REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUEPOPULARE
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Université Dr. YAHYA FARES De MEDEA
Faculté de Technologie
Département Génie Civil

Projet de Fin d'Etude pour l'obtention
Du diplôme Master en Génie Civil
Option : géotechnique

THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE EN TISSU-SABLE CONFINE POUR LA PROTECTION CONTRE LES IMPACTS

Présenté par:
BERKANE Fatima Zahra

Dirigé par:
Mr. MENAA L

Promotion : 2017/2018

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je remercie ALLAH qui m'a donné la force, la volonté d'accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à encadreur Mr. MENAA L., pour ses conseils, ses correction et sa disponibilité tout on long de la réalisation de ce travail.

Je remercie Mr. ZIRARI M., Mr. REBHI R., et Mr. ALLICHE M., les enseignants de génie mécanique qui m'ont aidé à réaliser ce travail.

Je tiens à remercie également tous les membres du jury.

Je remercie également tous les enseignants de l'université de Médéa.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui de prés ou de loin, m'ont aidé à la réalisation de ce travail. Je souhaite une bonne continuation pour toute la promotion 2018.

Merci à tous

NOTATIONS

Variable	Unité	Description
m_b	[kg]	masse de boule
c	[N.s.m^{-1}]	amortissement dans les modèles simplifiés
u_b	[m]	déplacement de boule dans les modèles simplifiés
u_d	[m]	déplacement de la dalle dans les modèles simplifiés
v_{imp}	[m.s^{-1}]	vitesse de boule
v_b	[m^3]	volume de boule
α	[°]	angle d'inclinaison du bloc par rapport à l'horizontale
ε_{se}	[%]	déformation élastique de l'acier
ε_{sr}	[%]	déformation à la rupture de l'acier
ν_{acier}		coefficient de Poisson de l'acier
ρ_v	[kg.m^{-3}]	masse volumique
ρ_s	[kg.m^{-2}]	masse surfacique
σ_{se}	[Pa]	limite élastique de l'acier
Ec_{boule}	[J]	énergie cinétique de boule
E_{mp}	[J]	énergie cinétique du mur
E_s	[Mpa]	module d'élasticité
F_c	[N]	effort de percussion lors du contact entre le boule et le mur
M^*	[kg]	masse équivalente
E_{cd}	[J]	énergie cinétique de la dalle
ϕ s-g		Angle de frottement sol-géotextile
ϕ c	[°]	Angle de frottement caractéristique
ϕ u	[°]	Angle de frottement inter granulaire
e		coefficient de restitution
E_{eq}	[Mpa]	Module d'Young équivalent
E_{bloc}	[Mpa]	Module d'Young de bloc
ν_{eq}		coefficient de Poisson équivalent
E_{acier}	[Mpa]	Module d'Young d'acier
Ψ	[°]	Angle de dilatance

Abréviation :

B.T.P.H	Bâtiment, Travaux Publics et Hydraulique
CEB	Comité euro-international du béton
CPV	chlorure de Polyvinyle
CEN	Comité Européen de Normalisation
C.T.T.P	Contrôle Technique des Travaux Publics
CNERIB	Centre National d'Etudes et Recherches intégrées au Bâtiment
HDPE	Polyéthylène haute densité
I.R.I.G.M	Institut de recherche interdisciplinaire
	De géologie et de mécanique
I.R.I.G.M	Institut de recherche interdisciplinaire de géologie et de mécanique
NA	Norme algérienne
PE	Polyéthylène
PP	Polypropylène
PH	Potentiel hydrogène
TINDALL ex INDITEX	(Société de production du tissu industriel)
UV	Ultraviolet

Résumé

Le présent travail de mémoire de fin d'étude a été consacré à une étude d'un ouvrage de protection contre les impacts d'origines extérieures naturelles ou provoqués (chutes des blocs, chocs et percussions, …), généralement considérés comme danger pour l'homme et l'environnement. L'ouvrage proposé pour le rôle de protection est un mur composite réalisé en matériaux locaux, en se basant sur la technique de confinement (tissu technique et sable confiné), a été déjà sujet d'une étude antérieure pour jouer le rôle porteur ayant prouvé une capacité portante suffisante sous un chargement latéral.

Le mur en question doit recevoir un impact à l'aide d'une masse projetée avec une énergie donnée. Après évaluation de l'énergie potentielle dans le mur (après impact) on peut estimer son pouvoir dissipatif en calculant un ratio (indice) de degrés d'amortissement. Pour cet objectif une simulation par logiciel « ANSYS APDL ».

Mots-clés : Risques naturels ; ouvrage de protection ; mur composite ; tissu technique ; sable; confinement ; impacts, modèle numérique ; élément finis. ANSYS APDL.

Abstract

The present dissertation work is devoted to a study of a structure of protection against the impacts of natural, or provoked origins (falls of the blocks, shocks and percussions,) as danger for man and the environment. The proposed structure with protection proposed role is a composite wall, made with local materials. Based on the confinement technics, studied structure was already subject of a previous study to play the carrying role and proved sufficient bearing capacity under a lateral loading.

The studied wall must receive an impact using a projected mass with a given energy. After evaluation of the potential energy in the wall (after impact) we can estimate its dissipative ability by calculating a ratio (index) of degrees of damping.

For this purpose a simulation using numerical model "ANSYS APDL".

Keywords: Natural hazards; protective work; composite wall, fabric technique; sand; containment; impacts, numerical model; finite element. ANSYS APDL.

ملخص

عمل الأطروسة الحالي يخص دراسة هيكلسماية ضد تأثيرات طبيعية أو مستحدثة (سقوط الكتل ’ الصدمات والانعكاسات) كخطر على الإنسان والبيئة. الهيكل المكون يلعب الدور المقترح للحماية هو جدار مركب مصنوع من مواد محلية بناءً على تقنيات الحبس. الهيكل المدروس كان موضوعًا لدراسة سابقة للعب دور المحمل وثبت قدرته على التحمل الكافي تحت تحميل جانبي.

الجدار المدروس يتلقى تأثيرًا برمي كتلة بطاقة معينة. بعد تقييم الطاقة الكامنة في الجدار (بعد الاصطدام) يمكننا تقدير قدرته المبددة من خلالسساب نسبة (مؤشر) من درجات التخميد.

لهذا الغرض تم الانتهاء من المحاكاة باستخدام برنامج العناصر المحدودة "ANSYS APDL".

الكلمات المفاتيح : الأخطار الطبيعية ، العمل الوقائي ، الجدار المركب ، النسيج التقني ، الرمال ، الإنتواء ، التأثيرات ، التحليل الرقمي البرنامج الرقمي ANSYS.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements……...II
Résumé……..III
Abstract…….III
الملخص.....IV
Notations.....V
Table des matières……...VII
List des figures……...X
List des tableaux……XIII
Introduction générale……..1

CHAPITRE I LES NOTIONS GENERALES LIEES AUX RISQUES ET MOYENS DE PROTECTION

I.1. Le risque ……4
I.1.1. La vulnérabilité……..4
I.1.2. L'aléa……..…5
I.1.2. Enjeux……
I.2. Les exemples des chutes des blocs……...6
I.3. Les différents ouvrages de protection……...6
I.3.1. Parades actives……...7
I.3.2. Parades passives……7
I.4. différents types de protection……9
I.4.1. merlons ……..9
I.4.2. Ecrans de filets……10
I.4.3. Contreforts……...11
I.4.4. déviateur……...12
I.4.5. Les filets pendus……...13
I.4.6. fosse…….....13
I.4.7. Les galeries de protection pare-blocs……...14
I.5. Conclusion……..16

CHAPITRE II ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES CHOCS ET IMPACTS SUR STRUCTURES

II.1. La notion de choc……..17
II.2. Modélisation des problèmes d'impacts et choc……18

II.2.1. Le choix des différents matériaux……...19
II.2.2. L'expérimentation à petite échelle……..21
II.3. Modélisation des impacts sur structure…….23
II.3.1. Modèle de Jean Tonello……..23
II.3.2. Modèles du CEB [comité Euro-international du béton 1988]…….....26
II.4. Impacts directs sur structures……28
II.4.1. Études expérimentales menées par S. Murtiadi et H. Marzouk [1901]…….28
II.4.2. Université du Koweït – Département de Génie Civil……..…30
II.5. Conclusions…….……..31

III STRUCTURES EN « TISSU-SABLE »

III.1. Structures en « TISSU-SABLE »……32
III.1.1 : Introduction……..32
III.1.2 Fondement des structures en tissu PVC enduit avec sable confiné……..32
III.2. Principe du confinement…….....34
III.3. Autres méthodes de confinement ……35
III.3.1. Ajout d'un liant hydraulique dans la masse (micro confinement)…… ….. 36
III.3.2 . Renforcement de la masse du milieu granulaire par des fibres résistant à la traction ……...36
III.3.3. Confinement partiel……...36
III.3.4. Confinement total……..37
III.4: Propriétés physiques et mécaniques du tissu technique et du sable…….38
III.4.1. le tissu technique enduit PVC ……...38
III.4.2. le sable confiné ……..39
III.4.3.Comportement des sols pulvérulents……..40
III.5. visualisation de l'intérêt du confinement ……41

CHAPITRE IV CONCEPTION D'UN MUR TISSU-SABLE

IV.1. Présentation générale……...43
IV.1.1. Mur composite en « tissu-sable »……..43
IV.1.2. Présentation du tissu technique fabrique en Algérie (1995) ……45
IV.2. Application du mur composite sous la charge d'impact……..48
IV.3. Eventuelles formes d'ouvrages réalisé avec murs composites en « tissu-sable »……. 48
IV.4. La conception et préparation des tests du mur…….49

IV.5. L'interprétation des résultats……....50

IV.6 Conclusion…….……..…….51

CHAPITRE V ETUDE NUMÉRIQUE D' UN MUR COMPOSITE EN "TISSU-SABLE" A L'IMPACT

V.1. Aperçu sur le logiciel de simulation « ANSYS APDL »…….52

V.2. Chois du modèle de calcul ANSYS du mur analysé……..……52

V.3. Méthodologie du chois du modèle numériques…….……..53

V.3.1.Types d'élément choisis……..53

V.3.2. Modélisation des matériaux.....53

V.3.3. Géométrie et maillage…….56

V.3.3.1. Géométrie……..……56

V.3.3.2. Maillage……...56

V.4. Chargement et conditions aux limites……..57

V.5. L'analyse du model……..58

V.6. Résultats de l'analyse du model …….…..…59

V.6.1. Déformations.…….....59

V.6.2. Déplacements…….....60

V.6.3. Contraintes…….....61

V.7. Calcul du pouvoir dissipatif du model……..…...63

V.8. Discutions des résultats…….....64

V.9. Conclusion ……...…64

Conclusion générale……...……...65

REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Le Risque……...……4

Figure I.2. Différents phases chutes de bloc……5

Figure I.3. Exemples de chute de blocs……...……6

Figure I.4. Ouvrages de protection……6

Figure I.5. Ouvrage de protection commandés en fonction de l'énergie de choc en Kilojoules (Descoeudres, 1998)……9

Figure I.6. Merlon en béton armé…….……10

Figure I.7. Merlon de protection renforcé Par des pneus……10

Figure I.8. Schéma général d'un écran de filets ……..……10

Figure I.9. Exemple d'écran à base de filets à anneaux à « six contacts »…..……11

Figure I.10. Contrefort dans des molasses ……...……11

Figure I.11. Schémas en plan d'une tourne et d'une étrave (guide LCPC)…… 12

Figure I.12. Filets pendus…….13

Figure I.13. Fosse aménagement en pied de falaise…….……13

Figure I.14. (1) ancrages passifs près du barrage d'Emosson en Suisse, (2) grillages de protection, (3) piège à blocs de type merlon constitué de gabions, (4) filets métalliques de protection dans le Val d'Arly……14

Figure I.15. Pare-blocs de conception classique (Val d'Arly - Savoie)……. 15

Figure I.16. Pare-blocs Structurellement Dissipant des Essariaux (Val d'Arly – Savoie)…. 15

Figure II.1. classification des chocs……..18

Figure II.2. effort d'impact et charge équivalente statique…….20

Figure II.3. dispositif expérimental à petite échelle……..21

Figure II.4. résultats des expérimentations à petite échelle……22

Figure II.5. interpénétration d'une sphère dans un plan indéformable……24

Figure II.6. modèle élasto-plastique simplifié de l'évolution de l'effort de contact au cours du temps…….24

Figure II.7. modèle simplifié de Jean Tonello……..26

Figure II.8. distribution des vitesses avec hypothèse de déformation statique…….26

Figure II.9. distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact….27

Figure II.10. système-masse ressort à deux degrés de liberté…….27

Figure II.11. système masse-ressort pour un « soft impact »…….28

Figure II.12. système masse-ressort pour un « hard impact »…….. 29

Fig.III.1 : Ouvrages de protection en tissu-sable confine…….32

Figure III.2: Détails sur le mur composite en tissu-sable…….34

Figure III.3: ouvrage de soutènement……...34

Figure III.4 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (contrainte radiales auto générées)……..35

Figure III.5 : Principe de fonctionnement du confinement (Renforcement des sols par nappes horizontales)……..36

Figure III.6: filets pendus, filets de protection ASM (IMS – RM)……...37

Figure III.7 : Géotextile alvéolaire (d'après N. RACANA, 2002)……38

Figure III.8: Représentation de l'effet du confinement sur le plan de Mohr (d'après N. RACANA, 2002)……..38

Figure III.9: Courbe intrinsèque d'un sable legende: 1-sable lache; 2-sable……41

Figure III.10: Visualisation de l'effet du confinement…….41

Figure IV.1. Courbes effort-déformation de plusieurs fibres……..46

Figure IV.2. Structure de protection……....48

Figure IV.3. structure composite circulaire ……..……..48

Figure IV.4-a.La section verticale du mur……..……48

Figure IV.4-b. Coupe verticale de la structure de protection……..48

Figure IV.5. Mur composite testés……..…….. 49

Figure IV.6. Mur après déformation……..50

Figure IV.7. La courbe Charge-déplacement……..50

Figure V.1. L'appareil de contrôle l'impact ……....53

Figure V.2. Représentation du modèle par ANSYS en 3D…….….56

Figure V.3. Représentation le maillage du modèle par ANSYS en 3D……..57

Figure V.4: représentation d'appui du modèle ……...59

Figure V.5. Déformation en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier…….59

Figure V.6. Déformation sur l'axe Y en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier…..60

Figure V.7. Déplacement en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier……60

Figure V.8. Contrainte en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier……61

Figure V.9. Contrainte sur l'axe Z en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier……..61

Figure V.10. Courbe charge déplacement nodal……..62

Figure V.11. Courbe charge déformation du mur……..62

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. différents types de protection……..8

Tableau II.1. récapitulatif des efforts transmis pour les différentes configurations pour une hauteur de chute d'un mètre…….23

Tableau.IV.1. Comportement de la membrane PVC vis-à-vis de certains produits chimiques……...…44

Tableau.IV.2. Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques……..46

Tableau.IV.3. Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide……47

Tableau V.1**.** Paramètres utilisés pour simulation du mur et boule d'acier ……...55

Tableau V.2. Dimensions du modèle du mur et boule d'acier……55

Tableau V.3. représentation l'élément de simulation…….58

Tableau V.4. Contraintes maximales et déformations correspondantes (ANSYS) …….....63

Introduction générale

De nombreuse constructions et infrastructures en zone montagneuse sont soumises à de nombreux aléas tels que (les avalanches ou les chutes de blocs rocheux), zone dite à risque entraînant une prise de conscience des collectivités de leurs besoins en protection.

