inclure la compression bi axiale charge (Griffith, 1924), obtenant ainsi une enveloppe de rupture compressive non linéaire pour les matériaux fragiles.

Murrell (1958) a proposé l'application de la théorie de Griffith au rocher. Cette suggestion a été immédiatement mise en œuvre par des chercheurs comme McClintock et Walsh (1962), Brace (1964), Hoek (1964), Cook (1965) et bien d'autres. Les premiers résultats de cette recherche ont été résumés par Jaeger et Cook (1969). Des recherches plus récentes ont été résumées par Andriev (1995).

À partir de cette recherche sur le critère de défaillance non linéaire de Griffith, Hoek et Brown (1980a, b) ont proposé l'équation empirique suivante pour adapter les résultats d'un large éventail d'essais triaxiaux sur des échantillons de roche intacte :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (1)$$

Où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales et mineures, respectivement; σ_{ci} est la résistance à la compression en milieu ouvert; et m_i est une constante matérielle pour la roche intacte.

Zuo et al. (2008,2015) Ont montré qu'une équation très semblable pouvait être dérivée d'une analyse de la propagation de la rupture à partir d'une fissure dans un champ de contraintes triaxiales. Leur équation peut être écrite :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{\left(\frac{\mu \sigma_{ci}}{k |\sigma_t|}\right) \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2)$$

Où $\mu = \tan \phi$ (ϕ est l'angle de frottement de la surface de fissure); k est un coefficient utilisé pour la rupture en mode mixte qui peut être dérivé de diverses approximations, comme $k = \sqrt{3/2}$ pour un critère de contrainte maximale, avec $k = 1$ pour un critère de libération d'énergie maximale; et $|\sigma_t|$ est la valeur absolue de la résistance à la traction uniaxiale.

La substitution de $m_i = \mu \sigma_{ci} / (k |\sigma_t|)$ dans l'équation (2) donne l'équation Hoek-Brown (1) pour la roche intacte. La relation entre m_i et $\sigma_{ci} / |\sigma_t|$ est importante dans l'application du critère Hoek-Brown à la roche et à l'effondrement du massif rocheux

II.4.3.2 Critère de Hoek Brown généralisé :

Le critère généralisé Hoek-Brown pour l'estimation de la résistance du massif rocheux, introduit par Hoek (1994) et Hoek et al. (1995), est exprimé comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

Où m_b , s , et a sont les constantes de matériaux du massif rocheux, donné par :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (4)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (5)$$

$$\mathbf{a} = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (6)$$

Où D est le facteur de perturbation (zéro pour le massif rocheux non perturbée, et un pour le massif rocheux complètement perturbée). GSI est un nombre sans dimension déterminé empiriquement allant de 5 à 85(voire le tableau II-6)

mi indique les valeurs des constantes pour la roche intacte, qui peuvent être déterminées par des essais en laboratoire (essai de compression uniaxiale et essai de compression triaxiale classique). Basé sur les données de laboratoire et l'expérience d'ingénierie.

L'équation (4) et (6) ont été mis au point pour traiter les masses rocheuses composées de blocs angulaires enclenchés dans lesquels le processus de rupture est dominé par le glissement et la rotation des blocs sans qu'il y ait beaucoup de rupture intacte de la roche, sous des contraintes de confinement faibles à modérées.

Supposons que les contraintes principales actuelles sont $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, et que les contraintes d'essai initiales $(\sigma_1^t, \sigma_2^t, \sigma_3^t)$ sont calculées en utilisant l'élasticité incrémentale :

$$\begin{aligned} \sigma_1^t &= \sigma_1 + E_1 \Delta e_1 + E_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3) \\ \sigma_2^t &= \sigma_2 + E_1 \Delta e_2 + E_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3) \\ \sigma_3^t &= \sigma_3 + E_1 \Delta e_3 + E_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2) \end{aligned} \quad (7)$$

où $E_1 = K + 4G/3$ et $E_2 = K - 2G/3$, et $(\Delta e_1, \Delta e_2, \Delta e_3)$ est l'ensemble des principaux incréments de déformation.

Si le critère (équation 3) est violé par cet ensemble de contraintes, les accroissements de déformation (prescrits comme entrées indépendantes du modèle) sont supposés être composés de pièces élastiques et plastiques :

$$\begin{aligned} \Delta e_1 &= \Delta e_1^e + \Delta e_1^p \\ \Delta e_2 &= \Delta e_2^e \\ \Delta e_3 &= \Delta e_3^e + \Delta e_3^p \end{aligned} \quad (8)$$

Noter que l'écoulement du plastique ne se produit pas dans le sens intermédiaire de la contrainte principale. Les contraintes finales $(\sigma_1^f, \sigma_2^f, \sigma_3^f)$ de sortie du modèle sont liées aux composants élastiques des accroissements de contrainte. Par conséquent :

$$\begin{aligned}\sigma_1^f - \sigma_1 &= E_1(\Delta e_1 - \Delta e_1^p) + E_2(\Delta e_2 + \Delta e_3 - \Delta e_3^p) \\ \sigma_2^f - \sigma_2 &= E_1\Delta e_2 + E_2(\Delta e_1 - \Delta e_1^p + \Delta e_3 - \Delta e_3^p) \\ \sigma_3^f - \sigma_3 &= E_1(\Delta e_3 - \Delta e_3^p) + E_2(\Delta e_1 - \Delta e_1^p + \Delta e_2)\end{aligned}\tag{9}$$

Élimination des contraintes actuelles, à l'aide des Éq.(7) et (9)

$$\begin{aligned}\sigma_1^f &= \sigma_1^t - E_1\Delta e_1^p - E_2\Delta e_3^p \\ \sigma_2^f &= \sigma_2^t - E_2(\Delta e_1^p + \Delta e_3^p) \\ \sigma_3^f &= \sigma_3^t - E_1\Delta e_3^p - E_2\Delta e_1^p\end{aligned}\tag{6}$$

Nous supposons que :

$$\Delta e_1^p = \gamma\Delta e_3^p\tag{7}$$

où le facteur γ dépend du contrainte et il est recalculé à chaque pas de temps. Élimination de Δe_1^p de Éq (6)

$$\begin{aligned}\sigma_1^f &= \sigma_1^t - \Delta e_3^p(\gamma E_1 + E_2) \\ \sigma_2^f &= \sigma_2^t - \Delta e_3^p E_2(1 + \gamma) \\ \sigma_3^f &= \sigma_3^t - \Delta e_3^p(\gamma E_2 + E_1)\end{aligned}\tag{8}$$

Au rendement, l'éq. (3) est satisfait par les contraintes finales. C'est-à-dire :

$$F = \sigma_1^f - \sigma_3^f - \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3^f}{\sigma_{ci}} + S \right)^a = 0\tag{9}$$

En substituant des valeurs de σ_1^f et σ_3^f des equation (8) et (9) peut être résolu itérativement pour Δe_3^p qui est ensuite substitué dans l'Eq. (8) pour donner les contraintes finales.

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu qu'il existe plusieurs lois de comportement dans l'étude du massif rocheux et que la loi la plus simple est celle de Hoek-Brown.

Si ces méthodes permettent d'élaborer des premières ébauches de solutions techniques (fondations, barrages, soutènements, etc.), elles ne dispensent pas les ingénieurs d'une analyse approfondie du problème ; en particulier, des discontinuités importantes pouvant constituer des sources d'instabilité se trouvent dans ces cas bien considérés dans la classification mondiale

Chapitre III:

Cas d'étude

III.1 INTRODUCTION :

Les structures telles que les tunnels, les semelles, les pieux, les palplanches, les câbles, les boulons de roche ou les géotextiles, qui interagissent avec la roche ou le sol environnants, peuvent être modélisées avec la logique des éléments structurels dans FLAC3D. Il est possible soit d'examiner les effets stabilisants des excavations soutenues, soit d'étudier les effets de l'instabilité du sol ou de la roche sur les structures de surface.

III.2 flac :

III.2.1 Définition :

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua.), est un programme explicite tridimensionnel de différence finie pour le calcul de mécanique d'ingénierie. La base de ce programme est la formulation numérique bien établie utilisée par notre programme tridimensionn

.....el. FLAC3D étend la capacité d'analyse en trois dimensions, simulant le comportement des structures tridimensionnelles construites du sol, les roches ou autres matériaux qui subissent un écoulement plastique lorsque leurs limites d'élasticité sont atteintes. Les matériaux sont représentés par des éléments polyédriques dans une grille tridimensionnelle qui est ajustée par l'utilisateur pour s'adapter à la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon une loi de contrainte linéaire ou non linéaire prescrite en réponse aux forces appliquées ou aux contraintes limites. Le matériau peut céder et couler, et la grille peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau représenté. Le schéma explicite de calcul lagrangien et la technique de zonage de discrétisation mixte utilisée dans FLAC3D garantissent que l'effondrement et l'écoulement du plastique sont modélisés avec une grande précision. Parce qu'aucune matrice n'est formée, de grands calculs tridimensionnels peuvent être faits sans exigences excessives de mémoire. Les inconvénients de la formulation explicite (c.-à-d. la limitation des petits pas dans le temps et la question de l'amortissement requis) sont surmontés par l'ajustement automatique de l'inertie et l'amortissement automatique qui n'influent pas sur le mode de défaillance. FLAC3D offre un outil d'analyse idéal pour la solution de problèmes tridimensionnels en ingénierie géotechnique.

III.2.2 Comparaison avec d'autres méthodes :

Comment FLAC3D se compare-t-il à la méthode plus courante d'utilisation d'éléments finis pour la modélisation numérique? Les deux méthodes traduisent un ensemble d'équations différentielles en équations matricielles pour chaque élément, en reliant les forces aux nœuds aux déplacements aux nœuds. Bien que les équations de FLAC3D soient dérivées par la méthode des différences finies, les matrices d'éléments résultantes pour un matériau élastique sont identiques à celles de la méthode des éléments finis (pour les tétraèdres à déformation constante). Toutefois, FLAC3D diffère sur les points suivants :

- Le schéma de « discrétisation mixte » (Marti et Cundall, 1982) est utilisé pour la modélisation précise des charges d'affaissement du plastique et de l'écoulement du plastique. On croit que ce schéma est physiquement plus justifiable que le schéma d'« intégration réduite » couramment utilisé avec des éléments finis.
- Les équations dynamiques complètes du mouvement sont utilisées, même lorsque les systèmes de modélisation sont essentiellement statiques. Cela permet à FLAC3D de suivre des processus physiquement instables sans détresse numérique.
- Un schéma de solution « explicite » est utilisé (contrairement aux méthodes implicites plus habituelles). Les schémas explicites peuvent suivre la non-linéarité arbitraire des lois de

contrainte/contrainte dans presque le même temps informatique que les lois linéaires, tandis que les solutions implicites peuvent prendre beaucoup plus de temps pour résoudre les problèmes non linéaires. En outre, il n'est pas nécessaire de stocker des matrices, ce qui signifie que : (a) un grand nombre d'éléments peuvent être modélisés avec un besoin de mémoire modeste ; et (b) une simulation à grande contrainte ne prend guère plus de temps qu'une petite course de déformation, car il n'y a pas de matrice de rigidité à mettre à jour

- FLAC3D est robuste en ce sens qu'il peut gérer n'importe quel modèle constitutif sans ajustement à l'algorithme de solution ; de nombreux codes d'éléments finis ont besoin de différentes techniques de solution pour différents modèles constitutifs

III.3 GEOMETRIE ET MAILLAGE :

III.3.1 Dimension :

Un système d'axes de coordonnées est sélectionné comme indique sur Figure 1, La zone représentant la fondation a une demi-largeur, la limite x éloignée est à une distance de 20 m de l'axe de symétrie y et la limite z éloignée est située a 10 m sous la semelle l'épaisseur de la semelle est sélectionné comme 1 m.

