

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEM



Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil  
Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de  
**Master en Génie Civil**  
Spécialité : **structure**

## *Thème*

*Fondation au rocher : cas de grands viaducs, approche numérique*

*Réaliser par :*

*M<sup>lle</sup> . BENSLIMANE SIHAM*

*M<sup>lle</sup> . BOUROUAHA SARA*

**Soutenu en juillet 2021 devant le Jury composé de**

**Présidente**

*M<sup>me</sup> . EL HOUARI N*

**Encadrant**

*Mr. BEDJAOUI MOHAMMED CHAKIB*

**Examinatrice**

*M<sup>me</sup> .BOURABAH .MA*

# RÊMERCIEMENTS

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 :

Madame EL HOUARI pour avoir accepté de présider le jury.

Madame BOURABAH MA pour avoir accepté d'examiner ce travail.

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

# DEDICACE

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour ;

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à la source d'amour  
Incessible, a la mère des sentiments fragiles qui ma bénie par ces  
prières.....ma mère Fatima Zohra

La source de tendresse, de patience et de générosité mon cher Père  
Mohamed, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le  
dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne  
vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce  
travail est le fruit de tes sacrifices que tu as accomplis pour mon éducation  
et ma formation.

A mes chères sœur ASSIA, ALLAA et RAWDA et mon frère ABDILLAH

A toutes les personnes de ma grande famille

A mon psy Cherief. M

A ma chère SOEUR avant d'être mon binôme Bourouaha Sara

**BENSLIMANE SIHAM**

# DEDICACE

*A ma Mère,*

*« Tu m'a donnée la vie, la tendresse et le courage pour réussir tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte.*

*En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée »*

*A mon père,*

*« L'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect.*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »*

*A mes chers frères « Hichem, Tarek, et Abdel fateh »*

*A ma chère sœur « Imen » et sa fille « Meriem »*

*A mes chers cousins Rachid et Hamza*

*A tous les membres de ma famille et toutes personnes qui porte le nom BOUROUAHA et BENSEDDIK*

*A ma chère SOEUR avant d'être mon binôme Benslimane Siham*

**BOUROUAHA SARA**

## 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'agisse de susceptibilité à la déformation ou de résistance à la rupture, sont largement conditionnées par les propriétés des discontinuités, soit géométriques (direction, espacement, ténacité, etc.), soit mécaniques (normales et, résistance au cisaillement, extensibilité, etc.). La complexité structurelle et la diversité des matériaux en résultent, dans certains cas. Utiliser des méthodes numériques pour dimensionner les ouvrages de génie civil installés sur de tels blocs de roche.

Nous avons utilisé le logiciel explicite tridimensionnel aux différences finies FLAC3D(FastLagrangianAnalysis of Continua.)Version 3.1 pour le calcul dans la mécanique de l'ingénierie. Il a la capacité d'analyse 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.

### Mot clés :

Mécanique de roche – Fondation -Flac3dD – Discontinuité –Grand viaduc

## **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 (direction, spacing, toughness, etc.), 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.

### **Keywords:**

Rock mechanics - Foundation -Flac3dD - Discontinuity - Large viaduct

## المخلص

يرتبط السلوك الميكانيكي للكتلا الصخرية بالحد الكبير بالانقطاعا التي تعبرها: المفاصل لسوية، والمفاصل، والشقوق، إلخ. وبالتالي، فإن خصائص الكتلة علم قياس الهيكل، سواء كانت مسألة قابلية للتشوه أو مقاومة الكسر، تكون مشروطة بالحد كبير بخصائص الانقطاعا، إما هندسية (الاتجاه، التباعد، الصلابة، إلخ)، أو ميكانيكي (صلابة عادية أو ماسية، قوة القص، قابلية التمدد، إلخ). ينتجنا التعقيد الهيكلي وتنوع المواد، فبعض الحالات. استخدمنا طرقا عديدة لتحديد أبعاد هياكل الهندسة المدنية المثبتة علم مثل هذا الكتلا الصخرية

تحليلنا غير انجاسر يعلا استمرارية. (الإصدار 3.1) FLAC3D استخدمنا برنامجا لفرق المحدود الصر يحتلا ثانيا لأبعاد للحساب في ميكانيكا الهندسة. لديها القدرة علم التحليل ثانيا لأبعاد، ومحاكاة سلوك الهياكل ثنائية الأبعاد المبنية من الأرسا والصخور أو غير هاما للمواد التي تخضع لتشوه اللبوني عند الوصول للحد المرنة.

### الكلمات المفتاحية:

ميكانيكا الصخور- الأساس-Flac3dd-الانقطاع – الجسر الكبير

# TABLE DES MATIERES

## Contenu

RÊMERCIÈMENTS.....	2
DEDICACE .....	3
DEDICACE .....	4
RESUME .....	5
LISTE DES FIGURE.....	11
LISTE DES TABLEAUX.....	12
NOTATION.....	13
INTRODUCTION GENERALE : .....	15
Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches .....	16
I. Introduction : .....	17
I.1. Définition des fondations : .....	17
I .2.1. Fondations superficielles :.....	17
I .2.2. Fondations profondes : .....	19
I.3.les fondations mixtes : .....	26
I.3.1.Présentation de la méthode de calcul :.....	26
I.3.2.Déplacement d'une fondation mixte :.....	27
I.3.3.Conditions de liaison entre la semelle et les pieux :.....	27
I.3.5.Comportement des fondations mixtes :.....	27
I.3.6.Différence entre une fondation mixte et un groupe de pieux : .....	28
I.4.Conclusion : .....	28
Chapitre 2 :.....	29
LES FONDATIONS au rocher – CAS D’UN grand viaduc .....	29
I. Introduction : .....	30
Partie 01 :.....	30
I- 1. La description des massifs rocheux : .....	30
I .1.1 : Le massif rocheux à différentes échelles :.....	30
I .1.2 : Le caractère discontinu d'un massif rocheux et sa modélisation :.....	32
I.2. Problèmes spécifiques des fondations au rocher :.....	32



I. 2 . 1 : Discontinuités du massif :	32
I.2 .2 : Existence de lits de matériaux de faible résistance ou de karsts sous la surface du massif :	33
I.2 . 3 : Méthodes d'excavation :	33
I.2 .4 : Chutes de blocs, talus instables :	33
I.3. Déformabilité et résistance des massifs rocheux :	33
I.3 .1 : La déformabilité des massifs rocheux :	33
I.3 .2: La résistance des massifs rocheux :	44
II.1. Introduction :	53
II .2. Classification des ponts :	54
II .3. Définition d'un pont suspendu:	54
II .4.Classification des ponts suspendus :	54
II .5.Calcul des ponts suspendus:	57
II .6. Infrastructure des ponts suspendus :	58
II .6.Conclusion :	59
Chapitre 03.....	60
I. INTRODUCTION :	61
I. Présentation du logiciel Flac3D :	61
I.1 Aperçu :	61
I.2 Comparaison avec d'autres méthodes :	62
I.3 Caractéristiques générales :	63
I.3.1 Caractéristiques de base :	63
I.4 Champs d'application :	66
II. INTRODUCTION :	67
II .1 Modélisation numérique adoptée pour le système sol-fondation .....	67
II .2 Méthodologies utilisées dans FLAC3D pour le calcul des charges limites, et le déplacement vertical d'une fondation superficielle filante soumise à un chargement centré :.....	68
II .3 Processus de Calcul :	69
II .3 .1 Variation de la maille de la grille :	70
II .3 .2 Variation de la dimension du domaine sol :	74
II .3 .3 Variation de la vitesse de chargement :	79
II .4.Etude paramétrique :	82
Conclusion:.....	86

<b>CONCLUSION GENERAL:</b> .....	<b>87</b>
<b>REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	<b>88</b>

## LISTE DES FIGURE

Figure I.1 : Semelle superficielles (a : isolée, b : filante et c : radier) .....	18
Figure I.2 : Actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation .....	19
Figure I.3: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	20
Figure I.4 : Pieux en bois.....	21
Figure I.5: Pieux battus (a : en profilé H ou I, b: palplanche et c: tubulaires) .....	22
Figure I.6 : Pieux en béton armé.....	23
Figure I.7 : Pieux en béton précontraint.....	24
Figure I.8: pieux exécute en place .....	24
Figure I.9 : Force portante d'un pieu.....	26
Figure 1-10: Fondation mixte (a) et Groupe de pieux (b) .....	28
Figure. II.1: Le massif rocheux à différentes échelles.....	31
Figure. II. 2 : Essai de fermeture normale d'une discontinuité rocheuse.....	35
Figure. II. 3 : Massif stratifié .....	37
Figure. II.4 : bancs et joints d'égal épaisseur.....	38
Figure. II.5 : Facteur $\alpha_{Ede}$ réduction de module en fonction de l'espacement des discontinuités (d'après Kulhawy, 1978 ) .....	38
Figure. II.6 : Modèle de massif découpé par trois familles de discontinuités orthogonales.....	40
Figure. II.7 : Corrélacion entre CEE et le RQD(d'après Deere& al et Coon&Merriit ).....	41
Figure. II.8: Corrélacion entre CEE et le RQD (d'après Kulhawy, 1978).....	42
Figure. II.9 : Prédiction du module de déformation $E_m$ du massif rocheux à partir du RMR .....	43
Figure. II.10 : Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante .....	45
Figure.II.11: État de surface d'une discontinuité naturelle .....	46
Figure. II.12 : Cisaillement des aspérités .....	46
Figure. II.13 : Cisaillement de deux blocs rocheux .....	47
Figure. II.14: Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle dilatante.....	47
Figure. II.15 : Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr.....	48
Figure II.16 : Schéma illustratif d'un pont .....	54
Figure II.17 : fonctionnement d'un pont suspendus .....	55
Figure II.18 : les déformations du tablier .....	55
Figure II.19 : Pont suspendu à câbles de tête.....	56
Figure II.20 : Pont suspendu à câbles de briquet. ....	56
Figure II.21 : Ouvrage à trois travées suspendues (Tancarville-Bardeaux). ....	57
Figure II.22 : la réaction verticale de la suspension.....	58
Figure II.23 : moment de renversement dû à l'effort de tension dans les câbles.....	59
Figure III.1 : Maillage du modèle étudié.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.2 : le domaine utilisé avec ses dimensions.....	68
Figure III.3 : condition aux limites pour l'analyse FLAC3D.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.4 : courbe charge - déplacement taille de maille =1m .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.5 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.75m .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.6: courbe charge - déplacement taille de maille =0.5m .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.7 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.3m .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.8 : courbe charge - déplacement pour différente taille de la maille.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.9 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.5m .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.10: courbe charge - déplacement de domaine B/2B (profondeur/largeur)....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Figure III.11 : courbe charge - déplacement de domaine 2B/4B (profondeur/largeur).	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.12: courbe charge - déplacement de domaine 3B/5B (profondeur/largeur)..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
3Figure III.13 : courbe charge - déplacement de domaine 3B/6B (profondeur/largeur).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.14 courbe charge - déplacement de domaine 4B/6B (profondeur/largeur)...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.15 : assemblage des domaines .....	74
Figure III.16: mécanisme de rupture d'une fondation superficielle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.17 : FLAC3D _ changement de vitesse (-0.5e-1).....	75
Figure III.18 : FLAC3D _ changement de vitesse (-0.5e-2).....	76
Figure III.19: FLAC3D _ changement de vitesse (-0.5e-3).....	76
Figure III.20 : FLAC3D _ changement de vitesse (-0.5e-4).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.21 : FLAC3D _ changement de vitesse (-0.5e-5).....	77
Figure III.22 : FLAC3D _ massif rocheux de mauvaise qualité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.23 : courbe charge /déplacement d'un massif rocheux de mauvaise qualité.....	78
Figure III.24 :FLAC3D _ massif rocheux de qualité moyenne .....	78
Figure III.25: courbe charge /déplacement d'un massif rocheux de qualité moyenne) .....	80
Figure III.26:FLAC3D _ massif rocheux de bonne qualité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.27: FLAC3D _ massif rocheux de bonne qualité .....	80

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Modules de déformation de roches intactes et saines ( base de données du LCPC).....	34
Tableau II.2 : Erreur relative $\Delta m / E$ men fonction de l'erreur d'estimation ARM R du RMR.....	44
Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques pour différente qualité du sol rocheux .....	82

## NOTATION

$\sigma$ : pression exercée sur la semelle (contrainte).  
F : charge appliqué sur la semelle.  
S : section de la semelle.  
 $Q_l$ : Résistance verticale limite.  
 $Q_p$  : Résistance de pointe.  
 $Q_f$ : Résistance au frottement.  
B : largeur de la fondation  
 $\gamma$  : Masse volumique.  
D : encrage.  
 $M_{mixte}$  : Moment appliqués au centre de la fondation mixte :  
 $H_{mixte}$ : La force horizontale  
 $H_s$  : Force horizontal de la semelle.  
 $H_p$  : Force de pieu.  
 $M_s$ : Moment de la semelle.  
 $M_p$ : Moment de pieu.  
 $U_{mixte}$  : Déplacement semelle-pieu  
 $\theta_{mixte}$  : Rotation semelle-pieu

$K_n$ : Le coefficient de raideur normale

$E_m$  : La déformabilité globale

$E_{ri}$  : Module de déformation perpendiculaire aux strates

$S_i$  : Épaisseur des bancs

$S_m$  : Épaisseur de massif

$\delta_{em}$  : Déformation de massif (module de déformation)

$\alpha_E$  : Le facteur de réduction

$E_r$  : Le module de déformation de la matrice rocheuse

$K_s$  : Le coefficient de raideur tangentielle

$V_r$  : Coefficient de Poisson,

$G_r$  : Module de cisaillement.

$S_i$  : Espacement dans la direction i,

$e_i$  : Épaisseur dans la direction i,

$K_{ni}$  : Raideur normale dans la direction i,

$K_{si}$  : Raideur tangentielle dans la direction i.

$R_c$  : La résistance à la compression

$\phi_r$  : est le frottement résiduel,

$\sigma_1$  : Contraintes principale majeure et

$\sigma_3$ : Contraintes principale mineure

## **INTRODUCTION GENERALE :**

Les fondations constituent un des éléments essentiels d'un projet de construction et de 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.

Beaucoup de sinistres subis par des ouvrages d'art procèdent des défauts de conception ou de calcul des éléments des fondations. Aussi, une mauvaise conception peut conduire à un surdimensionnement de l'ouvrage.

Il existe deux grandes modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols : par fondation superficielle et par fondation profonde. Les fondations superficielles (semelle, radier, etc.) sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent, dans ce mémoire on a travaillé avec les fondations superficielles.

Le travail de ce mémoire s'attache à l'analyse du comportement d'une fondation superficielle de grand viaduc reposant sur un massif rocheux et soumise à un chargement centré. Des modèles numériques basés sur des simulations numériques sous FLAC3D sont employés.

Beaucoup de fondations de grands ouvrages sur terre comme les ponts ou même des bâtiments sont pour la plupart superficielles pour des raisons de facilité d'exécution et de conception. Mais avec les désordres liés au tassement des sols ou à un remaniement du sol parfois imprévisible, on préfère recourir de plus en plus à des fondations profondes pour un meilleur ancrage.

Dans ce mémoire on constate trois (03) chapitres :

Le premier chapitre consacré sur les différents types des fondations, leur mode d'exécution et le domaine de leur utilisation

Le chapitre 02 est organisé comme suit : La première partie sera consacrée à la description de massif rocheux et les problèmes spécifiques des fondations au rocher ainsi, les déformabilité et la résistance des massifs rocheux, et la deuxième partie parler sur les ponts suspendus avec leur classification et l'infrastructure de ces ponts

Au dernier chapitre, nous apportons d'abord une description du logiciel FLAC3D utilisé pour la modélisation numérique du système sol-fondation, ainsi que les méthodologies pour calculer les réponses du système (charge ultime, déplacement, ...). Les résultats numériques seront ensuite présentés et discutés.

Enfin, nous clôturons notre travail par une conclusion générale.

**CHAPITRE 01 :**

**GÉNÉRALITÉ SUR LES FONDATIONS AUX ROCHES**



# Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

## I.Introduction :

Il arrive souvent que le terrain superficiel sur lequel une fondation devrait être assise n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu (cas de vase, de tourbe, d'argile molle ou de terrains peu résistants et très compressibles). Dans ce cas, il faudra chercher le bon sol et faire reposer l'ouvrage sur des pieux, puits ou barrettes qui sont caractérisés par une valeur élevée du rapport **D/B**.

## I.1. Définition des fondations :

On appelle fondations, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol. On réalise dans ce cas, des fondations superficielles dont l'encastrement (l'ancrage) « **D** » est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la semelle « **B** ».

Si on désigne par **D** la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par **B** sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle :  $\frac{D}{B} \leq 4 \text{ à } 5$
- Fondation semi-profonde :  $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$
- Fondation profonde :  $\frac{D}{B} \geq 10$

Le choix du type de fondation va dépendre des **caractéristiques du sol** et de la **descente des charges** amenées par la superstructure (Bakour Azzedine, 2008).

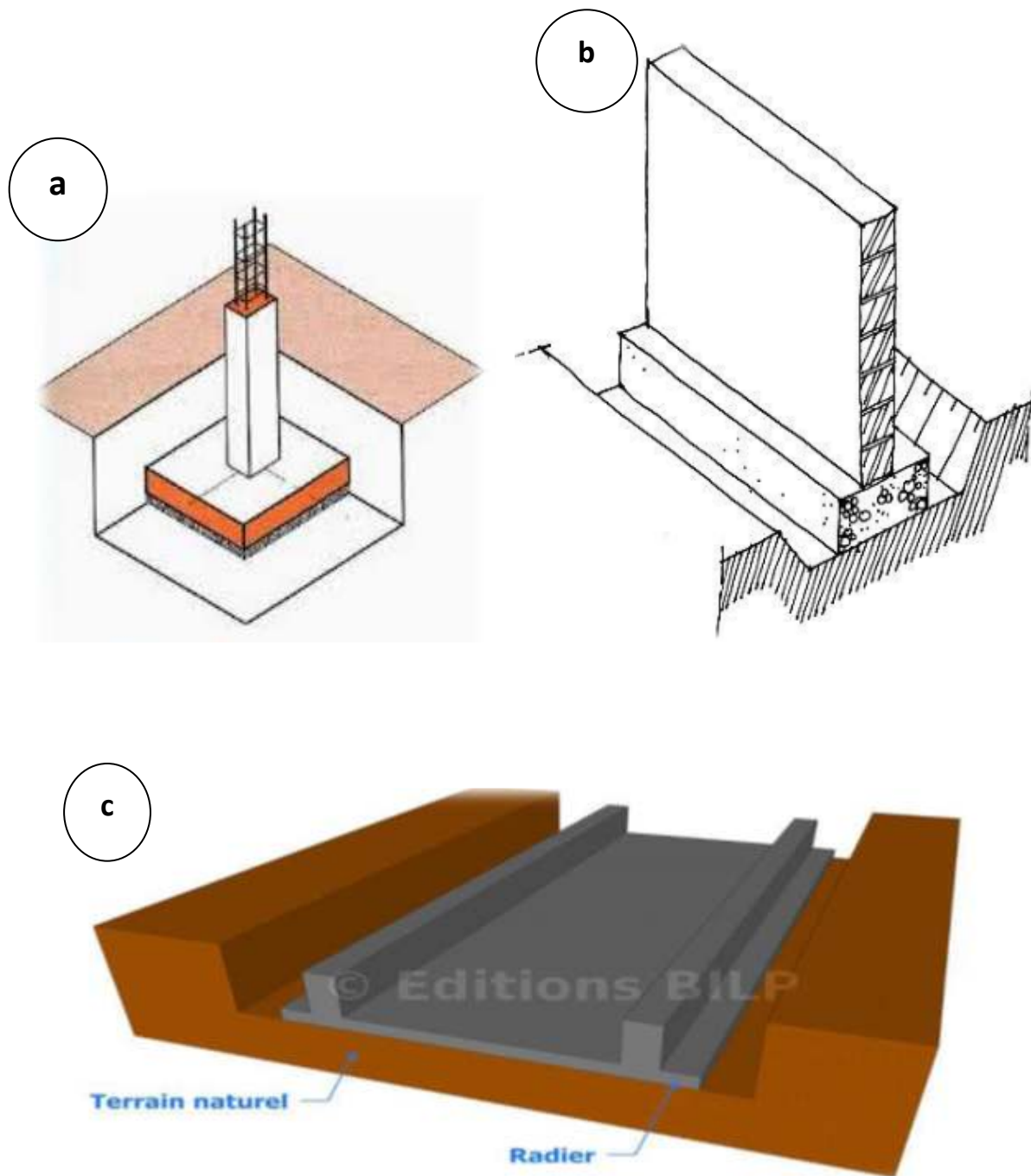
### I .2.1. Fondations superficielles :

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface

On distingue **3** types de semelles pour les fondations superficielles :

- A. Les semelles isolées :** des sections carrées, ou circulaires et supportant des charges Ponctuelles.
- B. Les semelles filantes (ou continues) :** sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur Largeur et supportant un mur ou une paroi.
- C. Les radiers (ou dallage) :** est une dalle plane, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, elle est adapter lorsque la portance du sol est faible et que sa compression est homogène.

## Chapitre 01 : Généralité sur les fondations aux roches



**Figure I.1 : Semelle superficielles (a : isolée, b : filante et c : radier)**

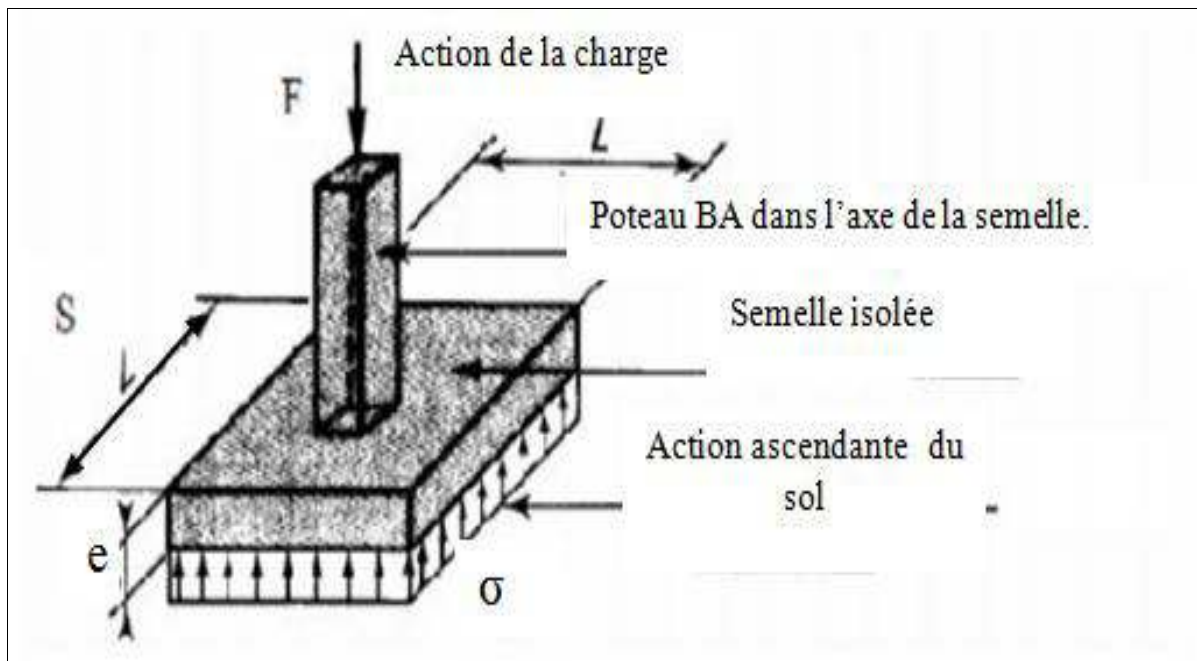
### **I.2.1.1. Fonctionnement des fondations superficielles :**

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

## Chapitre 01 : Généralité sur les fondations aux roches

- **la capacité portante de la semelle de fondation** : Le sol ne doit pas tasser de façon inconsidérée sous la semelle.
- **Les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation** : La semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise.
- **La pression exercée à la surface du sol** entraîne des pressions dans les couches de sol situées au-dessous jusqu'à une certaine profondeur qui varie suivant le type de fondations et la charge appliquée. Cette pression s'appelle contrainte et est notée  $\sigma$ .

$$\sigma = F/S$$



**Figure I.2 : Actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation**

### **I.2.2. Fondations profondes :**

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.

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. (Roger FRANK, (Juin 2003) .