Les risques par définition sont la confrontation d'aléas (phénomène naturel, anthropique) et des enjeux (humains, économiques,...) situés dans une zone géographique. « Le risque est défini comme étant l'espérance mathématique des pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un aléa particulier. Le risque est le produit de l'aléa par la vulnérabilité » [1].

Le risque est une notion statistique, on peut envisager une approche probabiliste même si les informations statistiques sur les évènements de type accidentel sont très difficiles à obtenir. Les zones de montagne sont directement soumises aux aléas gravitaires et en particulier à l'aléa rocheux, qui peut entraîner des dégâts sur les infrastructures (routes, voies ferrées, etc.), des dégâts humains, et occasionner des coûts importants [2].

Le but de ce travail est de valider le principe de fonctionnement et la conception d'un mur composite textile chlorure de polyvinyle (PVC) constituant l'enveloppe avec remplissage granulaire (sable) pour le rôle de protection contre les impacts, réalisé en matériaux locaux. Les deux matériaux très déformables Permettent de diminuer les risques aux chutes de blocs. Afin d'envisager le suivi des ouvrages de protection, il est nécessaire d'une part d'évaluer l'activité chute de blocs et d'autre part l'augmentation très élevée de niveaux d'énergie de l'impact.

Le premier chapitre de ce mémoire rappellera les notions générales liées aux risques afin d'introduire les phénomènes de chutes de blocs et les différentes ouvrages de protection existantes. Un état des connaissances se rapportant aux éléments théoriques sur les chocs. Le deuxième chapitre modélisation des problèmes d'impact sur la structure. Le chapitre trois conception la structure étudié mur en tissu-sable, et le dernier chapitre sera consacré à une modélisation par méthode numérique éléments finis, logiciel ANSYS APDL. Enfin la conclusion de ces recherches clôturera ce document.

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I LES NOTIONS GENERALES LIEES AUX RISQUES ET MOYENS DE PROTECTION

I.1. Le risque :

L'équipe «Risque et Vulnérabilité». L'objectif est de traiter les problèmes associés aux risques naturels et anthropiques, de plus en plus fréquemment posés par notre société, et pour lesquels l'ingénierie ne peut aujourd'hui apporter de réponse satisfaisante. Notre approche concerne les géo matériaux, elle vise la compréhension et la modélisation des phénomènes mis en jeux aux échelles locale du matériau jusqu'à celle globale de l'ouvrage. Certaines activités sont relatives à l'aléa (instabilité), d'autres à l'action et à l'effet sur l'ouvrage d'une sollicitation dynamique sévère. L'ensemble aléa-action-effet a également pu être abordé. Les travaux développés au sein de l'équipe sont tant de nature expérimentale que numérique. Ils sont dans leur grande majorité menés dans le cadre de collaborations nationales ou européennes incluant la participation de partenaires industriels [1].

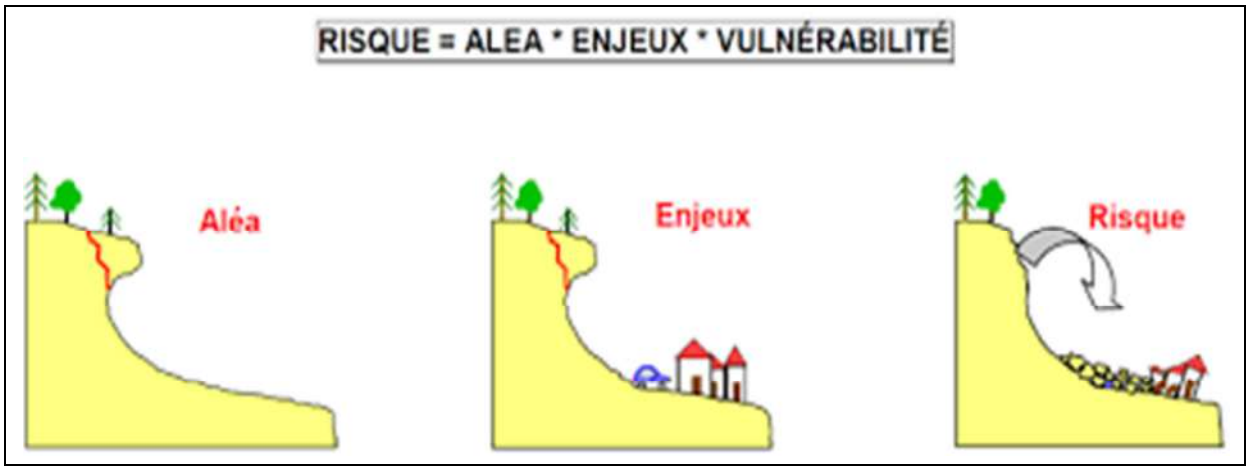


Figure I.1 : le Risque

I.1.1. La vulnérabilité :

La vulnérabilité est la Susceptibilité d'un système d'enjeux à subir des dommages sous l'action d'un danger. Elle peut être attachée au degré relatif de perte de valeur de l'enjeu quand il est affecté par un aléa de nature et d'intensité donnée. Elle est généralement exprimée sur une échelle de 0 (pas de perte) à 1 (perte complète). Elle correspond alors au niveau des dommages prévisibles engendres par le phénomène considère (entre 0 et 100 %). A une autre échelle, La vulnérabilité exprime aussi un ensemble de conditions et de processus résultant de facteurs physiques, économiques et environnementaux, qui accroissent la susceptibilité de la collectivité aux conséquences des aléas.

I.1.2. L'aléa :

L'aléa qualifie tout événement, phénomène ou activité humaine imprévisible, existant ou potentiel, à l'origine des risques. Il est souvent accompagne d'une quantification : fréquence ou probabilité d'un phénomène d'une nature et d'une intensité donnée, dans une zone géographique donnée et sur une durée de référence, et qui peut provoquer la perte de vies humaines, des blessures, des dommages aux biens, des perturbations sociales ou économique ou la dégradation de l'environnement.

Le phénomène de chute de blocs affecte des roches fracturées tels que calcaire, grès, roches cristallines etc. C'est un phénomène rapide, pendant lequel les blocs effectuent une chute libre ou roulent depuis une pente jusqu'au dépôt sur la zone d'impact. La vitesse de chute et la distance parcourue par un bloc dépendent de sa taille et sa forme, mais aussi de la pente du terrain et de la nature du sol.

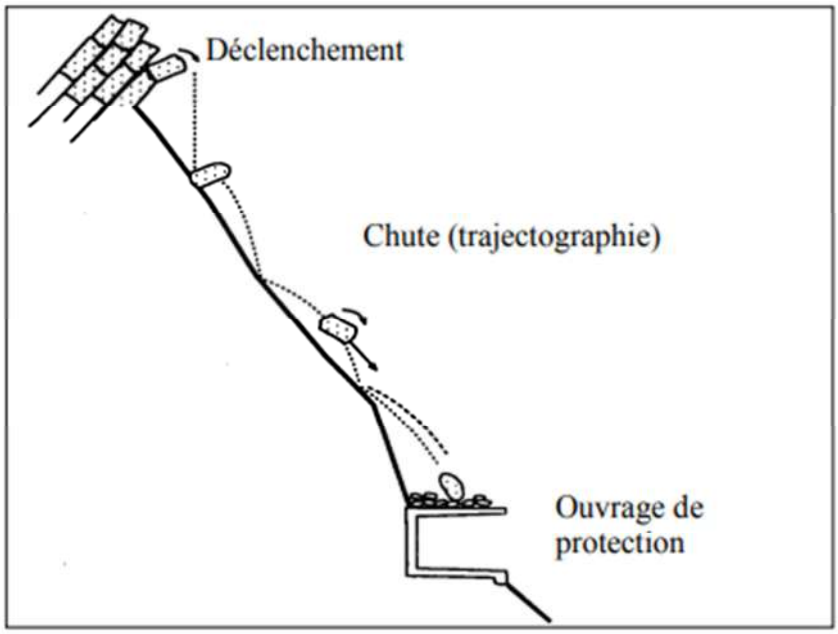


Figure I.2 : différents phases chutes de bloc [14].

I.1.3. Enjeux :

Est l'ensemble des personnes et des biens susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.

I.2. Les exemples des chutes des blocs



Figure I.3 : exemples de chute de blocs [sur internet].

I.3. Les différents ouvrages de protection



Figure I.4 : ouvrages de protection [savoie]

Les ouvrages de protection permettent de diminuer les risques dus aux chutes de blocs. Diverses parades existent pour se protéger de ce phénomène, elles dépendent du volume des blocs, de la fréquence des chutes, de la nature de l'enjeu à protéger et du coût financier. Elles peuvent être classées en deux catégories : les parades actives ou passives.

I.3.1. Parades actives: Elles consistent à éviter le déclenchement et ainsi à supprimer l'aléa ou le rendre acceptable. Les principales actions sont :

• suppression de la masse (purge, reprofilage ou abattage),

• stabilisation / confortement de la masse instable (soutènement, ancrage, béton projeté, filets ou grillages plaqués),

• drainage (drainage de surface ou drainage profond).

I.3.2. Parades passives: Elles consistent à diminuer la vulnérabilité des enjeux sans supprimer l'aléa. Parmi ces parades nous trouvons :

• des merlons,

• des écrans : écran à structure rigide, barrière fixe de grillage, écran déformable de filet,

• des fosses de réception,

• des dispositifs amortisseurs, boisement,

• des déviateurs : grillage ou filet pendu, déviateur latéral, galerie pare-blocs.

Le tableau suivant regroupe les différents types de parade, la nature du risque pour lequel elles sont utilisées et leurs utilisations [2] :

Famille	Type	Nature du risque	Utilisations et recommandations
Parade active	Purges de paroi	Blocs - masse de faible volume bien individualisée	Solution temporaire nécessitant la surveillance régulière de la falaise
	Ancrages	Ecailles Masse importante	Suivi de la tension des ancrages Difficulté d'accès
	Contreforts en béton	Surplombs Blocs	Falaise de faible hauteur
	Filets plaqués	Blocs	La zone d'ancrage doit offrir toute garantie de stabilité
	Béton projeté	Petites pierres Instabilités superficielles	Esthétique discutable, vérification de l'absence de roches gonflantes, dispositions contre la pression de l'eau
Parade passive	Merlons	Blocs Éboulement de faible volume	Entretien périodique de la butte Purge de la fosse Attention au risque d'instabilité résultant de la surcharge Maîtrise du ruissellement à l'amont
	Filets métalliques	Blocs isolés ou Éboulement de quelques blocs	Énergie d'impact inférieure à 10 000 kJ Mise en place relativement simple Surveillance de la tension des haubans Purge des filets
	Galeries	Blocs, éboulements Grand nombre de compartiments instables	Énergie d'impact importante (supérieure à 15 000 kJ) Purge du toit de la galerie

Tableau I.1 : différents types de protection [14].

Une image générale des capacités de différents types de protection passives avait été par F. Descoeudres (1998), sous la forme de la Figure I.5 :

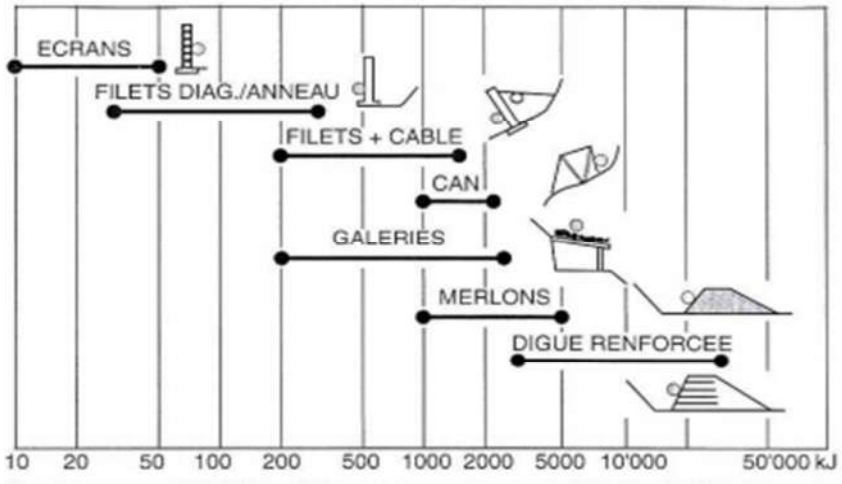


Figure I.5 : ouvrage de protection commandée en fonction de l'énergie de choc en Kilojoules (Descoeudres, 1998).

L'expérience que nous avons aujourd'hui, pour limitée qu'elle soit, et les progrès technologiques récents conduisent à proposer des capacités sensiblement étendues :

_ Ecrans pare-pierres → 200kj
_ Ecrans de filets pare-blocs (avec dissipateurs) → 5000kj
_ Galeries en béton →10000kj
_ Galeries en béton (avec dissipateurs) →15000kj
_ Merlons en sols renforcé →150000kj

I.4. Différents types de protection :

I.4.1. Merlons :

Les merlons de protection sont des ouvrages géotechniques de type remblai en surélévation, implantés à l'amont des structures à protéger en tant que parade passive contre les chutes de bloc, désigne en France les ouvrages massifs en surélévation, situé à l'amont de la structure à protéger et ceci quelle que soit l'importance de l'ouvrage. En Suisse, le terme merlon désigne les petits ouvrages en remblai ; les ouvrages plus importants, le plus souvent renforcés, sont appelés "digues", parade passive ayant pour but de stopper les blocs ou les masses de grande dimension se propageant le long d'un versant avec des énergies élevées, voire très élevées (couramment 30000 kJ jusqu'à environ 150000kJ) [3].



I.6: Merlon en béton armé.



I.7 : Merlon de protection renforcé Par des pneus

I.4.2. Ecrans de filets

Implantés à partir du diagnostic géologique (aléa de rupture) et des études trajectographiques (aléa de propagation), les écrans de filets constituent une parade passive largement employée pour lutter contre les risques de chutes de pierres ou de blocs.

Le principe fonctionnel de ces ouvrages repose sur l'interception de la trajectoire probable du ou des blocs par un filet. Pour cela, ce dernier doit être correctement positionné et maintenu à l'aide d'une structure porteuse, notamment composée de poteaux et de haubans (figure I.8). Au moment de l'impact, il s'agit non seulement d'intercepter le bloc incident, mais surtout de résister à sa perforation en dissipant l'énergie correspondante. Pour cela, ces écrans incluent le plus souvent, en plus de la structure porteuse, des dispositifs dissipateurs spécifiques également appelés freins.

Le filet lui-même est donc l'organe principal de l'écran (figure I.9), les autres composants n'étant là que pour là que pour le maintenir et l'amortir.