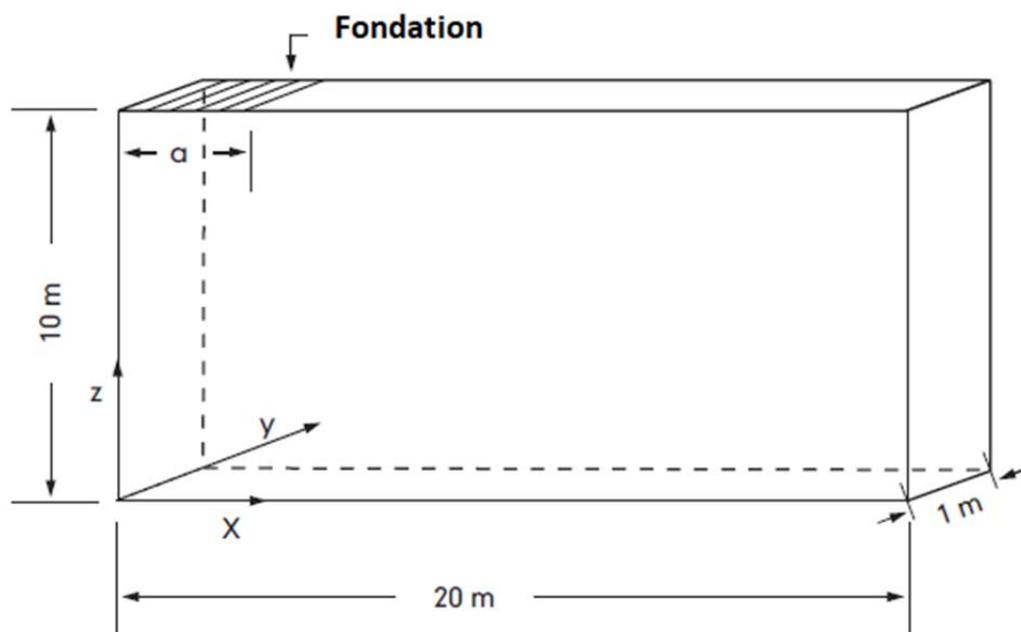


Figure III-1 : les dimension du sol étudié

Figure 2 représente une fondation d'une largeur de 2m et de profondeur $h=1\text{m}$, reposant sur un domaine de sol (Figure III-2)

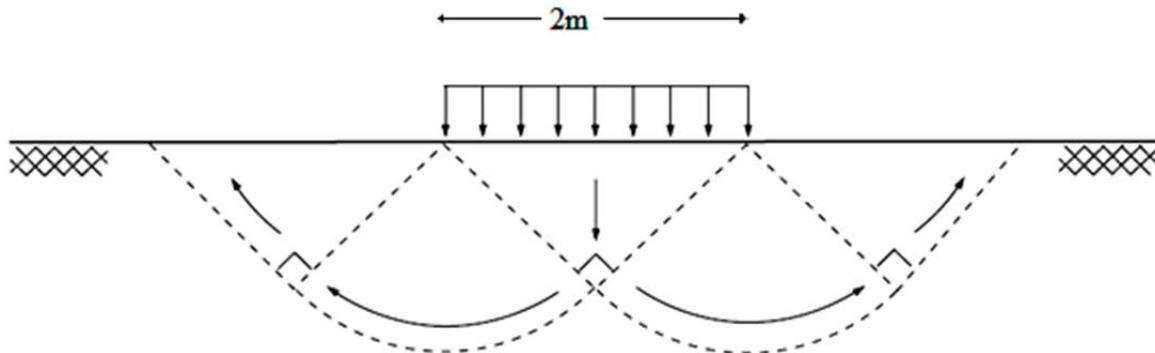


Figure III-3 La fondation étudiée

Une interface a été ajoutée entre la fondation et le sol pour joindre des régions qui ont des tailles de zone différentes

Cette interface a les mêmes dimensions que la fondation mais avec une très faible épaisseur

III.3.2 Maillage :

III.3.2.1 définition :

La génération de maillage (grille) est la pratique de générer un maillage polygonal (surface) ou polyédrique (volume) qui se rapproche d'un domaine géométrique. Un maillage « nœuds et éléments » est généralement associé à la méthode des éléments finis. Une grille « points de quadrillage et zones » est parfois associée à des méthodes lagrangiennes de volume fini ou de différence finie. Le maillage et la grille sont utilisés de façon interchangeable dans ce document, car leur géométrie et leur connectivité sont identiques (seule la méthode de la solution est différente).

Les maillages tridimensionnels créés pour la différence finie et les méthodes d'éléments finis consistent généralement en tétraèdres, pyramides, prismes ou hexaèdres. Les maillages sont souvent classés comme suit : maillages structurés, non structurés ou hybrides. La qualité du maillage est cruciale pour la stabilité, la précision et la convergence rapide d'une simulation numérique. Il existe de nombreuses mesures de la qualité du maillage ou de l'élément, telles que le rapport d'aspect des éléments, le jacobien, la planéité des faces des éléments, les angles maximum et minimum aux coins

III.3.2.2 types des maillages

III.3.2.2.1 maillages structurés :

Les maillages structurés sont identifiés par une connectivité régulière. Par exemple, un maillage quadrilatéral en 2D est structuré si chaque nœud interne est joint à 4 quadrilatères voisins, formant un tableau régulier d'éléments. Les mailles FLAC (2D) sont structurées. En 3D, une grille hexaèdre structurée a chaque nœud interne connecté à 8 éléments. Ce type de maillage est très efficace dans l'espace parce que les relations de voisinage sont définies par l'arrangement de stockage. Les maillages structurés ont généralement des éléments bien formés. La génération de ces éléments pour une géométrie simple est simple. Block Ranger, primitives FLAC3D, extrudeuse FLAC3D, blocs de construction FLAC3D permettent aux utilisateurs de créer des maillages en reliant des formes primitives (hexaèdres, prismes, tétraèdres, etc.), chaque forme contenant un maillage prédéfini, cartographié et structuré. Ces formes primitives peuvent être utilisées pour construire des grilles relativement complexes. Le principal avantage d'une grille structurée par rapport aux éléments non structurés est généralement de meilleure forme (meilleure précision dans chaque élément); l'inconvénient est le temps nécessaire pour construire des modèles géométriquement complexes.

III.3.2.2.2 Maillages non structurés :

Une grille non structurée est identifiée par une connectivité irrégulière. Il ne peut pas être exprimé facilement comme un tableau bidimensionnel ou tridimensionnel dans la mémoire de l'ordinateur. Cela permet tout type et disposition d'élément possible. Comparé aux maillages structurés, ce type de maillage peut être très inefficace de l'espace puisqu'il repose sur le stockage explicite des relations de voisinage. Il est très courant que ces maillages utilisent des triangles en 2D et des tétraèdres en 3D. Cependant, certains maillages vous permettent de construire des maillages non structurés à dominance hexagonale qui contiennent une majorité de quadrilatères (2D) ou d'hexaèdres (3D) avec beaucoup moins de nombres d'autres types d'éléments (triangles en 2D ou tétraèdres, prismes, pyramides en 3D). Les maillages automatiques produisent habituellement des maillages non structurés.

III.3.2.2.3 Maillage octree (octree meshes)

Avec cette méthode, l'utilisateur crée d'abord une grille hexaèdre structurée régulière indépendante de la géométrie, puis densifie cette grille près des caractéristiques qui doivent être modélisées et analysées. Le niveau de densification dépendra de la précision requise. Le processus de

CHAPITRE III

densification consiste à diviser un hexaèdre en huit hexaèdres et à le répéter jusqu'à ce que la taille de zone souhaitée soit atteinte. Le principal avantage de la méthode octree est sa capacité à générer très rapidement un maillage pour des géométries complexes. Le principal inconvénient est que le maillage qui en résulte n'est pas conforme à la géométrie, mais se traduit plutôt par des limites « en escalier » qui se rapprochent des caractéristiques modélisées, ce qui n'est pas acceptable pour tous les types de problèmes.

III.3.2.2.4 Maillages hybrides

Un maillage hybride désigne habituellement un maillage qui contient une combinaison de maillages structurés et non structurés.

III.3.2.3 le maillage choisi :

Il faut indiquer quant au maillage considéré pour le sol (Figure. III-4) qu'il est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le centre de la fondation. Nous aurons comme ça à gagner sur le nombre d'éléments de moitié.

Ce maillage est de type maillage quadrilatéral structuré

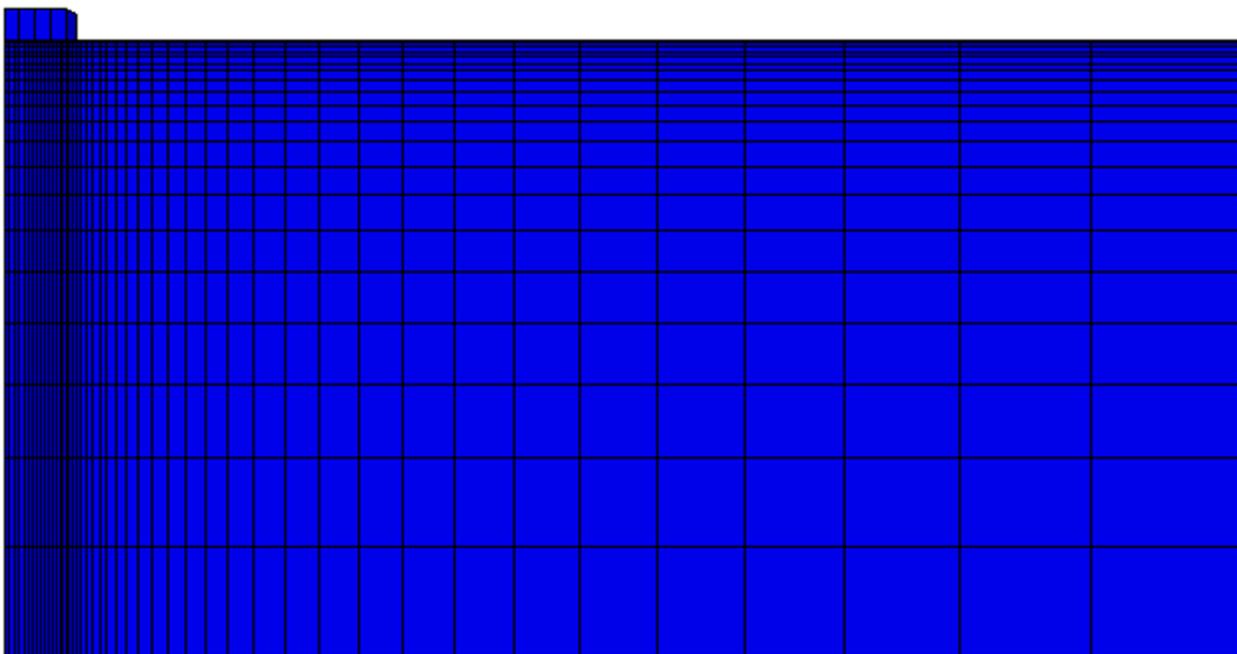


Figure III-5 : Maillage du modèle étudiant

III.4 conditions aux limites :

Les conditions aux limites appliquées à ce domaine sont représentées sur la Figure III-6 Le déplacement de la semelle dure est limité dans la direction y, et une vitesse est appliquée au modèle dans la direction négative z pour simuler la charge de la semelle. Le point de grille le plus à droite de la semelle est libre dans la direction x. Cette condition peut être justifié parce que la contrainte physique au bord est ambiguë et peut être choisie arbitrairement, de ce fait le relâchement de la contrainte conduit à une distribution plus uniforme des contraintes sous la semelle, mais n'affecte pas la charge limite.

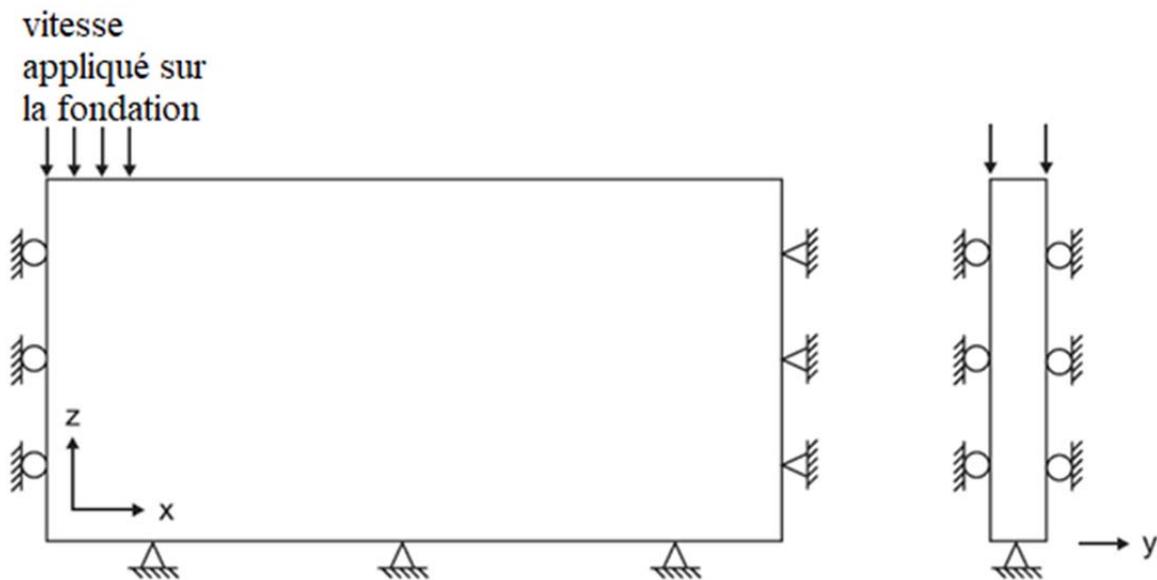


Figure III-7 : Les conditions aux limites appliquées

III.5 caractéristique de lois de comportement de hoek brown :

Le sol est modélisé par une loi de comportement élastique parfaitement plastique basée sur le critère de rupture de Hoek-Brown. Les caractéristiques du sol rocheux sont les suivantes :

	paramètre	valeur
Roche	K	3,667 Gpa
	G	2,2 Gpa
	s	0,0039

	mb	1,7
	σ_{ci}	0,03 Gpa
	a	0,5
	d	2000
Fondation	E	25 Gpa
	ν	0,4
Interface	Ks	1 Gpa
	Kn	1 Gpa
	ϕ	30°
	φ	30°
	C	20 Kpa

III.6 LE CHARGEMENT :

Pour le calcul des charges limites ou des déplacements (déplacements vertical et horizontal) d'une fondation superficielle reposant sur un sol rocheux est soumise à un chargement centré, la fondation est simulée comme non pesante avec un chargement simulé a travers l'application d'une vitesse verticale de haut en bas au niveau de la base de la fondation selon sa largeur.