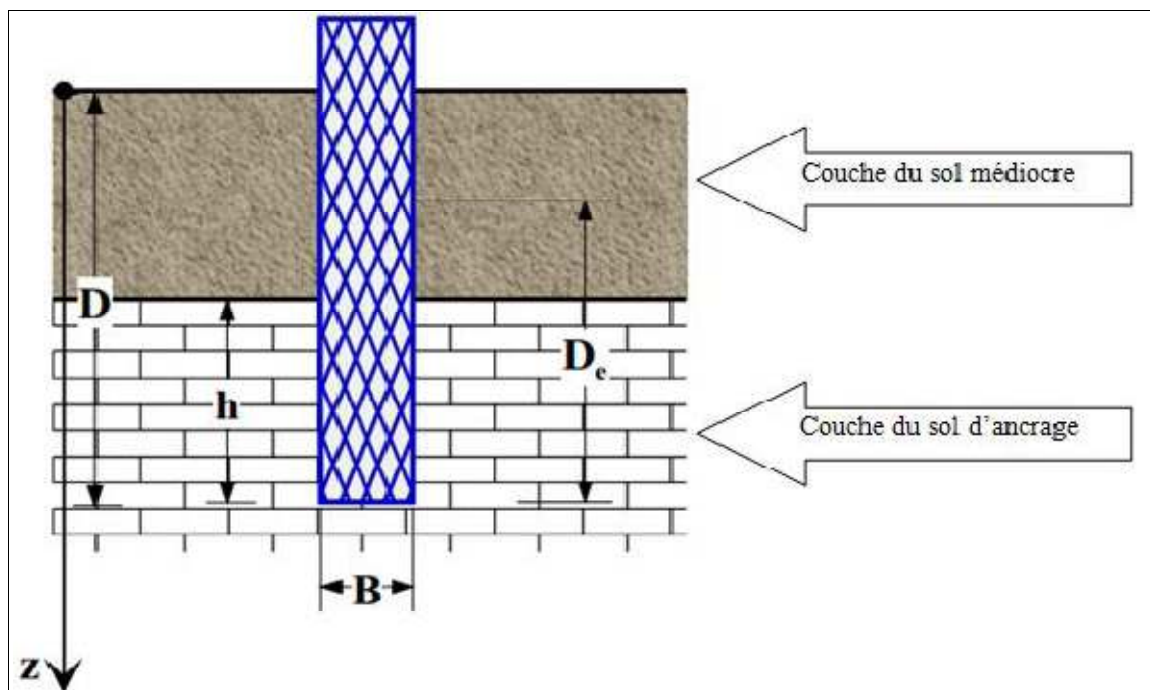
#### **I.2.2.1. Définition d'un pieu isolé :**

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La hauteur d'ancrage  $h$  est la largeur pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes  $D_e$ ;

Cette valeur de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu



**Figure I.3: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$ .**

Les fondations profondes mobilisent le sol :

- **Par l'effort de pointe proportionnellement** à leur section lorsqu'elles reposent directement sur substratum.
- **Par frottement latéral seul** dans le cas de pieux flottants c'est -à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente cas des sols argileux.
- **Par frottement latéral et par effort de pointe** lorsqu'il est impossible de descente sur une couche suffisamment résistante. (Plumelle, 2004) .

### **I.2.2.2. Classification des fondations profondes :**

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre eux est le diamètre, il est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. Dans

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm

Mais par soucis de simplification, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes. On classe les pieux suivant:

- La nature du matériau constitutif: bois, métal ou béton.
- Le mode de fabrication et de mise en place: pieux battus et forés Pour l'évaluation de la force portante, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi qu'on distingue:
- Pieux refoulant le sol à la mise en place.
- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (excavation de sol). Bakour, Azzedine 2008

### **I .2.2.3. Les différents types de pieux :**

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classes en deux grandes catégories, suivant leur mode de fabrication.

- Les pieux façonnés à l'avance (pieux préfabriqués ou battus)
- Les pieux exécutés en place.

#### **I .2.2.3.a. 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, chaque' un a sa propre branche.

#### **I .2.2.3.b. Les pieux en bois :**

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



**Figure I.4 : Pieux en bois**

#### **I .2.2.3.c. Les pieux métalliques :**

On les trouve avec plusieurs formes différentes peuvent être en H ou I, palplanches ou tubulaire, sont connaittent actuellement un certain essor.

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches



**Figure I.5: Pieux battus (a : en profilé H ou I, b: palplanche et c: tubulaires)**

### **I .2.2.3.d. 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 /m<sup>3</sup>.

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

- Armature longitudinal 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. Melbouci Bachir 2009.



**Figure I.6 : Pieux en béton armé**

### **I .2.2.3.e. 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.

Les dimensions courantes sont:

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

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

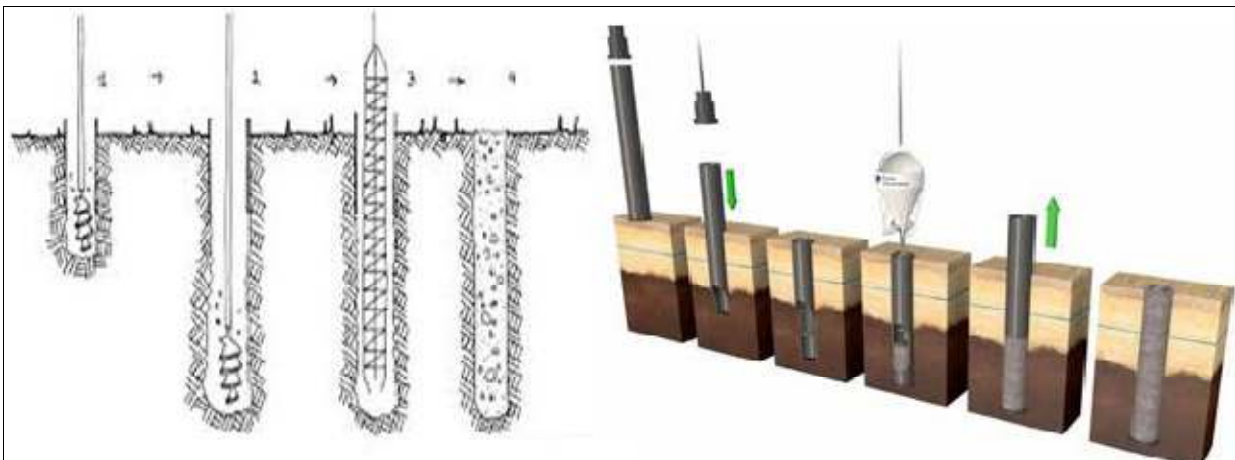


**Figure I.7 : Pieux en béton précontraint**

### **I .2.2.3.f. Les pieux exécutés en place :**

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu, on peut distinguer 3 types :

- Les pieux à tube récupérable;
- Les pieux exécutés à l'aide d'un tube perdu ;
- Les pieux forés.



**Figure I.8: pieux exécutés en place**

### **I .2.2.4. Choix du type de pieu :**



# Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

Le choix de pieu dépend de :

- **La structure qui va supporter la fondation :**

La structure s'imposera à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. Le projet de fondation doit donc prendre en compte :

- La nature des charges statique ou dynamiques ;
- L'intensité, la répartition et la direction des efforts ;
- Les déformations (tassements des fondations).

- **La nature du sol :**

Le sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci et par son hydrologie.

- **L'environnement du pieu:**

L'environnement du pieu conditionne également ce choix à la :

- Surface de travail au sol plus ou moins réduite
- Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place (le battage de pieux ou de tubes fermés en refoulant le sol peut entraîner la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
- Proximité d'immeubles ou de construction divers (bruits des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissurations.
- Déformation entraînées par les compressions latérales provenant de forages en gros diamètre. Melbouci Bachir 2009.

## I .2.2.5. Portance d'une fondation profonde :

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_l$  qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_l$  sera la charge par unité de surface, encore appelée contrainte limite.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_l$  supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe  $Q_P$  et la résistance au frottement  $Q_F$ .

$$Q_l = Q_P + Q_F$$

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

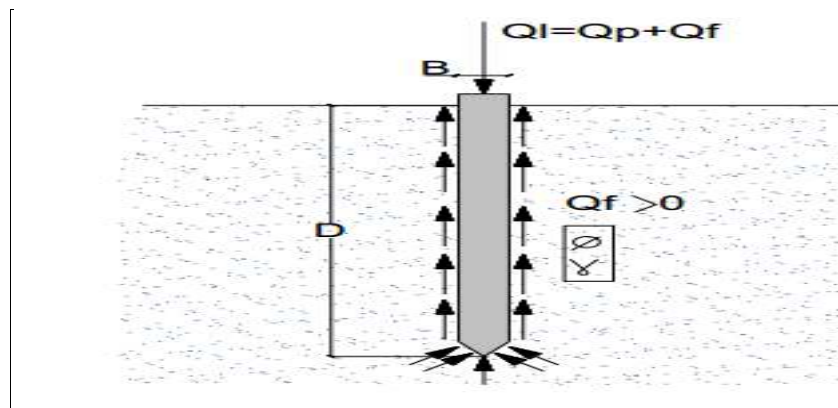


Figure I.9 : Force portante d'un pieu.

### I.3.les fondations mixtes :

Les fondations mixtes sont constituées d'un groupe de pieux et d'une semelle de liaison au contact direct avec le sol, l'ensemble étant dimensionné en tenant compte à la fois des parts de charge reprises par les pieux et par la semelle. Au cours des quinze dernières années, les fondations mixtes ont connu un développement important, tant sur le plan des méthodes de dimensionnement et des outils de modélisation que sur celui des réalisations et des essais sur ouvrages expérimentaux (Randolph 1994, Mandolini&Viggiani 1997, Katzenbach&Reul, 1997). Les travaux menés ont principalement concerné le domaine du bâtiment, où les pieux réducteurs de tassements constituent une alternative intéressante au dimensionnement traditionnel des fondations profondes (Hansbo, 1984) mais aussi le domaine des ouvrages d'art où la prise en compte du contact de la semelle avec le sol permet de réduire le nombre et la longueur des pieux (Combarieu, 1988). Pour autant, et comme le soulignent Kulhawy&Prakoso (1997), le comportement des fondations mixtes soumises à des sollicitations latérales n'a pas encore été abordé.

Or les situations où la reprise des efforts latéraux nécessite une justification précise sont nombreuses : ce sont par exemple les fondations des piles de pont soumises à l'écoulement d'une rivière ou au choc d'un bateau, à la dilatation thermique et au fluage du tablier ; ce sont aussi les fondations de culées de pont, de murs de soutènement de hauteur moyenne, de barrages et écluses de type courant, de quais, d'appontements, les fondations situées en pied de remblai. Borel, S. 2001.

#### I.3.1.Présentation de la méthode de calcul :

La méthode que nous proposons pour calculer le déplacement latéral et la rotation des fondations mixtes combine les méthodes utilisées couramment pour le calcul des fondations profondes et des fondations superficielles. D'une façon générale, ces méthodes permettent de relier le déplacement et la rotation de la fondation aux efforts appliqués.

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

### I.3.2.Déplacement d'une fondation mixte :

Pour calculer le déplacement d'une fondation mixte où la charge est supportée à la fois par la semelle et par les pieux. Ceci nécessite l'écriture des conditions de liaison et la prise en compte d'une interaction entre la semelle et les pieux.

### I.3.3.Conditions de liaison entre la semelle et les pieux :

Nous supposons que la semelle de liaison est rigide. Le déplacement horizontal  $U_{mixte}$  de la fondation mixte est défini comme le déplacement de la semelle de liaison qui est aussi égal au déplacement de la tête des pieux :  $U_{mixte} = U_{semelle} = U_{pieu}$ . La rotation de la fondation mixte est également définie comme la rotation de la semelle de liaison :  $\theta_{mixte} = \theta_{semelle} = \theta_{pieu}$ .

### I.3.4.Interaction entre la semelle et les pieux :

Si l'on néglige l'interaction entre la semelle et les pieux, les efforts repris par la fondation mixte sont la somme des efforts supportés par la semelle et les pieux pris séparément. Les relations précédentes permettent alors de calculer la force horizontale  $H_{mixte}$  et le moment  $M_{mixte}$  appliqués au centre de la fondation mixte :

$$H_{mixte} = H_S (U_{mixte}, \theta_{mixte}) + H_P (U_{mixte}, \theta_{mixte})$$

$$M_{mixte} = M_S (U_{mixte}, \theta_{mixte}) + M_P (U_{mixte}, \theta_{mixte})$$

Avec :

$H_S$ : Force horizontal de la semelle.

$H_P$  : Force de pieu.

$M_S$  : Moment de la semelle.

$M_P$ : Moment de pieu.

$U_{mixte}$ : Déplacement semelle-pieu.

$\theta_{mixte}$ : Rotation semelle-pieu.

### I.3.5.Comportement des fondations mixtes :

Les fondations mixtes sont des fondations pour lesquelles les têtes de pieux sont reliées par un radier qui est en contact avec la surface du sol située entre les pieux et qui contribue par conséquent à la répartition des charges. Les études du comportement de ce type de fondation ont été effectuées par un certain nombre d'auteurs au niveau international, en particulier

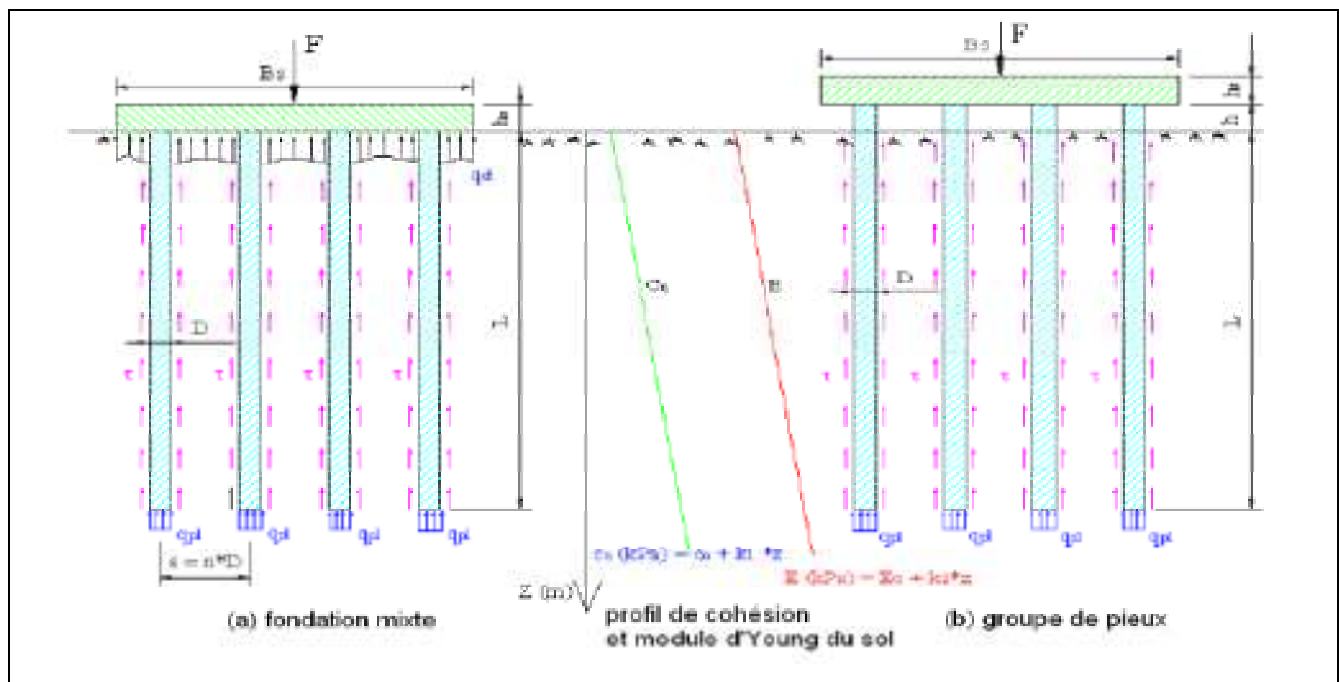
Poulos (1989), Poulos et al.,(2001), O'Neill (1982), Fleming et al., (1992), Randolph (1993, 2003), Mandolini et al., (2005), etc. En France, les contributions à l'étude des fondations

## Chapitre 01 :Généralité sur les fondations aux roches

mixtes ont été apportées par Frank (1999), Combarieu (1988), Borel (2001). Thèse doctorat 2008.

### I.3.6. Différence entre une fondation mixte et un groupe de pieux :

D'un point de vue général, la conception de groupes de pieux et de fondations mixtes est considérée de la même façon dans tous sols (sols mous ou résistants). La figure I-10 illustre les différences entre le comportement d'un groupe de pieux et celui d'une fondation mixte. Ces différences sont liées au positionnement du radier selon que celui-ci est sans contact avec le sol (groupe de pieux) et en contact avec le sol (fondation mixte).



1Figure 1-10: Fondation mixte (a) et Groupe de pieux (b)

### I.4. Conclusion :

Cette partie représente une synthèse sur les différents types des fondations, leur mode d'exécution et le domaine de leur utilisation. Cette étude permet de définir les différents critères influant le choix de type des fondations à utiliser dans l'ouvrage à réaliser et de déterminer leurs capacités portantes. Nous avons conclu à travers les informations récoltées que le travail d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cela est dû à la mise en place de ce groupe de pieux qui induit le remaniement du sol, et aux types de charge appliquée à celui-ci.

## CHAPITRE 2 :

### LES FONDATIONS AU ROCHER - CAS D'UN GRAND VIADUC

### **I.Introduction :**

Ce chapitre a pour but d'expliquer les termes clefs de la recherche effectuée dans ce mémoire. Nous décrirons ce qu'est un massif rocheux et quels sont les problèmes de génie civil qui y sont liés. Dans un second temps, analyserons les spécificités des fondations de ponts et recenserons les problèmes que peuvent poser les fondations au rocher.

### **Partie 01 :**

#### **I- 1. La description des massifs rocheux :**

Pour expliquer ce qu'est un massif rocheux, il faut le décrire selon les différentes échelles d'observation. Nous présenterons ensuite une des principales particularités des massifs rocheux : leur caractère discontinu dû aux réseaux de fractures les découpant.

Le comportement mécanique des massifs rocheux est lié, pour une grande part, aux discontinuités qui le traversent : joints sédimentaires, diaclases, failles, schistosité, etc. Les propriétés du massif à l'échelle de l'ouvrage, qu'il s'agisse de déformabilité ou de résistance à la rupture, sont donc largement conditionnées par les caractéristiques des discontinuités, soit géométriques (orientation, espacement, persistance, etc.), soit mécaniques (raideurs normale et tangentielle, résistance au cisaillement, dilatance, etc.). La complexité structurale et la diversité des matériaux conduisent, dans certains cas, à utiliser des méthodes numériques pour le dimensionnement des ouvrages de génie civil implantés sur de tels massifs. En géotechnique, les modèles assimilant le terrain à un milieu continu sont les plus employés. Dans le calcul par éléments finis, les discontinuités peuvent être introduites en petit nombre à l'aide d'éléments de contact, les calculs étant limités aux petites déformations. Dès lors que l'on veut créer un réseau de discontinuités et permettre les grands déplacements, la modélisation par la méthode des éléments distincts, développée depuis plus de vingt-cinq ans par Cundall, se révèle mieux adaptée à l'étude des massifs rocheux comme à celle des ouvrages en maçonnerie

#### **I .1.1 : Le massif rocheux à différentes échelles :**

A l'état naturel, les massifs rocheux présentent des défauts de différentes origines et échelles (Houpert, 1989).

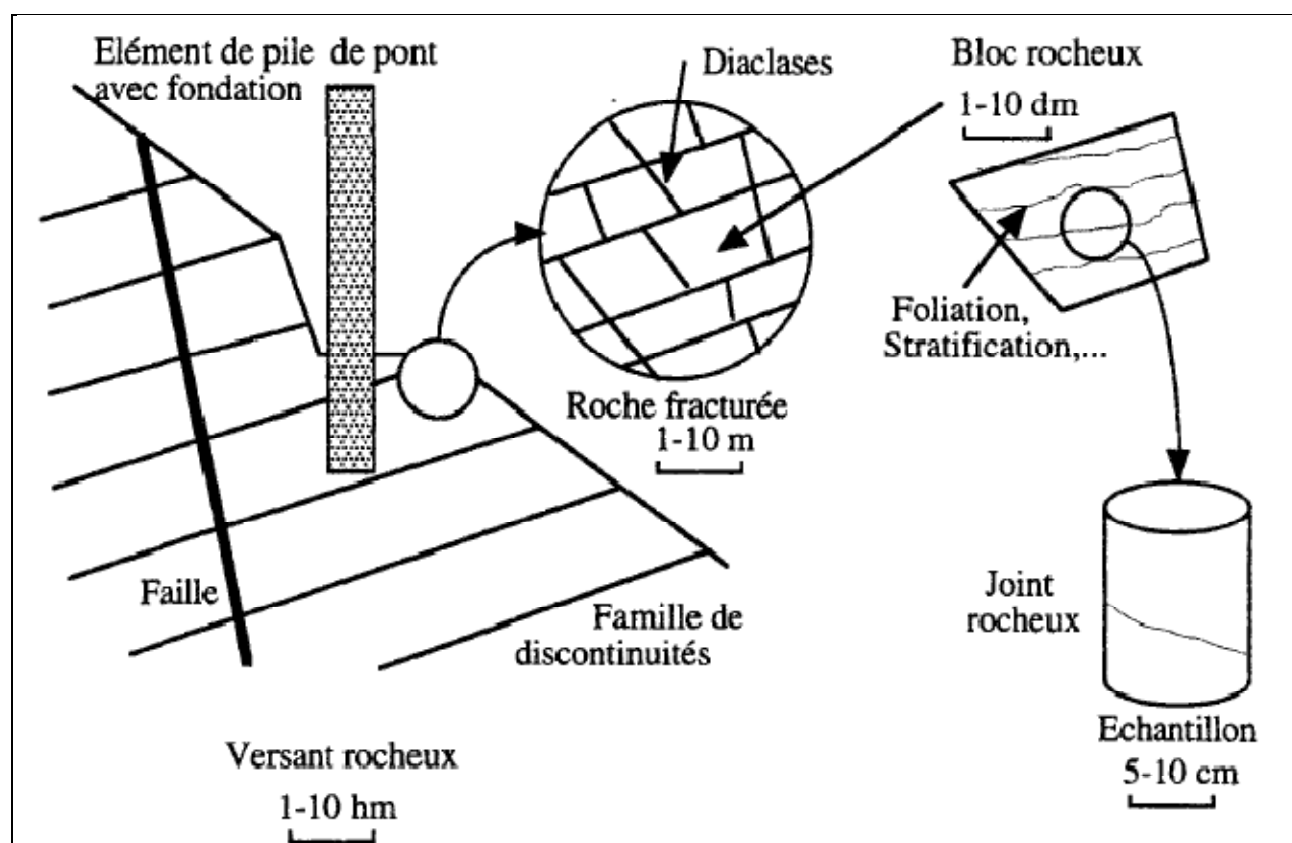
Les plus petits défauts proviennent de la structure cristalline des composants minéralogiques, leur effet se mesure à l'échelle de l'Angstrom. Les défauts plus importants sont les microfissures, les pores dans les cristaux ; leur taille est millimétrique et leur effet se mesure sur des échantillons de quelques centimètres. A une échelle plus importante, on parlera plus

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

généralement de discontinuités. Le terme de discontinuités englobe de nombreux types des surfaces rocheuses, caractérisées par leur histoire géologique :

- les réseaux syngénétiques de discontinuités rocheuses, apparus lors de la formation de la roche, tels que la stratification d'une roche sédimentaire ou bien la foliation d'une roche métamorphique. Ce sont de réelles zones de faiblesse du massif ; leur effet se fait ressentir dans des blocs de quelques dm<sup>3</sup> à plusieurs m<sup>3</sup>. Ces discontinuités possèdent une certaine cohésion grâce aux cristaux en contact et ce sont ces discontinuités qui déterminent principalement l'anisotropie d'une roche fracturée (Fadeev, 1990).
- les fissures et failles post génétiques, apparues après la formation de la roche, dont la taille varie de quelques dm<sup>3</sup> à plusieurs centaines de m<sup>3</sup>. Ces discontinuités sont caractérisées par leur extension, leur aspect (état de surface), leur épaisseur, la nature de leur remplissage (s'il existe), leur position, orientation et densité.

Le croquis II.1 regroupe les différentes échelles d'un massif rocheux



**Figure. II.1: Le massif rocheux à différentes échelles**

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

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

- la matrice rocheuse (échelle décimétrique), ou roche intacte, provenant de l'anglais "intact rock", 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).

### **I.1.2 : Le caractère discontinu d'un massif rocheux et sa modélisation :**

Les discontinuités constituent les zones de faiblesse du massif, ce sont elles qui déterminent essentiellement le comportement du massif rocheux : la rupture d'une roche se produit presque toujours suivant une discontinuité préexistante. Elles sont le chemin privilégié de l'écoulement de l'eau (Panet, 1976). Elles sont d'autant plus faibles que leur contrainte de confinement est petite (Rochet, 1990).