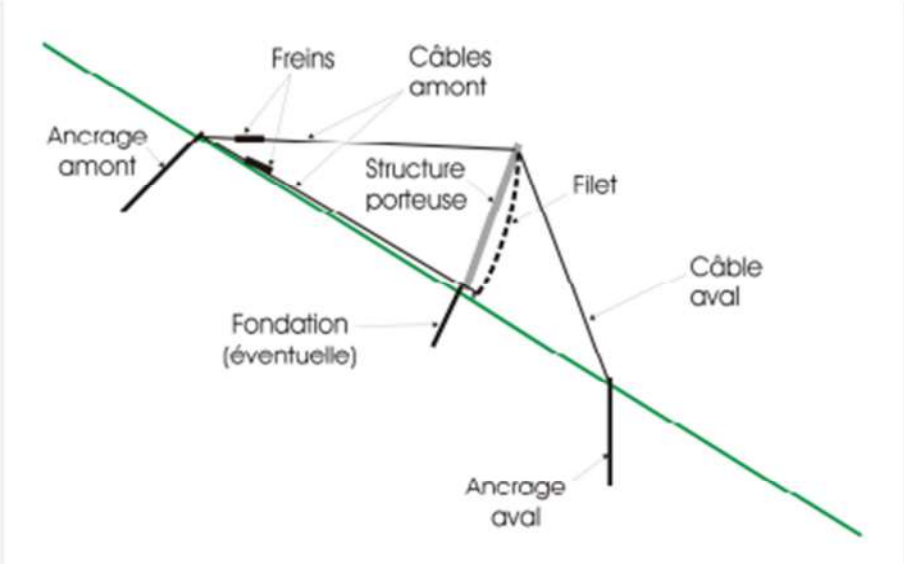


Figure I.8 : schéma général d'un écran de filets [4].



Figure I.9 : Exemple d'écran à base de filets à anneaux à « six contacts » [4].

I.4.3. Contreforts

Les contreforts sont des ouvrages actifs généralement constitués de béton armé (figure I.10). Lorsque les efforts appliqués sur l'ouvrage comportent des composantes tangentielles (composantes autres que de compression simple), des ancrages passifs viennent renforces la tenue de la structure. Le rôle principal d'un contrefort est d'assurer une butée de pied pour la masse potentiellement instable qui présente en général un important déchaussement [4].



Figure I.10 : contrefort dans des molasses [4]

I.4.4. déviateur :

Le déviateur latéral est un obstacle biais destiné à infléchir la trajectoire en plan d'un éboulement. Il s'agit souvent d'une levée de terre, donc une digue positive au sens valaisan et valdotain. Parade passive ayant pour but de dévier latéralement, vers une zone à moindre risque ou vers des ouvrages de réception, la trajectoire de blocs ou masse rocheuses dévalant une pente ; le but n'est donc pas de stopper les blocs, mais de modifier leur trajectoire (le déviateur peut aussi avoir une action de freinage). Un déviateur latéral est utilisé pour :

-dévier en direction des zones où il n'y a pas de risques.

-dévier quand il existe une lacune entre deux ouvrages de protection ne pouvant pas être traitée par un écran classique.

Les deux principaux types de déviateurs utilisés sont les tournes et les étraves.

a) Déviateur simple ou tourne : Obstacle allongé, rectiligne ou courbe, dressé sur un versant dans la zone de propagation (utilisé couramment en protection contre les avalanches). Son orientation est fonction à la fois de la zone de départ des masses instables (nécessité d'intercepter un maximum de masses) et de la zone de réception vers laquelle on souhaite les diriger.

b) Déviateur double en étrave : Obstacle en forme de chevron pointé vers l'amont et placé immédiatement au dessus de l'ouvrage ponctuel à protéger. Les déviateurs sont des ouvrages dont la forme et le dimensionnement doivent être adaptés aux objectifs de recherchés [5].

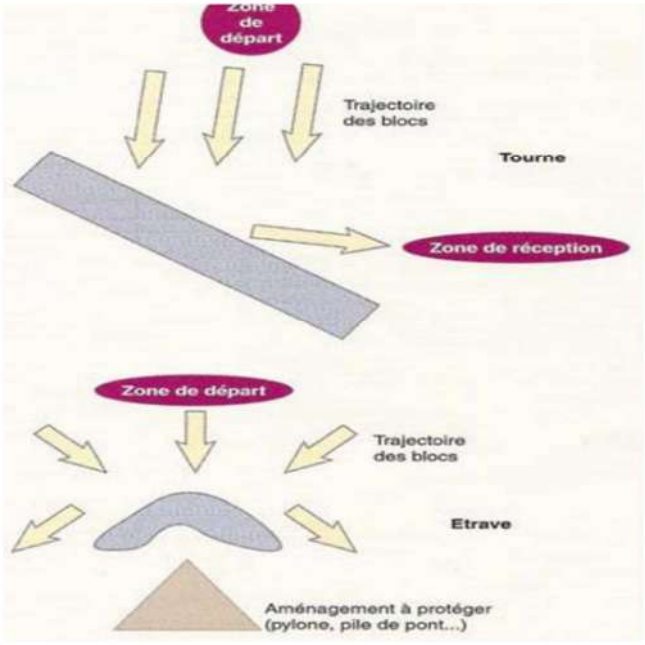


Figure I.11 : Schémas en plan d'une tourne et d'une étrave (guide LCPC) [5].

I.4.5. Les filets pendus

L'utilisation de filets pendus destinés à contrôler la chute de blocs rocheux de plusieurs mètres cubes est beaucoup plus récente que l'utilisation des grillages.



Figure I.12 : filets pendus [4].

I.4.6. fosse

Les ouvrages en déblais, appelés en France fosse de réception, sont considérés en Valais et Vallée d'Aoste comme des digues négatives. Cette parade passive a pour objectif de capter et de stocker des pierres, des blocs isolés ou des éboulements importants. Il s'agit d'une excavation qui est réalisée immédiatement à l'amont de l'enjeu à protéger (très souvent associée aux digues positives) [5].

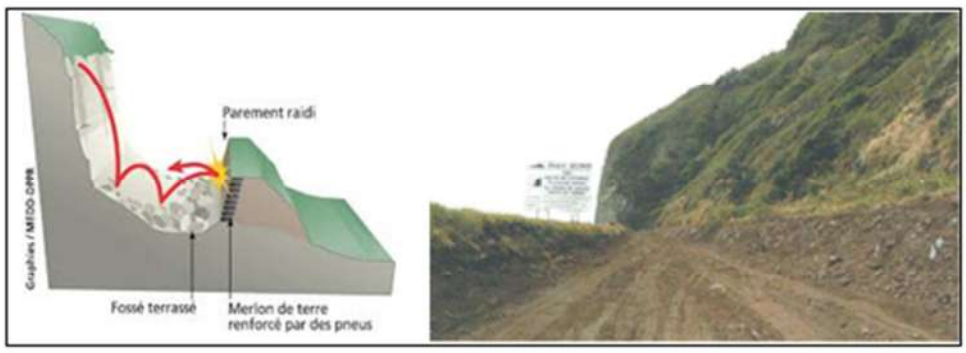


Figure I.13: fosse aménagement en pied de falaise [5].



Figure I.14 : (1) ancrages passifs près du barrage d'Emosson en Suisse, (2) grillages de protection, (3) piège à blocs de type merlon constitué de gabions, (4) filets métalliques de protection dans le Val d'Arly [14].

I.4.7. Les galeries de protection pare-blocs

La technique habituelle des galeries de protection consiste à réaliser, dans la zone exposée aux chutes de blocs, une dalle recouverte d'un matériau de couverture, comme le montre(la figure I.14). Dans un tel ouvrage, la couche de sol au-dessus de la dalle n'a qu'une fonction dissipative : elle absorbe l'énergie d'impact.

La conception de la dalle en béton armé repose ainsi essentiellement sur une approche statique puisque sa fonction se résume à supporter la masse du remblai et une pression statique « équivalente ». Malheureusement cette technique, très employée jusqu'à présent, engendre de nombreux problèmes comme le recours à l'utilisation de fondations spéciales (due au poids propre important du matériau de couverture et de la structure) et la maintenance et la surveillance régulière de la structure de l'ouvrage (évacuation des blocs restés sur l'ouvrage, re-foisonnement du remblai de couverture après un impact important) [14].

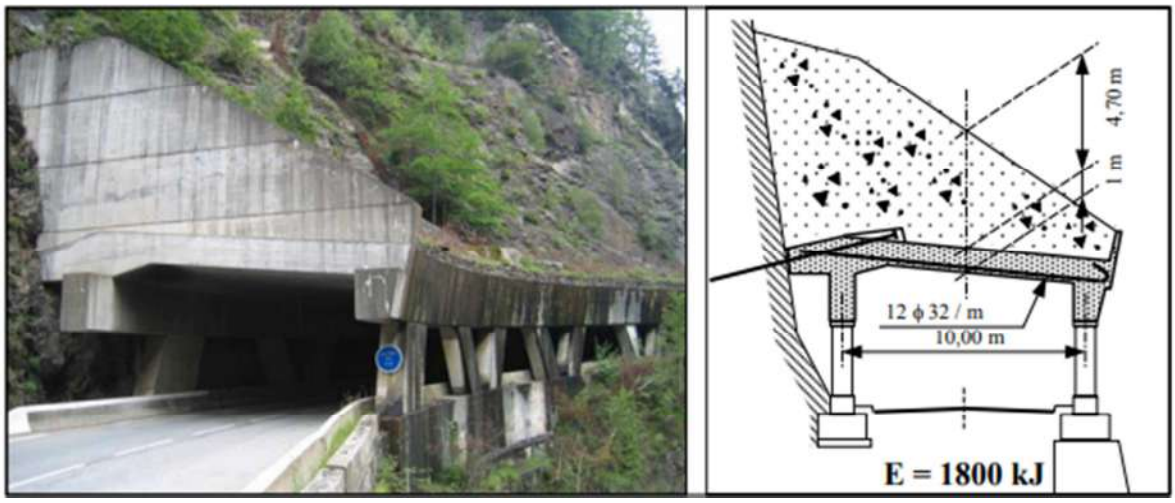


Figure I.15 : pare-blocs de conception classique (Val d'Arly - Savoie) [14].

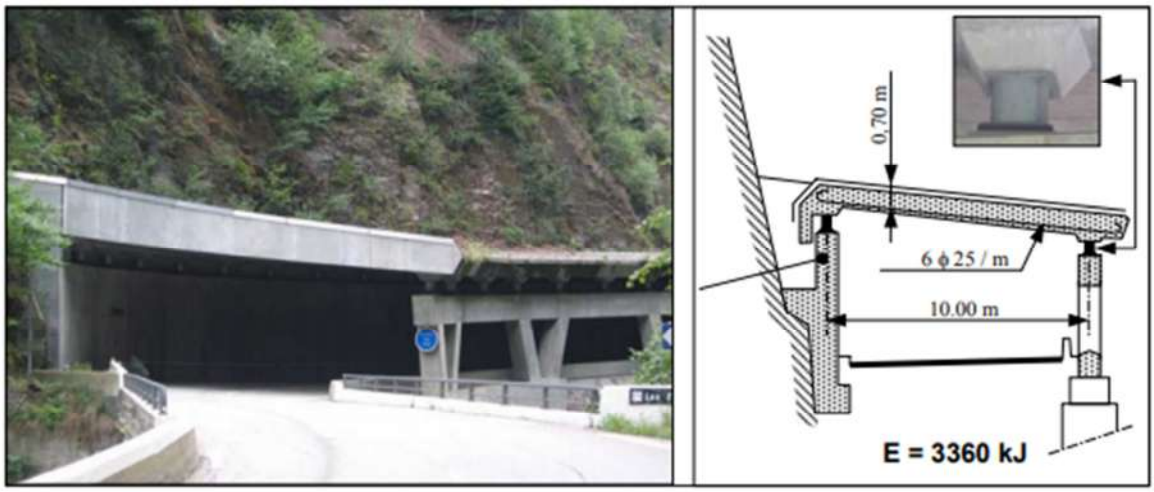


Figure I.16 : Pare-blocs Structurellement Dissipant des Essariaux (Val d'Arly – Savoie) [14].

Les avantages de ce type de structure sont de réduire d'environ 30 % l'épaisseur de la dalle de couverture par rapport à une conception classique, entraînant une diminution du poids propre de la structure. Ce gain de poids engendre des économies significatives sur les fondations, souvent réalisées dans des sols de mauvaise qualité ou de mise en œuvre délicate (à flan de montagne par exemple). De plus, les chocs au niveau des appuis sont pris en compte grâce aux appuis fusibles, rendant la dalle indépendante du reste de la structure. La maintenance et l'entretien sont également facilités par le fait que la dalle est accessible, les blocs pouvant ainsi être facilement évacués.

Le premier ouvrage réalisé est le pare-blocs des Essariaux (figure I.15) en 1998 sur la RN 212 dans les gorges de l'Arly en Savoie (énergie d'impact de 3360 kJ) et le deuxième est la galerie pare-blocs de la Grande Platte (énergie d'impact 6050 kJ), sur la RD 91 b sur les communes de Champagny-en-Vanoise et du Planay (Savoie). Plusieurs projets

sont en cours dont notamment la galerie pare-pierres de Poniente (Savoie) qui, dans l'étude initiale, était inclinée et pouvait dissiper une énergie de 16600 Kj [6].

I.5. Conclusion

On peut conclure dans cette partie qu'il existe de nombreux type de protection contre les chutes des blocs rocheux selon leurs caractères temporaire ou permanente passifs ou actifs. Pour la protection permanente passive, les ouvrages de protection peuvent être classés en fonction de leur capacité d'absorbant d'énergie cinétique. C'est dans ce contexte que s'inscrit le travail de mémoire. L'objectif étant de concevoir un ouvrage de protection dissipatif, mur en tissu- sable, de faible épaisseur, pour des énergies cinétiques de l'ordre de quelques centaines de Kilojoules.

II ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES CHOCS ET IMPACTS SUR STRUCTURES

Afin de quantifier l'activité de l'aléa rocheux en une zone et éventuellement utiliser les galeries de, il est indispensable de connaître le chargement lors du choc qui permettra d'accéder à certains paramètres comme le niveau de choc, la durée du choc et l'énergie d'impact.

Cette étude bibliographique se divisera en deux parties principales. Dans un premier temps, les éléments théoriques traitant des chocs et de la modélisation des problèmes d'impact sur des structures seront abordés. La notion de choc et les effets de vitesse sur les matériaux seront analysés, ainsi que les différentes modélisations existantes.

II.1. La notion de choc

Un choc mécanique est défini comme étant une excitation dont la durée est de l'ordre de grandeur ou inférieure à environ deux fois la période propre du système mécanique sollicité. Il y a choc mécanique lorsqu'en un point, une force, une position, une vitesse ou une accélération est brusquement modifiée et que cela crée un régime transitoire dans le système considéré. On peut distinguer deux formes de chocs mécaniques ; le choc mou et le choc dur. Un choc mou est défini comme un choc pour lequel l'impacteur reste solidaire de la structure impactée. Dans un tel choc, les vitesses de l'impacteur et de l'impacté sont identiques après choc. Dans le modèle du CEB où l'impact d'un corps sur une structure est modélisé par l'intermédiaire d'un système masse-ressort à deux degrés de liberté, un choc mou est défini par une déformation beaucoup plus importante de l'impacteur par rapport à l'impacté. Un choc dur est l'opposé d'un impact mou, le contact est perdu après impact. François Tout le monde a établi des ordres de grandeurs des vitesses de déformation en fonction du type de choc. Pour des chutes de blocs, la vitesse de déformation est comprise entre 5.10^{-3}et 80 $m.s^{-1}$, cette gamme de vitesse de déformation est donc intermédiaire entre le choc mou et le choc dur [14].