III.7 RÉSULTATS :

III.7.1 Etudes et Analyse des résultats :

Tout d'abord on a commencé par faire une étude de base d'une semelle de 1 m de largeur avec une vitesse de chargement stable de 1×10^{-5} m/s et on a obtenue les résultats suivants :

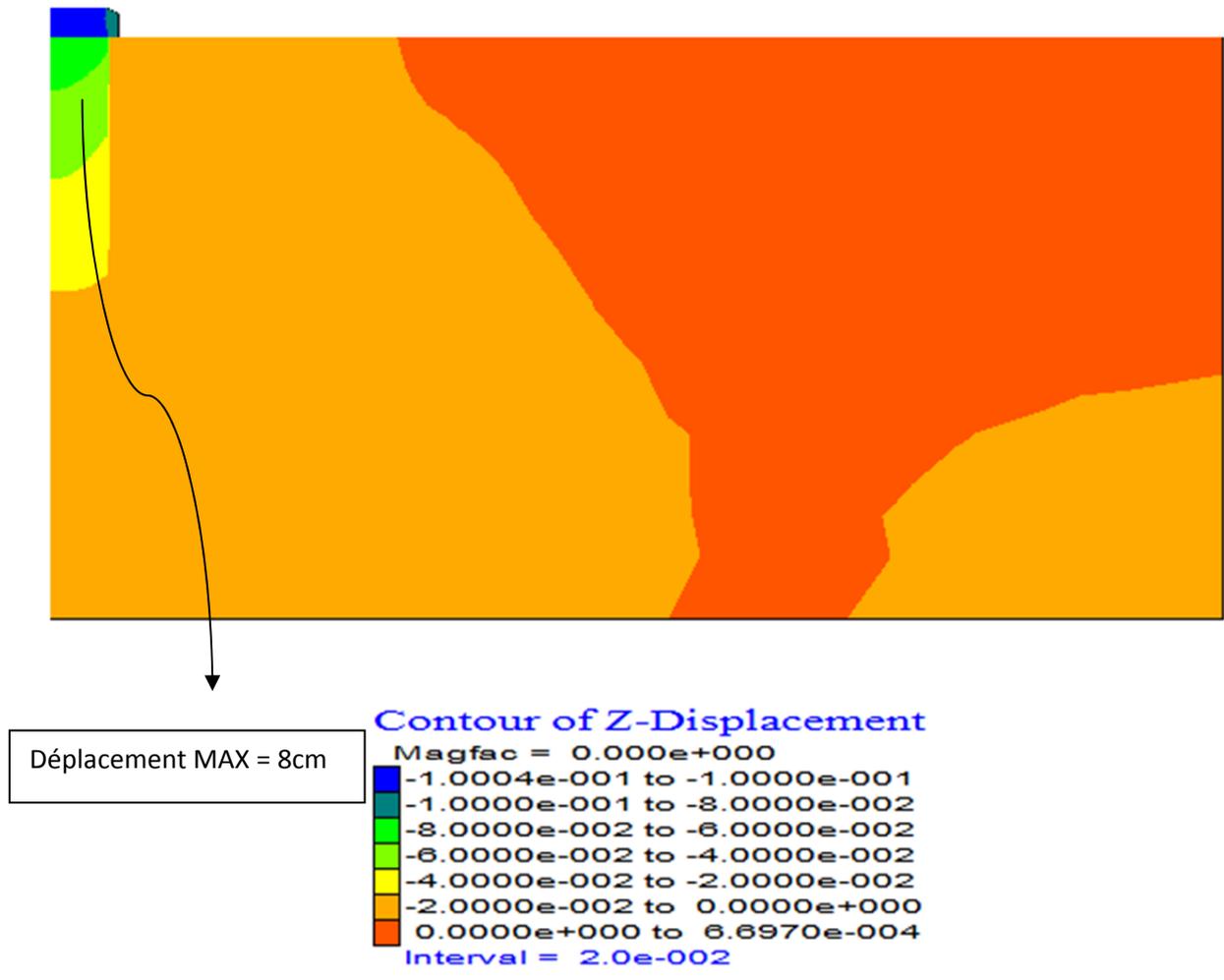


Figure III-8 : Déplacement suivant l'axe Z

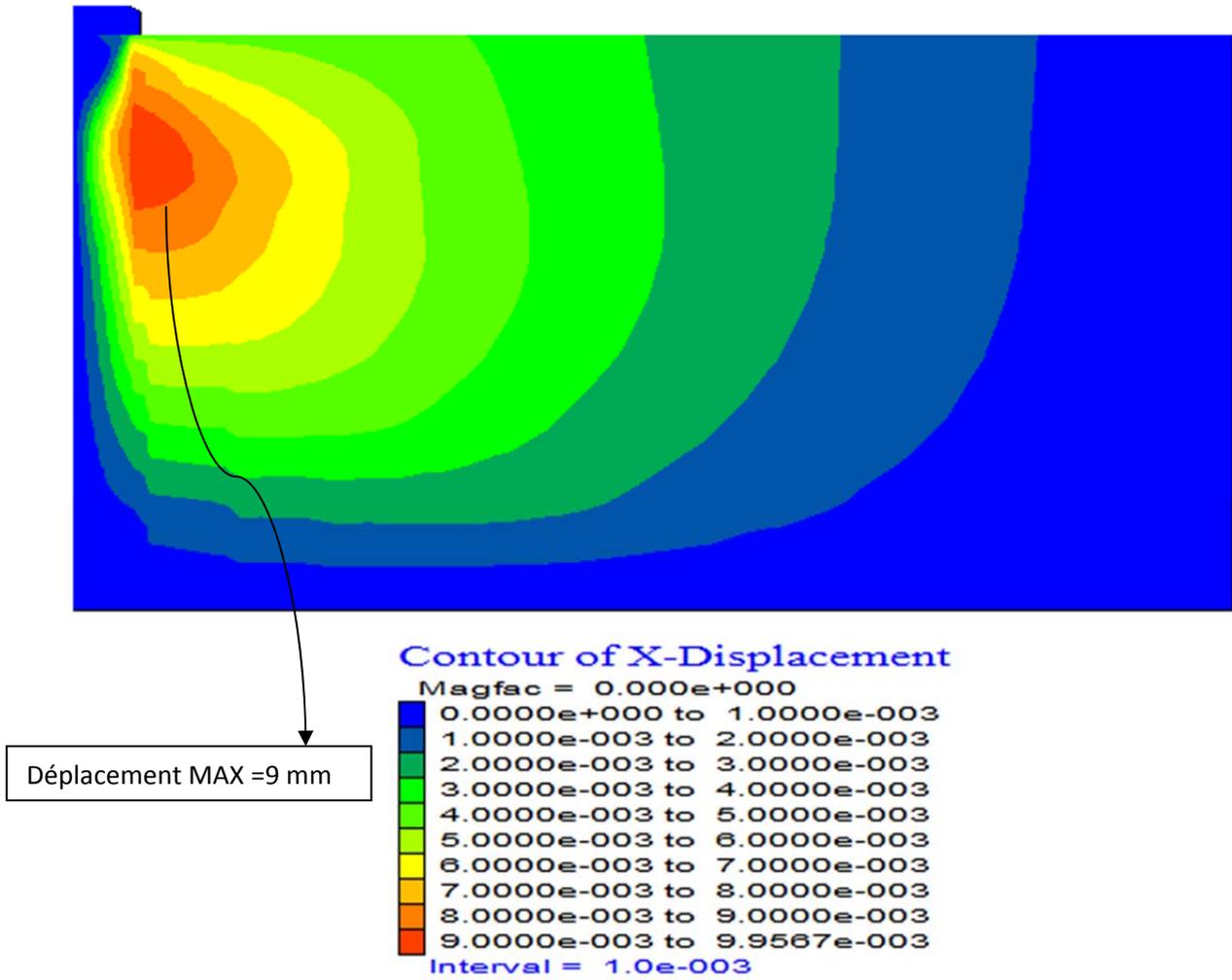


Figure III-9 : Déplacement suivant l'axe X

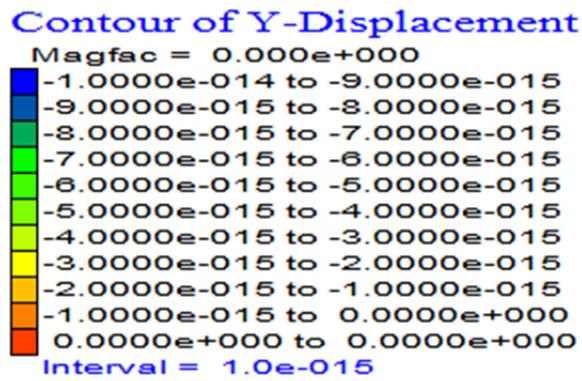
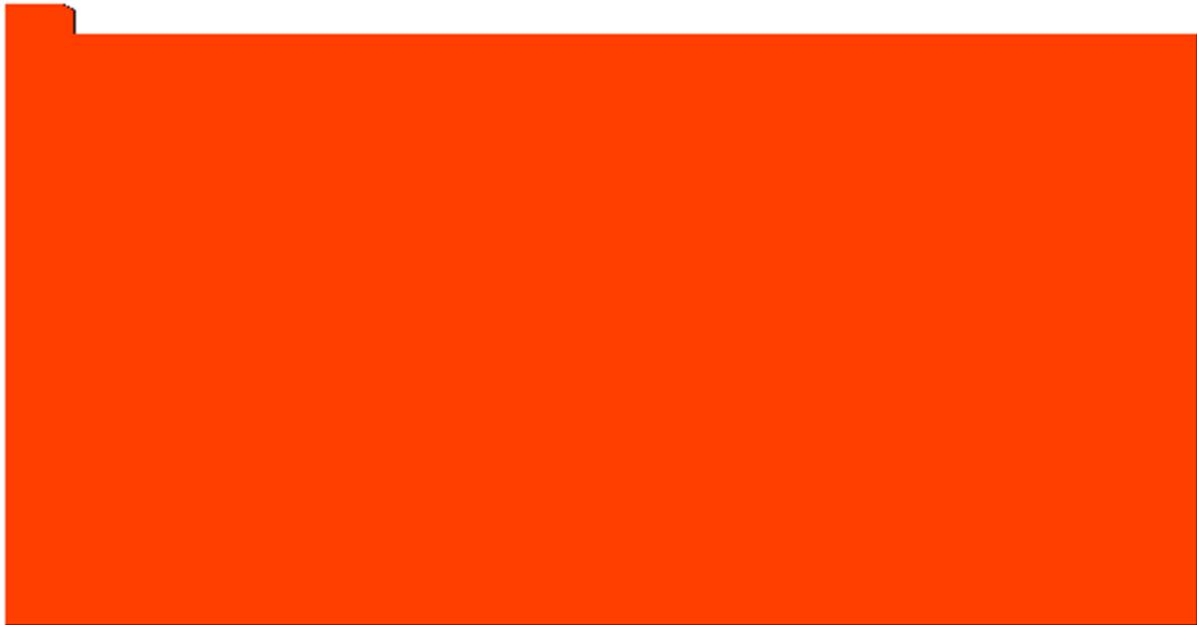
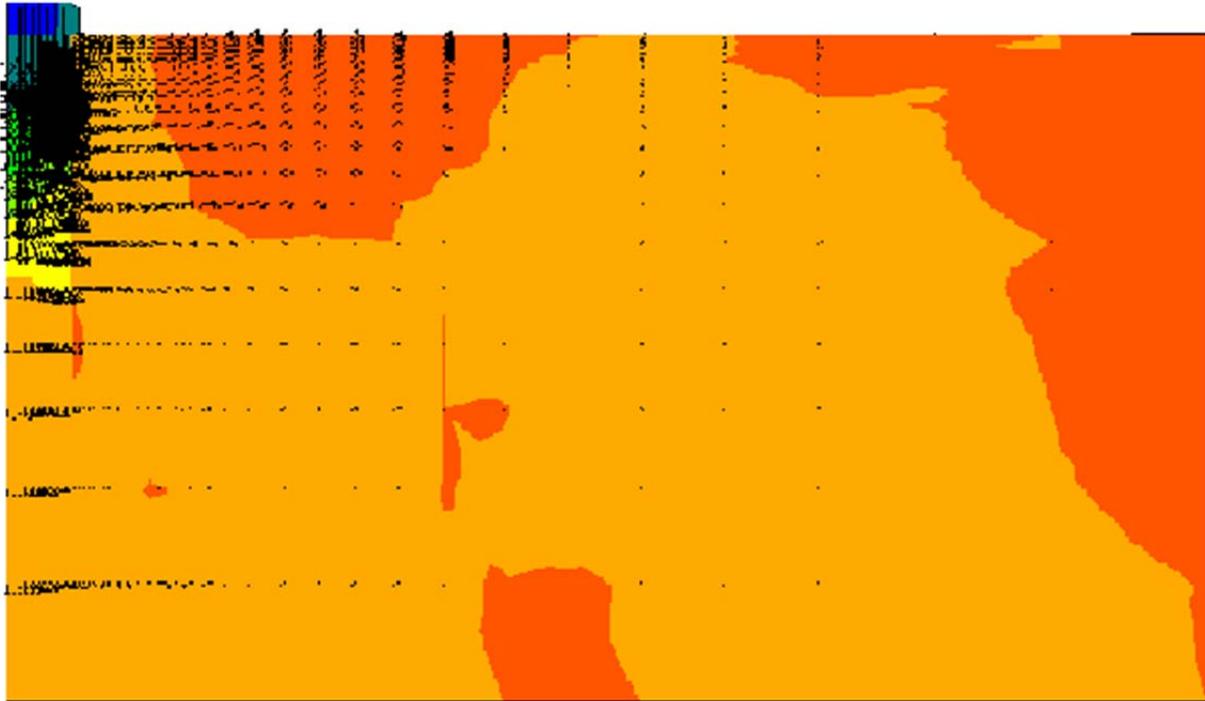


Figure III-10 : Déplacement suivant l'axe Y

Le déplacement suivant l'axe Y est nul en fonction des conditions aux limites appliqué dans la figure III-11