Les caractéristiques mécaniques (résistance, frottement, cohésion, ...) de la matrice rocheuse (par exemple un gneiss granitique :  $E_t = 60$  GPa, cohésion = 2MPa,  $\phi = 40^\circ$ ) sont souvent très supérieures à celles du massif fracturé. La matrice peut être assimilée à un milieu indéformable ; le massif rocheux est alors représenté par un assemblage de blocs indéformables, dont le comportement est régi par les contacts entre blocs.

La description du massif rocheux est menée à partir de la géologie structurale. Il est sûr que la prise en compte de toutes les discontinuités est impossible, et qu'il faut extraire de l'observation les familles des discontinuités qui jouent un rôle important dans le comportement du massif et de l'ouvrage. La modélisation du massif doit donc être réalisée en fonction de la nature du projet et de son échelle.

Si la densité de discontinuités est très grande en regard de la taille de l'ouvrage et que celles-ci ne privilégient pas un axe de rupture du massif sous les sollicitations de l'ouvrage, il est alors possible de modéliser le massif rocheux par un milieu continu équivalent, tenant compte des caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités.

Si, par contre, il apparaît des plans de rupture possible le long des discontinuités, il est dangereux de modéliser le massif rocheux par un milieu continu équivalent, car l'existence de ces plans de rupture serait effacée et une information capitale du massif rocheux serait perdue. Il faut donc, dans ce cas, modéliser le massif rocheux par un ensemble de blocs dont l'assemblage tient compte des plans de rupture.

Le problème du dimensionnement d'une fondation au rocher réside dans la modélisation du massif et dans l'analyse du comportement potentiel (rupture) de cette fondation. C'est en termes de coût de construction, mais surtout de sécurité qu'il faut maîtriser cette difficulté .

### **I.2. Problèmes spécifiques des fondations au rocher :**

#### **I.2.1 : Discontinuités du massif :**



## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

Des discontinuités mal prises en compte, ou non détectées, peuvent être la cause de la rupture d'un ouvrage. Dans la partie B de ce mémoire, nous mettrons en évidence le rôle fondamental des discontinuités sur le dimensionnement des fondations de grands ouvrages.

### **I.2 .2 : Existence de lits de matériaux de faible résistance ou de karsts sous la surface du massif :**

La capacité portante du massif peut être diminuée par la présence de matériaux peu compacts ou de karsts non détectés à l'intérieur du massif. Il s'agit d'un problème de reconnaissance géotechnique, parfois difficile à résoudre dans des conditions de coûts acceptables.

### **I.2 .3 : Méthodes d'excavation :**

L'emploi d'explosifs à haute dose pour creuser la fouille peut diminuer considérablement la résistance mécanique du massif environnant en ouvrant et/ou en créant des fractures.

### **I.2 .4 : Chutes de blocs, talus instables :**

Lors de la réalisation des plates-formes de travail, du creusement des fonds de fouilles, des blocs peuvent être déstabilisés et tomber. Il faut effectuer une étude cinématique préalable des blocs découpés par les travaux de creusement et de terrassement et prévoir d'éventuels clouages ou la purge des blocs instables. Pour accéder au rocher sain, il arrive parfois qu'il faille descendre de plus d'une dizaine de mètres. Pour des raisons de place, les pentes de talus sont assez fortes et il est bon de vérifier la stabilité de l'ensemble. Il faut également analyser la stabilité d'ensemble lorsqu'un talus est fortement chargé en tête par le poids de la culée d'un pont.

### **I.3. Déformabilité et résistance des massifs rocheux :**

Le dimensionnement d'une fondation comporte deux volets : tassement et capacité portante. Nous examinerons donc ci-après, d'une part la déformabilité des massifs rocheux, d'autre part la résistance des massifs rocheux.

#### **I.3 .1 : La déformabilité des massifs rocheux :**

Le massif rocheux est un milieu hétérogène discontinu, formé par les blocs rocheux et les discontinuités. La déformabilité du massif est donc liée :

- à la déformabilité de la roche,
- à la déformabilité des discontinuités,
- à l'organisation de la structure du massif (caractère discontinu qui sollicite des zones en traction, compression ou en cisaillement).

Après quelques rappels sur la déformabilité de la matrice rocheuse et la déformabilité d'une discontinuité, ce paragraphe recense les différentes méthodes d'estimations du module de déformation d'un massif rocheux.

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

### I.3 .1. 1: Déformabilité de la matrice rocheuse :

Sur des éprouvettes de laboratoire, on peut déterminer le module de déformation  $E_r$  de la matrice rocheuse à partir de la courbe enveloppe des courbes Effort-Déplacement obtenues au cours de cycles de chargement successifs croissants. Alors que la roche peut avoir une déformation élastique, ce n'est pas le cas d'un bloc fracturé, ou a fortiori d'un massif rocheux. En effet, la fermeture des fissures sous une contrainte normale n'est pas un phénomène réversible. Le module de déformation d'un échantillon de roche fracturée lors d'un essai de compression tend généralement asymptotiquement vers le module de déformation de la matrice rocheuse ou bien décroît jusqu'à de faibles valeurs, du fait de la création de multiples fractures pendant l'essai.

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 Beauzely (12)	78	150	
	Raon l'Etape (88)	95	350	
Granite	Ploumanach (22)	60	165	
	Senones (88)	75	170	
	Mercantour (06)	50	175	

\* : Pour les roches anisotropes, sont donnés les minima et extrema obtenus perpendiculairement et parallèlement à la structure.

**Tableau II.1 : Modules de déformation de roches intactes et saines ( base de données du LCPC)**

Rares sont les roches dont le comportement est parfaitement isotrope. Pour les roches sédimentaires, le dépôt de particules en fines couches successives produit une anisotropie de révolution autour de l'axe perpendiculaire à la stratification. La foliation des roches

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

métamorphiques, issue d'une orientation privilégiée de la cristallisation des minéraux des roches, produit elle aussi une forte anisotropie .

Le tableau II.1 présente quelques valeurs de modules de déformation de roches saines (cf. tableau II.1). Ce ne sont que des ordres de grandeur, qui ne peuvent être utilisés que pour aider à un dimensionnement préliminaire. Le coefficient de Poisson varie de 0,1 à 0,3 ; la valeur fétiche de 0,25 est généralement choisie.

### **I.3 .1. 2 : Déformabilité d'une discontinuité :**

Préambule : la déformabilité tangentielle et la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse seront traitées ultérieurement.

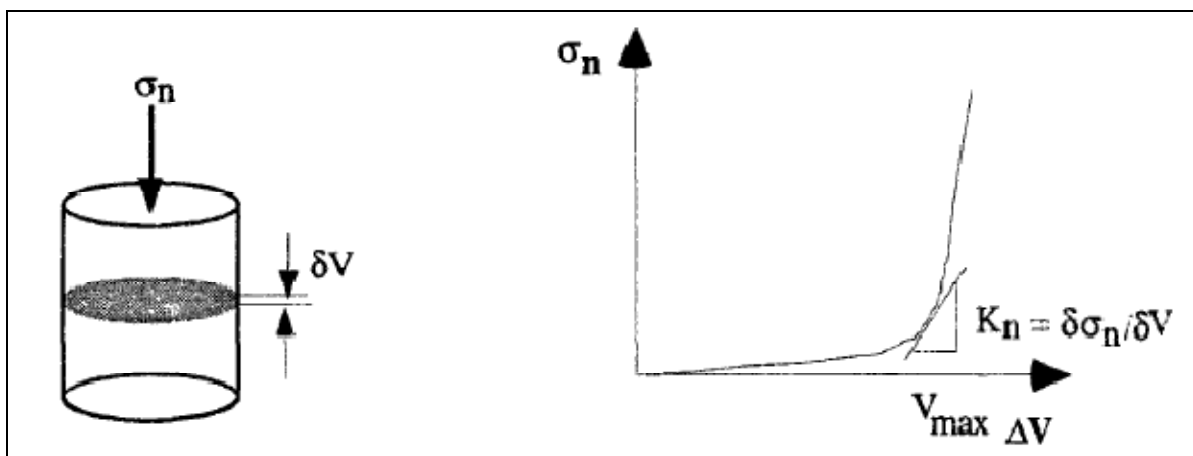
La déformabilité d'une discontinuité rocheuse est caractérisée par sa raideur normale et sa raideur tangentielle. La raideur normale est exprimée par son coefficient de raideur :

$$K_n = \frac{\delta\sigma_n}{\delta V} \quad \text{Avec :}$$

$\sigma_n$  la contrainte normale et  $V$  le déplacement normal

Des essais de fermeture normale permettent de déterminer la raideur normale  $K_n$ . Ces essais consistent à soumettre la discontinuité à un essai de compression simple avec des cycles de chargement / déchargement et de mesurer avec des capteurs de déplacements les déformations de la discontinuité.

Sur la figure II.2 est tracée la contrainte  $\sigma_n$  en fonction de la fermeture  $\Delta V$  de la discontinuité. Un coefficient de raideur tangent est défini, il représente la raideur à un niveau de contrainte donnée. L'asymptote verticale  $V_{max}$  traduit la limite physique de la fermeture maximale de la discontinuité. Quand elle est fermée, la raideur devient infinie ; tout se passe comme si le milieu était continu.



**Figure. II. 2 : Essai de fermeture normale d'une discontinuité rocheuse**

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

Il est rare de trouver des valeurs de  $K_n$ . dans les références bibliographiques (Hungry&Coates, 1978 ; Bandis&al., 1983). De plus, ces valeurs dépendent fortement de :

- la zone initiale de contact et l'amplitude relative de l'ouverture de la discontinuité,
- la rugosité des contacts,
- la résistance mécanique et la déformabilité des aspérités (altération),
- l'épaisseur et les caractéristiques du matériau de remplissage du joint,
- le nombre de cycles effectués pour obtenir la fermeture totale.

Pour une discontinuité ouverte et sans remplissage, la raideur  $K_n$  Initiale peut être extrêmement faible, de l'ordre du MPa/mm à quelques dizaines de MPa/mm ; au bout de 3-4 cycles de chargement/déchargement cette raideur est de 3 à 10 fois supérieure à la raideur initiale. Pour plus de détails sur les valeurs numériques, se référer aux annexes. Pour caractériser la déformabilité des discontinuités, une valeur moyenne de la raideur  $K_n$ . est donc généralement choisie, bien souvent celle obtenue lors d'un premier cycle de chargement.

Dans un dimensionnement de fondation, considérer la raideur initiale au tout début de l'essai de fermeture normale conduirait à surestimer considérablement les déformations de l'ouvrage. Lors de la réalisation des terrassements et des fonds de fouilles, on peut penser que les discontinuités à la surface se relâchent, mais celles-ci sont tout de suite recomprimées par la réalisation de la semelle ou du puits marocain. La plus grande partie de la fermeture des discontinuités se fait donc dès le coulage du béton de la fondation et de la pile.

Connaître la déformabilité de la matrice rocheuse et celle des discontinuités est une chose, mais ces deux informations, séparées, ne sont pas suffisantes à l'ingénieur géotechnicien qui doit estimer la déformabilité globale  $E_m$ . Du massif, afin de dimensionner au mieux une fondation. Plusieurs méthodes, rapides et approchées, existent.

### **I.3.1.3: Différentes estimations du module de déformation $E_m$ d'un massif rocheux :**

Deux types d'approches sont possibles pour estimer la déformabilité d'un massif rocheux:

- des méthodes théoriques où le massif réel est idéalisé par un massif continu équivalent ;
- des méthodes empiriques où l'on essaye d'estimer la déformabilité à l'aide des différentes classifications des massifs rocheux.

#### **I.3.1.3.a : Estimation du module de déformation $E_m$ par un milieu équivalent théorique :**

Dans l'hypothèse d'un petit espacement des discontinuités devant les dimensions du massif rocheux et de la fondation considérée, il est possible de remplacer le massif réel par un massif continu homogène "équivalent". Dans un premier temps, nous traiterons le cas le plus simple

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

d'un massif stratifié formé de couches homogènes. Dans un second temps, nous examinerons le cas d'un massif anisotrope.<sup>1</sup>

### **I.3.1.3.a. 1 : Massif stratifié :**

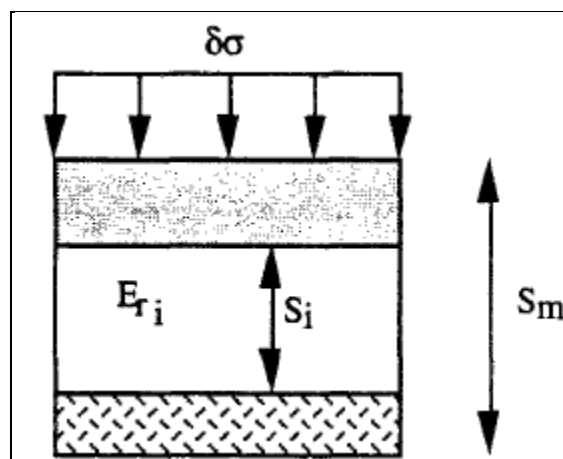
Considérons le cas d'un massif stratifié avec des bancs d'épaisseur  $S_i$  de module de déformation perpendiculaire aux strates  $E_{ri}$ , soumis à un champ de contrainte uni axial perpendiculaire à la stratification (absence de cisaillement le long de la stratification).

Sous l'accroissement de contrainte  $\delta\sigma$ , le massif d'épaisseur  $S_m$  subit une déformation  $\delta_{\varepsilon m}$  :

$$\delta_{\varepsilon m} = \frac{\delta_{U_m}}{S_m} = \delta\sigma \cdot \sum_i \frac{S_i}{S_m} \cdot \frac{1}{E_{ri}}$$

En définissant par  $E_m$  le module de déformation équivalent du massif, on a :

$$\frac{1}{E_m} = \sum_i \frac{S_i}{S_m} \cdot \frac{1}{E_{ri}}$$



**Figure. II. 3 : Massif stratifié**

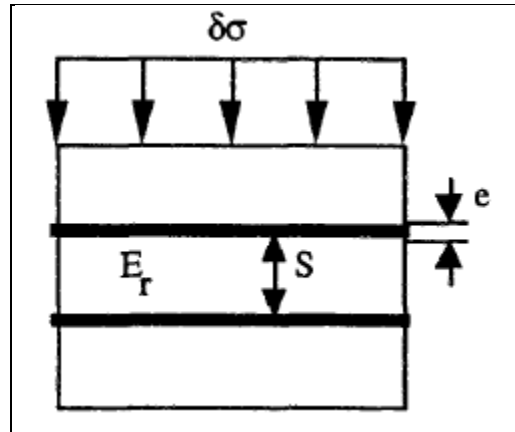
Cas particulier d'un milieu stratifié à bancs d'égale épaisseur  $S$  et à joints de stratification d'égale épaisseur  $e$  :

$$\text{Il vient : } \frac{1}{E_m} = \frac{S}{S+e} \cdot \frac{1}{E_r} + \frac{e}{S+e} \cdot \frac{1}{E_{joint}}$$

Comme  $e \ll s$  alors :

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{S \cdot K_n}$$

Où  $K_n$  est le coefficient de raideur normale du joint  $K_n = \frac{E_{joint}}{e}$

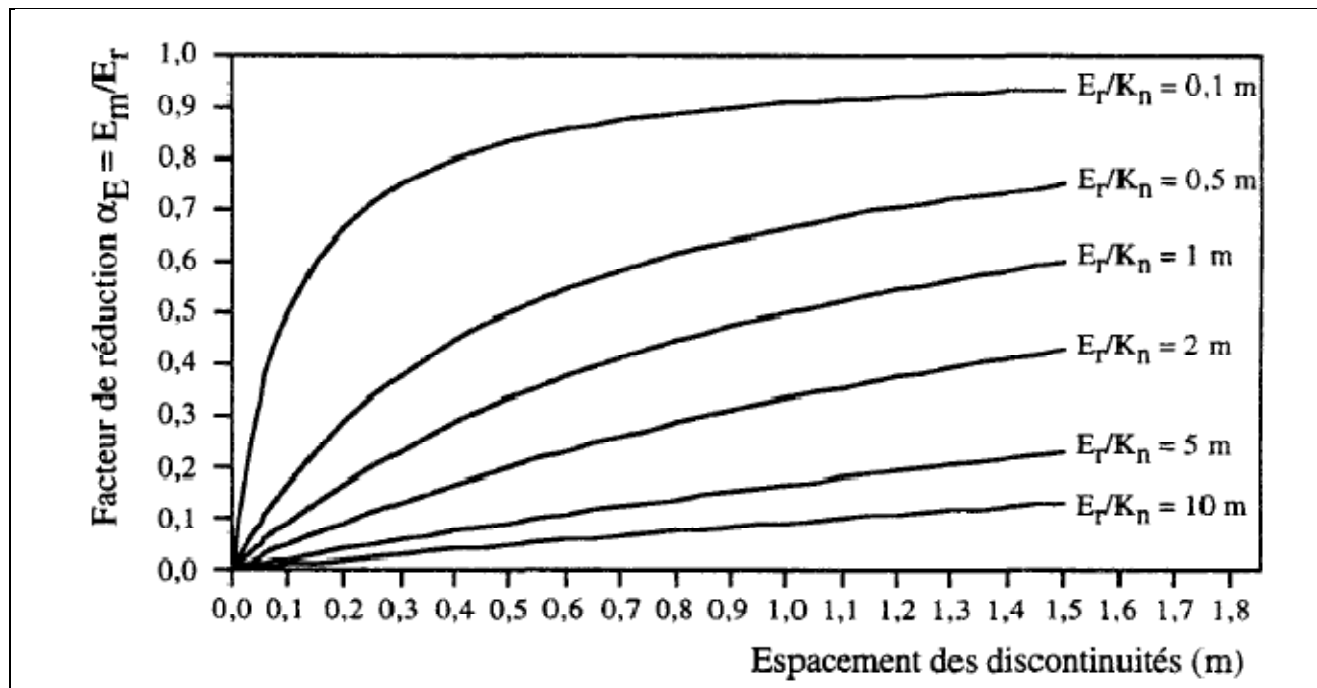


**Figure. II.4 : bancs et joints d'égale épaisseur**

Le rapport entre le module de déformation du massif et le module de déformation de la matrice rocheuse est défini par le facteur de réduction de module  $\alpha_E$  :

$$\alpha_E = \frac{E_m}{E_r} = \frac{1}{1 + \frac{E_r}{K_n \cdot S}} \leq 1$$

La figure suivante trace l'évolution de  $\alpha_E$  en fonction de l'espacement  $S$  pour différentes valeurs du rapport  $E_r / K_n$ .



**Figure. II.5 : Facteur  $\alpha_E$  de réduction de module en fonction de l'espacement des discontinuités (d'après Kulhawy, 1978)**

Le facteur de réduction  $\alpha_E$  est bien une fonction croissante de l'espacement des discontinuités. Plus les discontinuités sont raides, plus  $\alpha_E$  se rapproche de 1 et est sensible à l'espacement des discontinuités.

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

Cette méthode est rapide et simple. Elle nécessite la connaissance de seulement trois paramètres : le module de déformation  $E_r$  de la matrice rocheuse, la raideur normale  $K_n$  et l'espacement moyen  $S$  des discontinuités. Comme nous l'avons souligné précédemment, la détermination de la raideur normale  $K_n$  est délicate et imprécise. Il faut donc bien avoir à l'esprit que le module de déformation  $E_m$  obtenu n'est qu'un ordre de grandeur du module de déformation réel.

### Remarque :

Quand le massif est stratifié (roche sédimentaires, schistes, tout dépôt de couches bien parallèles,...), il faut savoir que les valeurs des modules de déformation  $E_{r0}$  parallèles aux couches sont généralement supérieures aux valeurs des modules de déformation  $E_{r90}$  perpendiculaires aux couches (le rapport  $E_0/E_{90}$  varie de 1 à 3 d'après une étude menée par Lama et Vutukuri, 1978a et b). Il faut donc prendre soin de considérer lors de dimensionnements les modules perpendiculaires aux charges de la fondation.

### **I.3. 1.3.a. 2: Massif à plusieurs familles de discontinuités :**

Les massifs rocheux ne sont, bien sûr, pas tous modélisables par des successions de couches homogènes comme dans les deux modèles précédents.

Goodman et al. (1968) ont adopté une approche analytique de la description d'un massif rocheux. Celui-ci est modélisé par une matrice rocheuse caractérisée par son module de déformation  $E_r$  ainsi que son coefficient de Poisson  $\nu_r$ , et les discontinuités définies par leurs raideurs normale et tangentielle  $K_n$  et  $K_s$ .

Soit un massif rocheux découpé par trois familles de discontinuités orthogonales dont les caractéristiques sont résumées dans la figure ci-dessous :

#### - Caractéristiques élastiques de la matrice :

$E_r$  Module de déformation,

$\nu_r$  Coefficient de Poisson,

$G_r$  Module de cisaillement.

#### - Caractéristiques des discontinuités :

$S_i$  Espacement dans la direction  $i$ ,

$e_i$  Épaisseur dans la direction  $i$ ,

$K_{ni}$  Raideur normale dans la direction  $i$ ,

$K_{si}$  Raideur tangentielle dans la direction  $i$ .

$i = X, Y, Z$





## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

praticiens ont essayé d'estimer la déformabilité des massifs rocheux à l'aide de méthodes semi-empiriques.

### **I.3.1.3.b : Estimation du module de déformation $E_m$ l'aide de méthodes empiriques :**

Au cours des vingt ou trente dernières années, les classifications de massifs rocheux ont beaucoup évolué. Nous allons voir qu'au fur et à mesure des évolutions de ces classifications, les ingénieurs ont toujours essayé de relier les déformabilités réelles des massifs rocheux à ces classifications géo mécaniques. Les premières recherches ont consisté à corrélérer la déformabilité réelle des massifs rocheux au Rock Quality Designation (RQD), les recherches plus récentes à estimer la déformabilité à partir du Rock Mass Rating (RMR) ou au Rock Mass Quality (Q).

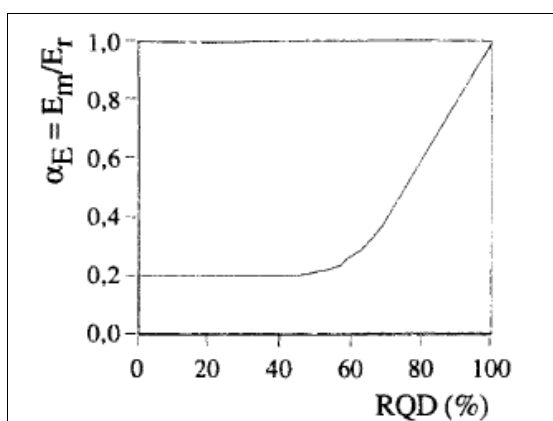
#### **I.3.1.3.b.1 : Détermination de $E_m$ à partir du RQD :**

Deere & al (1967) et Coon & Merrit (1970) ont obtenu, à partir de données sur sites, une corrélation entre le RQD et le facteur  $\alpha_E$  de réduction de module. L'allure générale de cette corrélation est représentée figure II.7. Il est intéressant de noter que pour des RQD de

0-50 %, le module du massif est constant, alors qu'au-delà de 50%  $\alpha_E$  varie linéairement avec le RQD.

Connaissant le RQD et le  $E_r$  d'un site donné, il est tout de même audacieux d'extrapoler le module de déformation du massif à partir de cette corrélation. Celle-ci ne donne qu'une allure générale.

La déformabilité d'un massif peut varier énormément, variations qui sont principalement liées aux caractéristiques des discontinuités : matériau, épaisseur, remplissage, etc.



**Figure. II.7 : Corrélation entre CEE et le RQD(d'après Deere & al et Coon & Merrit)**

A l'aide de son modèle géo mécanique présenté précédemment, Kulhawy (1978) a exprimé  $\alpha_E$  en fonction du RQD, et du rapport  $E_r / K_n$ . Cette relation est tracée dans la figure II.8 ;

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

$\alpha_E$  croît bien avec le RQD, ce qui va dans le sens des travaux de Deere et al. (1967). Plus les discontinuités sont raides, plus  $\alpha_E$  est grand.