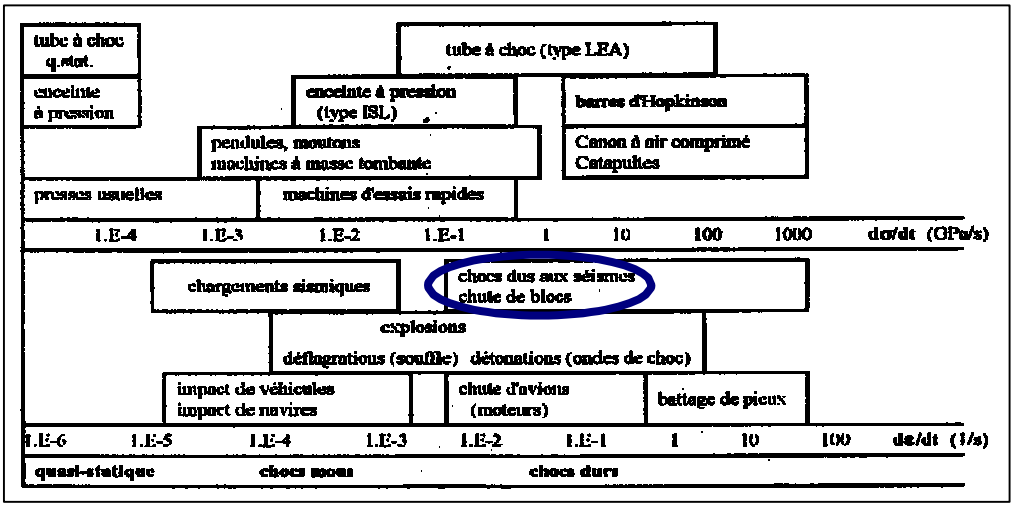


Figure II.1 : classification des chocs [14]

II.2. Modélisation des problèmes d'impacts et choc [14] :

Dans le cas de chocs comme des explosions, les sollicitations appliquées à l'ouvrage dépendent de très nombreux paramètres. Ainsi, pour les chocs, la force d'impact dépend de la géométrie des deux corps impactant, de leur raideur, de leur masse, de leur vitesse initiale, etc. Une des difficultés dans les problèmes de chocs réside dans la quantification des échanges d'énergie. Dans tous les cas, les lois de conservation de la masse et de la quantité de mouvement s'appliquent pour décrire le choc entre deux masses ponctuelles. Ainsi, en considérant deux masses ponctuelles « m_1 » et « m_2 » animées respectivement de vitesses « $\overrightarrow{v_1}$» et « $\overrightarrow{v_2}$», avant choc et « $\overrightarrow{v'_2}$ » et « $\overrightarrow{v'_1}$», après choc, la conservation de la quantité de mouvement, indépendamment de toute action extérieure :

$$m_1 \overrightarrow{v_1} + m_2 \overrightarrow{v_2} = m_1 \overrightarrow{v'_1} + m_2 \overrightarrow{v'_2} \qquad \text{(II.1)}$$

Ce même principe de conservation de la masse, appliqué à l'une des masses seulement, permet de faire apparaître l'impulsion « $\vec{I}$ » :

$$m_2 \overrightarrow{v_2} - m_2 \overrightarrow{v'_2} = \vec{I} = \int_{t-}^{t+} F_c \, dt \qquad \text{(II.2)}$$

Où Fc représente l'effort de contact appliqué par la masse « m_1 » à la masse « m_2 » pendant la durée du choc « $\Delta t = t_+ - t_-$ ». Pendant la phase de contact entre les deux corps, une certaine quantité d'énergie peut être dissipée. Dans la pratique, pour le cas de solides indéformables, cette perte d'énergie est quantifiée à l'aide d'un coefficient « e » de restitution défini par le rapport soit des vitesses soit des énergies cinétiques relatives avant (respectivement Δv et ΔE_c) et après choc (respectivement $\Delta v'$ et $\Delta E_c'$):

$$e = \frac{\Delta v'}{\Delta v} \qquad (II.3) \qquad ou \qquad e = \frac{\Delta E_C'}{\Delta E_C} \qquad (II.4)$$

Les deux cas extrêmes, à savoir (e = 1 et e = 0), correspondent respectivement à un choc parfaitement élastique (aucune dissipation d'énergie) et à un choc mou ou parfaitement Plastique. Ce coefficient dépend, en réalité, de la vitesse d'impact, des dimensions des corps entrant en collision, ainsi que de leurs propriétés élastiques et viscoélastiques.

Les impacts sur des structures se découplent donc en deux problèmes : l'évaluation de l'effort de contact et le calcul de la réponse de la structure. Le début de la réponse de la structure peut être traité notamment à l'aide de différents schémas d'intégration temporelle de base modale. En revanche, l'étude du mouvement ultérieur de la structure est déterminée par des méthodes d'intégration implicites afin de limiter le nombre de pas de temps. Concernant la détermination de l'effort de contact, plusieurs formulations existent, pour les impacts entre un solide et un plan, dépendant des hypothèses faites sur la nature du contact.

II.2.1. Le choix des différents matériaux

Ces dernières décennies ont été très prolifiques concernant le niveau de dissipation d'énergie présenté par les matériaux, qu'ils soient simples ou complexes ; nous présenterons ici ceux qui nous ont paru les plus représentatifs. Chikatamarla (1907) fait un bilan, qu'il a souhaité le plus exhaustif possible, sur les différents matériaux et systèmes utilisés pour dissiper de l'énergie dans le cadre d'un impact rocheux. L'analyse recense un nombre important de paramètres qui influent sur la dissipation d'énergie et présente les modèles numériques ou analytiques qui permettent de quantifier cette dissipation. Il y est expliqué, tout comme dans la directive suisse de 2008, que "L'effet de la couverture est d'amortir les chocs et de diminuer les sollicitations sur la structure. Il est ainsi possible de prévenir les perforations et les éclatements en face inférieure de la dalle. L'épaisseur de couverture nécessaire dépend de la masse et de la vitesse des blocs, ainsi que du type de matériau de remblai utilisé". Le matériau servant uniquement pour la dissipation d'énergie, il existe des formules empiriques pour évaluer l'effort dynamique dû à l'impact et la déduction de la charge surfacique équivalente statique qui permet de dimensionner la structure support.

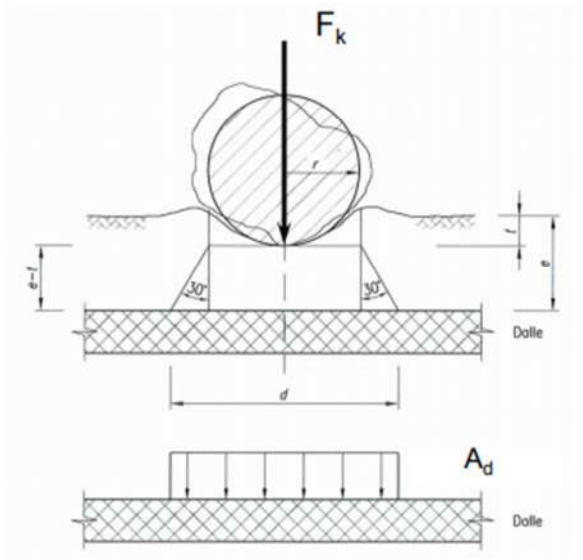


Figure II.2 : effort d'impact et charge équivalente statique

Dans cette même directive, il est possible de retrouver les formules empiriques fournissant F_k et la force statique de remplacement A_d.

$$F_k = 2.8e^{-0.5}\, r^{0.7}\, M_{EK}^{0.4} \tan\varphi_K \left(\frac{m_k v_k^2}{2}\right)^{0.6} \qquad \text{(II.5)}$$

$$t = \left(\frac{m_k v_k^2}{F_K}\right) \qquad \text{(II.6)}$$

Avec

- t : profondeur de pénétration (m)
- F_k : valeur caractéristique de la force au point d'impact (KN)
- m_k : valeur caractéristique de la masse du bloc (t)
- r : rayon de la sphère idéale équivalente (m)
- v_k : valeur caractéristique de la vitesse d'impact (m/s)
- e : épaisseur de la couche de couverture (m)
- $m_{E,k}$: valeur du module statique de compressibilité du couverture (KN/m²)
- φ_k : valeur de l'angle de frottement interne du matériau de couverture

$$A_d = C \times F_k \qquad \text{(II.7)}$$

La force statique de remplacement A_d résulte du produit de l'action dynamique F_k par un coefficient de construction C qui prend en compte les modes de rupture de l'élément support (rupture ductile ou fragile), ce coefficient varie de 0,4 à 1,2.

II.2.2. L'expérimentation à petite échelle [6] :

Le choix de la géométrie a été guidé essentiellement par l'objectif de faire une étude comparative des matériaux ou des complexes de dissipation en termes d'effort transmis à la structure support.

La figure II.3 permet d'avoir une vue d'ensemble du dispositif mis en œuvre : il est constitué d'une partie inférieure (réceptacle) recevant les éléments ; un capteur d'effort, placé en partie inférieure, mesure l'effort transmis ; la partie supérieure (impacteur) est constituée d'une sphère métallique en acier de 15 cm de diamètre et d'une masse de 13,5 kg.

Les hauteurs de chute de l'impacteur varient entre 0 et 2,50 m soit une énergie d'impact maximale de 334 J.

L'épaisseur des couches de matériaux granulaires testées est comprise entre 10 et 15 cm.

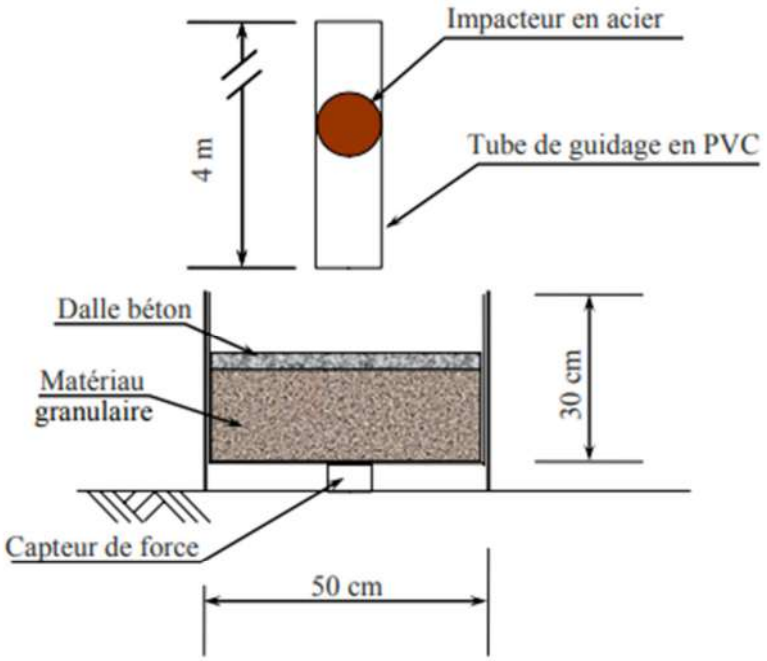


Figure II.3 : dispositif expérimental à petite échelle

Les différentes configurations testées sont :

- Sable d'Hoston dont le squelette granulaire s'étend de 0,1 à 1 mm,
- Gravier 5/15,
- Pouzzolane 7/12,
- Complexe constitué d'une chaussette de géotextile extensible remplie de sable dont le diamètre plein est de 12 cm. Analyse des résultats à partir de ces premiers essais :

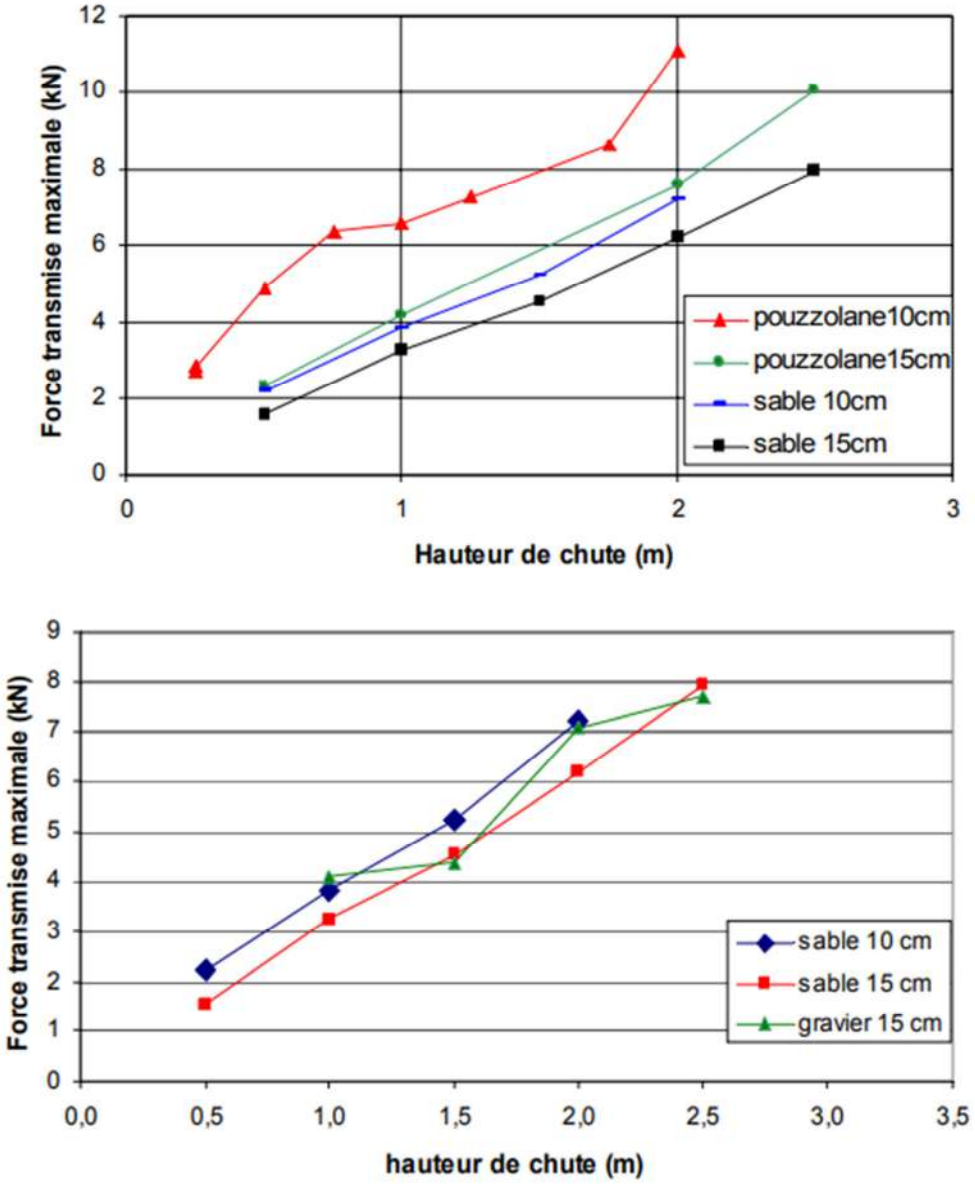


Figure II.4 : résultats des expérimentations à petite échelle [6]

Sur la figure II.4, nous pouvons remarquer que l'augmentation de la hauteur de chute, donc de l'énergie d'impact, conduit bien à une augmentation de l'effort transmis, ce qui semble assez trivial. En revanche, ce qui l'est un peu moins, c'est le fait que l'utilisation de la pouzzolane

Ne Présente pas d'intérêt dans le cadre de notre étude au contraire, elle conduit à une force transmise plus importante que pour les autres matériaux. De plus l'analyse du matériau a posteriori a montré une très importante déstructuration de la pouzzolane, même pour des énergies aussi faibles que 300 J.