Contour of Z-Velocity

Magfac = 0.000e+000

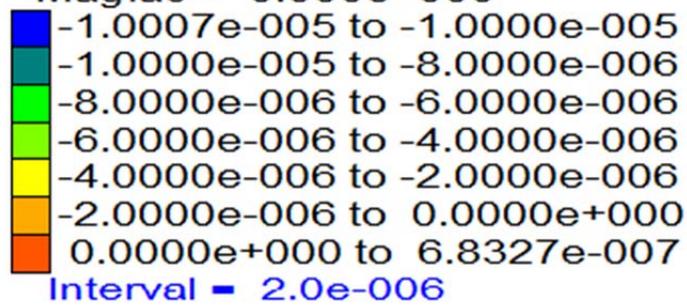


Figure III-12 : La vitesse de chargement appliqué

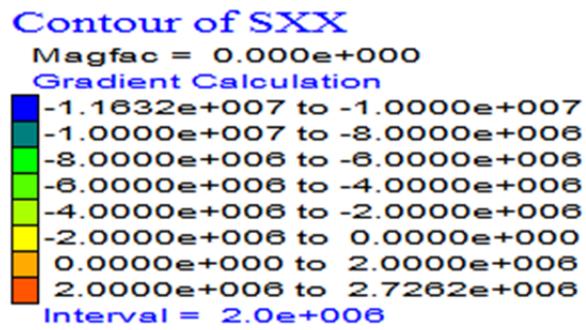
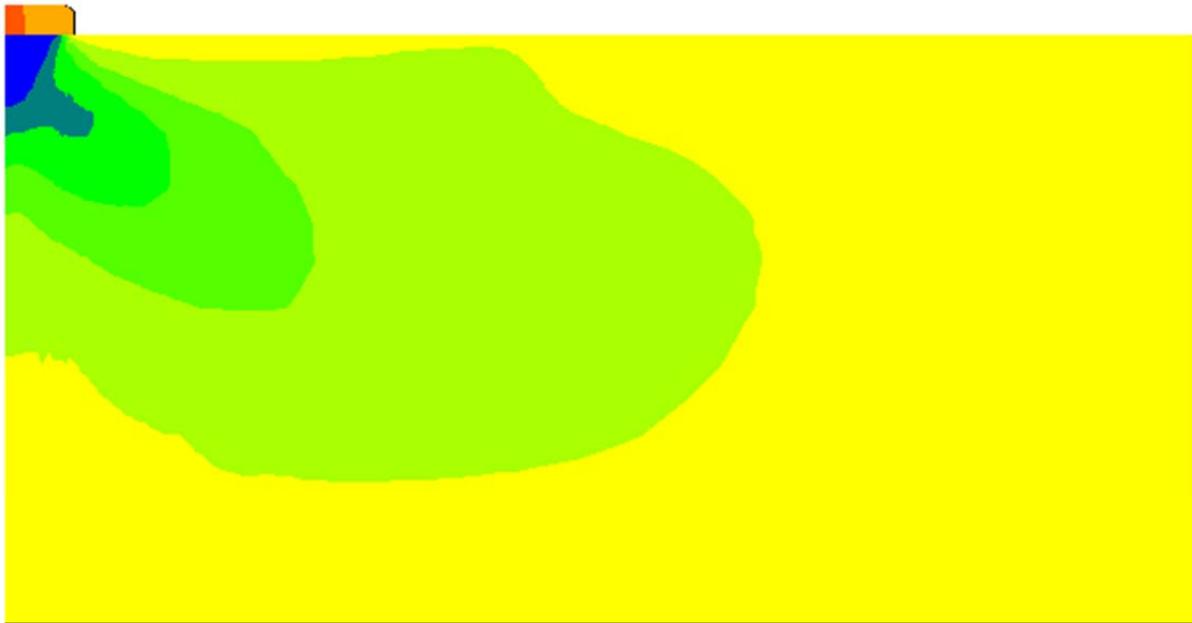


Figure III-13 : Contrainte suivant l'axe X

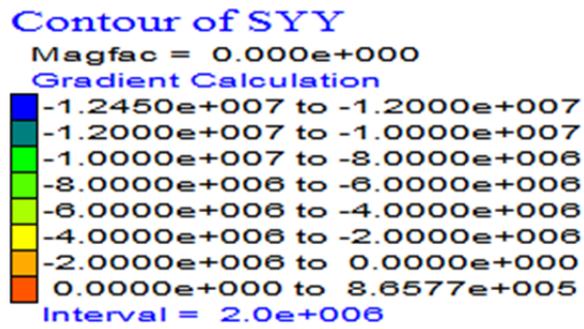
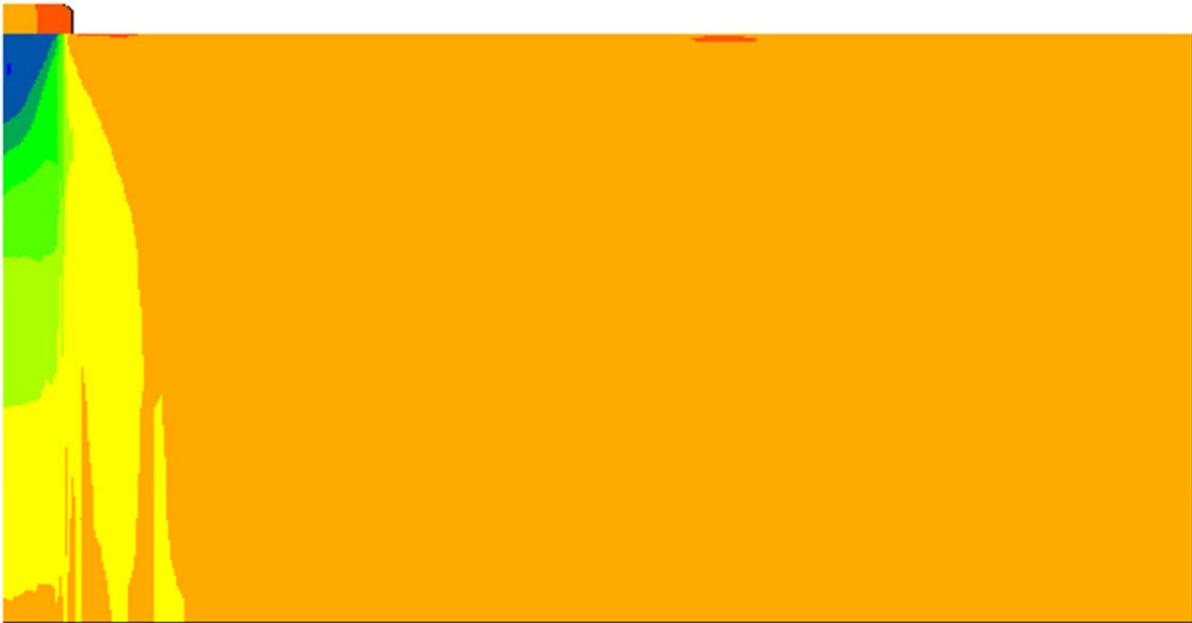


Figure III-14 : Contrainte suivant l'axe Y



Contour of SZZ

Magfac = 0.000e+000

Gradient Calculation

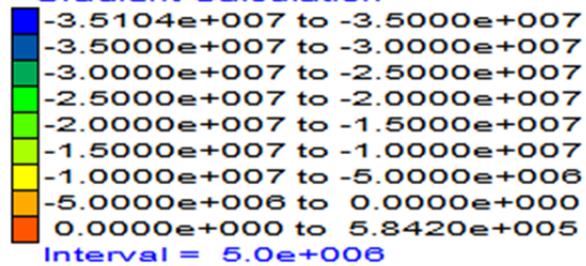


Figure III-15 : Contrainte suivant l'axe Z

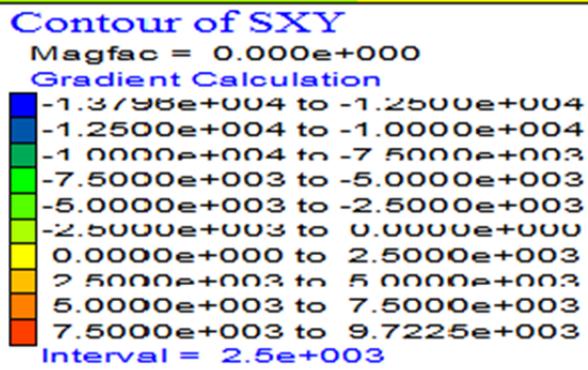
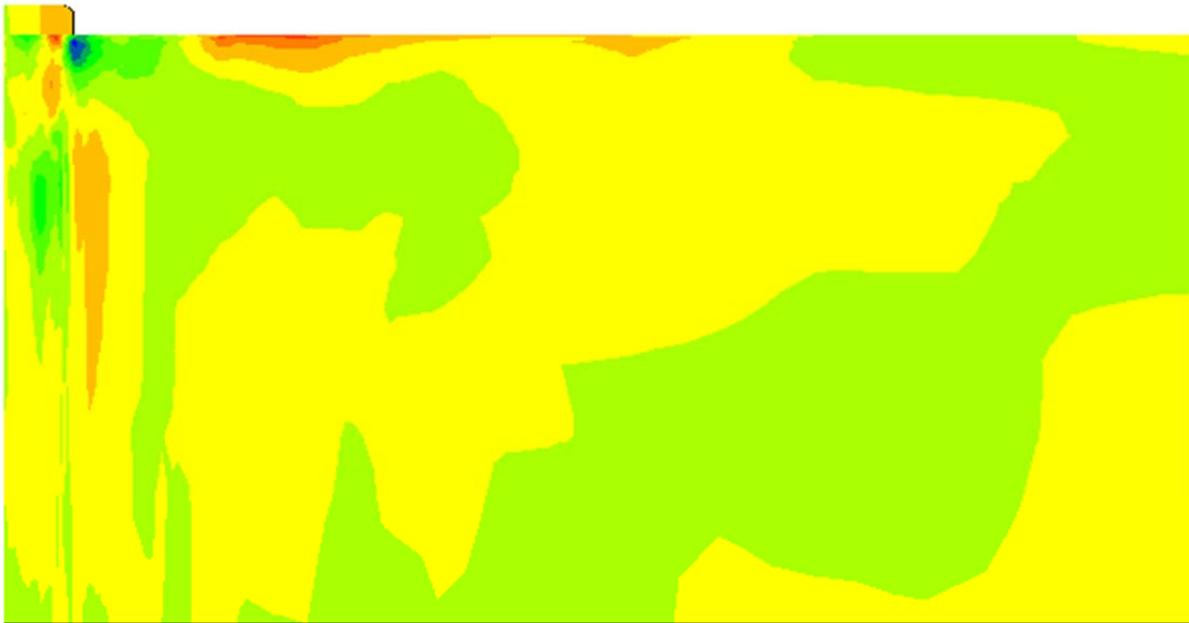


Figure III-16 : Contrainte suivant l'axe XY

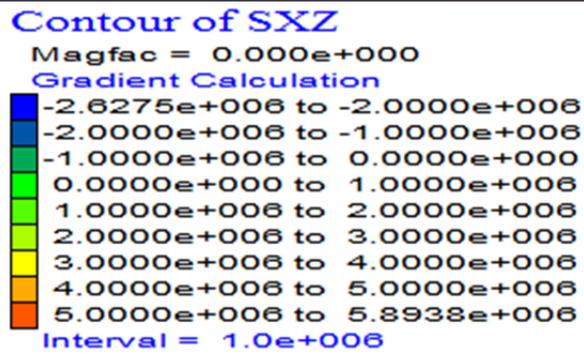
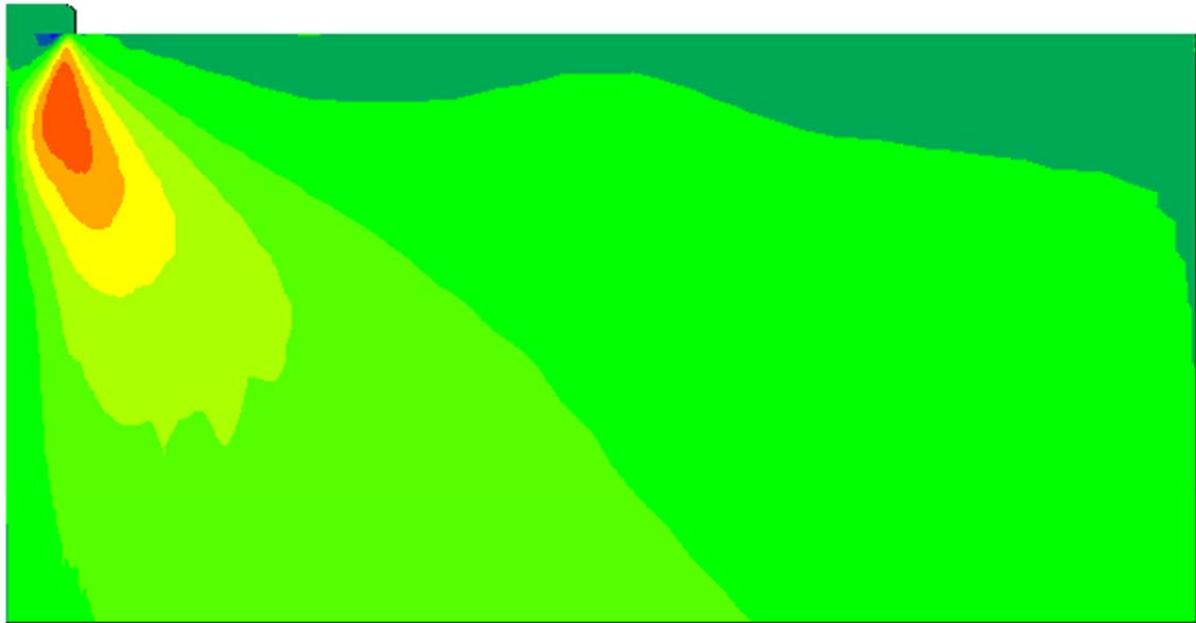