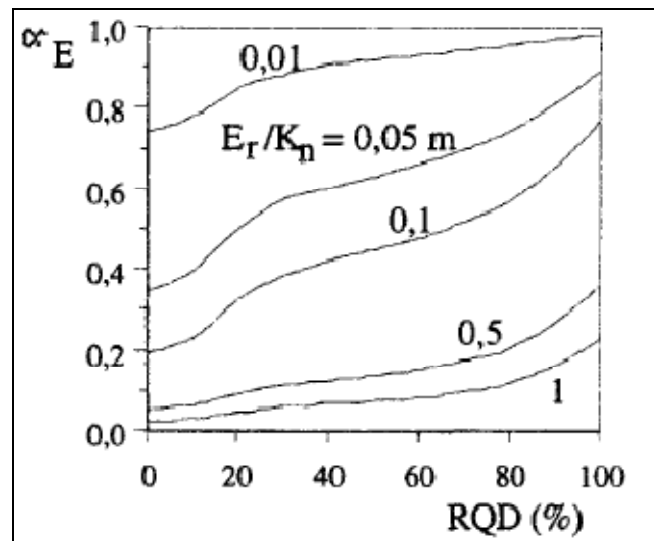


Figure. II.8: Corrélation entre  $\alpha_E$  et le RQD (d'après Kulhawy, 1978)

Par la définition du RQD, une carotte qui ne présente que des discontinuités espacées de plus de 0,1m a un RQD de 100%. Avec cette corrélation, pour un RQD de 100 %,  $\alpha_E$  n'est plus fonction que de  $E_r / K_n$ . Or nous avons vu précédemment qu'une augmentation de l'espacement des discontinuités augmentait inexorablement  $\alpha_E$ . Pour les carottes dont l'espacement des discontinuités est supérieur à 0,1 m, il vaut donc mieux utiliser la corrélation entre  $\alpha_E$  OCE et l'espacement pour déterminer  $E_m$ .

Si le RQD est un paramètre couramment utilisé dans la description d'un massif rocheux, il n'en est pas pour autant suffisant. Kulhawy a amélioré la détermination du module de déformation du massif à l'aide du RQD en tenant compte du rapport  $E_r / K_n$ . Mais cette méthode repose sur l'hypothèse d'un massif formé de couches bien parallèles et d'étendue infinie. Trop de paramètres tels que l'orientation, la persistance, le remplissage des discontinuités ne sont pas pris en compte. De nombreux auteurs ont donc cherché à corréler la déformabilité du massif à partir des classifications géo mécaniques des massifs, telles que le Rock Mass Rating (RMR) ou le Rock Mass Quality (Q)

### **I.3.1.3.b. 2 : Détermination de $E_m$ à partir du Rock Mass Rating (RMR) ou du Rock Mass Quality (Q) :**

A partir de l'analyse de cas réels, Bieniawski (1978) et Stille&Olsson (1982) ont trouvé les corrélations linéaires suivantes entre le module de déformation du massif et le RMR :

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

**Si  $RMR < 50$**   $E_m = 0,05 \cdot RMR$  (GPa) (Stille&Olsson, 1982)

**Si  $RMR > 50$**   $E_m = 2 \cdot RMR - 100$  (GPa) (Bieniawski, 1978)

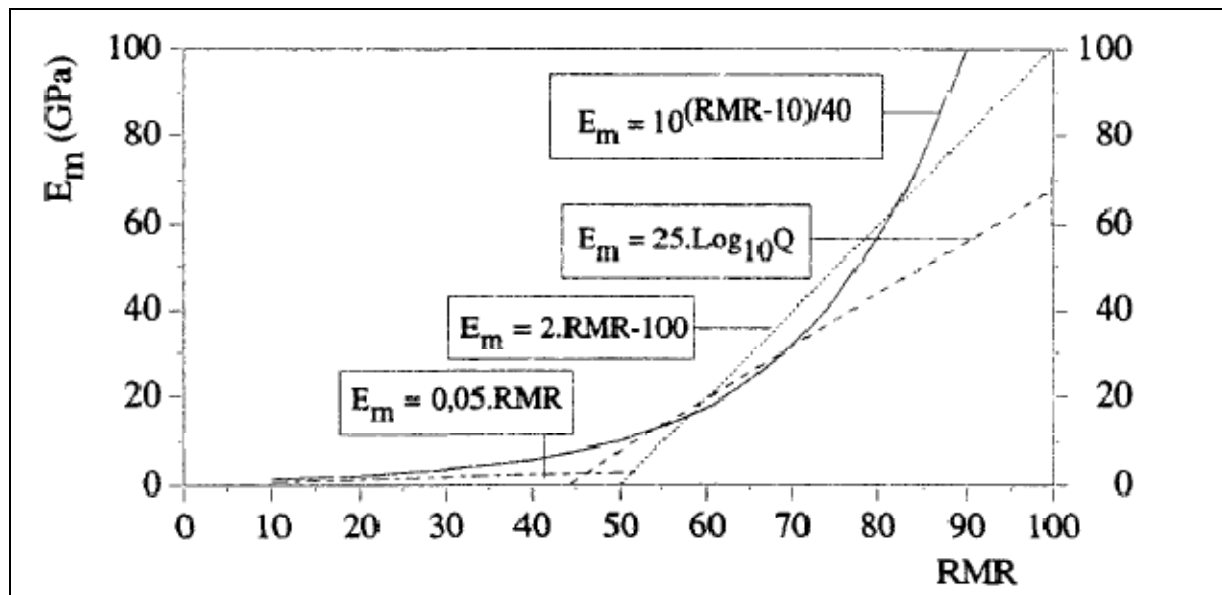
A partir des déformations mesurées sur des barrages, Serafim et Pereira (1983) ont quant à eux proposé la corrélation suivante :

**Si  $20 < RMR < 85$**   $E_m = 10(RMR-10)/40$  (GPa) (Serafim& Pereira, 1983)

Toujours à partir de déformations d'ouvrages, Barton & al. (1992) et Grimstad& Barton (1993) ont proposé de corréler le module de déformation du massif rocheux à l'aide du Rock Mass Quality (ou Tunneling Quality Index)  $Q$  par la relation suivante :

$$E_m = 25 \cdot \log Q \quad (GPa)$$

La figure II.9 présente les quatre corrélations proposées (où la relation  $Q=f(RMR)$  proposée par Bieniawski, 1976 (cf. Annexes A.I) a été utilisée) :



**Figure. II.9 : Prédiction du module de déformation  $E_m$  du massif rocheux à partir du RMR**

A la vue des quatre courbes, la relation proposée par Serafim& Pereira est celle qui donne un module de déformation pour la plus grande étendue de RMR. Pour des RMR compris entre 40 et 50, l'estimation de  $E_m$  par Serafim & Pereira est nettement plus optimiste que par les autres méthodes : d'après leur relation,  $E_m$  varie de 5,5 à 10GPa pour un RMR compris entre

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

40 et 50, alors que les estimations les plus basses des autres auteurs donnent un  $E_m$  d'environ 2-3 GPa.

Ces classifications géo mécaniques n'ont pas été développées pour des conceptions de fondations, mais initialement pour la construction d'ouvrages souterrains ; ces classifications n'étaient donc pas parfaitement adaptées à notre problème. Bieniawski a revu la définition du RMR en 1979 en y incorporant un terme de sécurité diminuant la valeur du RMR selon l'existence de discontinuités défavorables à la stabilité de la fondation (jusqu'à -25 points).

Hormis ce terme de sécurité, il faut savoir que le RMR peut facilement varier de  $\pm 5$  points selon la personne qui en fait l'estimation. Le tableau II.2 regroupe les erreurs relatives  $\Delta E_m / E_m$  dues à l'erreur d'estimation  $\Delta RMR$  du RMR.

Plages de variation de RMR	$E_m$ (GPa)	$\Delta E_m / E_m$
RMR < 52	$E_m = 0,05.RMR$	$\Delta RMR / RMR$
RMR > 50	$E_m = 2.RMR - 100$	$\Delta RMR / (RMR - 50)$
$20 < RMR < 85$	$E_m = 10(RMR - 10)/40$	$(\ln 10 / 40) \Delta RMR$

**Tableau II.2 : Erreur relative  $\Delta E_m / E_m$  en fonction de l'erreur d'estimation  $\Delta RMR$  du RMR**

Si l'erreur  $\Delta RMR$  est fixée à 5 points, l'erreur  $\Delta E_m / E_m$  pour la méthode de Serafim & Pereira est d'environ 30%, alors qu'elle varie en  $1/RMR$  pour les relations linéaires de Stille & Olsson et Bieniawski. Pour des RMR de 10 (Stille & Olsson) ou de 60 (Bieniawski), l'erreur  $\Delta E_m / E_m$  est de 50%.

Il est clair que l'estimation du module repose, ici sur la caractérisation du massif par un seul paramètre, le RMR, et qu'elle ne peut fournir qu'un ordre de grandeur.

### **I.3 .2: La résistance des massifs rocheux :**

Dans l'analyse générale de la résistance d'une roche, il faut distinguer plusieurs cas :

- le cas particulier où l'on veut déterminer la résistance de la matrice rocheuse (particulier, car ce cas ne peut être représentatif d'un massif rocheux),
- le cas où la roche laisse apparaître une ou deux familles de discontinuités,
- le cas où la roche est moyennement, voire fortement fracturée, et où aucune famille de discontinuités ne présente une orientation remarquable.

#### **I.3.2. 1 : La résistance à la compression de la matrice rocheuse :**

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

Dans le cas d'une roche saine et sans fissures, celle-ci se rompt sous une très forte contrainte : on parlera de la résistance à la compression  $R_c$  telle qu'elle est mesurée sur éprouvette en laboratoire.

Sauf cas de roches tendres ou de roches très altérées, les contraintes apportées par les fondations n'excèdent pas la résistance à la compression de la matrice rocheuse. Les nombreuses recherches effectuées sur la résistance de la roche et en particulier sur le développement des critères empiriques de rupture ne seront donc pas développées ici. Pour plus de détails, se reporter en particulier aux travaux de Hoek (1983), Yudhbk& al. (1983), et Jaeger (1971).

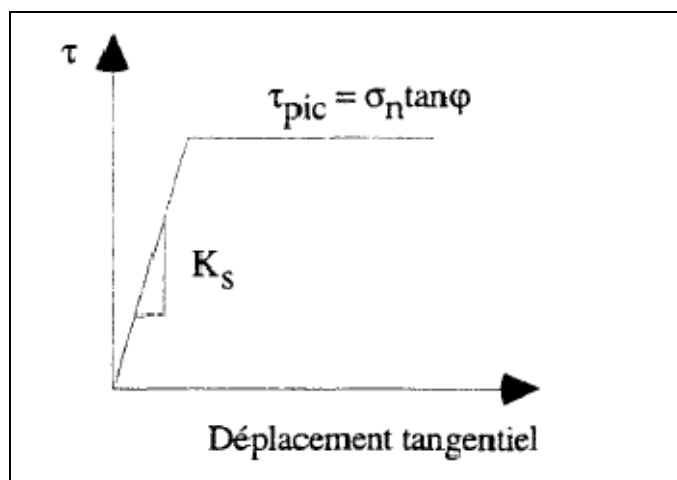
### **I.3.2.2 : La résistance d'un massif rocheux légèrement fracturé :**

Par suite de l'imbrication de ses matériaux constitutifs, et donc de l'existence d'une cohésion, la matrice rocheuse a une résistance nettement supérieure à celle des discontinuités. La résistance d'un massif rocheux fracturé est déterminée par celle de ses zones de faiblesse, donc par celle des discontinuités, qui se rompent par cisaillement des aspérités en contact.

### **I.3. 2. 2.a : La résistance au cisaillement d'une discontinuité - Quelques définitions :**

#### **I.3. 2. 2.a.1 : Résistance au cisaillement d'une discontinuité parfaitement lisse :**

La théorie de Coulomb stipule que la résistance au cisaillement d'une surface plane est proportionnelle à la contrainte normale  $\sigma_n$  appliquée à cette surface. Ainsi, lors d'un essai de cisaillement d'une discontinuité lisse et sans remplissage sous contrainte normale on constante, on observe une montée constante (de pente  $K_s$ , appelée aussi raideur tangentielle) de l'effort de cisaillement tant que la résultante des contraintes appliquées ( $T, \sigma_n$ ) reste à l'intérieur du cône de frottement. Au-delà, la rupture intervient et le cisaillement se produit sans perte de résistance (cf. figure II.10).



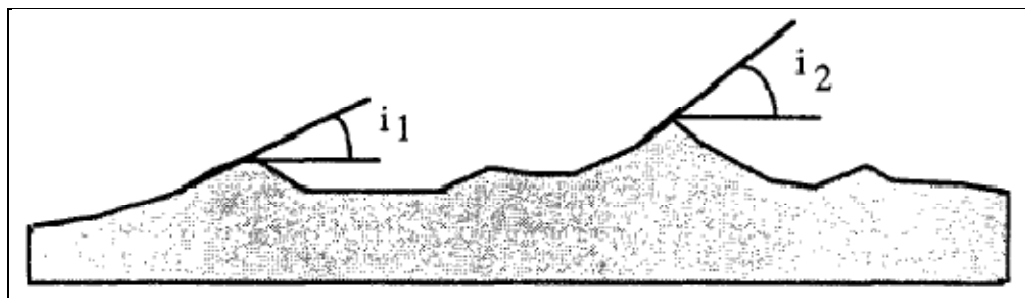
**Figure. II.10 : Cisaillement d'une discontinuité lisse sous contrainte normale constante**

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité lisse de frottement ( $p$  dans le plan de Mohr est une droite rectiligne de pente  $\tan(\varnothing)$ ).

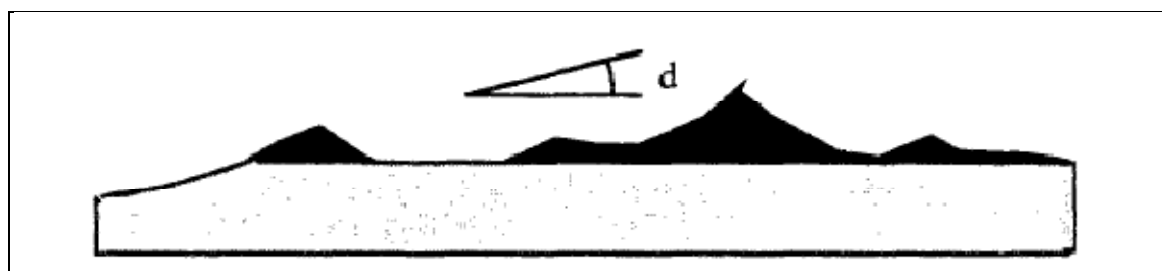
### **I.3. 2. 2.a.2 : Résistance au cisaillement d'une discontinuité naturelle :**

Une discontinuité naturelle n'est pas parfaitement lisse. Elle présente des ondulations (échelle centimétrique à décimétrique ou plus) et une rugosité (échelle millimétrique à centimétrique ou plus) irrégulières. Ce sont les aspérités de surface qui déterminent le comportement en cisaillement de la discontinuité.

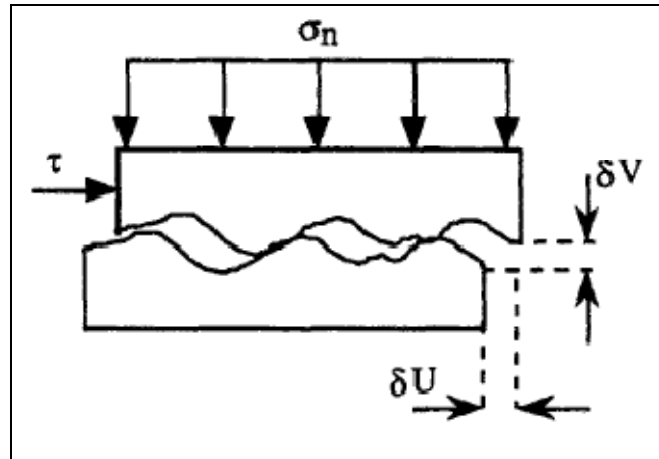


**Figure.II.11: État de surface d'une discontinuité naturelle**

Pour une faible contrainte normale, le cisaillement d'une discontinuité naturelle suit l'inclinaison  $i$  des aspérités et s'accompagne d'un déplacement normal, appelé dilatance. Pour une contrainte normale élevée, le mouvement relatif des surfaces broie immédiatement les aspérités en contact. Il y a peu de dilatance. Pour une contrainte normale intermédiaire, le mouvement des épontes s'effectue selon un angle  $d$ , inférieur aux inclinaisons maximales des aspérités, et qui évolue avec le déplacement tangentiel. Les aspérités les plus redressées sont en partie cisailées, et seules les aspérités à base large déterminent l'inclinaison du mouvement.

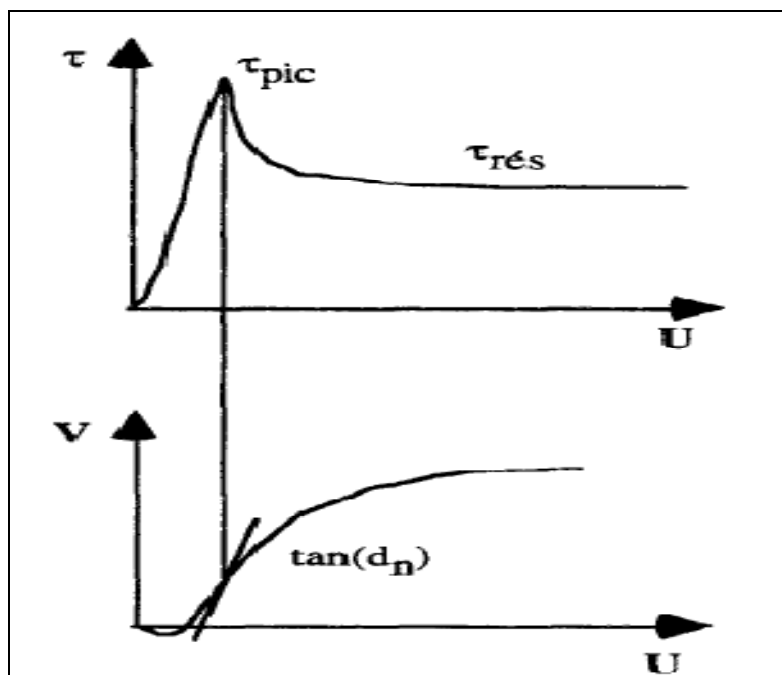


**Figure. II.12 : Cisaillement des aspérités**



**Figure. II.13 : Cisaillement de deux blocs rocheux**

La figure II.13 représente l'allure de la résistance tangentielle et le déplacement normal  $V$  en fonction du déplacement tangentiel  $U$  d'une discontinuité rocheuse dilatante soumise à un essai de cisaillement sous contrainte normale constante.

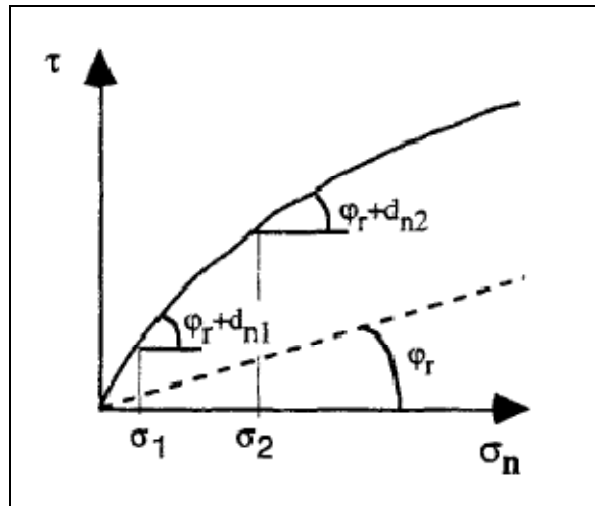


**Figure. II.14: Essai de cisaillement d'une discontinuité naturelle dilatante**

Pour une valeur donnée de la contrainte normale, deux valeurs particulières de la résistance tangentielle sont définies :

- la résistance de pic  $\tau_{pic}$  qui est la valeur maximale atteinte lors de la rupture des aspérités,
- la résistance résiduelle  $\tau_{rés}$  qui est atteinte lorsque toutes les aspérités sont broyées,  $\tau_{rés}$  est caractérisée par le frottement résiduel  $\phi_r$  des surfaces en contact. La valeur de l'angle de dilatance  $d_n$  au pic de résistance  $\tau_{pic}$  est généralement retenue.

L'enveloppe de rupture d'une discontinuité rocheuse dans le plan de Mohr ( $\tau, \sigma_n$ ) n'est plus une droite rectiligne de pente  $\tan \phi$ . Le frottement  $\phi_{pic}$  est décomposé en la somme du frottement résiduel  $\phi_r$  et de l'angle de dilatance  $d_n$ . Dans le domaine de contrainte où la dilatance existe, le critère de rupture d'une discontinuité naturelle se traduit par la relation :  
$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_r + d_n)$$



**Figure. II.15 : Représentation de la dilatance dans le plan de Mohr**

Prélever des discontinuités naturelles sans les détériorer est une opération délicate ; les essais de cisaillement représentatifs sont donc souvent difficiles à réaliser dans des études classiques de géotechnique. Certains auteurs ont privilégié des caractérisations semi empiriques du comportement au cisaillement des discontinuités. Nous présenterons ci-après les travaux de Barton.

### **I.3.2 .2.b : Approche semi-empirique du comportement au cisaillement d'une discontinuité :**

Barton (1973) propose de déterminer le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse à l'aide de la relation suivante :

$$\tau = \sigma_n \tan\left[\phi_r + JRC \log \frac{JRC}{\sigma_n}\right]$$

où :

$\sigma_n$  est la contrainte normale appliquée à la discontinuité,

$\phi_r$  est le frottement résiduel,

JRC est le Joint Roughness Coefficient,



## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

JRC exprime la rugosité des contacts, il est déterminé à partir d'un relevé de profil de la discontinuité.

JCS est le Joint Wall Compressive Strength.

JCS tient compte de l'altération des épontes en contact en estimant leur résistance à la compression simple.

La méthodologie de Barton est plutôt appliquée dans le domaine des mines. En effet, il est plus facile d'obtenir le JCS et le JRC d'une grande discontinuité accessible que d'obtenir ceux-ci sur un échantillon de petite taille détruit partiellement par son prélèvement. Rode (1991) a souligné que ces mesures pouvaient être difficiles à mettre en œuvre (prélèvement de joints de taille suffisante, etc.), et qu'il fallait parfois recourir à des essais de cisaillement.

Bandis et al. (1983) ont obtenu d'autres relations empiriques exprimant les angles de dilatance et de frottement résiduel et les raideurs normale et tangentielle. Mais toutes ces relations nécessitent des essais in-situ ou de laboratoire et des relevés de profils des discontinuités ainsi que des mesures de la résistance à la compression simple des épontes.

La détermination des caractéristiques d'une discontinuité (par une série d'essais ou par méthode semi-empirique) se fait généralement avec des échantillons issus des sondages carottés. L'aire de la discontinuité soumise aux essais de cisaillement ou de compression normale est de l'ordre de 100 à 200 cm<sup>2</sup>. L'utilisation des résultats en vue d'un dimensionnement de fondation au rocher pose nécessairement la question d'un effet d'échelle.

### **I.3.2 .2.c: Effets d'échelle sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité :**

L'effet d'échelle sur le comportement tangentiel d'une discontinuité dépend principalement du remplissage de la discontinuité. Il faut distinguer trois cas : les discontinuités avec un remplissage épais, les discontinuités avec un remplissage mince et les discontinuités sans remplissage.

#### **I.3. 2. 2.c.1. Discontinuités avec remplissage épais :**

Ce sont des discontinuités dont le remplissage empêche tout contact des éléments rocheux.

Londe (1973) a sollicité latéralement des discontinuités remplies d'argile d'une surface de 0,05 à 4,4 m<sup>2</sup> sans observer de mesures différentes de la résistance au cisaillement. Dans une synthèse regroupant les études de plusieurs fondations de barrages, Muralha et Cunha (1990a) en sont venus à la même conclusion, à savoir que dès que le remplissage d'une discontinuité est suffisamment important pour commander le comportement au cisaillement, alors il n'y a pas d'effet d'échelle.

Nous retiendrons donc que si la discontinuité est suffisamment remplie d'un matériau et si les épontes de la roche ne sont plus en contact, son comportement ne dépend plus de la matrice rocheuse, mais uniquement du matériau de remplissage.

### I.3. 2.2. c.2. Discontinuités avec remplissage mince :

Ce sont des discontinuités avec un remplissage qui n'est pas suffisamment épais pour empêcher le contact des éléments rocheux. La résistance au pic de cisaillement d'une discontinuité avec remplissage mince est due à la cohésion des épontes en contact et au matériau de remplissage.

Pratt et al. (1972) ont mené des essais sur des échantillons de diorite et ont mis en évidence l'effet d'échelle sur la résistance au pic de cisaillement : un échantillon in-situ de 5000 cm<sup>2</sup> a un pic de résistance au cisaillement de 40% moindre que celui d'un échantillon de 140 cm<sup>2</sup>. Les auteurs ont remarqué que pour des grands échantillons, la surface en contact entre les deux blocs était d'environ 20-25% de la surface totale de l'échantillon, ce qui réduisait donc la résistance au cisaillement.

Muralha et Cunha (1990a) ont montré que l'effet d'échelle avait un rôle plus déterminant que celui de la rugosité sur la résistance au cisaillement : lors d'essais sur des échantillons de roche schisteuse avec des discontinuités légèrement remplies d'argile, il s'est avéré que les échantillons de faible rugosité (JRC de l'ordre de 2 à 4) et de petite taille (30 cm<sup>2</sup>) avaient une résistance au cisaillement beaucoup plus importante que des échantillons de forte rugosité (JRC de l'ordre de 8 à 10) mais de taille plus étendue (160 cm<sup>2</sup>).