Sur le graphe, la comparaison entre le sable et le gravier est possible. Il est à remarquer que les différences entre les deux matériaux sont très faibles vis-à-vis de l'effort transmis ce qui va dans le sens de ce qui a été observé par Sarah Montani (1998).

	Effort transmis (kN)
Dalle + 15 cm de sable	11
Géotextiles seuls	9
Dalle + géotextiles	5
15 cm de sable	3,5

Tableau II.1: récapitulatif des efforts transmis pour les différentes configurations pour une hauteur de chute d'un mètre

L'analyse s'est pour suivie par des tests sur des éléments complexes (Géotextile et ajout d'une dalle de répartition). Les résultats sont donnés dans le tableau II.1. L'exploitation de ces résultats devient très difficile et semble s'opposer aux résultats de l'expérimentation à L'échelle : cela provient certainement du fait que cette expérimentation a été menée sur un petit volume, ce qui peut conduire à un effet de confinement qu'il va être difficile de caractériser, comme cela se retrouve sur l'essai "Dalle + 15 cm de sable". Les résultats obtenus ont néanmoins permis une bonne analyse relative pour des matériaux similaires (pouzzolane, sable ou gravier) mais ils ne pourront pas nous permettre une analyse plus poussée des systèmes complexes. Pour ces derniers des expériences quasiment en vraie grandeur s'imposent [6].

II.3. Modélisation des impacts sur structure

La mise au point d'un modèle simplifié avait pour but de servir dans une phase de pré dimensionnement de structure. Cette utilisation est toujours d'actualité même s'il semble aisé de faire un calcul "rapide" avec un outil numérique tel que (ANSYS). Mais il ne faut pas oublier que ce calcul "rapide" prend 5 heures par simulation et qu'il est donc souvent difficile de l'utiliser pour faire des études paramétriques. Le modèle proposé doit permettre d'obtenir l'effort d'impact qui permet le dimensionnement de la dalle par poinçonnement et l'énergie de déformation transférée qui permet de dimensionner les armatures longitudinales et transversales. À l'origine du modèle développé, il y a la démarche de pré dimensionnement proposée par J. Tonello (1988) [14].

II.3.1. Modèle de Jean Tonello

Le premier modèle proposé par Jean Tonello (1988) reposait sur une application très simple du principe présenté par S. P. Timoshenko (1968) sur la flèche d'une poutre soumise à un choc.

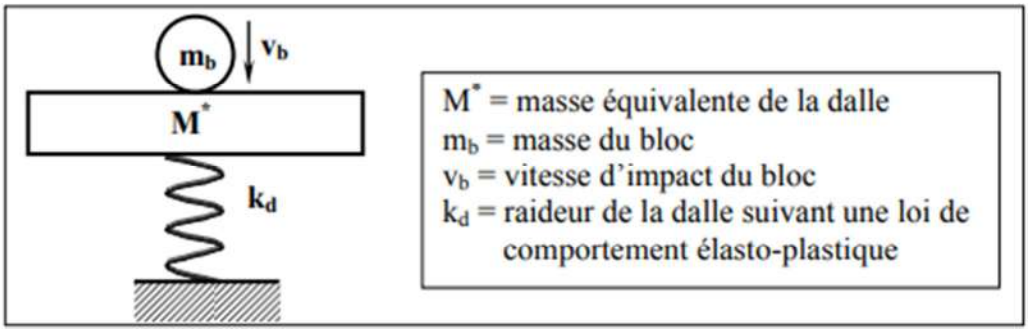


Figure II.5 : modèle simplifié de Jean Tonello [14]

Les hypothèses retenues pour ce modèle sont :

• choc parfaitement mou, entraînant une association du bloc et de la dalle après contact,

• prise en compte de l'influence de la masse de la dalle en utilisant la notion de masse équivalente basée sur une déformée statique en flexion. Le bloc, avant d'impacter la dalle, a une énergie cinétique Ec_{bloc} et, du fait des hypothèses retenues, il est possible de déterminer l'énergie cinétique de la dalle après impact (Ec_d):

$$Ec_d = Ec_{bloc} \frac{1}{1+\frac{M^*}{m}} \qquad (II.8)$$

Avec

Ec_{bloc} = énergie cinétique d'impact du bloc

$1+\frac{M^*}{m}$ = coefficient de réduction de l'énergie incidente

La masse équivalente permet de prendre en compte le fait que la vitesse n'est pas uniforme sur toute la longueur de la poutre.

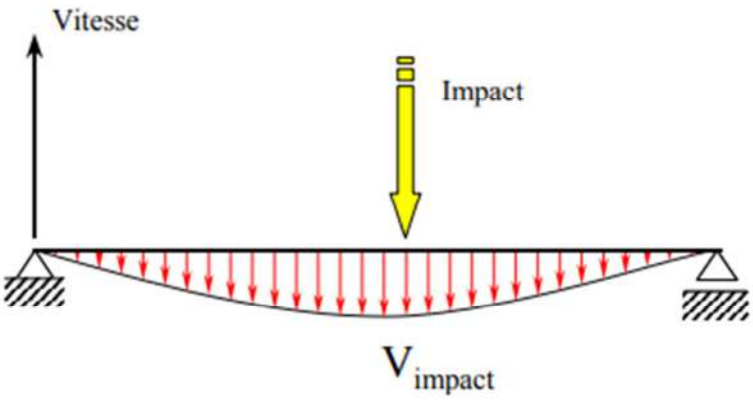


Figure II.6 : distribution des vitesses avec hypothèse de déformation statique

La masse équivalente est déterminée à l'aide de l'équation (II.9)

$$M^* = \rho_s \iint_{dalle} \frac{u(x,y)^2}{u_{imp}{}^2}\, dx\, dy \qquad \text{(II.9)}$$

Avec

U_{imp} = déplacement de la dalle au point d'impact

U(x,y) = déplacement de la dalle au point de coordonnées (x,y)

ρ_s = masse surfacique de la dalle

En ce qui concerne le pré dimensionnement au poinçonnement, il faut utiliser l'équation (II.9) pour déterminer l'effort de contact F_c.

$$F_c = \frac{m_b\,(v_b - v'_b)}{T/4} \qquad \text{(II.10)}$$

Avec

v_b = vitesse du bloc avant choc

v'_b = vitesse du bloc après choc en considérant un choc mou (v_{dalle})

T = période fondamentale de la dalle

Ensuite l'ingénieur pourra utiliser les éléments obtenus pour dimensionner la structure en s'appuyant sur la réglementation du béton armé aux états limites. Mais il convient de faire très attention, ce type de formule nécessite une expérience importante de la part de l'ingénieur qui l'utilise.

En même temps et au vu des paragraphes précédents, il est aisé de se rendre compte des limites que présente ce modèle :

• la détermination de la masse équivalente fondée sur une déformée proportionnelle au premier mode vibratoire de la structure semble difficile dans les premiers instants du choc comme nous avons pu déjà le remarquer précédemment.

• une surévaluation de la masse équivalente minimise la part de l'énergie transférée à la structure, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité ;

• l'hypothèse du choc mou est à l'inverse pénalisante car nous avons pu observer un rebond non négligeable du bloc après le premier contact ;

• enfin la détermination de la force de contact par la formule présentée ne tient pas compte des conditions de ce contact [6] [14].

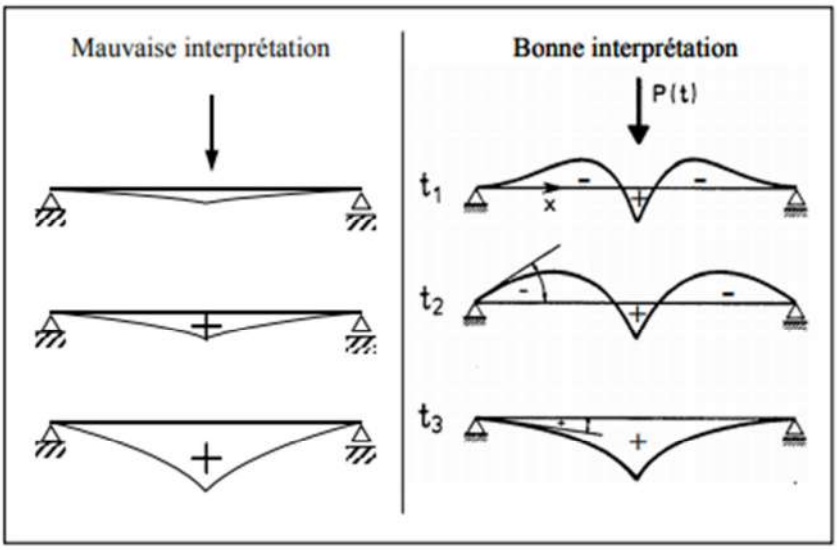


Figure II.7 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact [14]

II.3.2. Modèles du CEB [comité Euro-international du béton 1988]

Un bulletin d'information du CEB aborde les problèmes d'impact sur les structures en béton. L'impact d'un corps sur une structure immobile est modélisé par l'intermédiaire d'un système masse-ressort à deux degrés de liberté (figure II.8). Le modèle se décompose en deux masses, « m_1 » et « m_2 », un ressort « R_2 » entre ces deux masses pour simuler le contact et un autre ressort « R_1 » représentant la rigidité de la structure.

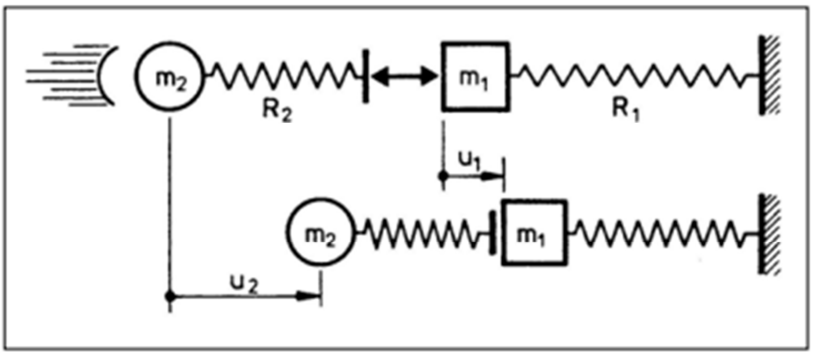


Figure II.8 : système-masse ressort à deux degrés de liberté

Le cas où $u_2 >> u_1$ est appelé « soft impact » (par exemple les impacts d'automobiles) : la totalité de l'énergie cinétique est transformée en énergie de déformation du corps impactant tandis que la structure est supposée indéformable. Le système précédent peut donc se découpler en deux sous-systèmes à un degré de liberté (Figure II.9) permettant d'obtenir l'effort de contact et les réactions de la structure.

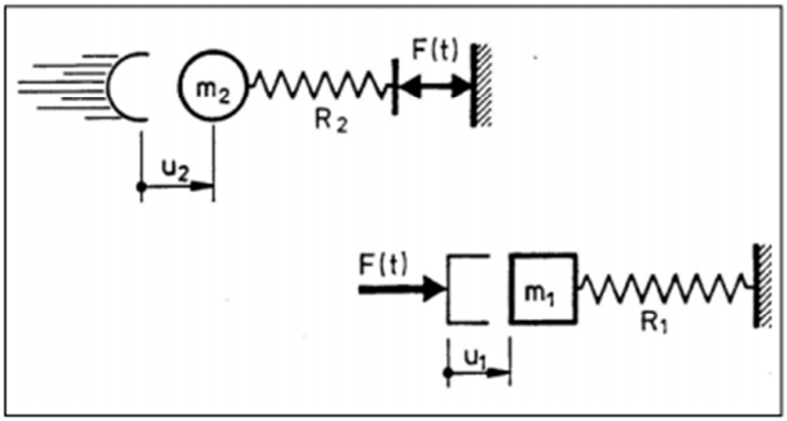


Figure II.9: système masse-ressort pour un « soft impact »

Le phénomène opposé est appelé « hard impact » (par exemple les impacts de missile) et se produit quand le corps impactant est rigide. Dans ce cas l'énergie cinétique de l'impacteur est en grande partie absorbée par les déformations de la structure. (Figure II.10) modélise ce genre d'impact. Le ressort « R_2 » représente le comportement local de la structure où il convient de prendre en compte les effets de la vitesse sur les matériaux. Le rapport précise que la relation force-déplacement pour « R_2 » est difficile à déterminer mais peut être obtenue en utilisant un code de calcul par éléments finis. Le comportement global de la structure est représenté par le ressort « R_1 » dont la relation force-déplacement peut être considérée comme identique à un comportement statique.

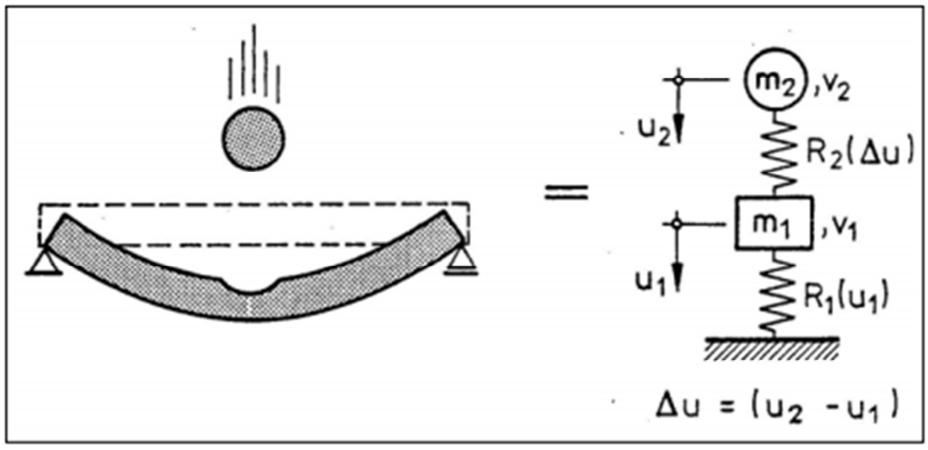


Figure II.10: système masse-ressort pour un « hard impact »

Le CEB traite également du cas particulier des dalles soumises à des « soft impact » et à des explosions. Le guide fait l'hypothèse que la force agissant sur la dalle est indépendante des déformations de la structure et peut donc être réduite à une fonction F(t) dépendant du temps. La particularité des dalles est qu'il convient de prendre en compte le phénomène de

poinçonnement, comme modélisé sur la (Figure II.11). Le ressort « R_2 » représente les déformations dues à la création d'un cône de poinçonnement, de masse « m_2 », et le ressort « R_1 » les déformations de flexion du reste de dalle, de masse équivalente « m_1 » (obtenue à partir de la déformée statique). La difficulté étant de déterminer l'expression de $R_2(u)$ dépendant de la résistance du béton, des armatures d'effort tranchant et des armatures de flexion. Un amortissement est également inclus afin de représenter la perte d'énergie due à l'endommagement du béton et de l'acier.