Figure III-17 : Contrainte suivant l'axe XZ

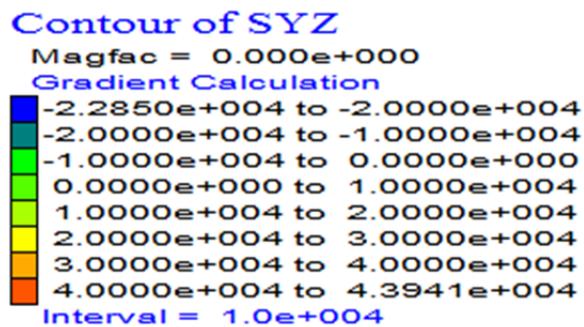
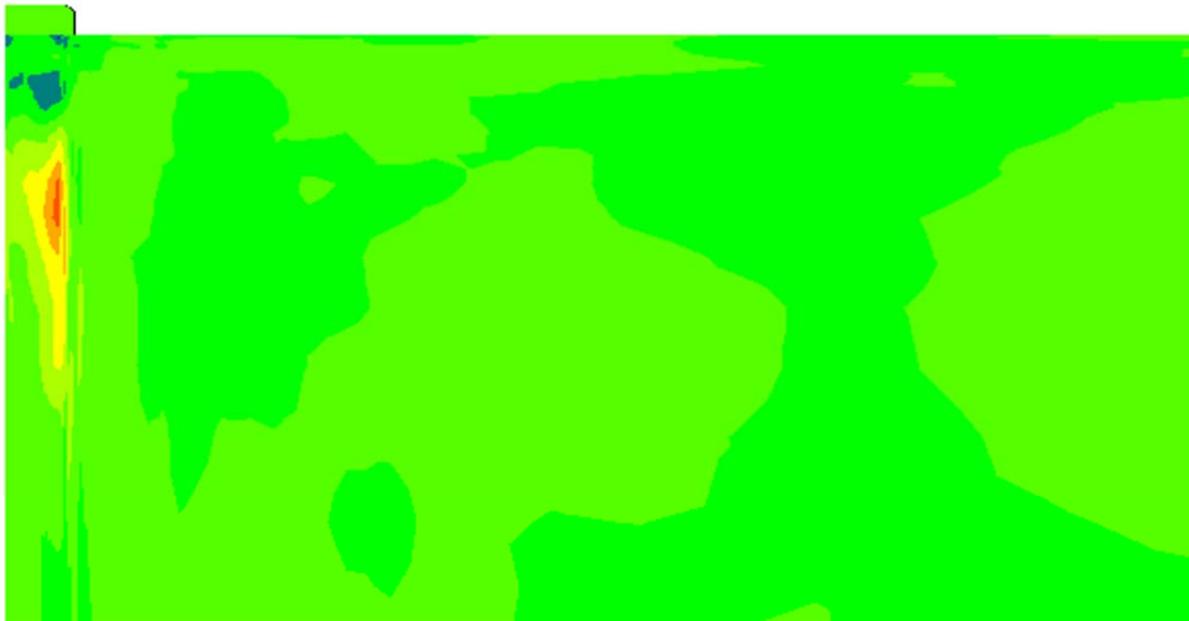


Figure III-18 : Contrainte suivant l'axe YZ

III.7.2 Etudes paramétriques

III.7.2.1 Variation de la largeur de la fondation :

Dans un premier temps on a varié la largeur (B) de la fondation. Nous allons représenter les courbes charge (p ultime et q ultime)-déplacement (voir les courbes ci-dessous)

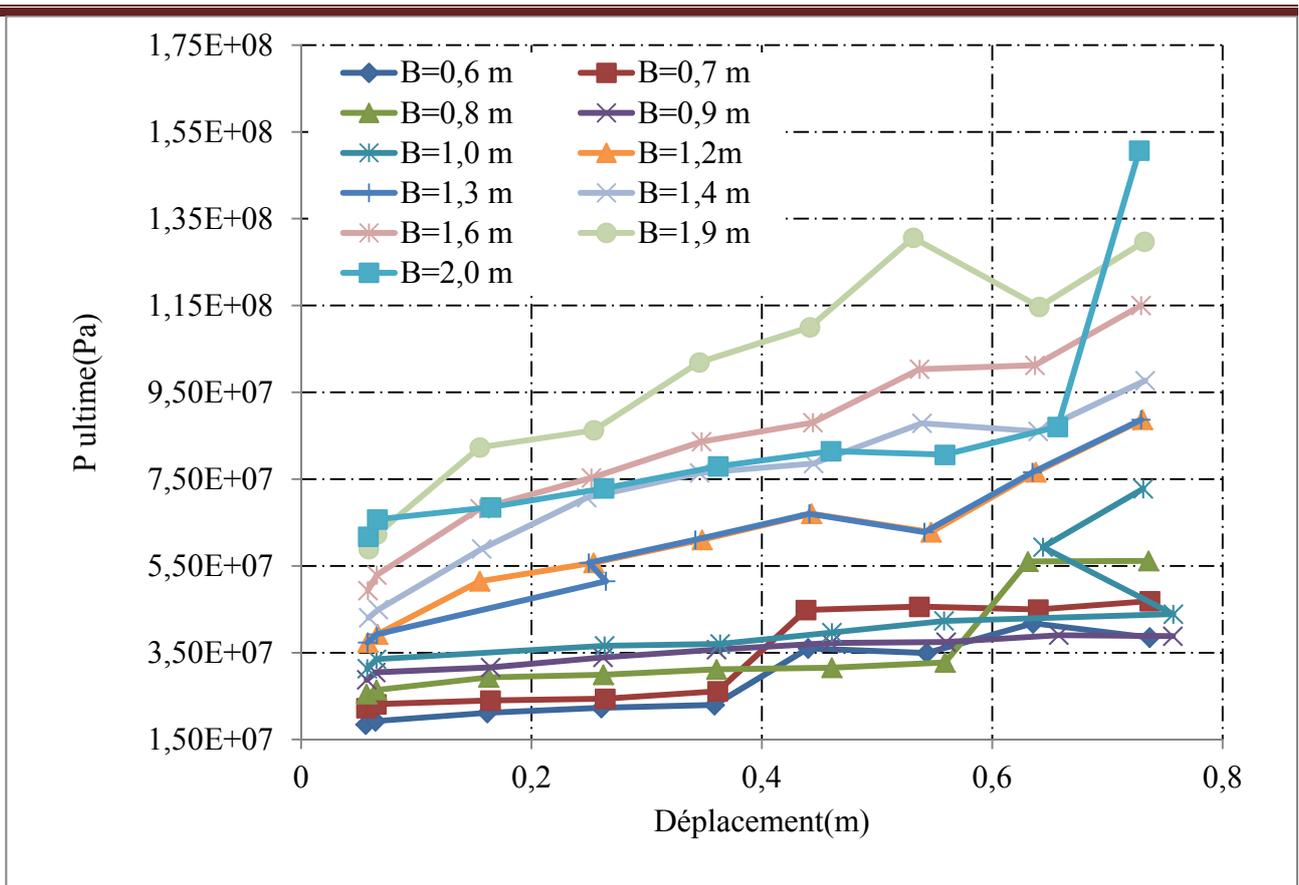


Figure III-19 : courbe charge (p ultime) en fonction du déplacement

Le déplacement augmente avec l'augmentation de la charge ultime et avec la largeur de la fondation B.

P ultime augmente d'une manière importante en fonction de la largeur de la fondation et aussi en fonction de la vitesse appliqué

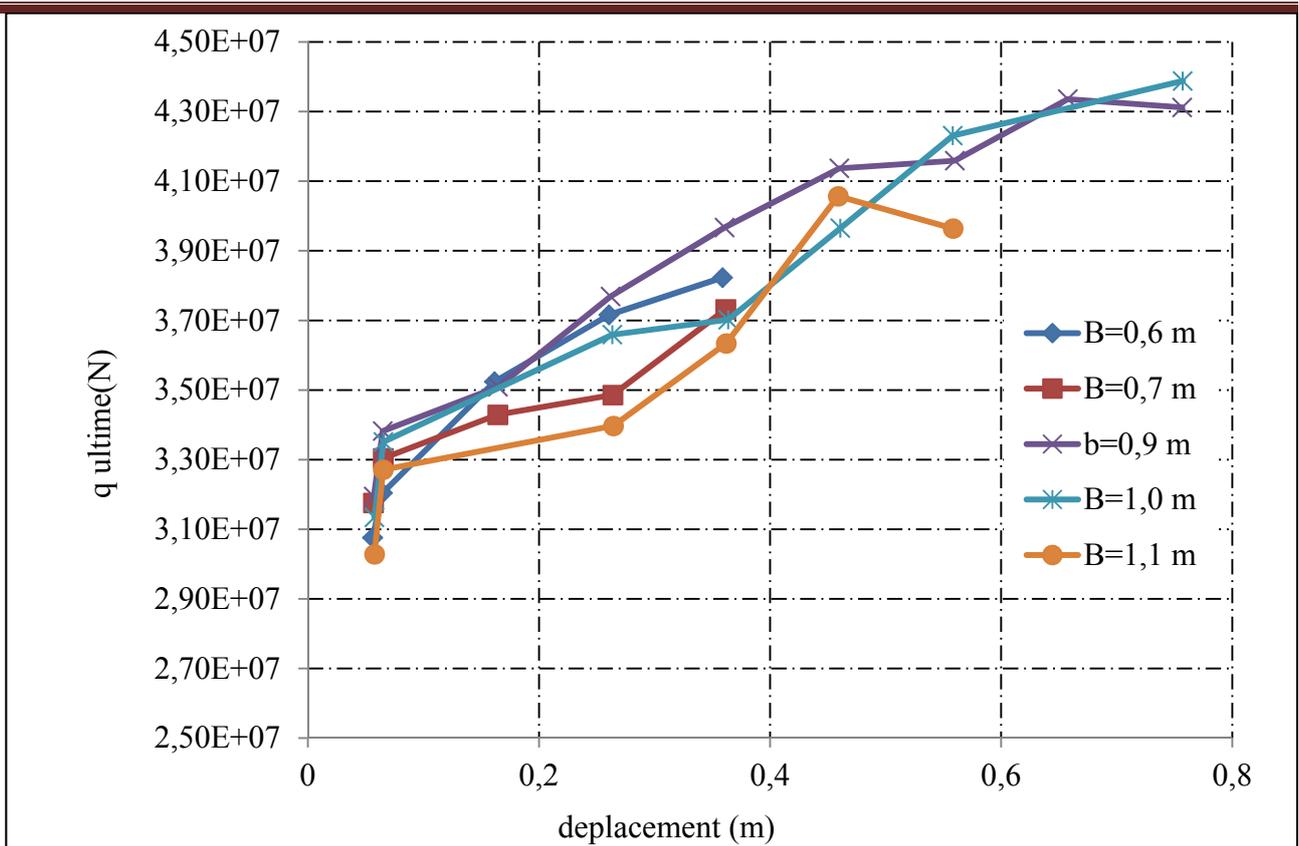


Figure III-20 : courbe force (q ultime) en fonction du déplacement

L'augmentation de la vitesse nous donne une augmentation de la force et aussi une du déplacement en fonction de la largeur de la fondation B

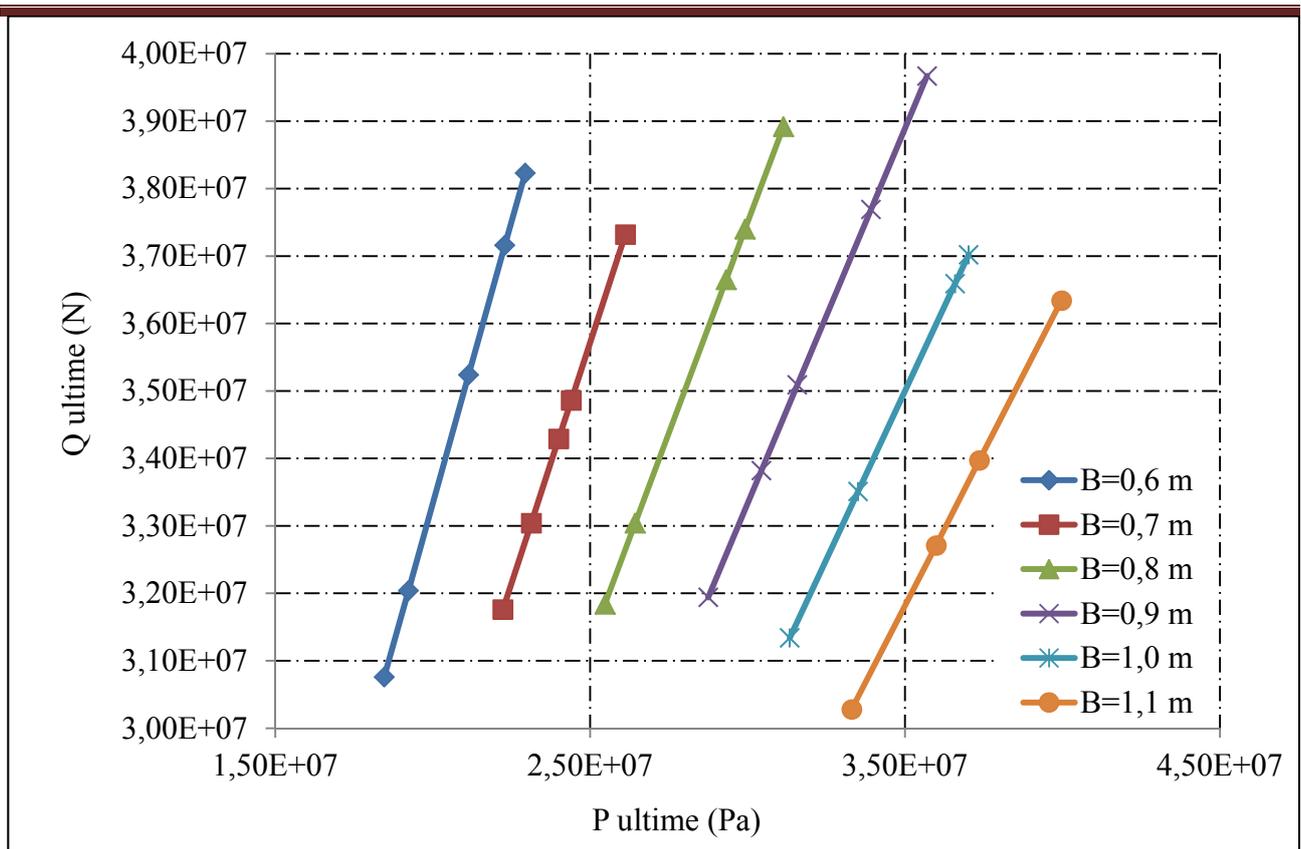


Figure III-21 : courbe force (q ultime) en fonction de charge (p ultime)