Il a été mis en évidence sur plusieurs sites la décroissance logarithmique de la résistance au cisaillement  $\tau$  d'une discontinuité en fonction de son aire **A**.

Il a été établi la relation suivante :

$$\tau = c + a \cdot e^{-b \cdot A} \text{ Avec } \mathbf{a}, \mathbf{b} \text{ et } \mathbf{c} \text{ constantes}$$

En extrapolant la droite obtenue dans un graphe semi-logarithmique, les auteurs ont montré qu'une discontinuité d'une aire de 5000 cm<sup>2</sup> de cohésion nulle et de frottement 40° aurait un frottement équivalent à 12,8° pour une aire de 500 m<sup>2</sup>. Ce n'est pas pour autant que la résistance au cisaillement chuterait de la même proportion, car plus la taille de la discontinuité augmenterait, plus les ondulations de surface de grande amplitude offriraient une force résistante aux déplacements tangentiels. Les multiples données disponibles ont permis de remarquer que la dispersion des mesures de  $x$  en fonction de **A** est fonction croissante de la contrainte normale  $\sigma_n$  appliquée lors des essais.

Nous retiendrons donc que si le matériau de remplissage n'est plus assez épais pour empêcher le contact des épontes rocheuses, il y a effet d'échelle. La résistance au cisaillement d'une telle discontinuité diminue en fonction de sa taille.

### **I.3. 2.2. c.3. Discontinuités sans remplissage :**

Ce sont des discontinuités où le contact des blocs rocheux ne se fait que par l'intermédiaire des épontes. Ces discontinuités ont une certaine cohésion, leur pic de résistance au cisaillement se produit lors de la rupture des épontes, la résistance est ensuite réduite au frottement entre les deux blocs rocheux.

Londe (1973), en cisillant des échantillons de diamètre de 8 et 30 cm, a mis en évidence que la résistance due à la cohésion décroît avec l'augmentation de volume de l'échantillon et que, par contre, la résistance résiduelle (due au frottement) ne dépend pas de l'effet d'échelle.

Sage et al. (1990) ont mis en évidence l'effet d'échelle sur l'ouverture de discontinuités dilatantes de différentes tailles (non naturelles) soumises à des déplacements tangentiels. L'ouverture d'une discontinuité dilatante est contrôlée par l'angle  $i$  de ses aspérités. Pour des petits déplacements tangentiels l'ouverture d'une petite ou d'une grande discontinuité de caractéristiques identiques est sensiblement la même, car seules les petites aspérités sont mises en jeu. Par contre, pour de grands déplacements tangentiels, l'ouverture est contrôlée par les aspérités de grande ondulation et donc les grandes discontinuités s'ouvrent plus que leurs petites sœurs. Au cours des expériences menées, une discontinuité de 244 cm s'est ouverte de 20 cm alors qu'un bout de 30 cm ne s'est ouvert que de 2 cm. Il y a donc effet d'échelle sur l'ouverture de discontinuités soumises à de grands déplacements tangentiels.

Ces auteurs ont aussi mis en évidence l'effet d'échelle sur la fermeture de discontinuités dilatantes soumises à des efforts normaux. Pour une même contrainte normale, ce sont les plus grandes discontinuités qui se ferment le plus rapidement. Le rapport entre la surface des contacts et la surface de la discontinuité est inversement proportionnel à la surface de la discontinuité ; donc plus la discontinuité est petite, plus les aspérités offrent une résistance à la compression.

Il sera donc retenu que l'effet d'échelle est très important pour des discontinuités sans remplissage, dû entre autres aux ondulations de surface de très grande amplitude (du mètre à la dizaine de mètres par rapport au centimètre représentant les essais de laboratoire).

Les lecteurs intéressés par ce problème d'effet d'échelle en Mécanique des Roches peuvent se reporter aux deux symposiums internationaux qui ont eu lieu à ce jour : ScaleEffects in Rock Masses (Loen (Norvège), 1990 et Lisbonne (Portugal), 1993).

### **I.3.2.2.d. Quelques ordres de grandeur de raideur tangentielle et de frottement :**

Nous ne fixerons dans ce paragraphe que quelques idées générales.

Le frottement résiduel varie globalement de 25 à 40° pour des discontinuités saines et sans remplissage. La dilatance excède rarement les 10°.

Tout comme pour la raideur normale, il est rare de trouver des valeurs de raideurs tangentielles dans les références bibliographiques. Elles sont intimement liées à la préparation et à l'altération des discontinuités. La raideur tangentielle d'une discontinuité naturelle est généralement plus faible que la raideur normale (dans un rapport de 2 à 10). Les valeurs les plus courantes sont comprises entre 1 et 10 MPa/mm.

### **I.3.2.3: La résistance de la roche moyennement ou fortement fracturée :**

Pour tenir compte de la résistance des discontinuités, il faut mener des essais à grande échelle. Or ceux-ci sont difficiles à effectuer, coûteux et de trop petite taille pour bien représenter l'échelle géotechnique. Si le massif est fracturé "homogènement" à savoir, si par exemple une faille majeure remplie d'argile ne traverse pas la fondation de part en part, il est possible d'estimer la résistance du massif à l'aide de critères empiriques. Si les familles de discontinuités prennent une orientation particulière et que le massif est anisotrope, il faudra avoir recours à des critères empiriques anisotropes (Hoek & Brown, 1980 ; Rao et al., 1985 ; Srivastava & al., 1990). Dans le cas où le massif est isotrope, des critères empiriques plus simples peuvent être utilisés. Nous ne citerons ici que le critère isotrope développé par Hoek et Brown.

Hoek et Brown (1980b, 1988) ont proposé le critère de résistance des roches, généralisé par Hoek et al. en 1992 :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

où :

- $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principale majeure et mineure,
- $\sigma_c$  est la résistance à la compression simple de la roche intacte,
- $s$  et  $a$  sont des constantes empiriques qui dépendent des caractéristiques du massif rocheux,
- $m_m$  ( $Oum_b$  d'après la notation de Hoek) est la valeur de la constante empirique  $m$  du massif rocheux définie par Hoek & Brown en 1988.

Ce critère empirique n'avait d'intérêt que s'il était possible de déterminer facilement les constantes  $s$ ,  $a$  et  $m_m$ . Lors de la première parution du critère de rupture, les constantes  $s$  et  $m_m$  étaient données selon la nature lithologique, l'espacement et le degré d'altération des discontinuités. Hoek & Brown (1988) ont donc eu l'idée d'estimer ces constantes à l'aide du Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976), RMR simplifié ne tenant pas compte des paramètres déterminant la présence d'eau et l'orientation des discontinuités. Cette classification géo mécanique RMR ne pouvant rendre compte de massifs de faible résistance (le RMR était limité à 18), Hoek (1994) définit le Geological Strength Index (GSI) (déduit du RMR ou du Rock Mass Quality Q). Finalement, ces constantes  $m_m$ ,  $s$  et  $a$  sont aujourd'hui déterminées par le GSI grâce aux relations suivantes :

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

$$\frac{m_m}{m_r} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

Où  $m_r$  est la constante empirique déterminée pour la roche intacte,

Et pour un  $GSI > 25$  (si le massif n'est pas perturbé par les travaux d'excavation)

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right) \text{ et } a=0.5$$

Ou pour un  $GSI < 25$  (si le massif n'est pas perturbé par les travaux d'excavation)

$$s = 0.5 \text{ et } a = 0.65 \frac{GSI}{200}$$

Ce critère de Hoek& Brown ne s'applique que pour des massifs fracturés isotropes.

### Partie 02

## **II. LES PONTS :**

### **II.1. Introduction :**

Nous commençons par définir un ouvrage d'art comme toute construction (pont, tunnel, viaduc, tranchée, les barrages, les digues ...) nécessaire à l'établissement d'une voie de communication. Mais comme annoncé en introduction, nous aborderons essentiellement les ouvrages courants de franchissement sur nos routes comme les ponts, les dalots, les buses, les radiers, les passerelles.

Par définition, le pont est un ouvrage de construction permettant de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Cependant, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Il faut donc plutôt parler d'ouvrage permettant le franchissement en élévation construit in situ. Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert surtout non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc. Un viaduc est donc un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement en site terrestre.

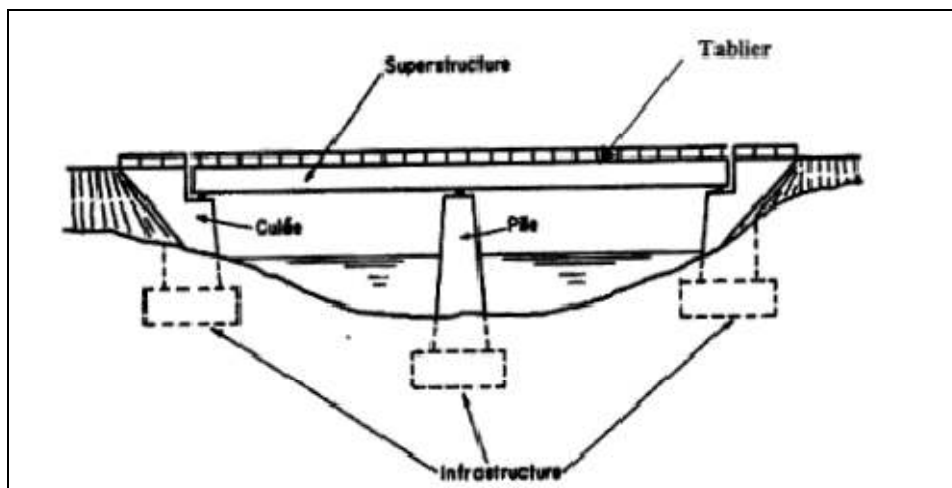


Figure II.16 : Schéma illustratif d'un pont

### **II .2. Classification des ponts :**

Les ponts sont de différents types et on peut les classifier de plusieurs points de vue .selon la destination de voies supportées, nous avons la classification suivante.

- Pont de chemin de fer ou ponts rails à voie simple ou multiple.
- Ponts routes à voie simple ou multiple.
- Ponts pour piétons ou passerelles.
- Ponts-canaux pour le passage des voies navigables.
- Aqueduc pour le passage des conduites d'alimentation d'eau.
- Ponts combinés pour le passage simultané de différentes sortes de voies, par exemple chemin de fer et route.

Selon le mode d'action de la superstructure sur l'infrastructure, nous avons:

- Les ponts à poutres droites.
- Les ponts en arc et voûte.
- Les ponts suspendus.

### **II .3. Définition d'un pont suspendu:**

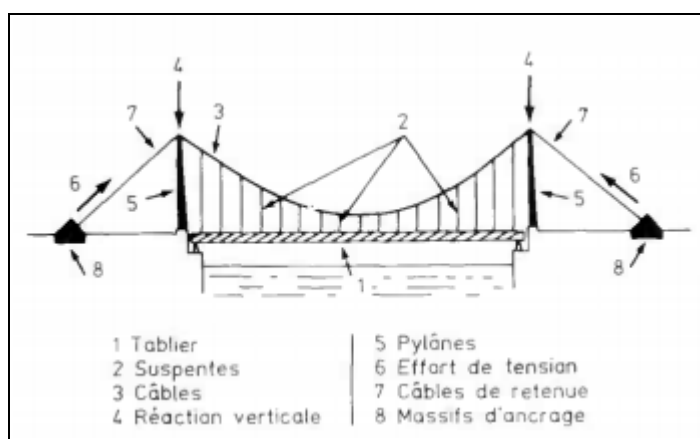
Un pont suspendu est un ouvrage architectural permettant d'enjamber un cours d'eau ou un précipice .le principe du pont suspendu est que le tablier du pont, soit la partie ou on circule , est soutenu par des câbles places en hauteur et non des pylône .

### **II .4.Classification des ponts suspendus :**

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

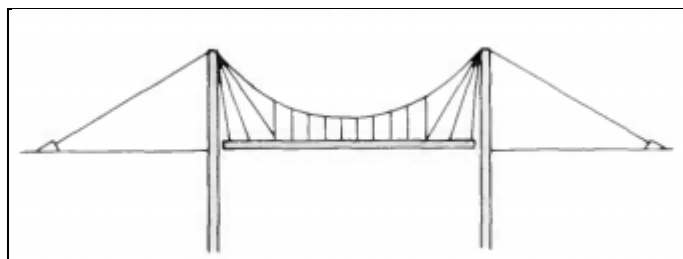
Le principe de fonctionnement d'un pont suspendu peut être schématisé de la façon suivante (fig. II.17) :

- un tablier assure la continuité de la voie portée et la répartition des charges,
- des suspentes supportent le tablier et transmettent les efforts aux câbles,
- les câbles, d'allure parabolique, assurent la fonction porteuse ; les efforts sont décomposés en une réaction verticale absorbée par des pylônes, et un effort de tension transmis par des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrage.



**Figure II.17 : fonctionnement d'un pont suspendu**

Dans le cas général, les câbles de retenue, situés entre les ancrages et les pylônes, ne supportent pas de charge verticale. Dans certains cas, les suspentes verticales sont complétées par des haubans inclinés, afin de réduire les déformations du tablier (fig. II.18). C'est selon ce schéma qu'ont été construits la plupart des ponts suspendus de moyenne portée, à une seule travée, existant en France.



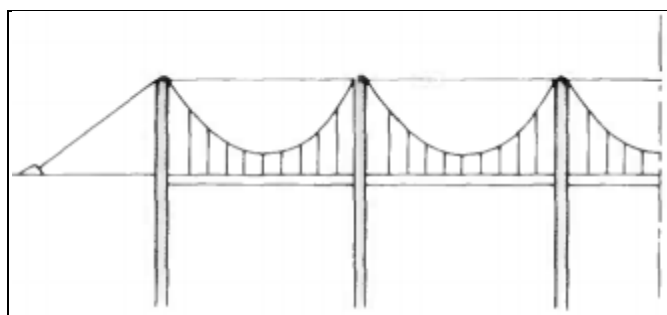
**2Figure II.18 : les déformations du tablier**

Le passage des charges sur l'ouvrage, du fait de l'augmentation des efforts, entraîne un allongement élastique des câbles porteurs et de retenue ; il est donc nécessaire de permettre le déplacement du point d'application de la réaction verticale en tête de pylône. Le plus

## Chapitre 02 : les fondations au rocher - cas d'un grand viaduc

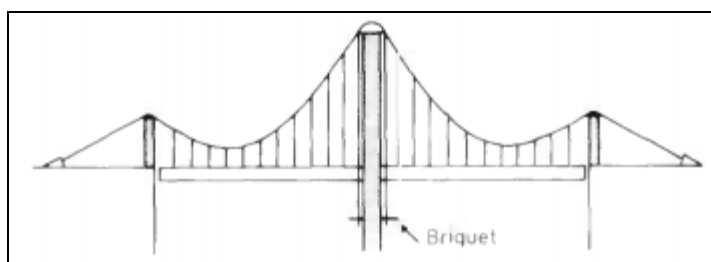
fréquemment, les pylônes, en maçonnerie ou en béton, sont encastrés à leur base et le câble prend appui par l'intermédiaire de selles (ou chariots) munies de galets de roulement autorisant ces déplacements en réduisant au maximum les efforts horizontaux. Dans un certain nombre de cas les pylônes, en acier ou en béton, sont articulés à leur base ; les câbles sont alors solidarités aux pylônes et les déplacements sont rendus possibles par l'inclinaison de ces derniers. Enfin, il existe des pylônes souples, encastrés à leur base, dont la flexibilité est suffisante pour supporter sans dommage les déformations des câbles

Lorsque les brèches à franchir étaient importantes, sur la Loire par exemple, on a construit des ponts suspendus à travées multiples (fig .II.19) où ces déplacements posent un problème particulier . En effet, si les câbles paraboliques reposent sur les pylônes par l'intermédiaire de chariots mobiles indépendants, une charge appliquée sur une travée provoque une descente de cette travée et une montée des travées adjacentes, ainsi qu ' un important déplacement des chariots . Pour limiter ce phénomène, ces derniers seront reliés entre eux par des câbles de tête.



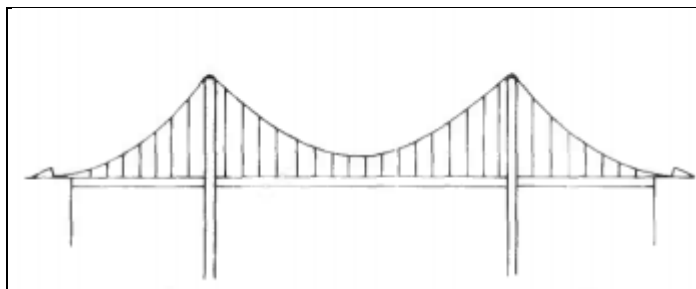
**Figure II.19 : Pont suspendu à câbles de tête.**

Dans un certain nombre de cas, on a construit des ouvrages à deux travées ou plus, sans câble de tête (fig. .II.20). Les câbles paraboliques se croisent au sommet du pylône central et redescendent verticalement pour venir s'ancrer sur une pièce, appelée briquet, fixée dans le corps de pile, sa partie verticale étant appelée câble de briquet. Dans ce cas, le pylône est mis en flexion sous l'effet des surcharges dissymétriques ; il y résiste grâce aux câbles qui apportent une précontrainte extérieure. Ce type d'ouvrage se rencontre surtout sur la Saône.



**3Figure II.20 : Pont suspendu à câbles de briquet.**





**Figure II.21 : Ouvrage à trois travées suspendues (Tancarville-Bardeaux).**

La dernière grande famille est la plus moderne. L'ouvrage, qui est schématisé par la figure II.21, s'apparente soit au pont de Tancarville, soit au pont de Bordeaux. L'ouvrage comporte trois travées suspendues, les travées de rives étant soit indépendantes, soit solidaires de la travée centrale. Dans les ponts français de ce type, les pylônes sont encastrés à leur base et les câbles sont reliés à la tête des pylônes, les déplacements dus aux variations de tension dans les câbles étant possibles grâce à la flexibilité des pylônes.

### **II .5.Calcul des ponts suspendus:**

Depuis 1823, date du premier mémoire de Navier sur les ponts suspendus, document qui posait les principes fondamentaux de la conception et du calcul de ces ouvrages, le calcul des ponts suspendus a donné lieu à de nombreuses études qui ont conduit à la mise au point de méthodes très élaborées. Si ces méthodes étaient assurément complexes pour une exploitation manuelle, l'emploi de programmes informatiques en autorise aujourd'hui une mise en œuvre rapide et économique qui permet une détermination aisée des sollicitations.

Lorsqu'on souhaite vérifier un ouvrage en tenant compte de son état et du trafic qu'il supporte, les moyens de calcul ne constituent donc plus un obstacle. En réalité, les difficultés proviennent :

—de la détermination des données à introduire dans le calcul :

- caractéristiques géométriques des pièces qui peuvent être différentes de celles figurant dans le dossier de construction, lorsque celui-ci est disponible,
- caractéristiques mécaniques des matériaux, notamment en ce qui concerne les câbles, tout en prenant en compte l'influence de certains facteurs tels que la corrosion ;

—de la recherche de méthodes simplifiées, mais permettant de mieux cerner la sécurité en tenant compte d'un fonctionnement anormal éventuel de l'ouvrage et du choix des coefficients de sécurité corrélatifs : par exemple, prise en compte d'un dérèglement de suspension susceptible de modifier notablement les efforts dans les pièces essentielles de l'ouvrage (suspentes notamment).

Les règles qui suivent tentent d'apporter une réponse à ces questions et s'appliquent au cas le plus courant de ponts suspendus qui comportent une véritable poutre de rigidité . Pour les ouvrages qui en sont dépourvus, le calcul du tablier et des suspentes fait appel à des

méthodes particulières qui dépendent de la conception de détail de la structure et peuvent s'inspirer en général de la note de calcul d'origine.

### **II .6. Infrastructure des ponts suspendus :**

L'infrastructure des ponts suspendus comporte essentiellement des culées, des piles et des pylônes, ainsi que des massifs et des chambres d'ancrages. Les piles et les culées ne diffèrent pas fondamentalement de leurs homonymes pour ouvrages non suspendus, mais leur fonctionnement peut être différent. Les pylônes sont un élément spécifique dont la fonction principale est de transmettre aux appuis la réaction verticale des câbles. De même, les massifs et chambres d'ancrages qui doivent reprendre la réaction oblique des câbles.

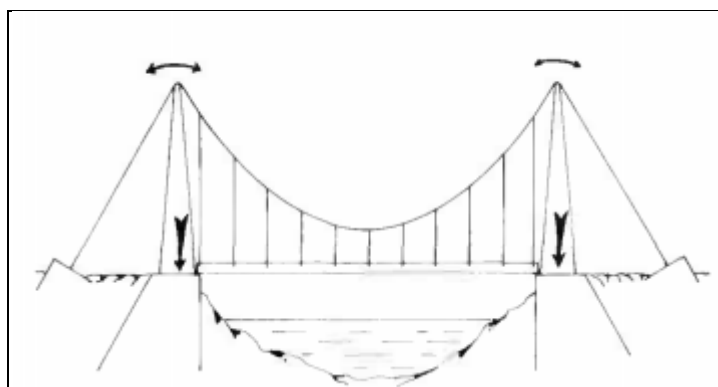
Schématiquement, dans la majorité des ponts suspendus existants, on peut distinguer deux types de dispositions :

1 - la travée suspendue couvre la longueur de la brèche : dans ce cas, les pylônes sont situés sur les culées et les massifs ou les chambres d'ancrages peuvent, soit faire partie intégrante de ces dernières, soit être reportés assez loin en arrière dans les terres. Les culées sont alors soumises principalement à la réaction verticale de la suspension et, suivant le type de pylône, à des sollicitations secondaires correspondant aux déplacements longitudinaux des câbles (Figure II.22) ;

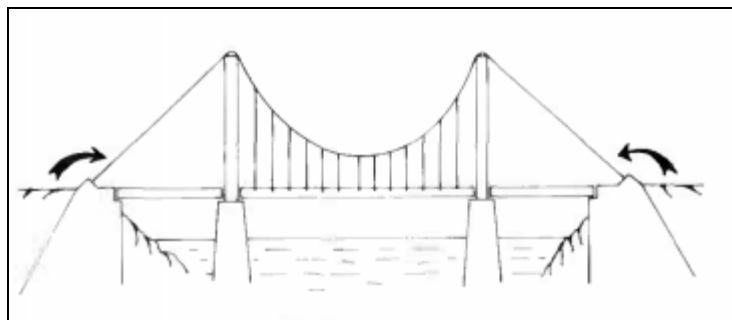
2 - la travée suspendue ne couvre pas toute la longueur de la brèche : les pylônes sont alors situés sur des piles en rivière qui supportent donc la réaction de la suspension, les culées assurant le rôle de massif d'ancrage. Ces dernières sont alors soumises principalement à un moment de renversement dû à l'effort de tension dans les câbles de retenue et à la réaction d'appui, relativement faible, de travées latérales en général non suspendues (Figure II.23).

Les piles, quand il en existe, sont surmontées de pylônes et sont soumises à la réaction verticale de la suspension et aux sollicitations secondaires déjà citées. C'est le cas du deuxième type de dispositions et des ouvrages suspendus à plusieurs travées.

Une place à part doit être réservée aux ponts auto ancrés où les culées peuvent être soumises à une réaction verticale négative, et aux ponts modernes dont les travées latérales suspendues réduisent notablement les efforts dans les massifs d'ancrages.



**Figure II.22 : la réaction verticale de la suspension**



**Figure II.23 : moment de renversement dû à l'effort de tension dans les câbles**

### **II .6.Conclusion :**

A l'opposé du dimensionnement de fondations d'ouvrages sur les sols, régi par des règles de calcul validées, le dimensionnement de fondations au rocher est mal maîtrisé.

Jusqu'à présent, ceci n'a pas posé de problème majeur, car le dimensionnement de fondations se trouvait plutôt limité par la résistance du béton que par celle du massif rocheux. Mais la construction d'ouvrages d'art de plus en plus majestueux nécessite aujourd'hui une meilleure connaissance de ce domaine de la mécanique des roches.