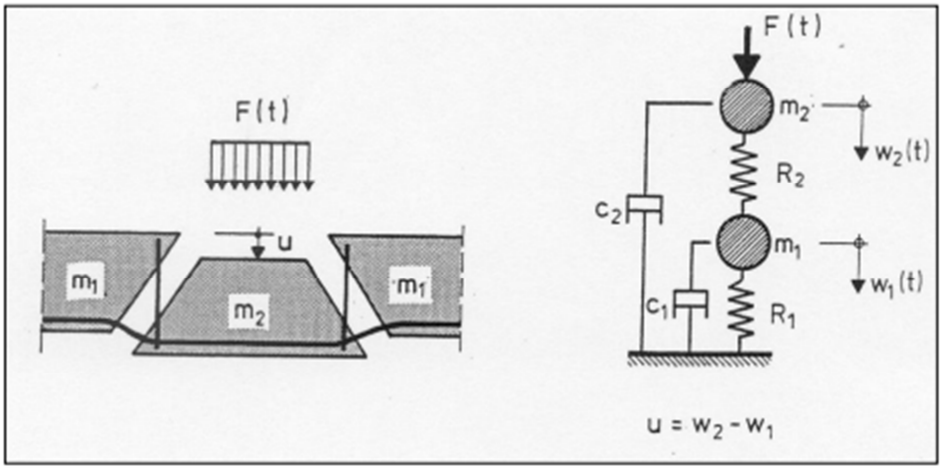


Figure II.11 : modèle simplifié représentant le poinçonnement

Les modèles du CEB traitent de « soft impact » et de « hard impact » mais n'abordent pas les chocs intermédiaires, c'est-à-dire lorsque la structure se déforme globalement et localement et lorsque l'impacteur s'endommage également. Le bulletin mentionne à plusieurs reprises également la nécessité d'employer des codes de calcul numériques afin de modéliser l'interface de contact.

II.4. Impacts directs sur structures

II.4.1. Études expérimentales menées par S. Murtiadi et H. Marzouk [1901] :

Dans le but d'étudier les problèmes de collision entre les bateaux et les plates-formes offshore en mer du Nord, une série d'essais d'impact sur 16 dalles en béton armé a été exécutée. Les spécimens testés sont de forme carrée avec une longueur de 950 mm et une épaisseur de 100 mm. La résistance à la compression du béton est de 35 ou 80 MPa. Les armatures longitudinales ont une limite élastique de 435 MPa pour un diamètre de 10 et 15 mm. Le taux de ferraillage est compris entre 1 et 2,5 %. Les modèles testés ne possèdent pas d'armatures d'effort tranchant. Les dalles sont soit simplement appuyées sur les 4 côtés soit fixées au support. Le projectile est un cylindre en acier de 304,5 mm de diamètre possédant une masse de 220 kg. Il est lâché d'une hauteur allant jusqu'à 4 m correspondant à des

énergies variant de 2450 à 8800 J. Les efforts de contact mesurés sont compris entre 230 et 390 kN suivant la hauteur de chute du projectile. Les vitesses de déformation, obtenues grâce à des jauges collées sur les armatures sont de l'ordre de 0,2m/s.

Ces essais ont permis de tirer plusieurs conclusions :

• l'endommagement des spécimens (figure II.12) correspond à une fissuration par poinçonnement avec une inclinaison de fissure comprise entre 32 et 26,5°.

• l'augmentation de la résistance du béton (35 – 80 MPa) entraîne une élévation de la capacité d'absorption de l'énergie de la dalle d'environ 3 à 5 fois. Il en va de même avec l'augmentation du ratio d'armatures.

• pour ces expérimentations, les conditions d'appuis ont peu d'influence sur le comportement des dalles.

• l'effort limite de poinçonnement en dynamique est environ deux fois supérieur à celui d'un chargement statique.

• en dynamique, l'activation des forces d'inertie de la dalle provoque un retard du pic de déformation des armatures inférieures par rapport au pic d'effort.

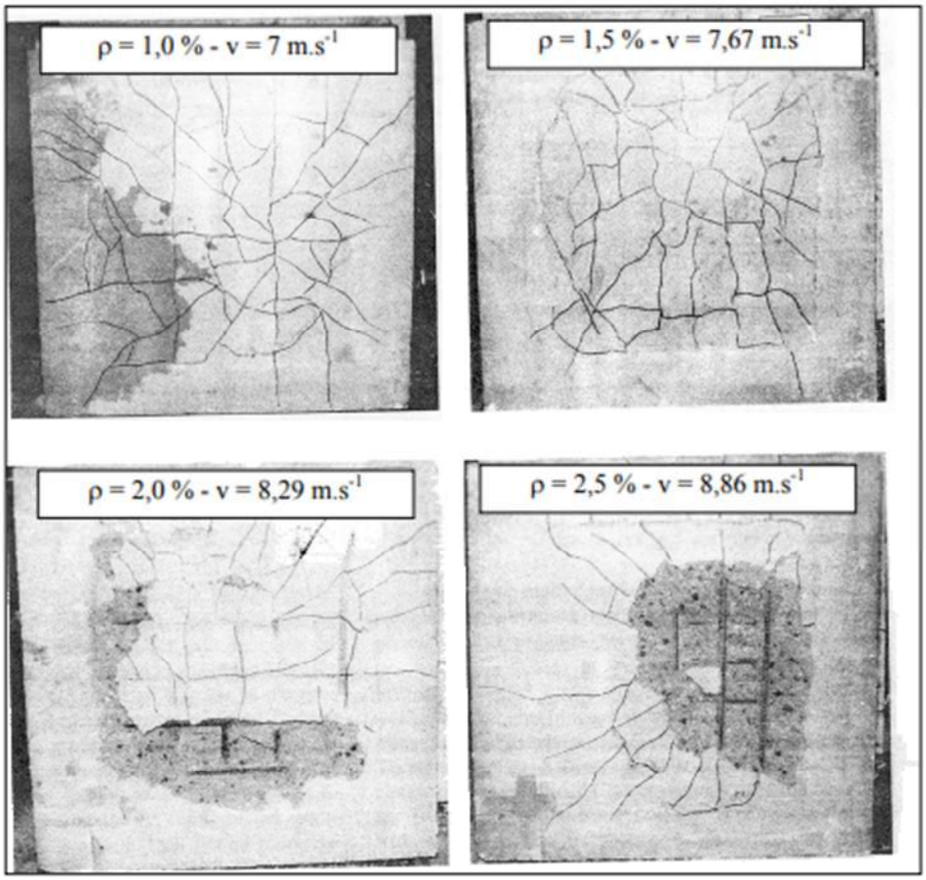


Figure II.12 : endommagement en sous face de dalle [1901]

II.4.2. Université du Koweït – Département de Génie Civil [14] :

Un programme expérimental, étudiant les effets d'un impact d'objets volants à faible vitesse au centre d'une dalle en béton armé, a été mené par J. Sawan [1986], et M. Abdel-Rohman [1985]. La relation entre le taux d'armatures et le déplacement dynamique ainsi que l'influence de la vitesse d'impact sont approfondies dans ces recherches. Les dimensions de la dalle sont de 75 cm x 75 cm pour une épaisseur de 5 cm. Elle est réalisée avec un béton ayant une résistance moyenne à la compression de 34,5 MPa. Un lit d'armatures inférieures est mis en place avec un diamètre de 6 à 8 mm et une résistance caractéristique à la traction de 375 MPa, le ratio d'armatures variant de 0,45 à 1,47 %. Elle est impactée par une boule en acier de 70,315 N lâchée d'une hauteur de 20 à 120 cm correspondant à des vitesses comprises entre 2 et 5 m/s, possédant une masse de 7.2 kg correspondant à des énergies variant de 14 à 84 J.

L'instrumentation se résume simplement à un capteur de déplacement fixé au centre de la dalle. Correspondant à des énergies variant de 14 à 84 J

L'augmentation du ratio d'acier fait apparaître une diminution du déplacement dynamique de la dalle surtout lorsque la hauteur de chute est supérieure à 60 cm. Mais il semble également que le fait de mettre en place un ratio d'armatures supérieur à 1,07 % n'a qu'une influence très limitée sur la flèche maximale de la dalle.

Les auteurs ont également comparé le déplacement de la structure au point d'impact donné par trois méthodes de calcul analytiques avec les résultats expérimentaux :

• la méthode du facteur d'impact qui convertit le poids de la sphère en une force d'impact en utilisant un coefficient appelé facteur d'impact,

• la méthode de la masse équivalente qui considère que la dalle est un système à un degré de liberté sujette à un chargement dynamique agissant durant le temps de contact entre l'impacteur et la dalle,

• la méthode de la masse continue qui fait l'hypothèse que la dalle est une masse élastique continue soumise au même chargement dynamique que dans la méthode de la masse équivalente.

Les résultats donnés par la dernière solution sont les plus en accord avec les données expérimentales menées par S. Murtiadi et H. Marzouk.

II.5. Conclusions

La modélisation des impacts sur des structures se décompose des problèmes : la détermination de la réponse de la structure après le choc, l'évaluation de l'effort de contact et la quantification des différents transferts d'énergie. L'effort de contact permet de dimensionner la structure vis-à-vis des dommages locaux tels que le poinçonnement. De plus, le principe de fonctionnement du mur étant d'absorber l'énergie d'impact du fait de sa déformabilité en flexion.

Les moyens mis à la disposition des ingénieurs pour résoudre ce genre de problème sont relativement pauvres et aucun modèle simplifié n'aborde le problème spécifique de chocs à faible vitesse entre un impacteur déformable (bloc rocheux) et une structure rigide.

Il ressort néanmoins que, dans la mise au point des modèles simplifiés, une phase de simulation numérique est incontournable afin d'ajuster les différents paramètres. Le problème étant qu'une simulation fine du comportement de la structure engendre des modèles très volumineux et nécessite des temps de calcul importants.

III STRUCTURES EN « TISSU-SABLE »

III.1. Structures en « TISSU-SABLE »

III.1.1. Introduction

Les structures en tissus-sable, développés récemment, rentrant dans le cadre de la famille des structures géobags (geoconteners) sont basés sur le principe de confinement de sol à l'aide d'un tissu géosynthétique, plus ou moins souple (géotextiles), dans le but d'augmenter leurs performances et propriétés pour leurs application comme ouvrages absorbeur d'énergie (de protection), grâce à leurs qualité dissipatif proférée [18] Fig.III.1.

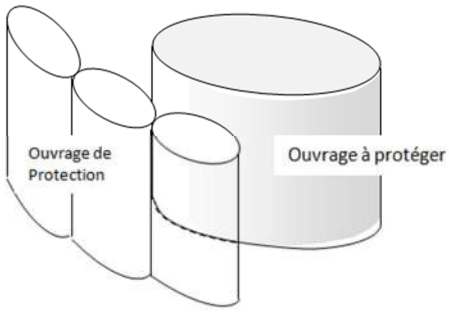


Fig.III.1 : Ouvrages de protection en tissu-sable confine

III.1.2. Fondement des structures en tissu PVC enduit avec sable confiné

Dernièrement les structures dites Géobags, utilisant la technique de confinement, développés il ya quelques années, ont servi pour la réalisation de nombreux travaux géotechniques et de génie civil (Xu et Huang 2009). L'idée du confinement, appliqué dans le domaine de Génie civil, est relativement ancienne, par exemple, l'utilisation classique de la technique des filets de gabion pour réaliser des ouvrages de soutènement poids. Auparavant, Mariotti et Millot ont réalisé des banquettes en sable confiné, en utilisant des poches en géotextiles, pour renforcer le sol support supportant le poids de l'ensemble ballast- rails, au Maroc (Mariotti et Millot 1986). Reiffsteck avait développé par la suite, en utilisant le même principe, un modèle expérimentale analysant une structure alvéolaire tridimensionnelle en géotextiles constituant un système pour la stabilisation de talus (Reiffsteck 1998).

Analogiquement aux Geobags, et en se basant sur la même la technique (de confinement), un tissu technique souple (tissu PVC enduit) avec un matériau granulaire (sable) conjointement utilisés pour concevoir un mur de section transversale verticale, où le tissu constitue l'enveloppe de confinement dans laquelle le matériau granulaire, légèrement compacté, est

mis en place. Le remplissage travaille au cisaillement et à la compression ; le tissu travaillera à la traction. Grace à l'effet de confinement et de la compatibilité des déformations ainsi que la collaboration symbiose entre le tissu et le sable, la structure conçue peut être dotée d'une capacité portante suffisante une fois soumise à l'action de charges verticales et/ou horizontales. L'utilisation combinée des deux matériaux donnant à la structure quelques propriétés mécaniques équivalentes, permet économiquement la conception de structures où les qualités de cisaillement et/ou d'amortissement sont recherchées.

Le mur conçu réalisé en matériaux locaux, est caractérisé par son poids léger, sa facilité de transport, de montage et sa mise en place. La section transversale trapézoïdale du mur, favorisant sa stabilité, peut prendre l'épaisseur et la hauteur désirées; l'épaisseur du mur favorise sa bonne isolation acoustique et thermique (grâce au sable), spécialement en zones chaudes et humides [19] [20].

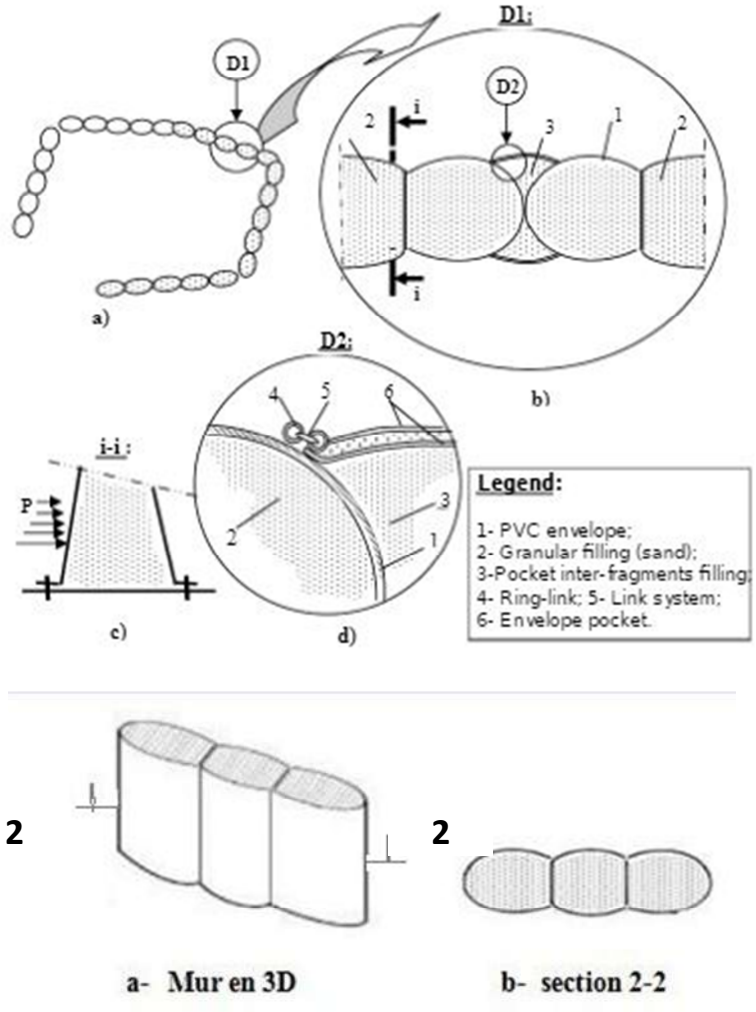


Figure III.2: Détails sur le mur composite en tissu-sable

Notre travail rentre dans le cadre de la continuité des travaux ultérieurs, lorsque le tissu technique a été utilisé pour la 1ère fois afin de constituer une enveloppe dans laquelle un sable a été confiné et soigneusement compacté, pour obtenir un mur composite vertical (Menaa 1990). Le mur constitué a été étudié pour constituer un élément structural porteur d'un bâtiment mono étagé provisoire, circulaire en plan. Le bâtiment réalisé peut être implanté dans une zone difficilement accessible et/où les conditions climatiques sont difficiles, comme le Sahara et les déserts. La structure composite développée peut aussi connaître d'autres applications étendues (Géotechniques) comme ouvrages de renforcement ou de stabilisation de sol; dans ce cas, les fragments de murs peuvent êtres empilés verticalement pour atteindre la hauteur nécessaire du sol (remblai) à retenir (figure III.3).