L'augmentation de la largeur de la fondation nous indique la force (q ultime) augmente en fonction de la charge (p ultime)

III.7.2.2 Variation de la vitesse :

Dans cette partie de calcul, nous allons essayer d'augmenté la vitesse de chargement adéquate en fur et a mesure, qui selon la vitesse choisie va prendre soit une allure de glissement circulaire nette reproduisant le mécanisme de rupture d'une fondation superficiel soit un comportement qui ne laisse pas présager une telle rupture. Nous voyons bien que la figure qui reproduit bien ce mécanisme de rupture (juste la symétrie qui est considérée) est obtenue avec la vitesse de chargement de $1 \times 10^{-5} \text{m/s}$, et une fondation de 1,0 m de largeur

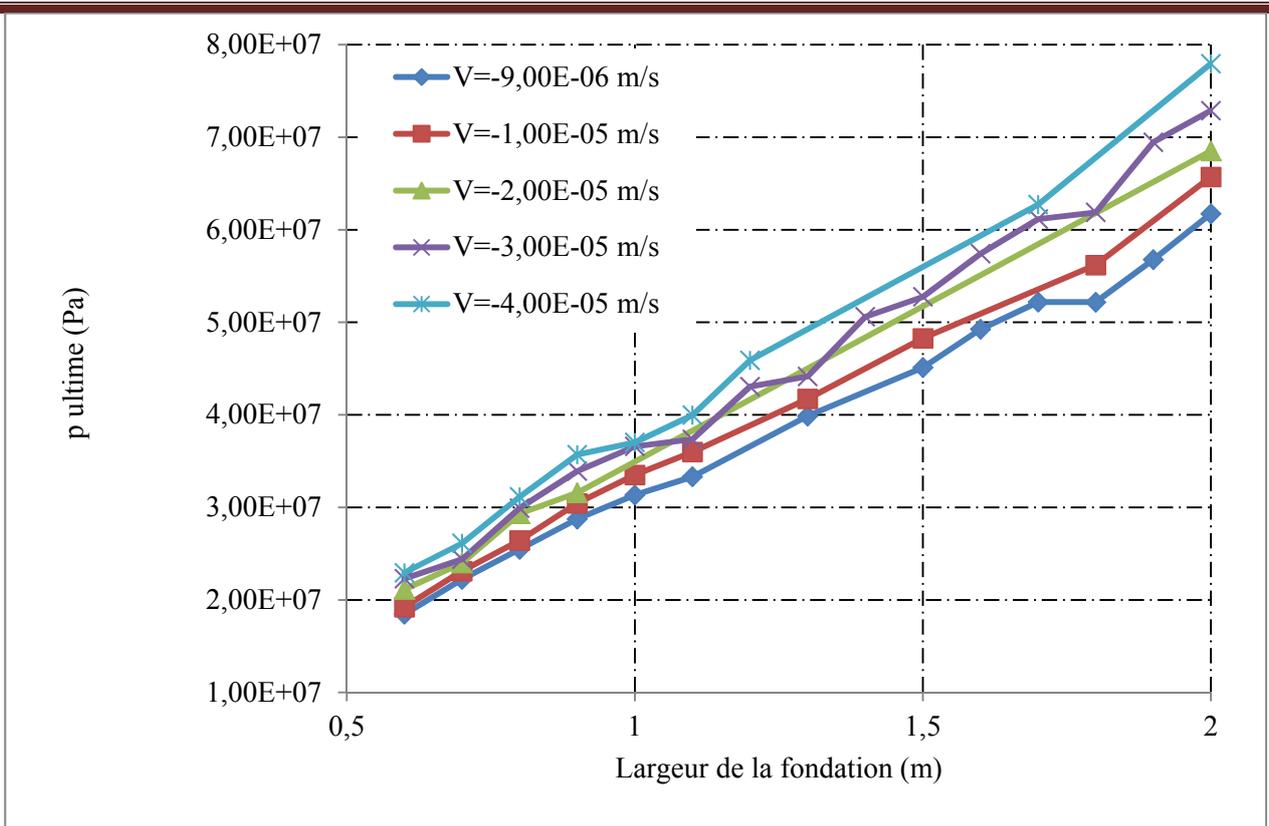


Figure III-22 : courbe charge (p ultime) en fonction de la largeur

La variation de la vitesse nous donne une augmentation de la charge (p ultime) en fonction de la largeur de la fondation B

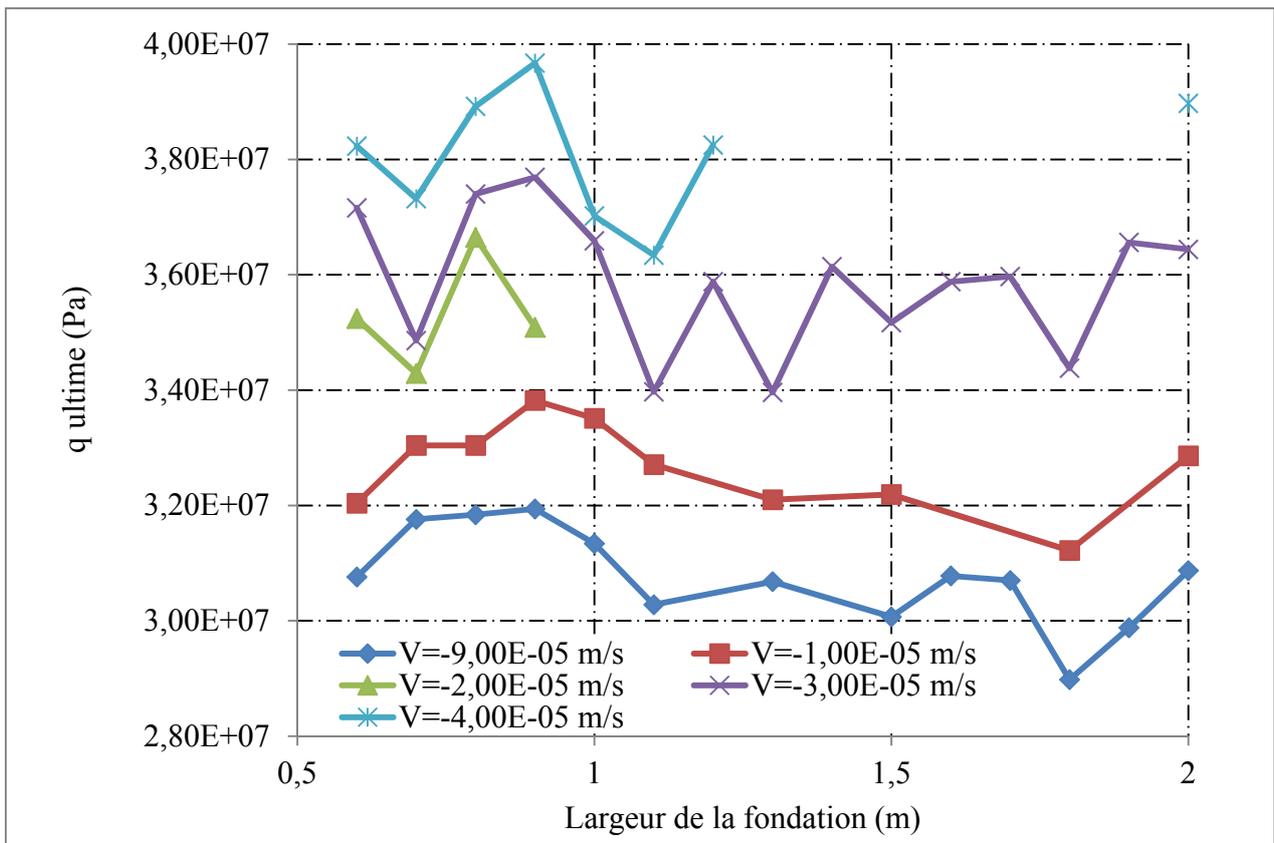


Figure III-23 : courbe charge (q_{ultime}) en fonction de la largeur

Contrairement aux graphes précédents, en remarque que les courbe de la charge (q_{ultime}) sont variables en fonction de la largeur de la fondation B.

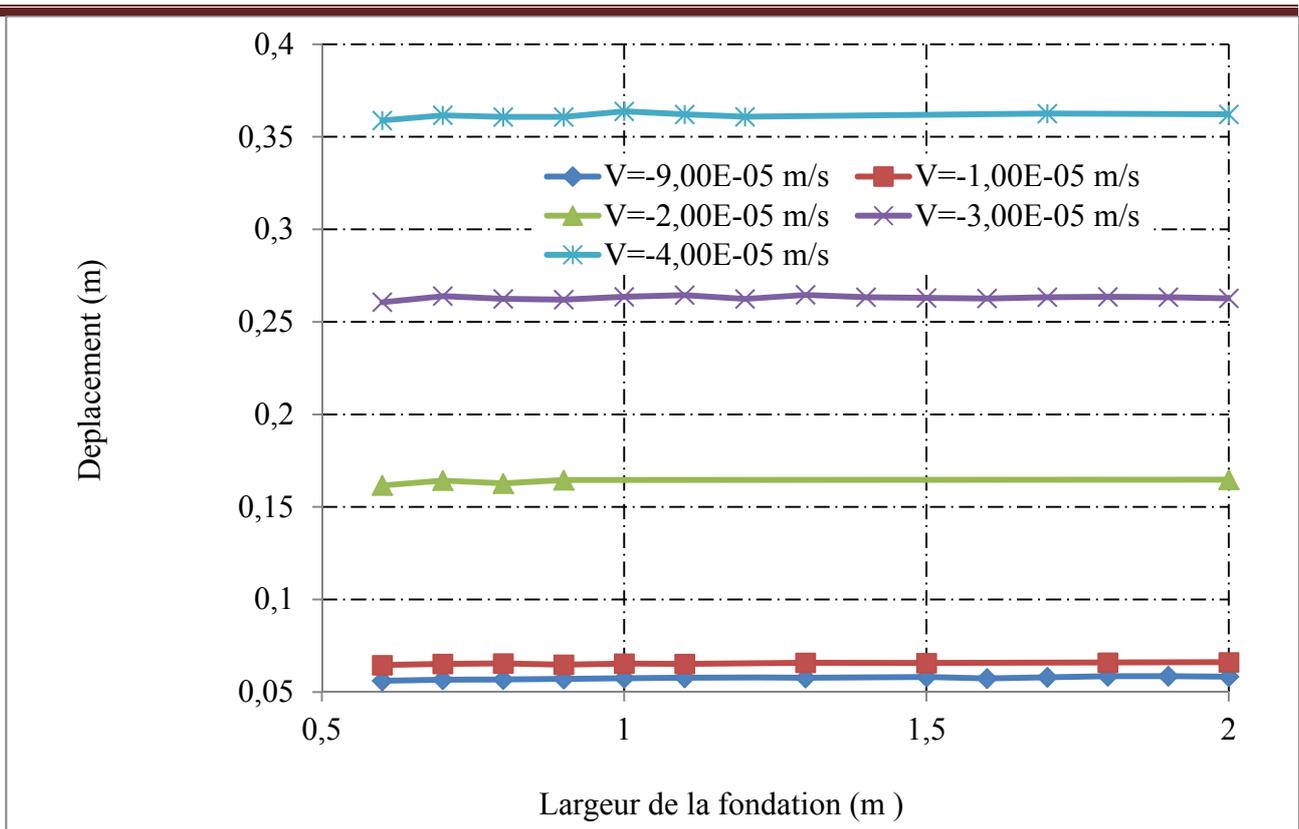


Figure III-24 : Le déplacement en fonction de la largeur de la fondation

On remarque que le déplacement augmente en augmentant la vitesse mais il est constant en fonction de la largeur de la fondation B

III.8 CONCLUSION :

D’après les résultats obtenus par le logiciel Flac 3D, on constate que les déplacements du sol rocheux sont inférieurs ou égal a 8 cm pour la variation des charges, et pour la variation de la largeur, ils sont inférieur a 4 cm cela veut dire que dans la roche l’influence de la charge est plus importante que la largeur de la fondation.

Chapitre IV:

Analyse probabiliste

des résultats de Hoek Brown

IV.1 Introduction :

Traditionnellement, l'analyse de la stabilité et la conception des fondations superficielles reposant sur des sols ou des roches sont basées sur des approches déterministes.

Dans ce chapitre, le comportement des fondations superficielles reposant sur un massif rocheux est étudié en utilisant une approche probabiliste. Les approches probabilistes permettent de considérer la propagation des incertitudes des paramètres d'entrée aux réponses du système.

Une méthode probabiliste efficace s'appelle : Méthode de Surfaces de Réponse stochastique par Collocation (CSRSM) a été utilisée

IV.2 DEFINITION :

IV.2.1 Méthode de Surfaces de Réponse stochastique par Collocation (CSRSM):

Cette méthode est basée sur l'approximation de la réponse du système par une expansion en Chaos polynomiale (PCE). Elle vise à remplacer un modèle complexe déterministe par un méta-modèle qui correspond à une formule analytique approximé explicite. Cela rend plus facile l'application de la simulation de Monte Carlos (MCS) sur le méta-modèle sans la nécessité d'appeler le modèle déterministe numérique original qui est très couteux en temps de calcul. Le MCS est généralement utilisée pour le calculer soit la fonction de densité de probabilité (PDF) de la réponse du système ou la probabilité de défaillance P_f .