## **CHAPITRE 03**

# **ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ D'UN MILIEUROCHEUX**

### **I.INTRODUCTION :**

Nous commençons la présentation de ce dernier chapitre par la description du logiciel FLAC3D utilisé pour la modélisation numérique du système sol-fondation, ainsi que les méthodologies pour calculer les réponses du système (charge ultime, déplacement, ...). Les résultats numériques seront ensuite présentés et discutés dans la deuxième partie de ce chapitre

### **I. Présentation du logiciel Flac3D :**

#### **I.1 Aperçu :**

FLAC3D est un programme explicite tridimensionnel aux différences finies pour le calcul dans la mécanique de l'ingénierie. Il a la capacité d'analyse en trois dimensions, simulant le comportement de structures tridimensionnelles construites en terre, roche 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 linéaire ou non linéaire en contrainte/déformation et en réponse aux forces appliquées ou aux contraintes aux limites. Le matériau peut céder et la grille peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau représenté. Parce qu'aucune matrice n'est formée, de grands calculs tridimensionnels peuvent être effectués sans exigences de mémoire excessives. FLAC3D offre un outil d'analyse idéal pour la solution de problèmes de géotechnique.

Le nombre d'étapes de calcul nécessaires pour atteindre un état de solution avec le schéma de calcul explicite peut varier, mais une solution peut généralement être atteinte dans un délai de 3000 à 5000 étapes pour les modèles contenant jusqu'à 10 000 éléments, quel que soit le type de matériau. FLAC3D peut être utilisé à partir d'un mode piloté par commande ou d'un

mode piloté par menu graphique. Le mode piloté par commande par défaut est très similaire à celui utilisé par d'autres produits logiciels Itasca.

### **I.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?

Les deux méthodes traduisent un ensemble d'équations différentielles en équations matricielles pour chaque élément, 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). Cependant, FLAC3D diffère sur les points suivants :

1. Le schéma de « discrétisation mixte » (Marti et Cundall, 1982) est utilisé pour la modélisation précise des charges d'effondrement plastique et de l'écoulement plastique. Ce schéma est considéré comme physiquement plus justifiable que « l'intégration réduite » schéma couramment utilisé avec les éléments finis.
2. Les équations de mouvement dynamique sont utilisées, même lors de la modélisation de systèmes essentiellement statiques. Cela permet à FLAC3D de suivre un processus physiquement instable sans perturbation numérique.
3. Un schéma de solution « explicite » est utilisé (contrairement au schéma implicite plus habituel). Les schémas explicites peuvent suivre une non-linéarité en contrainte/déformation avec presque le même temps d'exécution que pour les lois linéaires, alors que les solutions implicites peuvent prendre beaucoup plus de temps pour résoudre des problèmes non linéaires. Par ailleurs, il n'est pas nécessaire de stocker des matrices, ce qui signifie : un grand nombre d'éléments peut être modélisé avec une exigence de mémoire modeste ; et la

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

---

simulation de grandes déformations prend à peine plus de temps qu'une simulation de petites déformations, car il n'y a pas de matrice de rigidité à mettre à jour.

4. FLAC3D est robuste dans le sens où il peut gérer n'importe quel modèle constitutif sans ajustement à l'algorithme de solution ; de nombreux codes d'éléments finis nécessitent différentes techniques de résolution de différents modèles constitutifs.

Ces différences sont principalement en faveur de FLAC3D, mais il y a deux inconvénients :

1. Les simulations linéaires sont plus lentes avec FLAC3D qu'avec des équivalents programmes d'éléments finis. FLAC3D est plus efficace lorsqu'il est appliqué à des problèmes de grande tension, ou à des situations dans lesquelles une instabilité physique peut se produire.

2. Le temps de solution avec FLAC3D est déterminé par le rapport de la plus longue durée période naturelle à la période naturelle la plus courte dans le système modélisé, mais certains problèmes sont très inefficaces à modéliser (par exemple, les poutres, représentées par des éléments solides plutôt que des éléments structurels, ou des problèmes qui contiennent de grandes disparités de modules d'élasticité ou de tailles d'éléments).

### **I.3 Caractéristiques générales :**

#### **I.3.1 Caractéristiques de base :**

FLAC 3D offre un large éventail de capacités pour résoudre des problèmes complexes en mécanique, et surtout en géo mécanique. Il intègre des représentations numériques spéciales pour la réponse mécanique des matériaux géologiques. Le programme comprend douze modèles de matériaux intégrés de base :

Le modèle « nul » ; trois modèles d'élasticité (élasticité isotrope, transversalement isotrope et orthotrope) ; et huit modèles de plasticité (Drucker- Prager ,Mohr -Coulomb, écrouissage/adoucissement, ubiquitous -joint, bilinéaire écrouissage/adoucissement ubiquitous-joint, double rendement, Camclay modifié et Hoek-Brown). Chaque zone d'une

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

---

grille FLAC 3D peut avoir un modèle ou une propriété de matériau différent, et un gradient continu ou une distribution statistique de toute propriété peut être spécifié.

FLAC3D contient un générateur de grilles 3D automatique dans lequel les grilles sont créées en manipulant et reliant des formes prédéfinies. Le générateur permet la création de régions internes qui se croisent (par exemple, des tunnels qui se croisent). La grille 3D est définie par un système global de coordonnées  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . Cela offre plus de flexibilité dans la création de modèles et définition de paramètres dans un espace à trois dimensions.

Les conditions aux limites de vitesse (et de déplacement), ou les conditions aux limites de contrainte (et de force), peuvent être spécifié à n'importe quelle orientation de frontière. Les conditions de contraintes initiales, y compris les charges gravitationnelles, peuvent également être données, et une nappe phréatique peut être définie pour les calculs de contraintes effectives.

FLAC3D peut modéliser l'écoulement des eaux souterraines et la dissipation de la pression interstitielle, et le couplage complet entre un solide poreux déformable et un fluide visqueux circulant dans l'espace interstitiel. Le fluide est supposé obéir soit à la forme isotrope ou anisotrope de la loi de Darcy. Le fluide et les grains dans le poreux solide sont déformables. L'écoulement non stationnaire est modélisé, l'écoulement stationnaire étant traité comme un cas asymptotique. Des conditions limites de pression interstitielle fixe et de débit constant peuvent être utilisées, ainsi que des sources et des puits peuvent être modélisés. Le modèle de flux peut également être exécuté indépendamment du calcul mécanique, et les écoulements confinés et non confinés peuvent être simulés, avec calcul automatique de la phréatique surface.

Les structures telles que les revêtements de tunnel, les pieux, les palplanches, les câbles, les boulons d'ancrage ou les géotextiles, qui interagissent avec la roche ou le sol environnant, peut être modélisé avec la logique des éléments structurels dans FLAC3D. Il est possible soit



## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

---

d'examiner les effets stabilisants des excavations soutenues, soit d'étudier les effets d'instabilité du sol ou de la roche sur des structures de surface.

Un facteur de sécurité peut être calculé automatiquement pour tout modèle FLAC3D composé de Mohr- Coulomb. Le calcul est basé sur une « technique de réduction de force » qui effectue une série de simulations tout en modifiant les propriétés de résistance pour déterminer la condition dans laquelle un état instable existe. Un facteur de sécurité qui correspond au point d'instabilité est trouvé, et la surface de rupture critique est localisée dans le modèle.

FLAC 3D contient également un puissant langage de programmation intégré, FISH, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables et fonctions. FISH offre une capacité unique aux utilisateurs qui souhaitent adapter leurs analyses en fonction de leurs besoins spécifiques. Par exemple, FISH permet :

- de varier les propriétés prescrites par l'utilisateur dans la grille (par exemple, l'augmentation non linéaire du module en fonction de la profondeur);
- de tracer et imprimer des variables définies par l'utilisateur (c'est-à-dire des tracés personnalisés) ;
- la mise en place de générateurs de réseaux spéciaux ;
- la spécification de conditions aux limites inhabituelles ; variations dans le temps et dans l'espace; et automatisation des études paramétriques.

FLAC3D contient des fonctionnalités graphiques étendues pour générer des tracés de pratiquement n'importe quelle variable du problème.

Le rendu graphique en trois dimensions est fourni dans les modes vidéo haute résolution. Les caractéristiques de traçage incluent des tracés de surface cachés, des tracés de contour de surface et des tracés vectoriels. Les variables tracées peuvent être visualisées devant, derrière ou sur un plan de coupe arbitraire à travers le modèle.

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

---

### **1.4 Champs d'application :**

FLAC3D a été développé principalement pour les applications d'ingénierie géotechnique.

Parmi les nombreuses applications qui peuvent être traitées en trois dimensions avec FLAC3D :

- capacité de charge mécanique et déformations—dans la stabilité des pentes et la conception des fondations;
- évolution de la rupture progressive et de l'effondrement — dans la conception des mines et tunnels en roche dure ;
- calcul du facteur de sécurité — dans les analyses de stabilité pour les structures en terre, les remblais et pentes;
- évaluation de l'influence des structures de failles — dans la conception de la mine ;
- retenue fournie par le support de câble sur les matériaux géologiques - dans le boulonnage de roche, les embrasses et clouage du sol;
- débit de fluide entièrement et partiellement saturé, et accumulation et dissipation de la pression interstitielle pour charge non drainée et drainée - dans les études d'écoulement des eaux souterraines et de consolidation de la retenue de la terre constructions;
- chargement dynamique sur des structures géologiques sujettes au glissement — en génie parasismique et minier études sur les éclats de pierre ;
- effets dynamiques des charges explosives et des vibrations — dans le creusement de tunnels ou dans l'exploitation minière opérations;
- excitation sismique des structures — dans la conception des barrages en terre ;

## Partie 2

### II. INTRODUCTION :

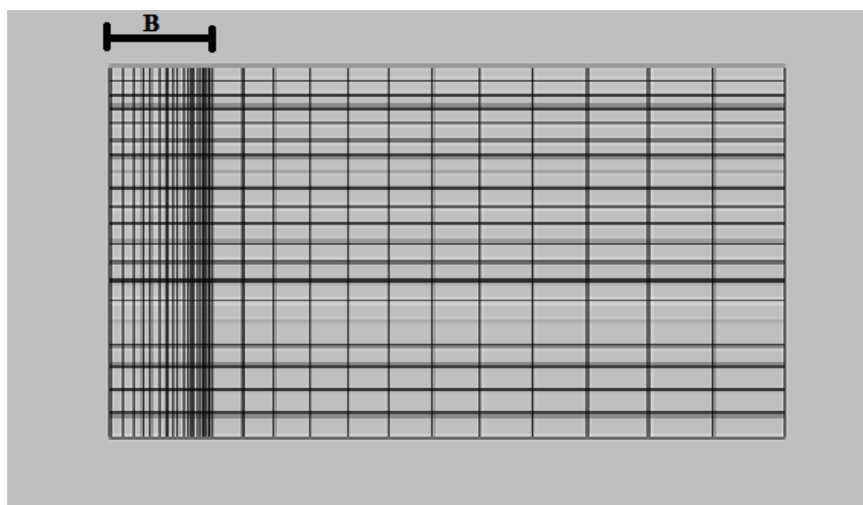
Nous commençons la présentation de cette partie par la description de la modélisation numérique du système sol-fondation avec Flac3D, ainsi que les méthodologies pour calculer les réponses du système (charge ultime, déplacement, ...). Les résultats numériques seront ensuite présentés et discutés.

#### II .1 Modélisation numérique adoptée pour le système sol-fondation

Il faut indiquer quant au maillage considéré pour le sol (**Figure III.1**) 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.

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

**Figure III.1** représente une fondation d'une demi largeur  $B=3\text{m}$  et de profondeur  $h=1\text{m}$ , reposant sur un domaine de sol de longueur  $6B=18\text{m}$  et de hauteur  $3B=9\text{m}$ .



**Figure III.1: Maillage du modèle étudié**

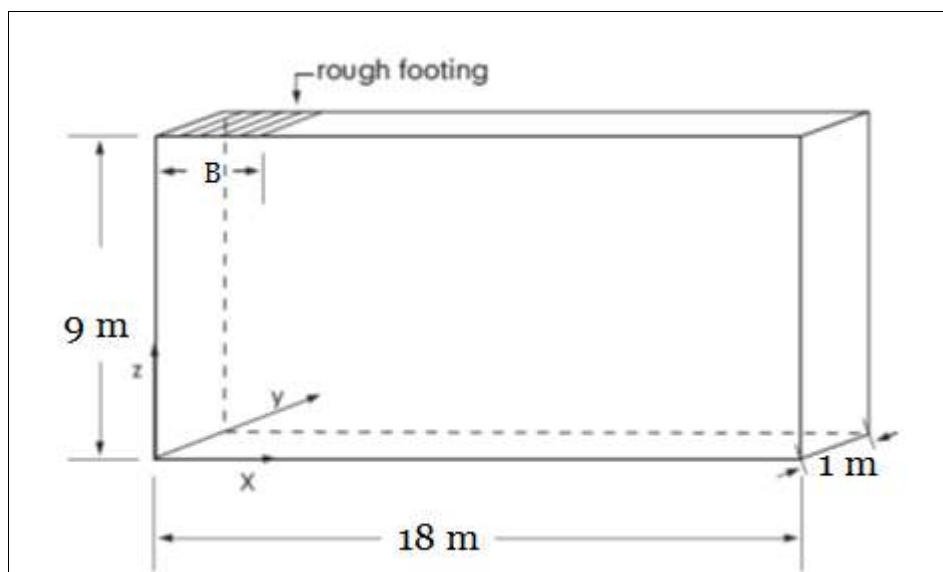
## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

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

$c=3.5\text{MPa}$ ,  $\varphi=33^\circ$ ,  $K=0,2\text{GPa}$ ,  $G=0,1\text{GPa}$ .

### **II .2 Méthodologies utilisées dans FLAC3D pour le calcul des charges limites, et le déplacement vertical d'une fondation superficielle filante soumise à un chargement centré :**

Pour ce problème les conditions de demi symétrique et de déformations planes sont supposées dans la simulation numérique. Le domaine utilisé pour l'analyse est schématisé sur la figure ci-dessous (Figure III.2) avec ses dimensions.

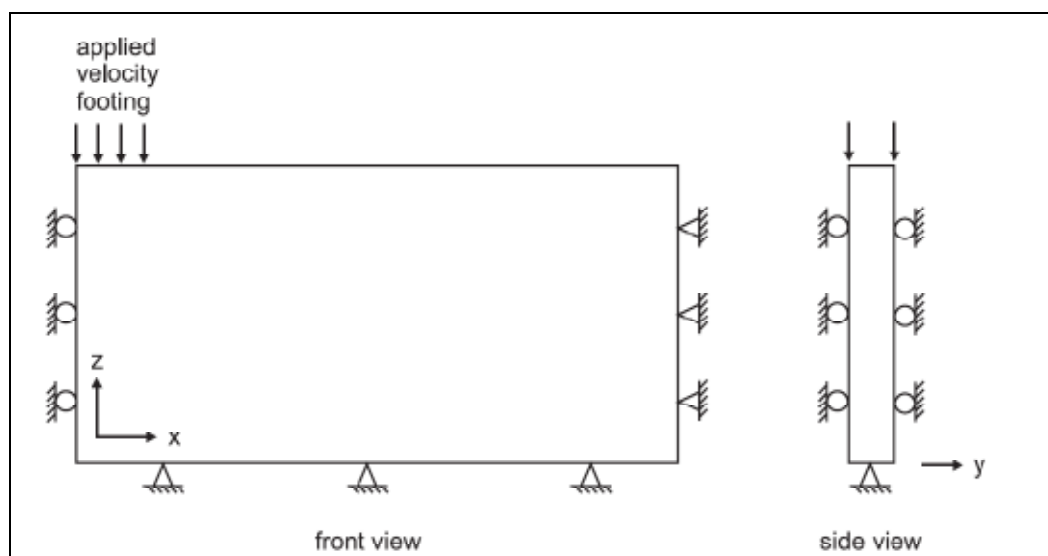


**Figure III.2 : le domaine utilisé avec ses dimensions**

Un système d'axes de coordonnées est sélectionné comme indiqué sur la Figure III.2. La zone représentant la semelle filante a une demi-largeur  $B$ , la limite  $x$  éloignée est à une distance de 18 m de l'axe de symétrie  $y$  et la limite  $z$  éloignée est située à 9 m sous la semelle. L'épaisseur de la semelle est sélectionnée comme 1 m.

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

Les conditions aux limites appliquées à ce domaine sont représentées sur la Figure III.3. 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 justifiée 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.3 : condition aux limites pour l'analyse FLAC3D**

### **II .3 Processus de Calcul :**

Nous avons choisi de tracer la courbe charge –déplacement correspondant à la simulation numérique dans laquelle l'axe des ordonnées est la pression de la semelle sur le sol et l'axe des abscisses est l'amplitude du déplacement verticale au centre de la semelle. Nous déduisons donc à travers cette courbe, selon le cas à étudier, la capacité portante du sol et le déplacement lui correspondant.

On a trois (03) étapes à faire, d'abord chercher la taille optimale de la maille de notre grille, ensuite voir les dimensions du domaine qui modélisent les limites du sol pour voir l'effet des

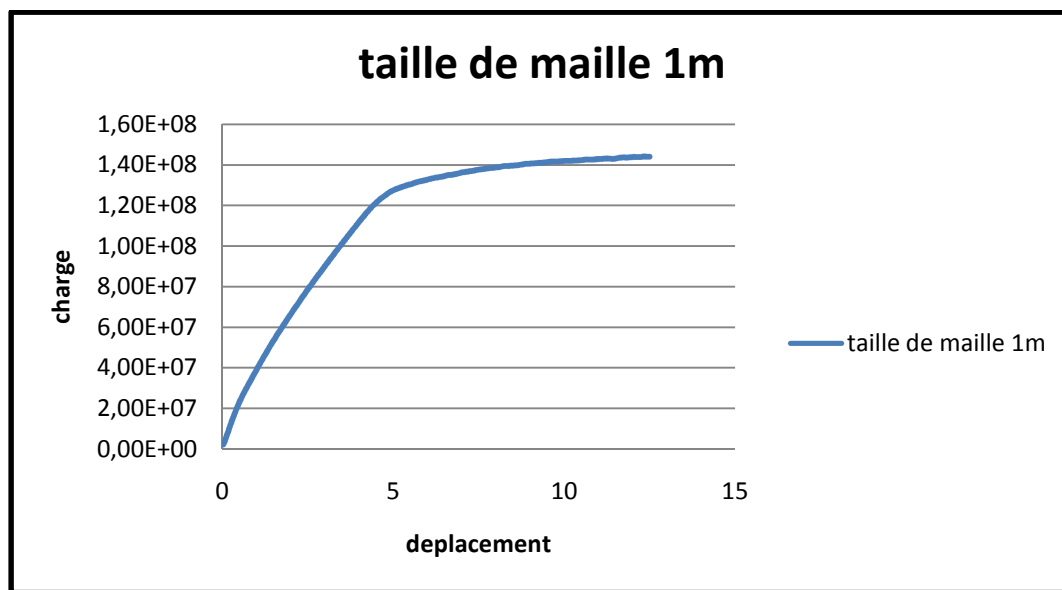
## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

bords et enfin quelle est la vitesse à considérer pour simuler le chargement qui nous conduit à déduire la capacité portante de notre sol d'étude.

### II .3 .1 Variation de la maille de la grille :

Dans un premier temps on a changé la taille des mailles on prend : 1m, 0.75m, 0.5m, 0.3m, et 0.2m. Nous allons représenter les courbes charge-déplacement (voir ci-dessous) pour chacune des mailles pour déduire la capacité portante du sol. Cette valeur correspond au point de la courbe qui rentre en plasticité selon le critère de Mohr-Coulomb que nous avons utilisé dans nos modèles.

#### ➤ **La première taille des mailles de 1 m :**



**Figure III .4 : courbe charge - déplacement taille de maille =1m**

**(La capacité portante déduite est : 125MPa)**

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

- La deuxième taille des mailles de 0.75 m :

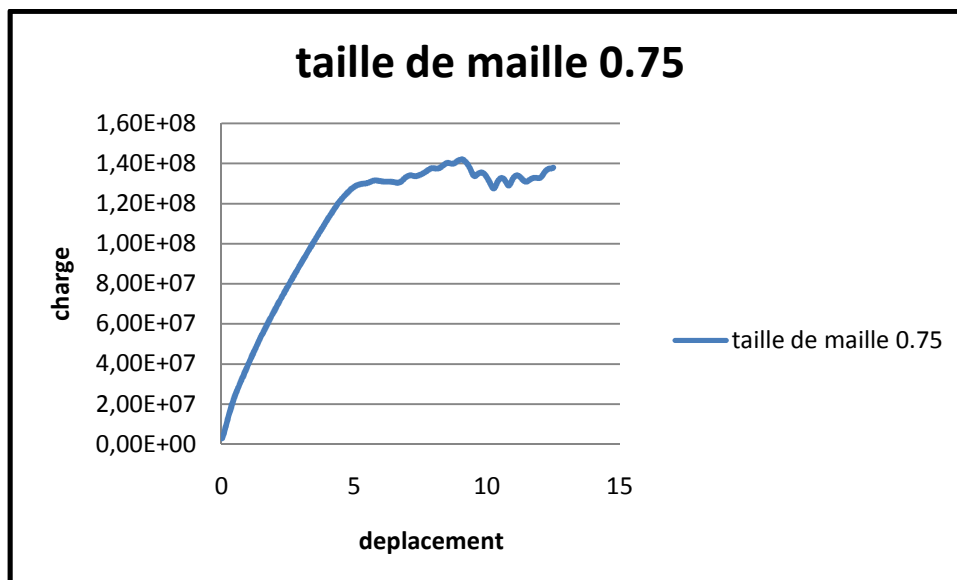


Figure III .5 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.75m  
(La capacité portante déduite est : 130MPa)

- taille des mailles de 0.5 m :

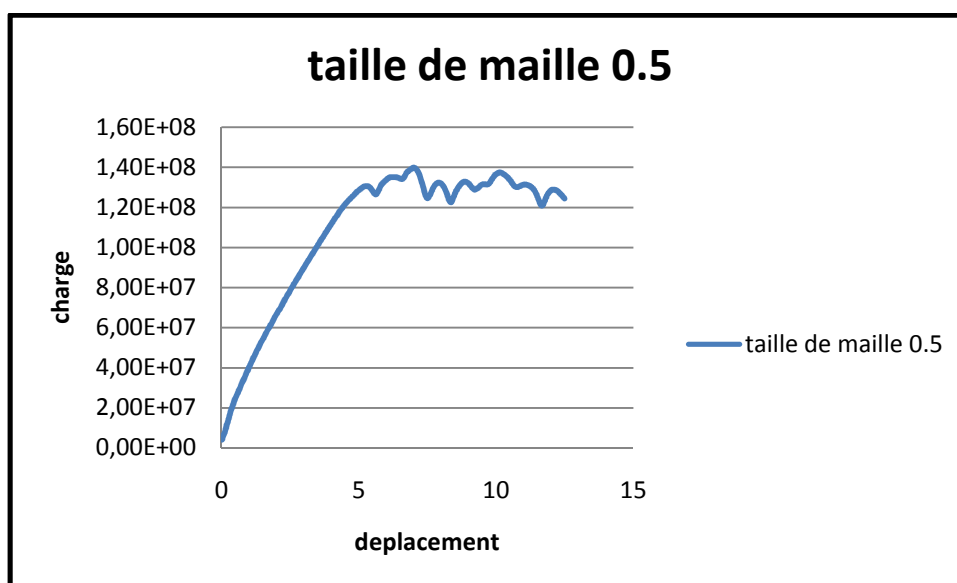


Figure III .6 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.5m  
(La capacité portante déduite est : 125MPa)

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

### ➤ taille des mailles de 0.3 m :

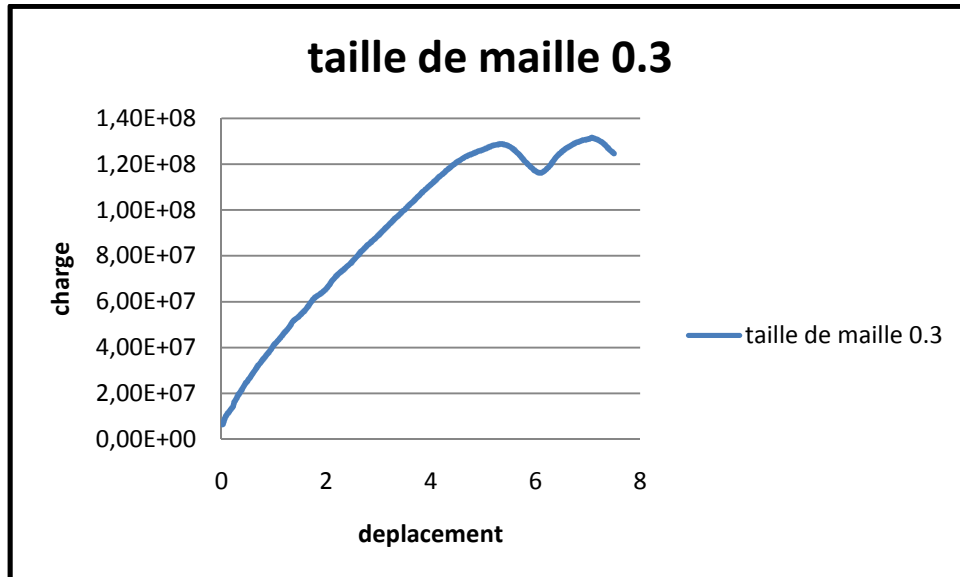


Figure III .7 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.3m

(La capacité portante déduite est : 125MPa)