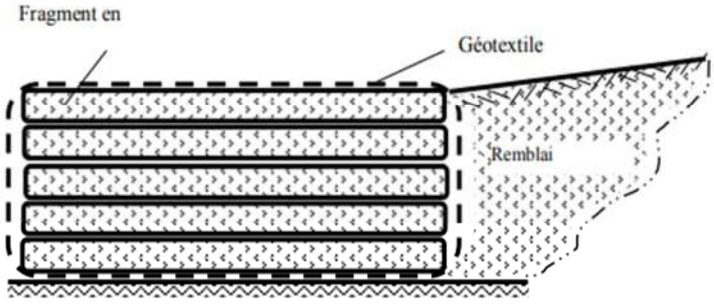


Figure III.3: ouvrage de soutènement

L'analyse du pouvoir absorbant (dissipatif) est inspirée des travaux où des poches en géotextile avec du sable confiné placées en rangées, associées ou non à une dalle mince en béton, forment une structure dissipatrice d'énergie grâce à la mobilisation des déformations

élasto-plastiques (Mougin et al. 2005). Les structures en Pneusol, présentant des qualités d'absorbeur d'énergie, est considérée comme solution moins couteuse pour la protection (Esbelin et al. 1993) contre les chocs, comparée aux merlons de protection (Nicot et al. 2007). Dans notre cas, le mur composite pourrait épouser des réservoirs de stockage sollicités à d'éventuels efforts d'impacts [menaa].

III.2. Principe du confinement :

Un matériau granulaire confiné dans une enveloppe s'appuie sur les parois de celle-ci pour s'opposer aux forces extérieures qu'il subit : Au repos, il s'oppose aux forces de gravité, mis en mouvement, il s'oppose à la force de poussée. Pourvu que l'enveloppe soit assez performante, pourvu que le matériau granulaire soit au départ suffisamment compact, la sollicitation de la masse du matériau granulaire confiné sur l'enveloppe entraîne dans un premier temps, un fluage plastique du sable qui tend à subir un refoulement latéral sous la

charge. A partir de certaines déformations plastiques initiales importantes qui modifient la forme de la masse confinée, la membrane se met en tension et prend des courbures qui permettent de s'opposer au refoulement latéral du sable. Cet état est nommé début de la mobilisation des déformations de confinements (figure III.4). Ainsi, la poussée exercée par le sable sur les parois internes du tissu et induit par le chargement extérieur P, donne naissance à des réactions radiales croissantes (réactions internes de compression) [Menaa].

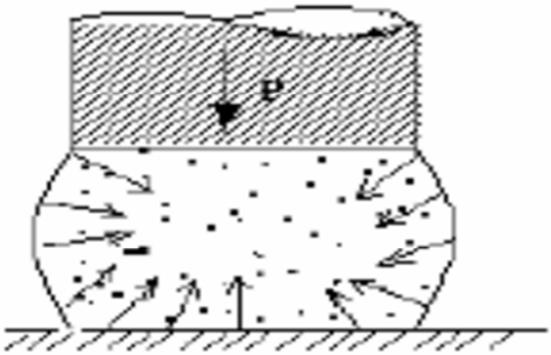


Figure III.4 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (contrainte radiales auto générées).

L'accroissement de la charge fait alors tendre la masse sableuse confinée vers un état d'équilibre élastique. (Figure III.5). Après, donne un aperçu des contraintes radiales auto générées par un confinement d'un matériau granulaire sur une enveloppe de tissu.

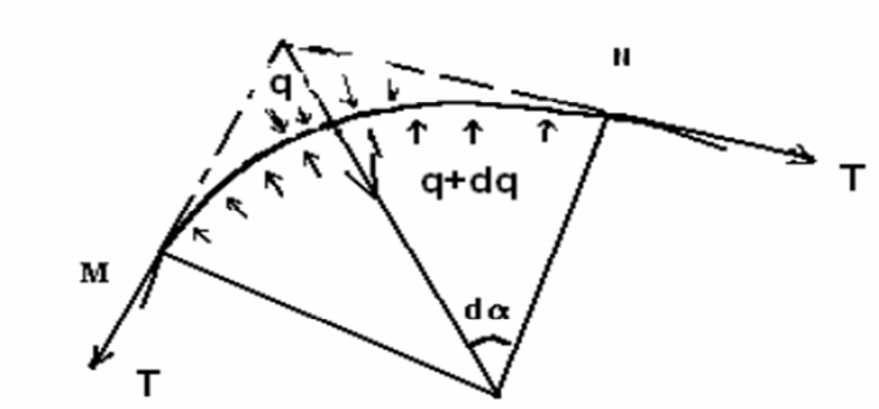


Figure III.5 : Principe de fonctionnement du confinement (Renforcement des sols par nappes horizontales).

III.3. Autres méthodes de confinement :

Pour accroître la résistance d'un milieu granulaire et lui permettre de travailler dans le domaine des tractions, il existe plusieurs possibilités d'action. Parmi elles on peut citer :

III.3.1 : Ajout d'un liant hydraulique dans la masse (micro confinement):

Elle permet de doter le milieu d'une cohésion par collage (cimentation) pour lui conférer une résistance inter granulaire à la traction. Cette technique fait intervenir un traitement de masse qui pourrait être onéreux.

III.3.2. Renforcement de la masse du milieu granulaire par des fibres résistant à la traction :

Il s'agit d'intrusion ou introduction d'éléments extensibles et de longueur suffisante pour être sollicitées en traction par la mobilisation aux interfaces de la résistance de frottement. Développée par Vidal (1961), cette technique qui a fait le succès de la « terre armée », consiste à créer une sorte de frettage de l'inter couches granulaires permettant de profiter des phénomènes de dilatance. Un principe d'armature interne par fil continu est représenté par le principe du TEXSOL. A titre indicatif, la cohésion apparente mesurée à l'essai triaxial est de l'ordre de 100 KPa et pour une teneur en fibre de 0.1% de la masse du sable, une augmentation de l'angle de frottement interne de 0 à 10° et une augmentation de la déformation à la rupture de l'ordre de 10% par rapport à celle du sable seul. Parfois pour des raisons d'esthétique, il est utilisé un parement externe en plaque de béton dont la stabilité est assurée par les bandes métalliques (éléments inextensibles). Ici la notion d'inextensibilité qui est introduite pour la première fois par Mc Graw et al, (1978), sous-entend des éléments dont la déformation en traction à la rupture est très faible par rapport à celle nécessaire au sol pour atteindre un état de plastification en poussée. Ici la notion d'extensibilité et d'inextensibilité, selon le même auteur, est relative aux éléments de renforcement. En France, cette notion d'extensibilité et d'inextensibilité est sous-tendue récemment à l'ensemble du massif de sol renforcé. Ainsi, la norme NF P 94210 (1992) qui définit un module équivalent (fonction de la rigidité et de l'espacement des éléments de renfort) distingue deux catégories de massifs : le premier est un massif de sol renforcé dit extensibles (Eéq < 20 MP a) et le deuxième est un massif de sol renforcé inextensibles (Eéq > 20 MP a) [menaa].

III.3.3. Confinement partiel :

Technique de confinement horizontale apportées par des nappes alvéolées remplies de sable telles les nappes ARMATER ou NIDAPLAST (figure III.6) en France. Au Canada, un autre système similaire a été mis au point et utilisé depuis 1983 pour la réalisation de murs de soutènement poids avec des cellules alvéolées type ARMTEC. Ces types d'éléments extensibles, se caractérisent par une déformation équivalente plus grande que celle nécessaire au sol pour atteindre un état de plastification en poussée. L'idée repose sur la réalisation d'un massif de sol renforcé par un empilement de lits d'alvéoles. Les liaisons verticales des lits

sont réalisées par des bandes de textile agrafées aux pointes des alvéoles. Les alvéoles standards ont un coté c = 20 cm et une hauteur h = 25 cm. Le principe de ce renforcement est donc de limiter les extensions du sol par l'effet de confinement correspondant à la mise en tension des parois géotextiles de l'alvéole. Le module mécanique du textile de l'alvéole est déterminant. La fonction de confinement du géotextile alvéolaire peut être assimilée à celle d'un liant souple du sol contenu. La représentation dans le plan de Mohr illustre bien l'augmentation de la cohésion du sol après la pose de géotextiles (figure III.6) [menaa].



Figure III.6: filets pendus, filets de protection ASM (IMS – RM)

III.3.4. Confinement total

technique qui consiste à envelopper un certain volume de sable d'une membrane dont la mise en traction, en s'opposant au phénomène de dilatance, se traduira par le développement de contraintes radiales dont l'importance sera fonction de la déformabilité de la membrane et qui seront génératrices de résistances de frottement et donc de portance. Des exemples d'application ont été signalés en France notamment dans la protection périmétrique des cuves de stockage du carburant comme amortisseurs contre Les effets des ondes sismiques.

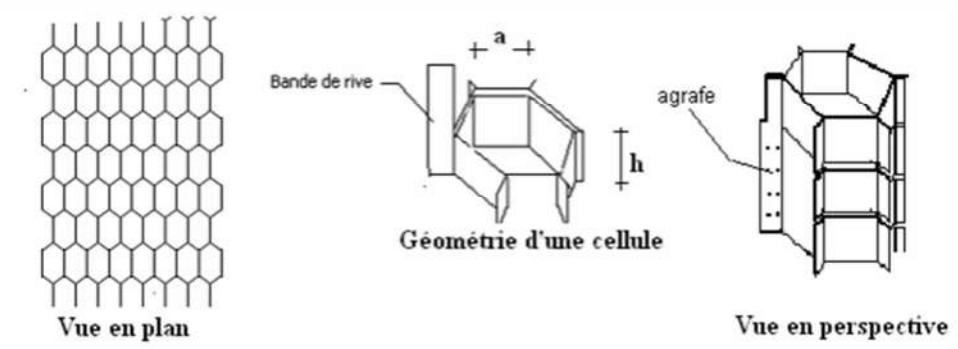


Figure III.7 : Géotextile alvéolaire (d'après N. RACANA, 2002)

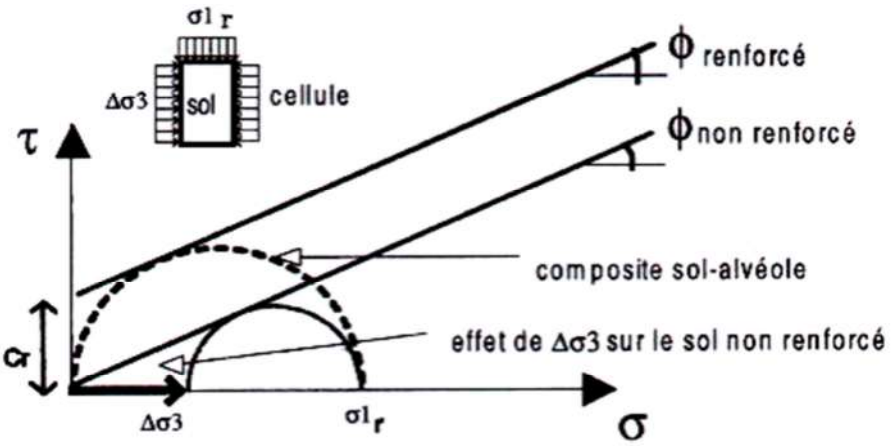


Figure III.8: Représentation de l'effet du confinement sur le plan de Mohr (d'après N. RACANA, 2002)

III.4: Propriétés physiques et mécaniques du tissu technique et du sable :

III.4.1. Le tissu technique enduit PVC :

L'une des premières utilisations de ces tissus techniques enduit PVC remonte au début des années 1960, où ont été signalées en Amérique du Nord leur application dans le domaine du transport de l'eau et d'autres applications telles que la réalisation des remblais de déchets solides ou la création artificielle d'étangs à effet décoratifs, Sans être exhaustif, les applications les plus courantes dans le domaine du BTPH sont les suivantes :

- stockage des liquides, (bassin semi enterré, réservoir d'eau…etc.)
- étanchéité des barrages, de canalisations en béton, des murs, plafonds ou dalles,
- bâches d'étuvage pour le traitement des bétons,
- protection des fondations contre les éventuelles agressions du sol,
- faux plafonds et cloisons,

- tentes et matériel de camping,
- filets de sécurité pour échafaudages,
- parapets de ponts,
- ombrages de vérandas,
- Barrages flottants.

Les tissus techniques enduit PVC, présentent de bonnes caractéristiques mécaniques à la traction et à l'allongement. L'excellente stabilité dimensionnelle et la résistance thermique sont d'autres atouts importants de ces tissus. A la différence d'autres matériaux thermoplastiques, tels que le polyéthylène à haute densité (HDPE) ou le polypropylène (PP), ceux à base de PVC montrent un comportement élastique indépendant de son niveau de contrainte. Selon la littérature spécialisée dans le domaine du plastique, ce comportement élastique peut atteindre des valeurs d'élongation assez grande de l'ordre de 350%. Il offre ainsi des déformations élastiques (déformations récupérables), ce qu'il lui permet de résister aux grandes déformations et d'épouser intimement la forme du support sur lequel il serait éventuellement appliqué.

Comme pour les géotextiles décrits précédemment, ces tissus par suite de leur grande flexibilité et déformation différentielle présentent également une bonne résistance à la perforation lorsqu'ils sont en contact avec des matériaux granulaires classiques ou suite à des chocs provoqués par la chute d'un matériau, par exemple lors de la mise en œuvre. D'une manière générale, les tissus enduits PVC offrent des propriétés mécaniques très intéressantes pour la plupart des applications du secteur du BTPH (Bâtiment, Travaux Publics et Hydraulique). Et Sont souvent préférées à d'autre type de matériaux thermoplastiques [menaa].

III.4.2. Le sable confiné

Lorsqu'un sol est soumis à un chargement, il subit des déformations plastiques importantes irréversibles et des variations volumétriques plus limitées quasi-réversibles. Les mécanismes qui gouvernent les déformations plastiques sont : la compressibilité avec changement de forme du squelette solide (serrage), Les glissement et les rotations des particules (des serrages) avec réorientation des grains et enfin, la rupture et l'attrition accompagnées d'une modification au niveau de la texture du sol (changement de granulométrie). Quant aux changements de volume, ils sont attribuables à deux mécanismes, à savoir, une contraction ou une dilatation globale du squelette solide mais sans modification de l'architecture des grains et des variations de l'enchevêtrement des grains du solide. Les matériaux pulvérulents qui sont un milieu granulaire dépourvu de cohésion inter granulaire,

sont considérés comme étant incompressibles : des exemples significatifs sont fournis par les pharaons lors de la construction des pyramides ou encore par le génie militaire en utilisant des sacs de sable pour édifier des murs anti défenses ou anti-balles. Si les matériaux pulvérulents présentent une bonne résistance à la compression, ils partissent par contre, d'une faible résistance lorsqu'ils sont cisaillés. Pour rappel, la résistance au cisaillement se définie comme la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture. Les paramètres affectant cette résistance au cisaillement des sables sont multiples.