Cette méthode permet de calculer rigoureusement l'impact de chaque variable aléatoire sur la variabilité de la réponse du système en utilisant la méthode de sensibilité globale basée sur les indices de Sobol

Ceci est très important car on peut détecter les variables incertaines qui ont un impact important sur la variabilité de la réponse du système et donc, ce qui conduit à une réduction du nombre de paramètres incertains (paramètres avec un faible impact) devrait être traitée par l'ingénieur.

IV.2.2 Ordre optimal du PCE et indices de Sobol SU :

L'ordre optimal d'un PCE a été déterminé en calculant l'ordre minimal qui conduit à deux coefficients de détermination R^2 et Q^2 supérieure ou égale à une valeur prescrite (par exemple 0,9999). Les résultats numériques ont montré que le 4^{ème} ordre du PCE est nécessaire pour le déplacement maximal de la roche, afin de répondre à ce critère. Ainsi, cet ordre "4" sera utilisée dans tous les calculs ultérieurs probabilistes effectués dans le présent chapitre.

Le nombre total de points de collocation qui seront utilisés dans les calculs ultérieurs (pour un calcul PDF) est égal à 82 Le temps de calcul correspondant est d'environ 250 minutes.

Une analyse de sensibilité globale basée sur les indices de Sobol a été effectuée pour déterminer l'impact de chaque variable aléatoire sur la variabilité de chaque réponse du système. La somme de tous les indices de Sobol pour chaque réponse du système est égale à 1.

IV.3 Résultats numériques probabilistes :

Une semelle en bande de largeur $B=1m$ placée sur un massif rocheux sans poids ($g=0$), sans surcharge sur la surface du sol ($q=0$) est considérée dans l'analyse. Comme mentionné précédemment, les quatre paramètres (K , m_i , σ_{ci} , GSI) liés au critère de rupture de Hoek-Brown sont considérés comme des variables aléatoires. Afin d'incorporer la dépendance possible entre les

CHAPITRE IV

paramètres GSI et σ_{ci} , un coefficient de corrélation a été considéré ici. Pour les moments statistiques des différentes variables aléatoires sont données dans le tableau 1. Cependant, d'autres valeurs de ces paramètres ont été considérées dans le cadre de l'étude paramétrique. Quant au coefficient de perturbation D, les valeurs pratiques utilisées dans les problèmes d'ingénierie des roches sont comprises entre 0 et 0,6. Dans notre cas (D=0).

<i>Variables</i>	<i>valeur</i>	<i>Coefficient de variation (cov)%</i>	<i>Type de distribution</i>
<i>K [GPa]</i>	<i>3,667</i>	<i>20</i>	<i>Log-normal</i>
<i>mi</i>	<i>10,14</i>	<i>12</i>	<i>Log-normal</i>
<i>σ_{ci} [MPa]</i>	<i>36,67</i>	<i>25</i>	<i>Log-normal</i>
<i>GSI</i>	<i>50</i>	<i>10</i>	<i>Log-normal</i>

Tableau IV-1 :Caractéristiques statistiques des variables aléatoires

IV.4 etude parametrique :

Cette section vise à présenter une étude paramétrique montrant l'effet de la vitesse de chargement (m/s) sur les PDF des réponses du système en fonction du déplacement (m)

IV.4.1 Vitesse de 1,00e-5 :

Les variables	
SU(GSI)	4,09654173803317e-05
SU (σ_{ci})	0,682262537875035
SU (GSI, σ_{ci})	4,20978898157151e-05
SU (mi)	7,36561752880947e-06
SU (GSI,mi)	1,15138507503537e-05
SU (mi, σ_{ci})	9,30209122363829e-06
SU (mi, σ_{ci} ,	9,40174028630491e-10

GSI)	
SU (K)	0,308969740078726
SU (K, GSI)	8,95780876348951e-07
SU (K, σ_{ci})	0,00864343774102923
SU (K, σ_{ci} , GSI)	1,76494407863806e-07
SU (K, m_i)	8,81534484666553e-06
SU (K, m_i , GSI)	8,69440903204789e-07
SU (K, m_i , σ_{ci})	2,28143730331350e-06
SU (K, m_i , σ_{ci} , GSI)	0
Σ SU	1,00

Tableau IV-2 : indice de Sobol pour $V=1,00e-5$ (m/s)

La probabilité de défaillance P_f est de 0%

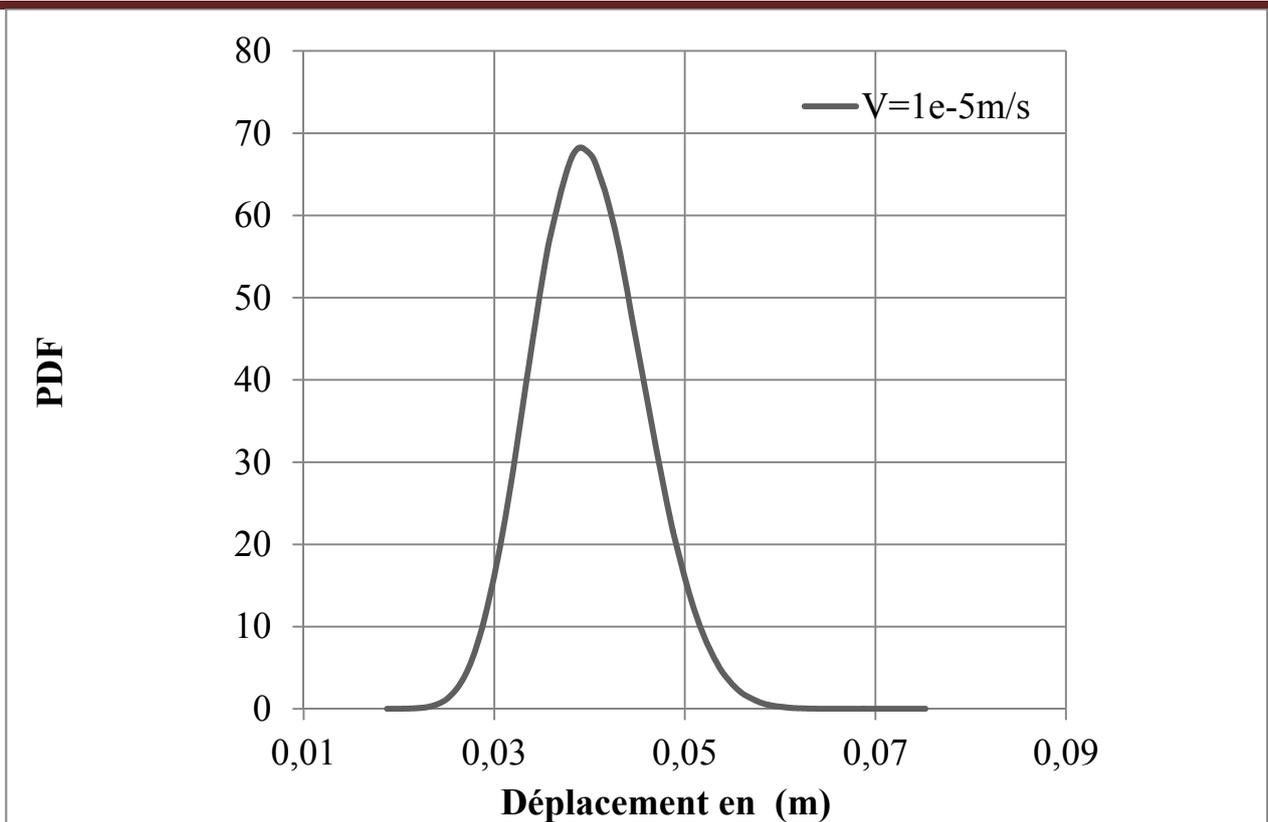


Figure IV-1:l'influence de la vitesse ($1,00e-5$ m/s) sur le PDF en fonction du déplacement

IV.4.2 Vitesse de $1,20e-5$:

Les variables	
SU(GSI)	2,13362533010033e-05
SU (σ_{ci})	0,779108779335029
SU (GSI, σ_{ci})	2,61301332515656e-06
SU (mi)	1,45402415617605e-06
SU (GSI,mi)	5,32877250632421e-06
SU (mi, σ_{ci})	5,54907287336174e-05
SU (mi, σ_{ci} , GSI)	1,97065175692600e-05
SU (K)	0,215000563231993

SU (K, GSI)	1,39716226891787e-05
SU (K, σ_{ci})	0,00573875725878787
SU (K, σ_{ci} , GSI)	1,70829655427024e-05
SU (K, m_i)	1,35054394413783e-05
SU (K, m_i , GSI)	1,40391418966676e-06
SU (K, m_i , σ_{ci})	6,92273575200678e-09
SU (K, m_i , σ_{ci})	0
Σ SU	1,00

Tableau IV-3 : indice de Sobol pour $V=1,20e-5$ (m/s)

La probabilité de défaillance P_f est de 60,64%

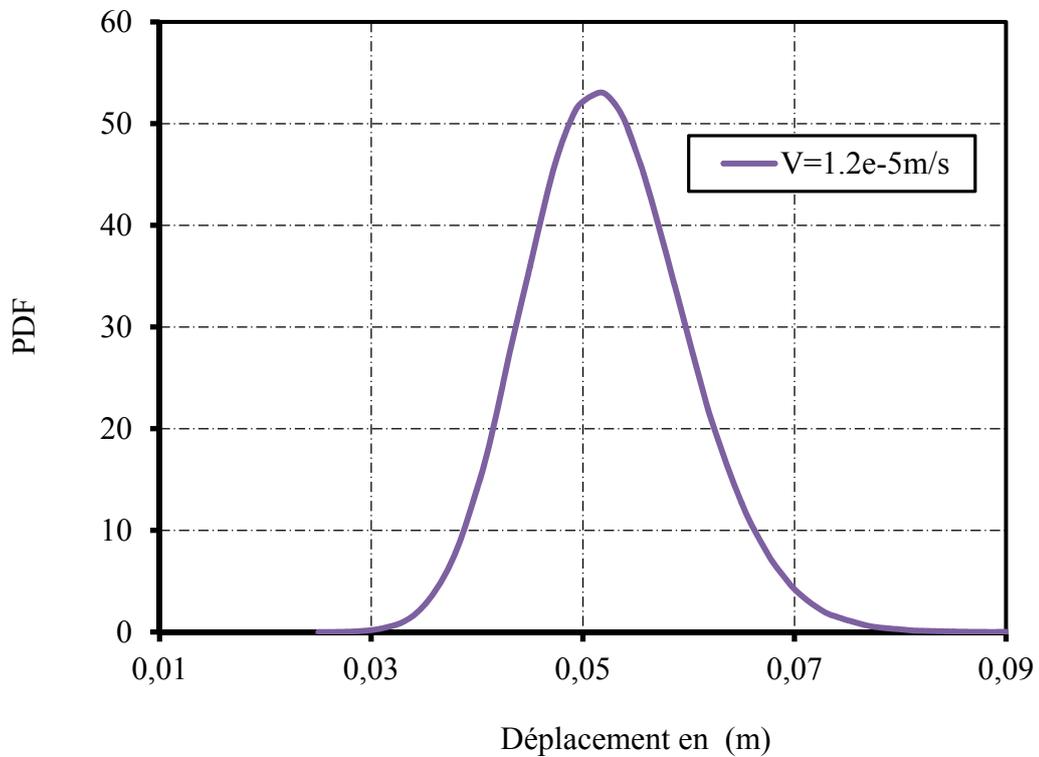


Figure IV-2 :l'influence de la vitesse ($1,20e-5$ m/s) sur le PDF en fonction du déplacement

IV.4.3 Vitesse de 4,00e-5 :

Les variables	
SU(GSI)	0,000661440679556867
SU (σ_{ci})	0,984638442652160
SU (GSI, σ_{ci})	0,000667141220638854
SU (mi)	0,000554756092031103
SU (GSI,mi)	0,000381876266979970
SU (mi, σ_{ci})	0,000198499337542861
SU (mi, σ_{ci} , GSI)	8,69782499373950e-06
SU (K)	0,00949910436723239
SU (K, GSI)	0,000412770151552440
SU (K, σ_{ci})	0,00147456414950402
SU (K, σ_{ci} , GSI)	5,31136149588783e-05
SU (K, mi)	0,000476807204158245
SU (K, mi, GSI)	0,000922116975824240
SU (K, mi, σ_{ci})	5,06694628667854e-05
SU (K, mi, σ_{ci} , GSI)	0
Σ SU	1,00

Tableau IV-4:indice de Sobol pour V=4,00e-5 (m/s)