### ➤ taille des mailles de 0.2 m :

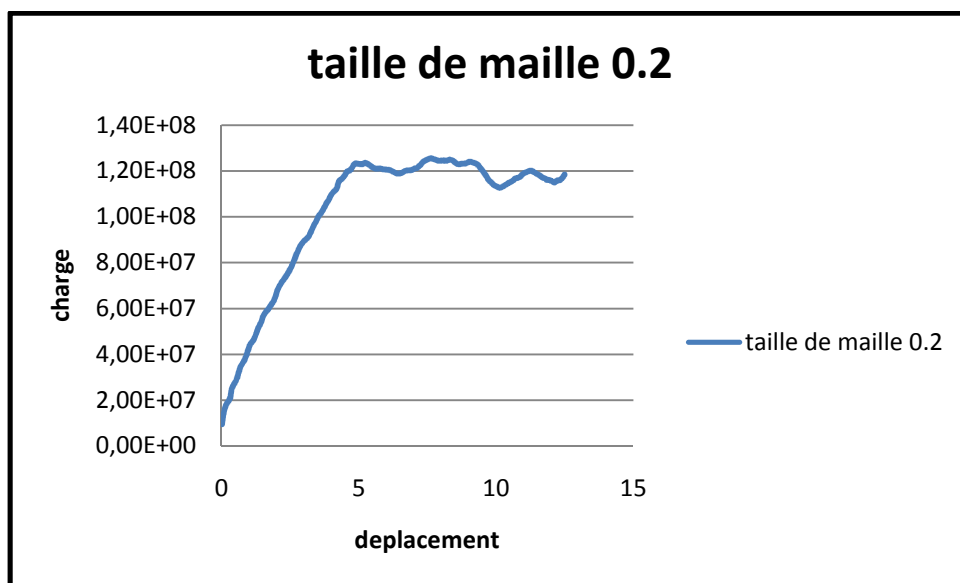


Figure III .8 : courbe charge - déplacement taille de maille =0.2m

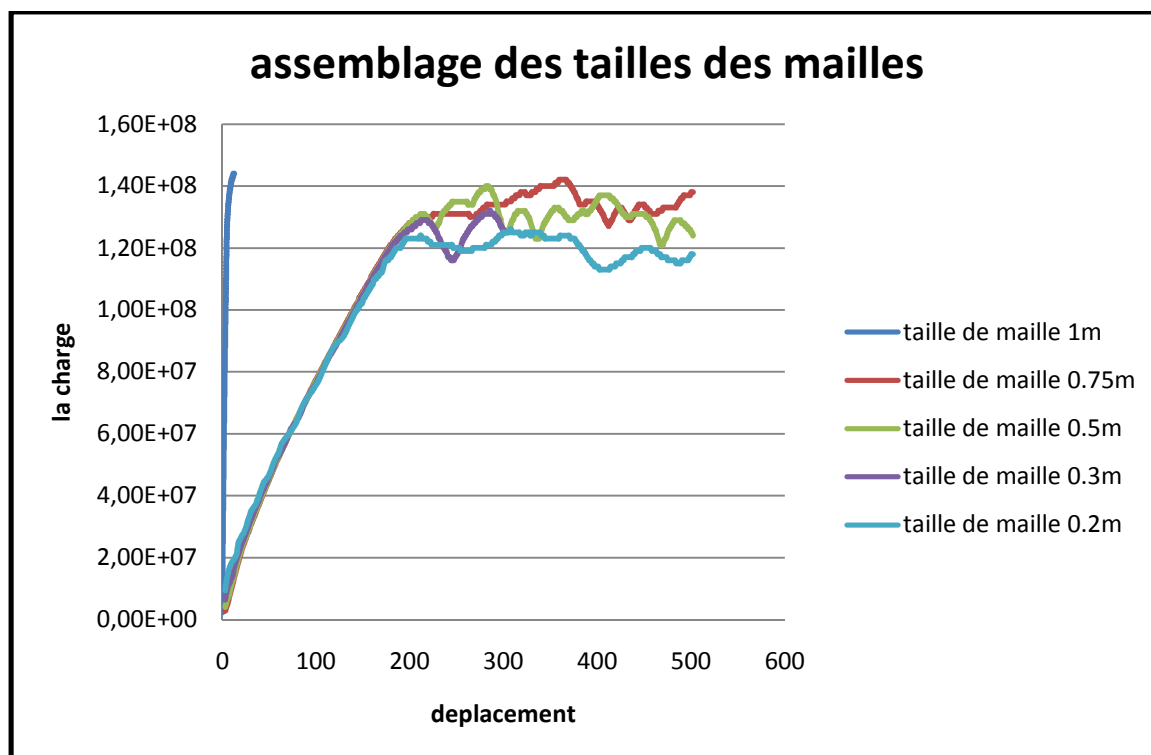
(La capacité portante déduite est : 120MPa)



## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

La contrainte admissible est à priori la même pour les cinq différentes tailles de la maille, ceci ne nous renseigne pas sur quel cas nous allons choisir pour nos prochains calculs.

Pour voir la sensibilité de la taille de la maille de la grille par rapport aux résultats obtenus, nous avons rassemblé les courbes correspondantes aux différentes tailles sur un même graphe (voir figure ci-dessous).



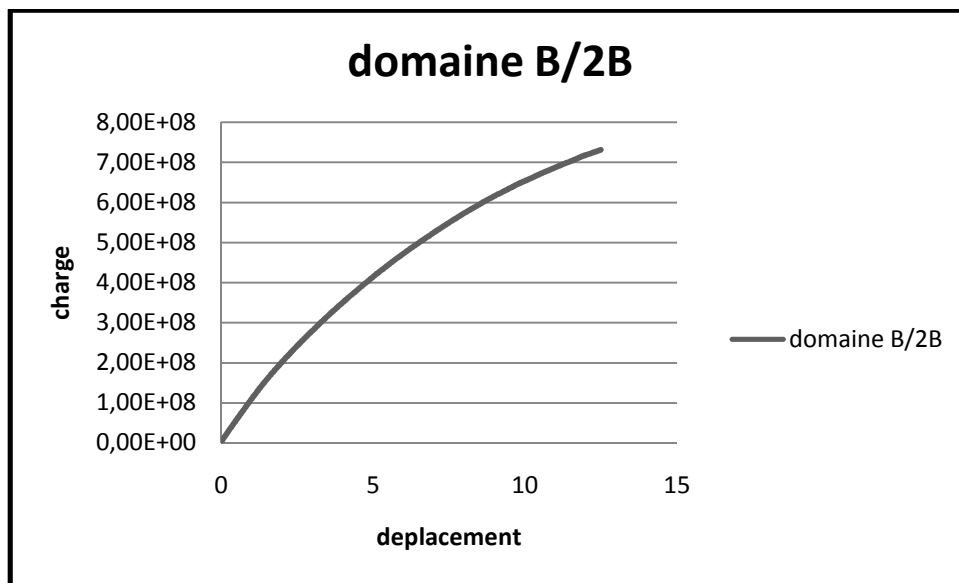
**Figure III .9 : courbe charge - déplacement pour différente taille de la maille**

Nous avons constaté qu'à part la courbe, qui correspond à la grille où la taille de la maille est de 1m, qui s'éloigne du reste, les autres courbes prennent la même allure et enregistrent à peu près la même capacité portante de notre assise rocheuse (déjà indiqué plus haut). Nous pouvons opter pour la taille de la grille moyenne de 0.5 m mais nous avons décidé de choisir celle de 0.3m pour avoir la chance d'avoir plus de précision dans nos résultats avec un temps d'exécution de notre programme relativement le même pour ces deux tailles.

### II .3 .2 Variation de la dimension du domaine sol :

Plusieurs dimensions du domaine représentant le sol (conditions aux limites) ont été testées pour voir l'influence de l'effet de bord sur le comportement de la fondation, toujours en traçant la courbe charge-déplacement pour chaque dimension.

➤ **le domaine B/2B (profondeur/largeur)**

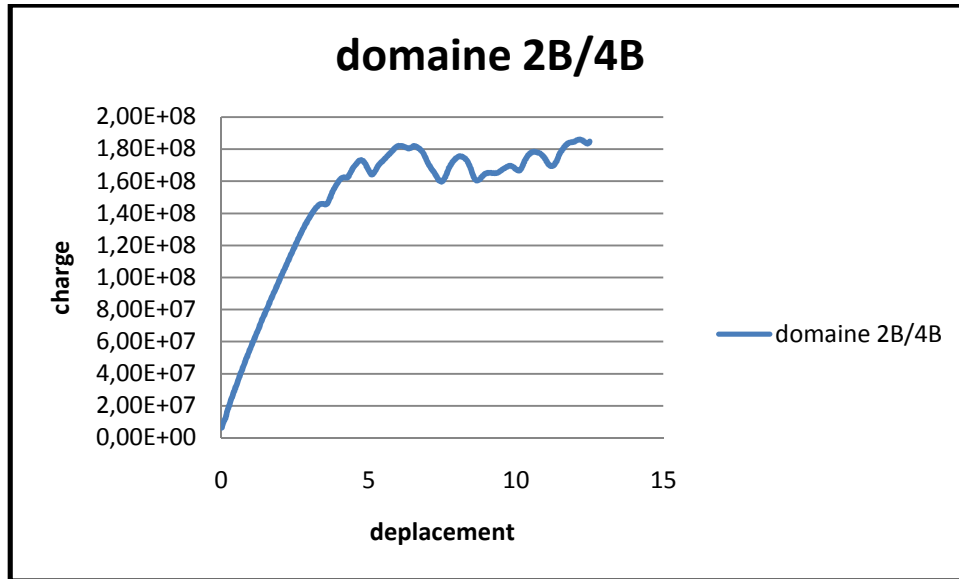


**Figure III .10: courbe charge - déplacement de domaine B/2B (profondeur/largeur)**

Il est difficile de déduire une valeur représentant la contrainte admissible sur cette courbe.

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

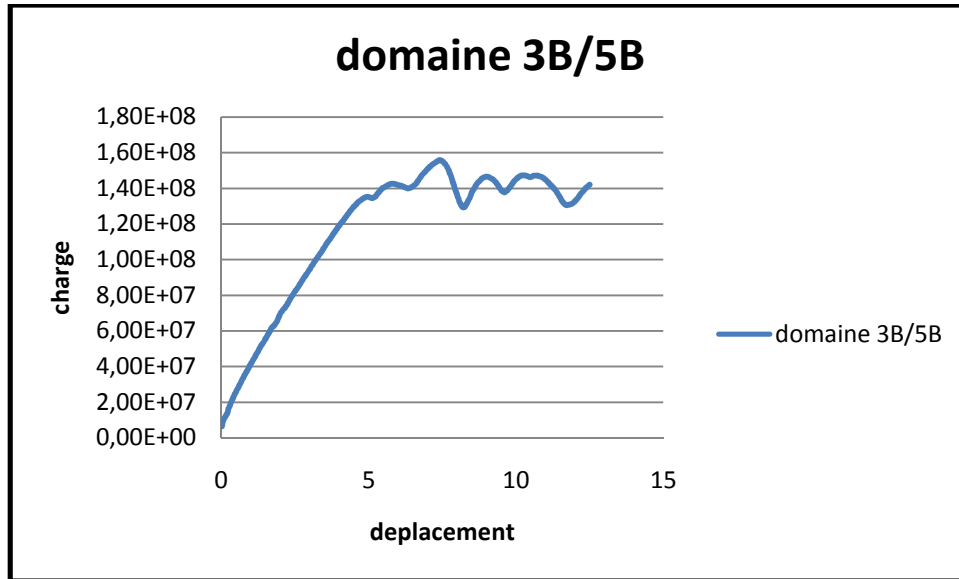
➤ le domaine 2B/4B (profondeur/largeur)



**Figure III .11: courbe charge - déplacement de domaine 2B/4B (profondeur/largeur)**

**(La capacité portante déduite est : 180MPa)**

➤ le domaine 3B/5B (profondeur/largeur)

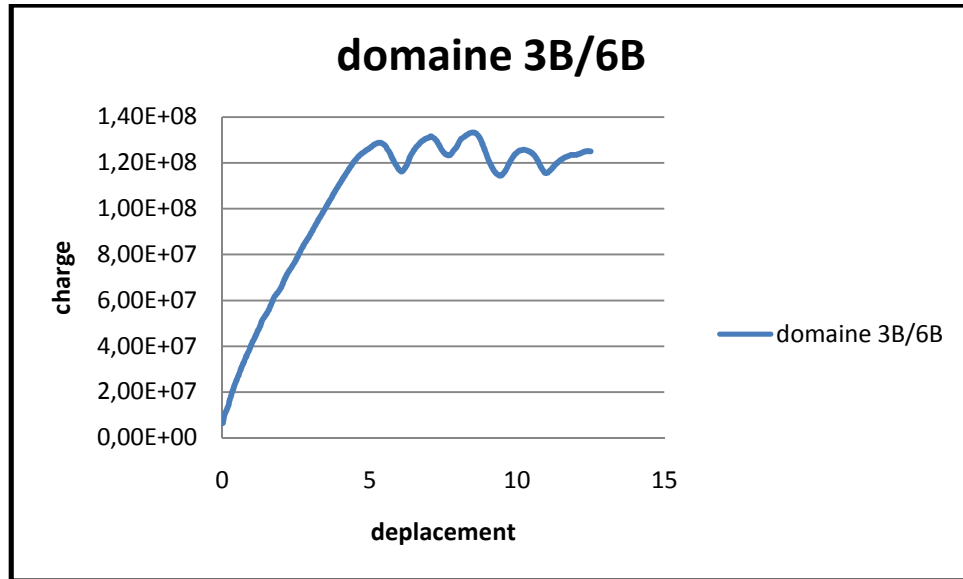


**Figure III.12: courbe charge - déplacement de domaine 3B/5B (profondeur/largeur)**

**(La capacité portante déduite est : 140MPa)**

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

### ➤ le domaine 3B/6B (profondeur/largeur)



**Figure III.13 : courbe charge - déplacement de domaine 3B/6B (profondeur/largeur)**

**(La capacité portante déduite est : 130MPa)**

# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

## ➤ le domaine 4B/6B (profondeur/largeur)

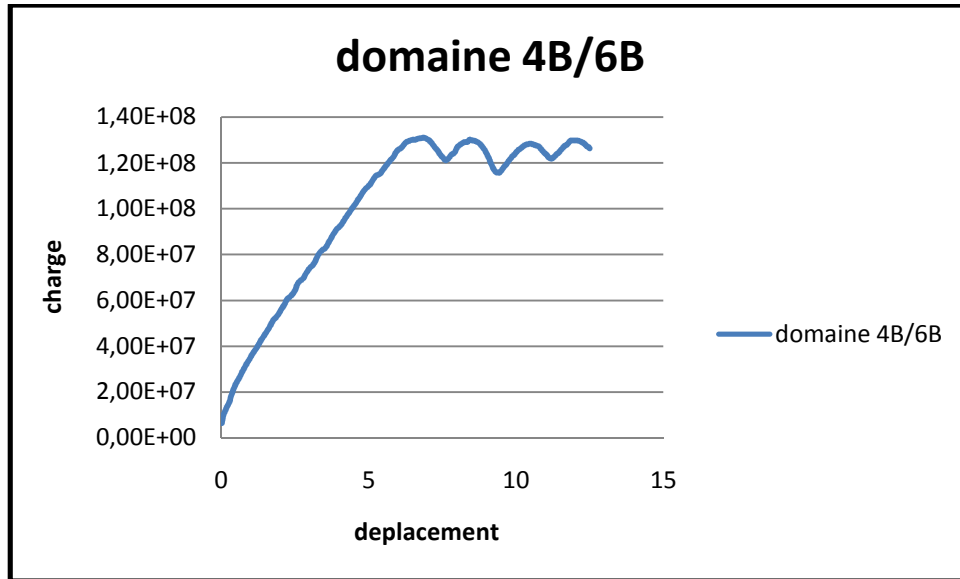


Figure III.14 : courbe charge - déplacement de domaine 4B/6B (profondeur/largeur)

(La capacité portante déduite est : 130MPa)

Par la déduction de la valeur de la capacité portante pour chaque cas de dimension, nous avons une idée sur les conditions aux limites à placer, par le simple fait que cette valeur se stabilise à partir de la dimension qui correspond à 3B/6B.

Pour mieux apprécier l'effet de bord sur la fondation, nous avons regroupé les courbes sur un même graphe.

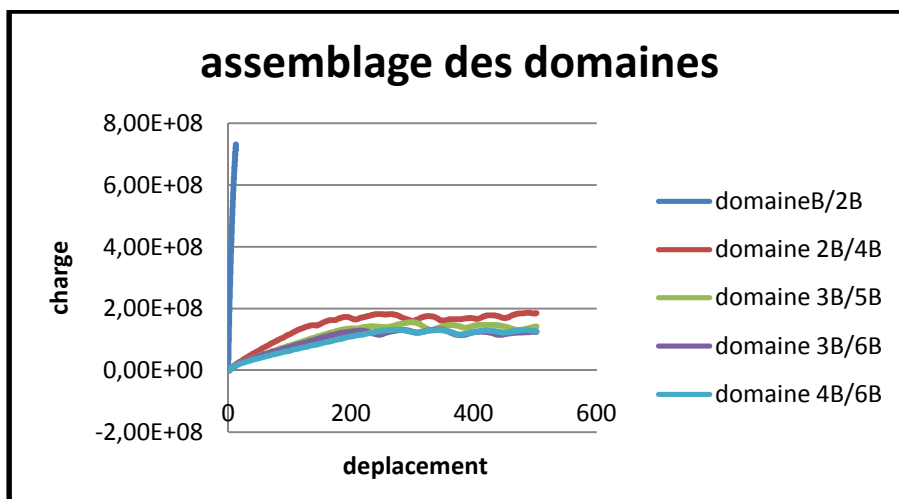


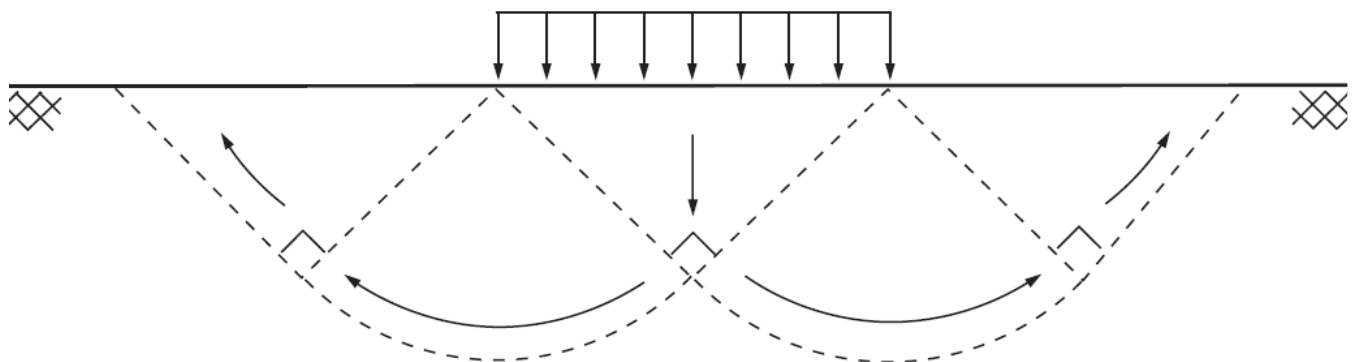
Figure III.15 : assemblage des domaines

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

Nous remarquons sur ce graphe qu'à part la première courbe qui correspond à la dimension  $B/2B$  qui s'éloigne, le reste des courbes a la même allure. Pour trancher sur le choix à prendre pour la dimension du domaine, nous pouvons nous aider par la remarque faite précédemment sur la stabilité de la valeur de la contrainte admissible qui se fait à partir de la dimension  $3B/6B$ . Nous pouvons toutefois aller jusqu'à la dimension  $4B/6B$  vue que la courbe lui correspondant est pratiquement confondu avec celle de  $3B/6B$ , mais nous allons augmenter le nombre d'éléments à considérer dans notre discrétisation du domaine et cela affectera le temps de calcul qui sera plus long.

### **II .3 .3 Variation de la vitesse de chargement :**

Dans cette partie de calcul, nous allons essayer d'apprécier la vitesse de chargement adéquate en représentant la déformé du sol, qui selon la vitesse choisie va prendre soit une allure de glissement circulaire nette reproduisant le mécanisme de rupture d'une fondation superficielle (voir figure ci-dessous) 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  $0.5 \cdot 10^{-3}$  m/s, valeur que nous utiliserons dans nos prochains calculs.



**Figure II.16: mécanisme de rupture d'une fondation superficielle**

# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

➤ vitesse =  $-0.5 \times 10^{-1}$  m/s

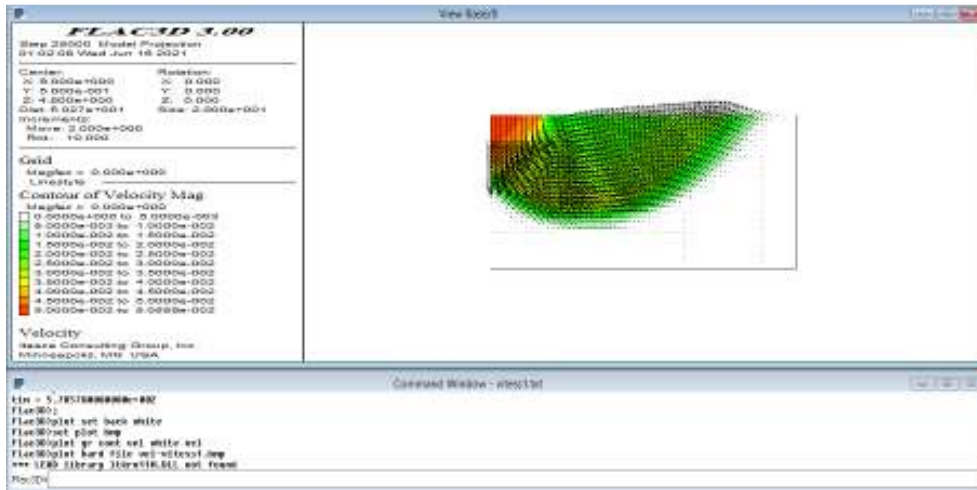


Figure III.17: FLAC3D \_ changement de vitesse ( $-0.5 \times 10^{-1}$ )

➤ vitesse =  $-0.5 \times 10^{-2}$  m/s

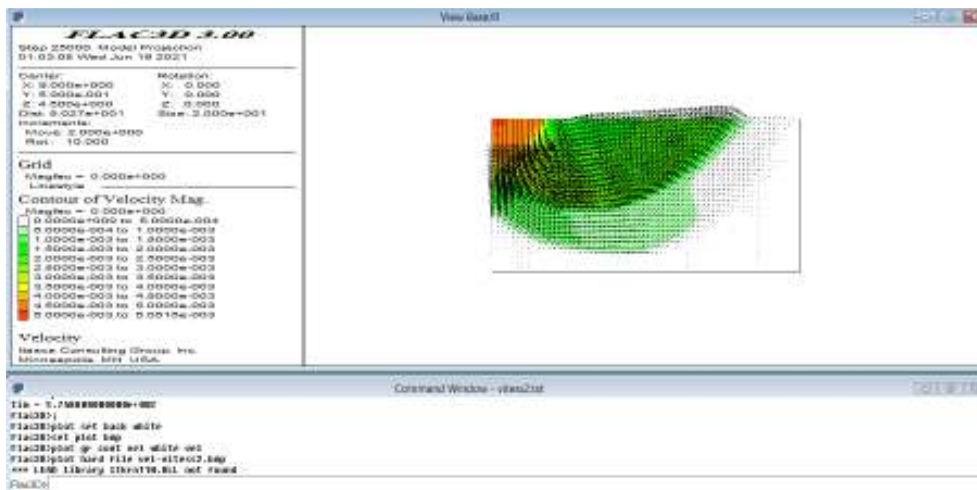


Figure III.18: FLAC3D \_ changement de vitesse ( $-0.5 \times 10^{-2}$ )



# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

➤ vitesse =  $-0.5 \times 10^{-3}$

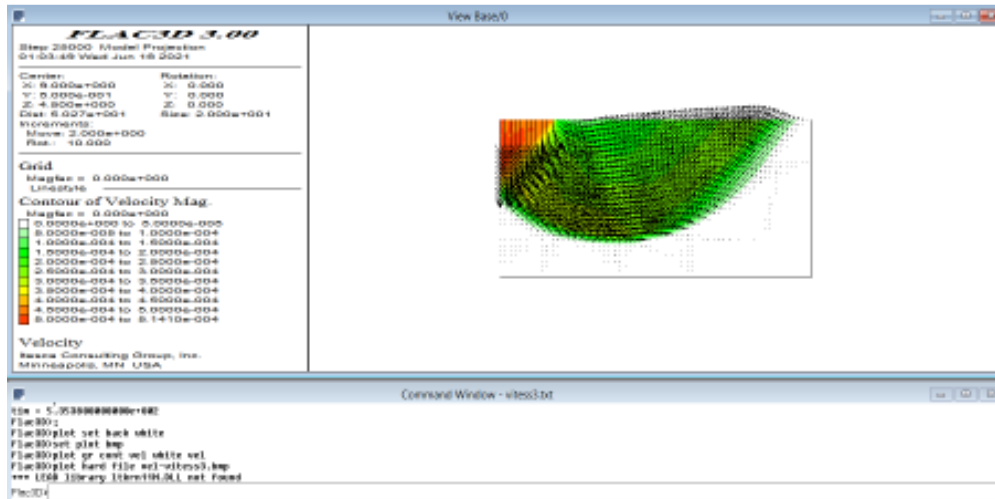


Figure III.19: FLAC3D \_ changement de vitesse ( $-0.5 \times 10^{-3}$ )

➤ vitesse =  $-0.5 \times 10^{-4}$

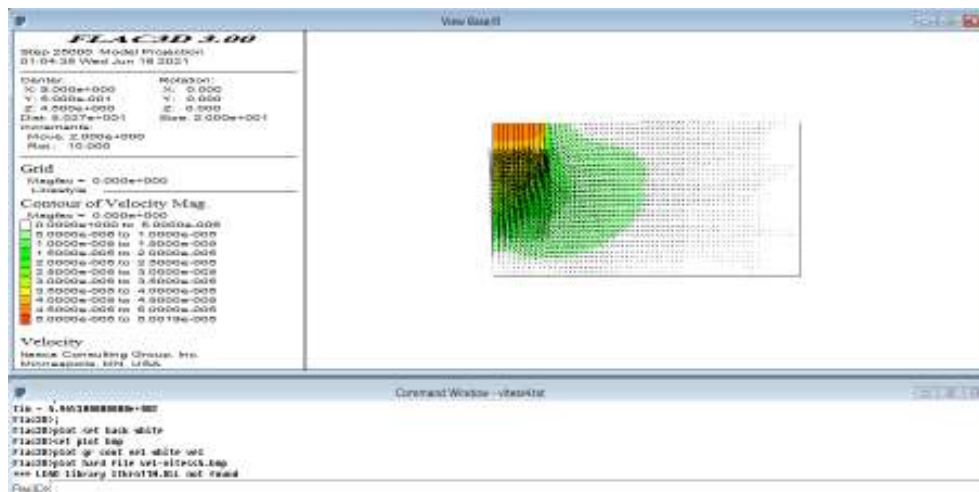
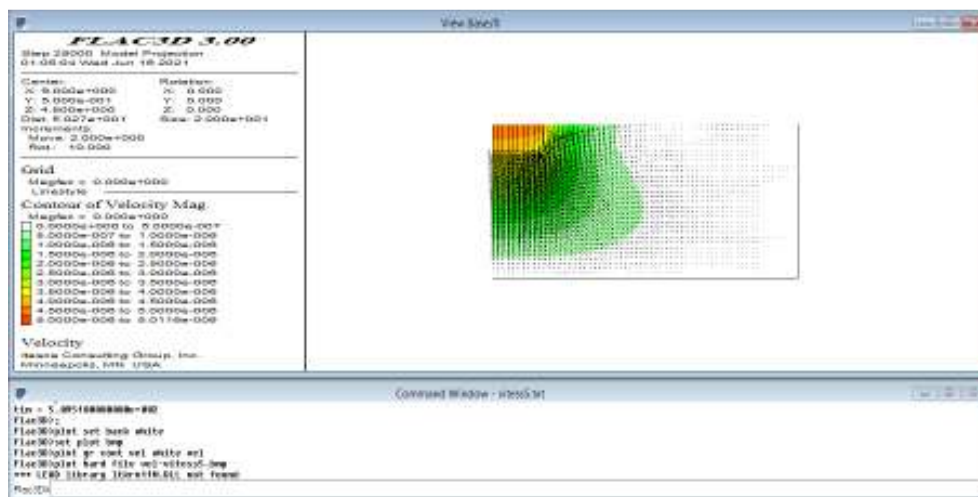


Figure III.20: FLAC3D \_ changement de vitesse ( $-0.5 \times 10^{-4}$ )

# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

➤ vitesse =  $-0.5 \cdot 10^{-5}$



**Figure III.21: FLAC3D \_ changement de vitesse ( $-0.5 \cdot 10^{-5}$ )**

Dans ce qui va suivre, nous allons donc considérer dans notre modélisation une taille de la maille de la grille égale à  $0.3 \cdot 0.3$  m, une dimension de bord de  $3B/6B$  et une vitesse de chargement de  $0.5 \cdot 10^{-3}$  m/s.

## II .4. Etude paramétrique :

Selon la qualité du sol en termes de résistance, nous allons présenter les résultats effectués sur le modèle choisi précédemment, en lui changeant à chaque fois les caractéristiques mécaniques du sol : mauvaise, moyenne et bonne qualité.

Les caractéristiques ont été prises de la littérature (H. Le Bissonnais, 2017) et qui sont résumées comme suit :

	C (MPa)	$\varphi$ (°)	E (MPa)	$\nu$
<b>Mauvaise qualité</b>	0.55	24	1400	0.3
<b>Moyenne qualité</b>	3.5	33	9000	0.25
<b>TBonne qualité</b>	13	46	42000	0.2

**1Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques pour différente qualité du sol rocheux**

Sur les figures qui représentent la déformé du sol, on remarque que le mécanisme de rupture est plus ou moins bien reproduit pour chaque qualité du sol. Seulement, sur les courbes

# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

charge-déplacement, la rupture est vite atteinte dans les premiers cas et c'est le sol rocheux le plus résistant (très bonne qualité), qu'on peut voir un comportement du sol élastique - plastique correspondant au critère de rupture de Mohr-Coulomb, où on peut aussi déduire une capacité portante d'à peu près 6.5 GPA, qui correspond à une très bonne assise rocheuse pour la fondation choisie.

## ➤ massif rocheux de mauvaise qualité :

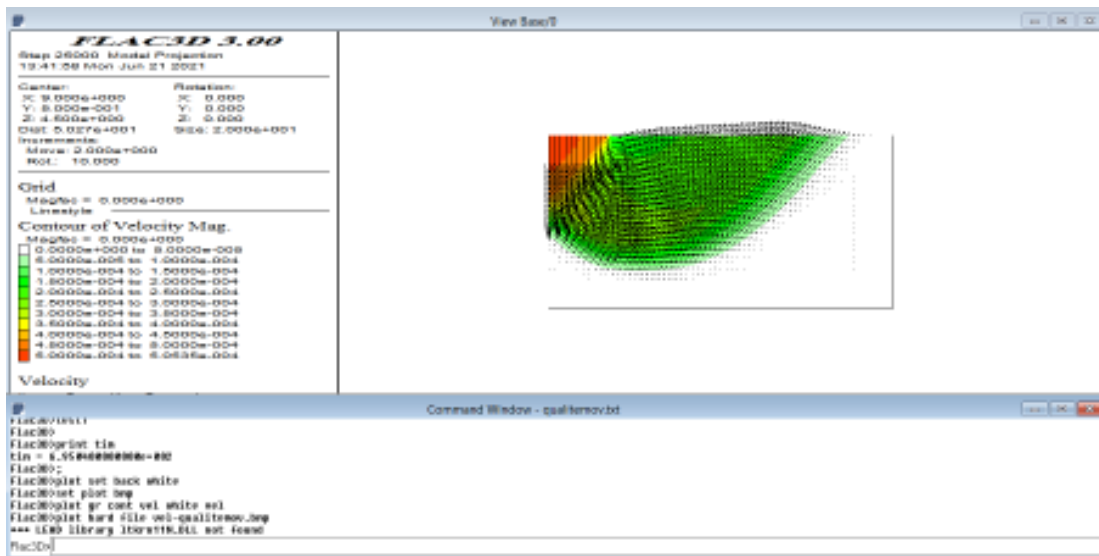


Figure III.22: FLAC3D \_ massif rocheux de mauvaise qualité

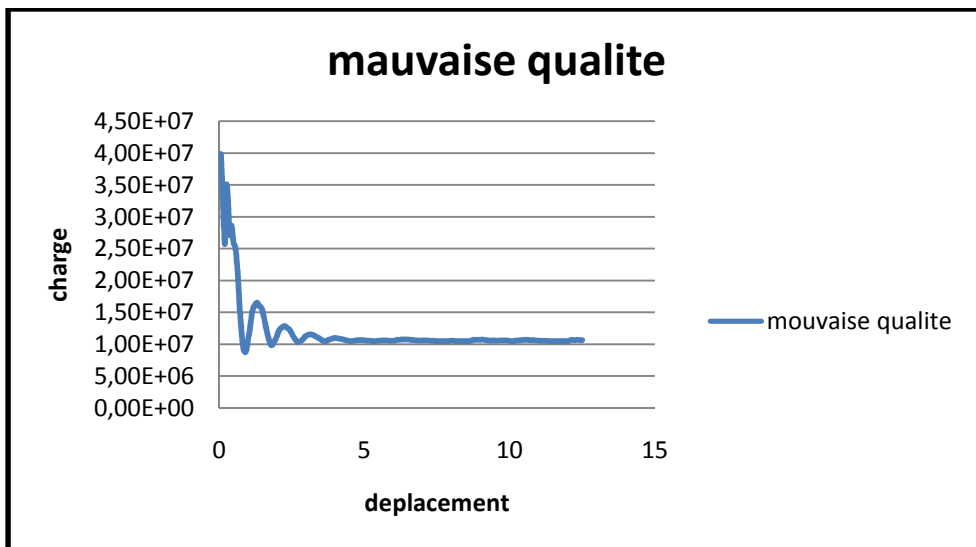


Figure III.23: courbe charge /déplacement d'un massif rocheux de mauvaise qualité

# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

➤ massif rocheux de moyenne qualité :

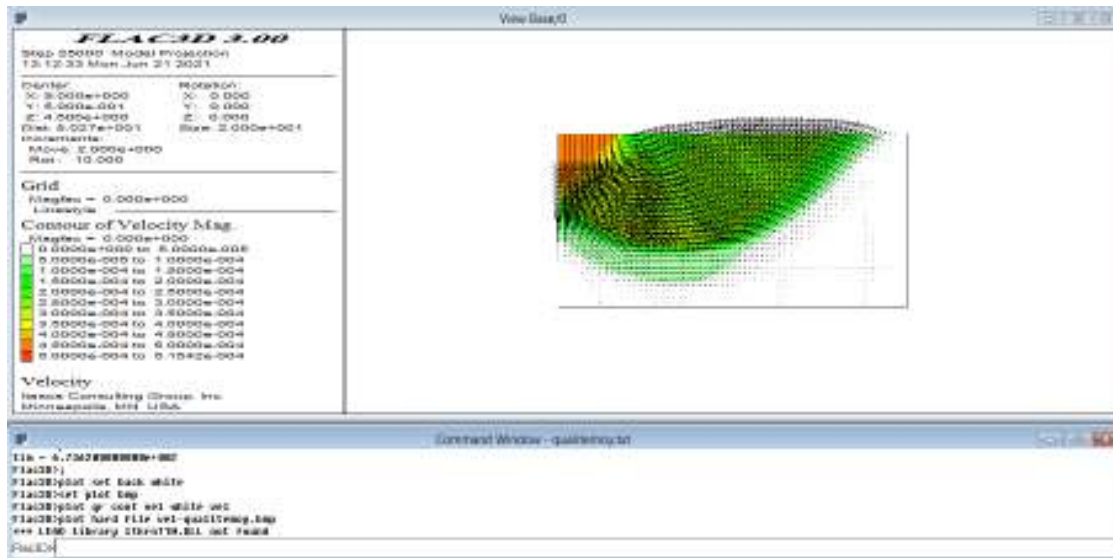


Figure III.24: FLAC3D \_ massif rocheux de qualité moyenne

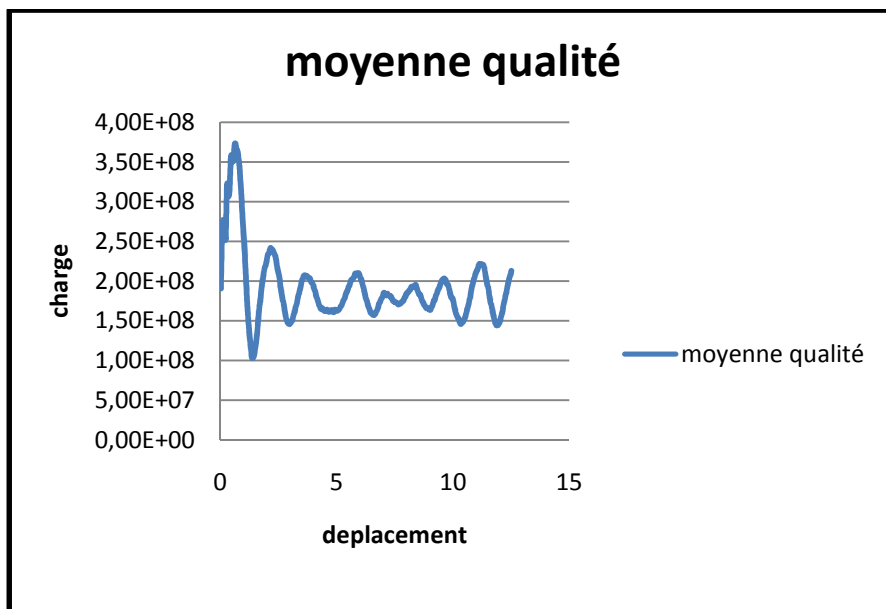


Figure III.25: courbe charge /déplacement d'un massif rocheux de qualité moyenne

# CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

➤ massif rocheux de très bonne qualité :

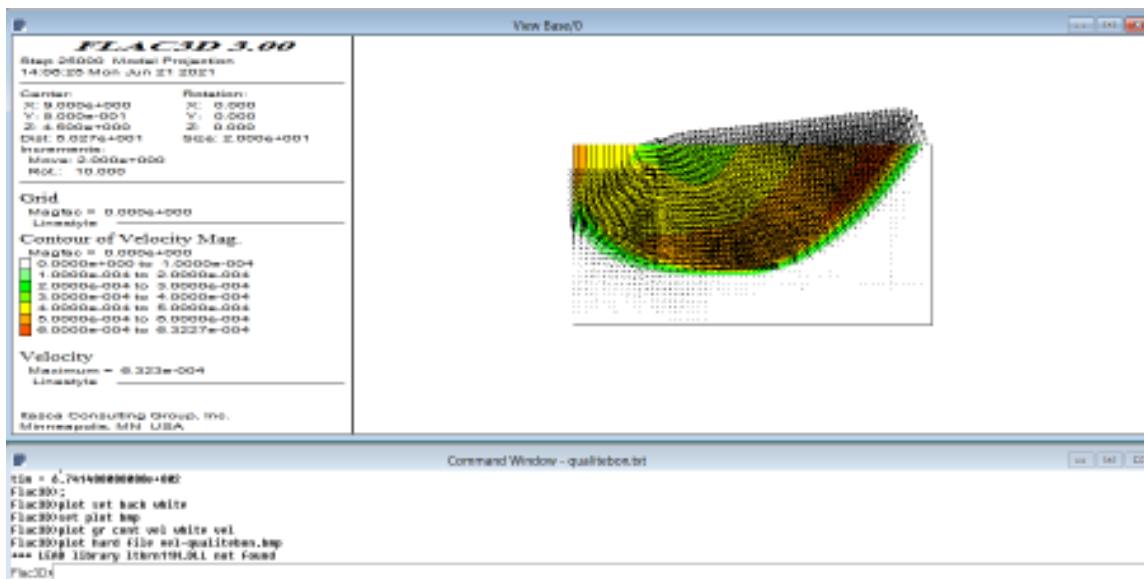


Figure III.26: FLAC3D \_ massif rocheux de bonne qualité

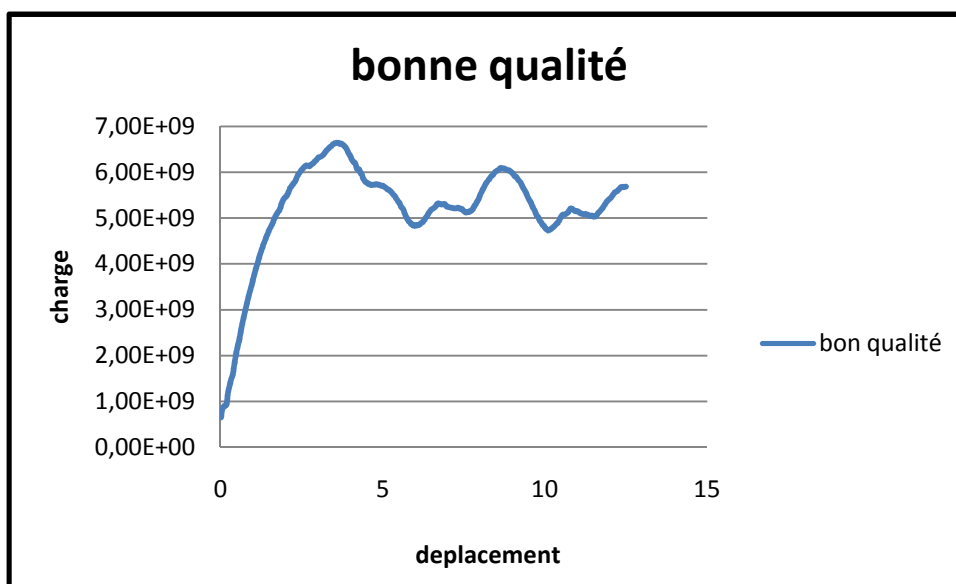


Figure III.27: FLAC3D \_ massif rocheux de bonne qualité

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

---

### **Conclusion:**

D'après les résultats obtenus par le logiciel Flac 3D, on constate que les déplacements au sol sont inférieurs ou égal à 5 cm pour la variation des charges, donc le sol est stable, sous l'effet de son poids propre et sous l'effet des charges étudiées, sous cette valeur critique de déplacement et instable au-delà de cette valeur.

A partir de l'étude paramétrique sur les caractéristiques mécaniques, on peut voir que le mécanisme de rupture est assez bien produit pour chaque qualité de sol. D'où l'on peut déduire une tolérance d'environ 6,5 GPA, qui correspond à un très bon socle pour la fondation choisie.

## CHAPITRE 03 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UN MILIEU ROCHEUX

---

### **CONCLUSION GENERAL:**

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail sur le comportement d'une fondation supposée être celle d'un grand viaduc, reposant sur un massif rocheux.

La recherche bibliographique nous a permis d'apercevoir la multitude et la variété des fondations (fondations superficiels, profondes et mixte). Ou que chacune d'entre elles se distingue par son type et son domaine d'application approprié.

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

Le tassement est un phénomène qui peut être uniforme ou différentielles pose des problèmes aux ingénieurs par ses effets qui cause le flambement des pieux, l'affaissement et glissement de terrain.

Les deux éléments importants auxquels nous nous sommes intéressés dans ce travail, à savoir la capacité portante du sol et le déplacement vertical sous la fondation correspondant tassement, ont été abordé en commençant par trois étapes, on a cherché d'abord la taille de maillage optimale pour notre maillage, puis on a vu les dimensions du champ représentant la frontière terrestre pour voir l'effet des bords et enfin la vitesse considérée pour la simulation de chargement qui nous conduit pour déduire la capacité portante des sols de notre étude.

Enfin, il a été montré que pour une même fondation superficielle et pour la même force de chargement, la capacité portante est faible, moyenne ou bonne selon la qualité de l'assise rocheuse.

Ceci nous amène à penser, en prévision d'une étude à venir, à faire un paramétrage pour la géométrie de la fondation en tenant compte justement de la qualité de l'assise rocheuse.

## **REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE**

**Fadeev A.B., 7-8 juin 1990.***Scale effects of rock strength Theme 1.* [ed.] Proc.of 1st Int.Workshop on scale effects in rock masses. Loen / Norway : s.n. pp. 183-189.

**Muralha J. & Cunha A.P.,**About LNEC experience on scale effects in the mechanical behaviour of joints. Norway, Proc of the Int Workshop on scale effects in rock masses , loen : s.n., june 7-8, 1990. pp. 131-148.

**Hoek E. &al., 1992.***Empirical Strength criterion for rock masses.* Int Soc of Rock Mech Symp . London : J.A Hudson . pp. 209-214.

**Sage J.D.& al.** Aspect of scale effects on rock closure. Norway , theme L, Proc of the 1st Int workshop on scale effects in rock masses , loen : s.n., june 7-8, 1990. pp. 175-180.

**Bachir, Melbouci. 1954-2009.** Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènements.

**Bakour, Azzedine.** comportement aspects Structuraux et Géotechnique. memoire de magistère en genie de la construction à l'école de technologie superieur .Montréal, ecole de technonlgie superieue université Québec : s.n., 2008.

**Bandis S.C. & Barton N.R.***Fundamentals of Rock.* pp. 249-268. Vol. vol .20 N°6.

**Barton N. 1973.***Review of a new shear strength criterion for rock joints.* pp. 287-332. Vol. 7.

**Bieniawski, Z T.** Rock Mass Classification in Rock Engineering. *Exploitation for rock engineering* . CapeTown : Publ Rotterdam : AA Balkema , 1976, Vol. 1, pp. 97-106.

**Borel, S. 2001.***comportement et dimensionnement des fondations mixtes.* these de doctorat de l'ecole nationale des ponts et chaussees.

**Brat-het and Lelianc.**Les ponts suspendus en France. France : Laboratoire central des ponts et chaussées, Decembre 1989.

**Deere D.U. & al.**Design of surface and Near-Surface Construction in Rock . *Failure and Breakage of Rock,* Proc.8th Symp.on rock Mechnics. American : s.n., 1967.

**Hoek E.,***Strength of jointed rock masses.* *Geotechnique.* 1983. pp. 187-223. Vols. 33,3.

**Hoek E. & Brown E.T.,***Underground excavation on rock.* . the institution of Mining and Metallurgy . London : s.n., 1980b.



**FRANK, Roger. (Juin 2003).** calcul des fondations superficielles et profondes. s.l. : édition technique de l'ingénieur.

**Kulhawy F.H. february 1978.** , journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104 N° GT2, pp. 211-227.

**Hamdidi , Taous. 2018/2019.***Etude de comportement d'un fondation sur un groupe de pieux.* Memoire de Master Recherche Geotechnique.

**Hoek, E T and Brown , E T.** The Hoek-Brown failure criterion. Toronto. *15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, . Canada : s.n., 1988.

**Jaeger J.C., 1971 .***Friction of rocks and stability of rock slopes. Geotechnique.* pp. 97-134. Vol. 21 N°2.

**Serafim J.L. & Pereira J.P.,***Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski.* Lisbon : s.n., 1983. pp. 33-44. Vol. 1 (II).

**Stille H. & Olsson L :** *Rock Mechanical measurements at the excavation of underground station Huvudsta.* Aachen : s.n., 1982.

**Lama R.D. & al.***Handbook on the Mechanical Properties of Rocks.* Clausthal, Germany : s.n., 1978b. pp. 105-48. Vol. I.

**Grimstad E. & Barton N.,***Updating the Q-System for NMT.* Opsahl and Berg. s.l. : Opsahl and Berg, 1993.

**RodeN., 1991.***Caractérisation et Modélisation des Massifs Rocheux Fracturés en blocs.* p. 155, these de Doctorat de l'institut National Polytechnique de Lorraine.

**Londe. 1973 P :** The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundation. *Oly J. Engng Geol*, Vol. 6/1.

**Panet M. & al.***La mécanique des roches appliquées aux ouvrages de Génie.* [ed.] Presses de l'ENPC. 1976. p. 235.

**Plumelle.** PDF fondation profondes. 2004

**R, Houpert.** la modalisation des massifs rocheux .20<sup>ème</sup> anniversaire du Comité français de Géologie de l'ingénieur . Paris : s.n., 16 mars 1989.

**Rachez, Xavier.** Les fondations au rocher de grands viaducs: l'apport de la méthode des éléments distincts. Mécanique [physics.med-ph].

**Rochet L.***Mécanique des massifs rocheux.* Sion , Valais : s.n., 1990.

**Yudhbir, & al.***An empirical failure criterion for (J.P).* Melbourne : Publ Rotterdam : AA Balkema, 1983.

**Z.T, Bieniawski.**Determining rock mass deformability. Int J Roch Mech Min Sei and Geomech Abstr. *experiences from case histories* . 1978, Vol. 15, pp. 237-247.