La probabilité de défaillance P_f est de 100%

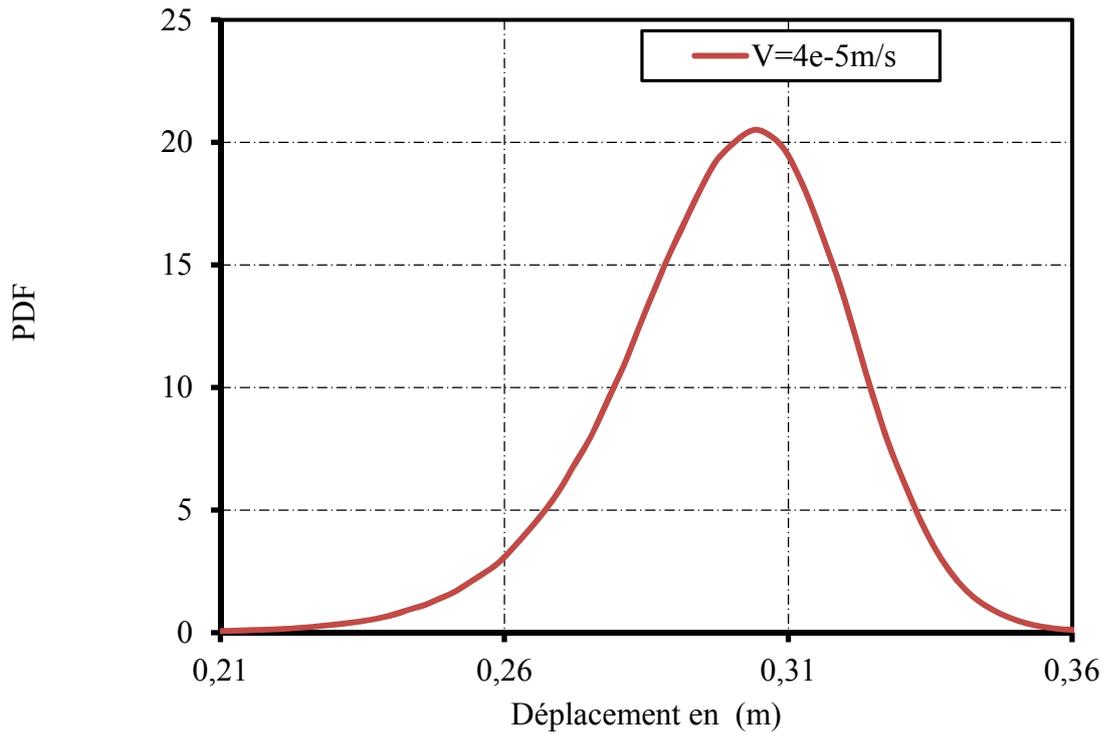


Figure IV-3 :l'influence de la vitesse ($4,00e-5$ m/s) sur le PDF en fonction du déplacement

IV.4.4 Vitesse de $8,00e-5$:

Les variables	valeurs
SU(GSI)	0,000367815496346115
SU (σ_i)	0,959321837873576
SU (GSI, σ_i)	0,00167252741918231
SU (mi)	0,00337644639505206
SU (GSI,mi)	0,00344746322506979
SU (mi, σ_i)	0,00309380611697914
SU (mi, σ_i , GSI)	0,00157593429698127
SU (K)	0,0105733861344618

SU (K, GSI)	0,000285366992300639
SU (K, σ_{ci})	0,00437796941519211
SU (K, σ_{ci} , GSI)	0,000757339459202558
SU (K, m_i)	0,00862932770077965
SU (K, m_i , GSI)	0,00130272830812417
SU (K, m_i , σ_{ci})	0,00121805116675290
SU (K, m_i , σ_{ci} ,)	0
Σ SU	1,00

Tableau IV-5 : indice de Sobol pour $V=8,00e-5$ (m/s)

La probabilité de défaillance P_f est de 100 %

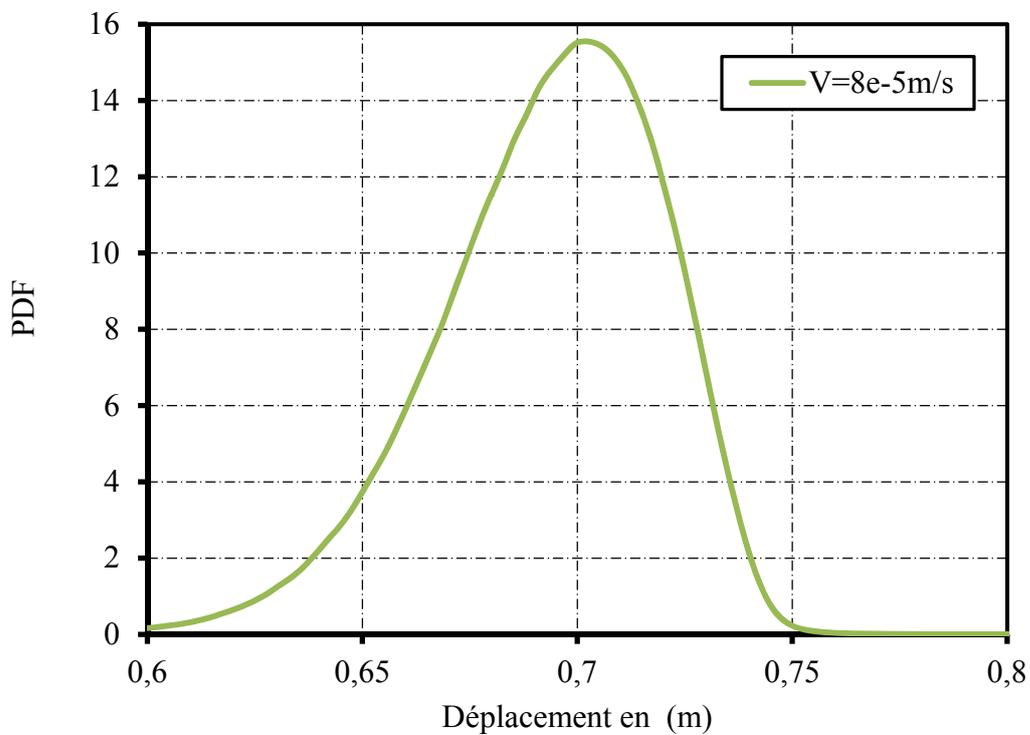


Figure IV-4:l'influence de la vitesse ($8,00e-5$ m/s) sur le PDF en fonction du déplacement

IV.5 etude et analyse des résultats :

D’après les tableaux IV-6, IV-3, IV-4 et IV-5 on peut observer que l’indice de Sobol du paramètre σ_{ci} est plus élevé que celui de tous les autres paramètres cela veut dire que σ_{ci} à la contribution la plus importante dans la variabilité de la réponse du système (PDF). Un autre paramètre influent est K. Quant aux deux paramètres ensemble (c'est-à-dire σ_{ci} et K), leur contribution est moins importante en raison des petites valeurs de leurs indices de Sobol. De même, les indices de Sobol de toutes les combinaisons de variables aléatoires sont négligeables.

vitesse	R2	Q2
1.00e-5	0.9996	0.9985
1.20e-5	0.9993	0.9978
4.00e-5	0.9945	0.9821
8.00e-5	0.9900	0.9680

Tableau IV-7 : coefficients de détermination R² et Q2 des différentes vitesses

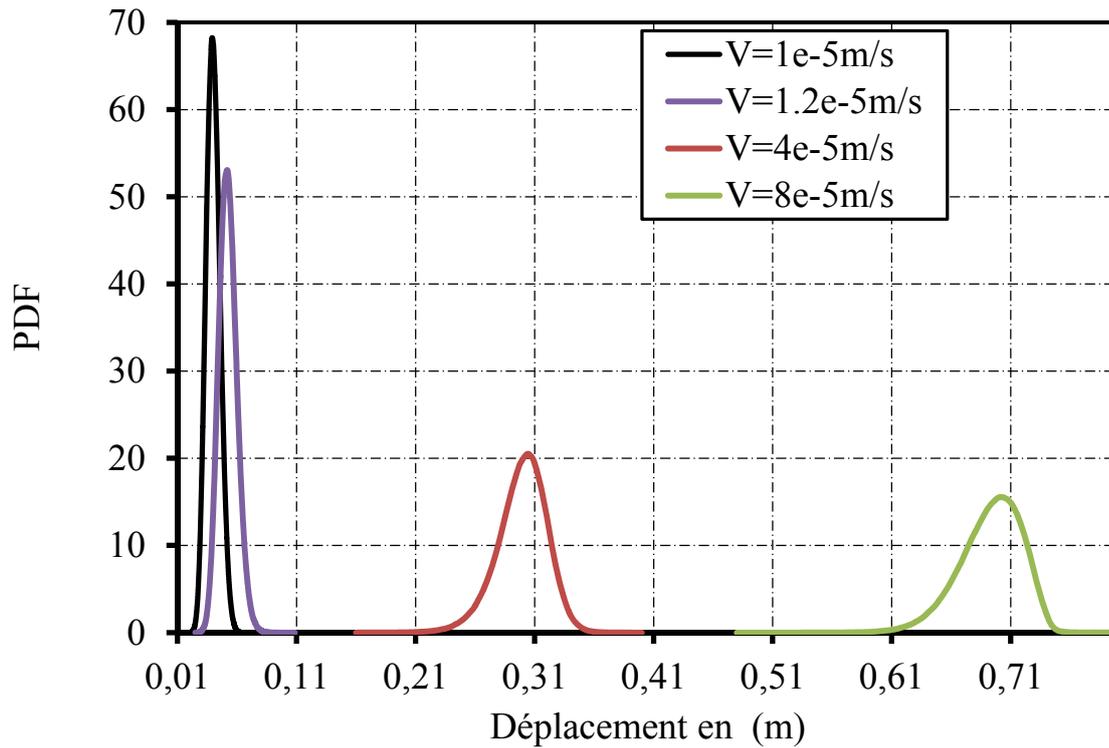


Figure IV-5 : l'influence des différentes vitesses sur les PDF en fonction du déplacement

La figure IV-6 montre l'effet des différentes vitesses de chargement sur les PDF en fonction du déplacement. On remarque que la vitesse augmente le PDF diminue et plus le déplacement augmente cela veut dire que la vitesse influence importante sur la réponse du système. Le tableau IV-8 nous informe sur les coefficients de détermination R^2 et Q^2 des différentes vitesses.

Vitesse [m/s]	Moyenne [m]	Ecart-type [m]	Skweness	Kurtosis	Coefficient de variation (%)
$1,00 \times 10^{-5}$	0,03997	$3,31468 \times 10^{-5}$	0,20030	0,12076	14,40
$1,20 \times 10^{-5}$	0,05237	$5,72183 \times 10^{-5}$	0,29544	0,15230	14,44
$4,00 \times 10^{-5}$	0,29934	0,00043	0,52065	0,83673	6,99
$8,00 \times 10^{-5}$	0,69308	0,00068	0,62095	0,49149	3,77

Tableau IV-9:l'effet de la vitesse sur les moments statiques de la réponse du système

CHAPITRE IV

Dans ce tableau, On remarque que la moyenne, l'écart-type, Skweness et Kurtosis augmente avec l'augmentation de la vitesse, par contre le COV diminue a partir d'une vitesse de $1,20e-5$ car on a atteint la rupture.

IV.6 CONCLUSION :

Dans ce chapitre une analyse probabiliste d'une semelle reposante sur un massif rocheux a été réalisée dont on a ciblé le cas où la résistance du matériau rocheux peut être décrite par le critère de rupture Hoek-Brown, pour cela la méthode de surface de réponse stochastique par collocation CSRSSM a été utilisée pour l'analyse probabiliste. Et d'après les résultats obtenus on constate que parmi les quatre variables aléatoires utilisés dans l'analyse déterministe, seulement deux paramètres ont un effet important sur la réponse du système.

A la vitesse de $1,20e-5$ la probabilité de défaillance P_f dépasse les 60% et pour la vitesse de $2,00e-5$ la probabilité de défaillance P_f atteint 100%, cela veut dire qu'on peut atteindre la rupture dès une vitesse de $1,20e-5$ m/s.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail sur le comportement d'une fondation superficielle repose sur un massif rocheux.

D'après la recherche effectuée dans le cadre de ce mémoire, on a discuté les différents types des fondations (superficielles, semi-profondes et profondes) et aussi les différentes méthodes pour calculer la capacité portante de fondation superficielle.

La loi de comportement de Hoek-Brown est utilisée principalement pour l'étude des massifs rocheux. Elle a été développée au fil du temps par d'autre chercheur afin d'obtenir un critère plus rentable pour l'ingénierie. Ce critère est utilisé pour l'estimation de la résistance du massif rocheux.

L'étude déterministe d'une fondation superficielle reposante sur un massif rocheux en utilisant le critère de Hoek-Brown nous a permis d'apercevoir l'importance de l'influence de la variation de la largeur de la fondation sur le déplacement ainsi que l'importance de l'influence de la vitesse de chargement.

Les résultats obtenus d'une analyse probabiliste de cette semelle par la méthode de surface de réponse stochastique par collocation (CSRSM) nous informe sur l'influence des variables aléatoires utilisés comme paramètre dans le critère de Hoek-Brown sur la réponse du système.

D'autres résultats ont montré que la rupture peut être atteinte après une certaine vitesse.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

Benslimane, S., & Bourouaha, S. (2021). *memoire de master en génie civil" Fondation au rocher : cas de grands viaducs, approche numérique"*. Tlemcen: UNIVERSITÉ ABOUBEKR BELKAID.

HÉRAUD, H., & DURVILLE, J.-L. (1997). *Description des roches et des massifs rocheux.*

Hoek E, Brown ET (1980) Empirical strength criterion for rock masses.

Houmadi, Y. (2011). *These de doctorat" Prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres géotechniques"*. Tlemcen: UNIVERSITÉ ABOUBEKR BELKAID.

HUBERT, B., PHILIPPONNAT, B., PAYANT, O., & ZERHOUNI, M. (2016). *FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE Manuel professionnel de géotechnique du BTP.* EYROLLES.

Marc, P. (1976). *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil.*

Muriel, G.-B., & HANTZ, D. (2019). *La mécanique des roches pour les ouvrages du génie civil.* Dunod.

Pech, P., & Hervé, R. (1992). *Géographie physique.* paris: PUF.

Roger, F. (1998). *Fondations superficielles.* technique de l'ingenieur .

Taous, H. (2019). *Etude de comportement d'un fondation sur un groupe de pieux.* Memoire de Master Recherche Geotechnique.

Xavier, R. (1997). *Les fondations au rocher de grands viaducs: l'apport de la méthode des éléments distincts.*

Yaarob, A. (2016). *Méthodologie d'évaluation au sens du développement durable des aménagements souterrains.* nante.