Les facteurs tels que la nature et l'état du sable, le niveau des charges appliquées et de la manière dont elles sont appliquées sont à considérer pour mieux comprendre leur comportement à la rupture [Menaa].

III.4.3. Comportement des sols pulvérulents

Le comportement des sols pulvérulents est en général contrôlé par les forces de contact entre les particules et l'enchevêtrement de ces derniers. La détermination des caractéristiques de résistance et de déformabilité au cisaillement, est souvent effectuée par des essais de cisaillement direct ou essai triaxial. D'une façon générale, quelque soit la nature du sol, le comportement est gouverné par les deux paramètres suivants : les paramètres de résistance et les paramètres de déformabilité. Dans les lignes qui suivent, nous présentons brièvement ces paramètres dans le contexte des sols pulvérulents.

A. Paramètres de résistance

Le comportement à la rupture d'un sol pulvérulent, apprécié à partir des essais à la boite de cisaillement ou d'essais triaxiaux, montre que la droite enveloppe des points de rupture passe par l'origine. Ceci est valable aussi bien pour un sable lâche que pour un sable dense. Cependant, la densité initiale du sable permet d'accroître la valeur de l'angle de frottement interne, comme illustré sur la figure III.9 ci-dessous.

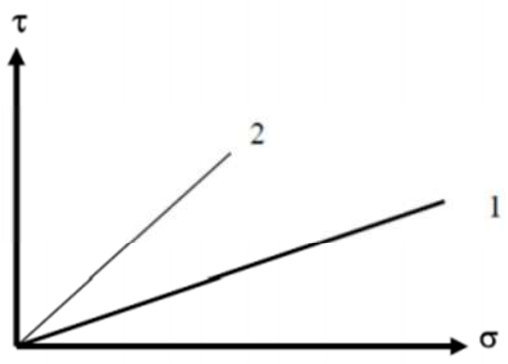


Figure III.9: Courbe intrinsèque d'un sable legende: 1-sable lache; 2-sable dense.

A l'état d'équilibre limite un sable vierge et sec est régi par la loi de mohr-coulomb suivante qui défini la relation entre la contrainte normale

Dans le cas d'un sable humide ou légèrement cimenté, le sable présente un effet stabilisateur grâce à l'apparition d'une cohésion et la courbe intrinsèque ne passe plus par l'origine. Ceci serait attribuable à l'apparition d'une cohésion apparente qui est due, soit aux liaisons mécaniques créées par la cimentation, soit aux ménisques existant aux points de contact entre les particules. Dans ce cas de figure, la relation précédente devient:

$$\tau = C + \sigma \, tg \, \phi$$

III.5. visualisation de l'intérêt du confinement

Pour mieux mettre en évidence le gain induit par le confinement et donc l'intérêt d'un renforcement par confinement, des essais de cisaillement direct à la boite et triaxiaux ont été effectués sur des enceintes de sable confinées.



Figure III.10: Visualisation de l'effet du confinement.

L'intérêt du confinement est bien mis en évidence. En effet, les caractéristiques intrinsèques du matériau sont nettement intéressantes et font apparaître des différences notables entre le sable vierge et le sable confiné. Les résultats obtenus sous un déviateur de contraintes maximales (3 bars) font ressortir :

Un gain très important en cohésion. La cohésion du sable vierge est nulle alors que

- Celle du sable confiné atteint les 160 KPa (1.6 bars). Un angle de frottement interne apparent nettement amélioré. Une augmentation
- Relativement intéressante (au pic) de l'ordre de 12.5°est obtenue. Malgré les premières idées d'application des matériaux granulaires confinés sont en fait très anciennes mais avec les nouvelles technologies et études se sont multipliées avec ce développement

rapide et sans cesse croissant. Le sable confiné totalement sur une enveloppe en tissu, gade en grande déformation une résistance mécanique quasi- constante .On note également:

- l’absence d’un pic de résistance.
- le maintien d’une résistance de palier en grande déformation.
- l’augmentation de la rigidité du sable confiné en petites déformations [Menaa].

IV LA CONCEPTION D'UN MUR (SABLE CONFINES-TISSU TECHNIQUE)

IV.1. Présentation générale

L'objectif de ce Chapitre est de donner un aperçu des principales expérimentations relatives aux problèmes d'impact sur des ouvrages mur en tissu-sable.

- Un aperçu des caractéristiques murs tissu-sable.
- La conception d'un mur tissu-sable.

IV.1.1. Mur composite en « tissu-sable »

Contrairement aux géotextiles, où la littérature abonde en matière de leur application en géotechnique, on constate qu'il est rarement fait appel au tissu technique dans ce domaine.
Par analogie aux géotextiles et pour que deux matériaux puissent collaborer, par exemple dans le cas qui nous concerne (sable et tissu technique), il est nécessaire qu'ils présentent d'une part des caractéristiques communes, et d'autre part qu'ils puissent remplir des fonctions différentes mais complémentaires, de façon à ce que chaque matériau puisse profiter des caractéristiques de l'autre association de type «symbiose».

L'une des caractéristiques communes de ces matériaux est leur très grande déformabilité. En effet, le tissu du fait de sa grande flexibilité, peut suivre le sol dans sa grande déformation pouvant s'y produire sous l'effet d'une sollicitation externe. De plus, la partie rugueuse du tissu (surface gaufrée), pourrait faciliter la collaboration entre le tissu et le sable.
Si les tissus techniques et les sables peuvent être considérés comme deux matériaux très déformables comparativement à certains matériaux classiques de construction tels que le béton ou l'acier, ils présentent cependant des différences en matière de comportement vis-à-vis des sollicitations externes. Ainsi, les tissus du fait de la présence de l'armature de renfort, sont en mesure de pouvoir travailler en traction, ce qui n'est pas le cas des sols et du sable en particulier pour les sables où c'est bien le cas, par exemple un sable stabilisé dans sa masse par un liant quelconque pour lui conférer une cohésion par collage, les efforts de traction pouvant être repris, sont nettement inférieurs aux tractions admissibles sur les tissus techniques par ailleurs, en raison de la structure fibreuse des tissus, ces derniers ne peuvent se déformer qu'avec une certaine continuité, une rupture locale comme on en constate parfois dans les sols, n'est possible dans le cas des tissus qu'en appliquant des sollicitations qui sont nettement plus élevées que celles causant une rupture dans les sols, par exemple les déplacements relatifs des grains lors des phénomènes de tassements ou de cisaillement ne peuvent se produire dans les tissus [15] [16].

Enfin, la caractéristique de complémentarité, qui réside dans la structure des matériaux en présence est le phénomène décisif dans le principe de renforcement. En effet, dans le cas d'un renforcement de sol par nappes horizontales en géotextiles, c'est le frottement à l'interface qui est décisif dans la mesure où tout déplacement relatif du sable par rapport au tissu lui transmet des efforts tangents qui entraîneraient sa mise en tension. Par contre dans le cas d'un renforcement par confinement total dans une enveloppe en tissu souple, c'est le caractère tridimensionnel de la structure qui est décisif dans la mesure où toute déformation à volume constant de l'ouvrage, génère par mise en tension contrôlée du tissu, des contraintes internes de compression. Les tissus enduits en PVC sont des membranes d'une grande classe des polymères appelés le vinyle. Le PVC est l'abréviation commune pour le chlorure polyvinylique. Ces tissus se composent principalement de chlorure de polyvinyle et de plastifiants qui sont ajoutés à la formulation à des doses bien définies afin de fournir la flexibilité désirée aux tissus enduits sur le plan résistance aux agressions chimiques, la littérature les présentent comme des produits ayant une bonne résistance à un éventail de produits chimiques . La résine de PVC a une excellente résistance chimique. Cependant, le plastifiant limite la résistance chimique de la membrane. En effet le PVC est sujet à une attaque par les produits d'hydrocarbures à base d'huile par contre il oppose une bonne résistance aux composés inorganiques tels que les acides dilués, les sels, les bases fortes et les caustiques comme il n'est pas affecté par la présence des métaux lourds. Le comportement de la membrane PVC vis à vis de certains produits chimiques est donné dans le tableau.III.1:

Comportement satisfaisant	Comportement mon satisfaisant
Hydroxyde d'ammoiun à 25%	Acide acétique concentré
Nirtrat d'ammoiun	Acétone
Solution de saumure	Diesel
Chlorure de calcium	Acide nitrique concentré
Ethylène glycol	Huile de pétrole
Alcool éthylique	Acide sulfurique à 94%
Engrais	Tetra hydrofurane
Acide chlorhydrique	Toluène
Sulfure d'hydrogène	Trichloréthylène

Tableau IV.1 : Comportement de la membrane PVC vis-à-vis de certains produits chimiques [Menaa].

IV.1.2. Présentation du tissu technique fabrique en Algérie (1995) :

A. Caractéristiques de fabrication de l'enduit PVC :

L'enduit appliqué en 04 couches sur le support est essentiellement composé d'une résine en chlorure de polyvinyle (PVC) dans laquelle des plastifiants du type phtalates organiques ont été incorporés. En général, ces plastifiants sont ajoutés à la résine à des doses élevées (plus de 50 %) pour conférer une souplesse permanente aux produits finis. Pour assurer une stabilité accrue vis-à-vis de la chaleur et de la lumière (rayonnement ultraviolet), des stabilisants à base de sels minéraux sont utilisés.

Des charges d'origine minérales du type carbonate de calcium (CaCO3) sont incorporées pour améliorer certaines propriétés, notamment la résistance électrique, aux chocs ou à la chaleur. Des traitements anticryptogamiques (fongicides) peuvent être réalisés par adjonction de fongicides pour certaines applications. Un des principaux amorceurs de la réaction de dégradation chimique du PVC est le rayonnement UV. L'oxygène, lorsqu'il est présent, agit sur le polymère en cours de vieillissement pour causer une réduction des propriétés mécaniques à la rupture. Pour accroître le temps de propagation du front de dégradation de la surface vers le cœur du matériau et par conséquent protéger l'armature en polyester, on épaissit la couche d'enduit. C'est la raison pour laquelle l'enduction est appliquée en quatre (04) couches. Cette forte épaisseur agit comme un réservoir de stabilisants et d'anti oxydants, qui vont migrer vers la surface au fur et à mesure de la dégradation. Par conséquent, il y a un apport permanent d'additifs vers la surface, se traduisant par une durabilité d'autant plus importante que le matériau est plus épais.

Enfin, la présence de chlore dans le PVC suffit à garantir une performance satisfaisante au feu pour les utilisations courantes. En effet, le PVC en raison de la présence même du chlore (renferme 57% de chlore dans sa molécule) résiste à l'inflammation et est peu propagateur de feu: on dit qu'il est auto extincteur. Une forte ignifugation peu être réalisée à la demande pour certaines utilisations spécifiques par incorporation de doses importantes d'ignifugeants, comprenant principalement des sels métalliques [Menaa].

B. Caractéristiques de l'armature :

L'armature de renfort ou la toile de support pour les tissus technique enduit peut être de diverses matières, soit en Polyamide, en Kevlar, en fibre de verre, en Polyéther ou encore en polyvinyle. Mais ceux à base de polyester ou de polyamide sont les plus répandus. Dans le cas du tissu produit en Algérie, l'armature de renfort est en polyester.

Le tableau. IV-3 ci-après dresse un comparatif des caractéristiques des deux fibres citées précédemment.

Caractéristique des fibres	Densité	Ténacité (N/tex)	Allongement %	Module (Gpa)
Acier	7,8	30	2	200
Vere	2,5	100	3	80
Aramide	1,4	200	4	60
Polyster	1,38	30 à 70	10 à 25	11 à 15
Polypropylène	0,9	30 à 70	3 à 9	4 à 5
Polyamide6-6	1,1	30 à 80	16 à 25	4 à 8
Coton	1,5	40	10	10

Tableau: IV.2: Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques [Menaa].

Nous donnons également en appendice quelques éléments techniques sur les fibres et fils textiles.

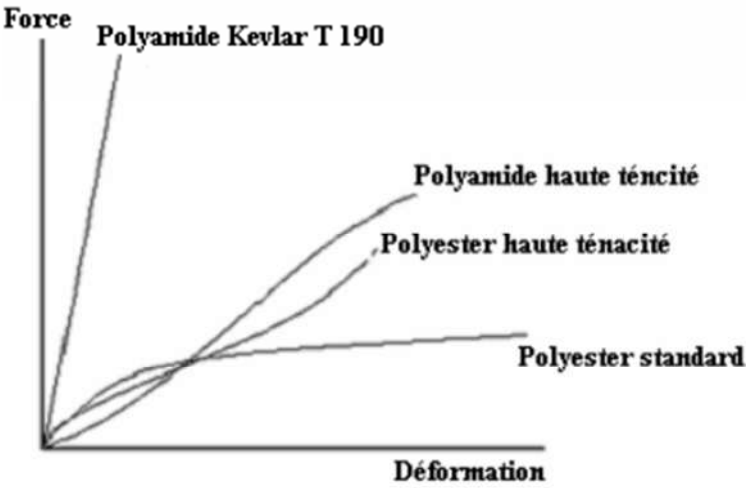


Figure IV.1 : courbe effort-déformation de plusieurs fibres [Menaa]

Caractéristique	Fibre polyester	Fibre polyamide
Définition chimique	**Polyéthylène tetrephtholate**	**Poly hexaméthylène adipamide**
Densité	1.38	1.14
Intervalle de fusion	255-260	258-262
Intervalle d'adoucissement	230-240	235
Température de collage	150	200
Allongement à la rupture	15-25 7,5-12,5 18-45	30-35 15-20
Module d'élasticité initial (g/cm)	90-100 120 -	25-30 35-45
Absorption d'eau(%)	0.4	4
Tolérance conventionnelle(%)	1.5	f.c (4) staple 5.75 6.25
Effet des acides	bonne résistance aux acides dilués à basse et haute température /bonne résistance à froid aux acides concentrés a l'exception de l'acide sulfurique qui fait très rapidement dissoudre les fibres.	Dégradation et solubilisation dissolivables par les acides formiques/bonnes résistances aux acides dilués.
Effet des alcalis	Attaque par les alcalis particulièrement à froid et à moyenne et forte concentration.	Bonne résistance
Effet des agents d'oxydation et de réduction	Très bonne résistance aux agants d'oxydation et de réduction	Bonne résistance à froid /sensible aux agants oxydant à haute température.

Tableau IV.3 : Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide [Menaa].

IV.2. Application du mur composite sous la charge d'impact :

Le travail exposé dans le présent mémoire, consiste en une alternative d'application du mur composite en question, dont le but de son application comme ouvrage de protection contre les impacts des éléments comme les réservoirs de stockage (produits pétrochimiques) ou les dalles de bâtiments contre les éboulements et les chutes pierres. L'ouvrage protecteur est sensé recevoir et absorber les éventuelles charges d'impact (chocs). L'étude se concentre sur l'analyse de mur composite, situé verticalement et associé à un parement de béton renforcé pour supporter et dissiper l'énergie de l'impact, évalué, pratiquement, jusqu'à 1000 kJ [18].

IV.3. Eventuelles formes d'ouvrages réalisé avec murs composites en « tissu-sable »

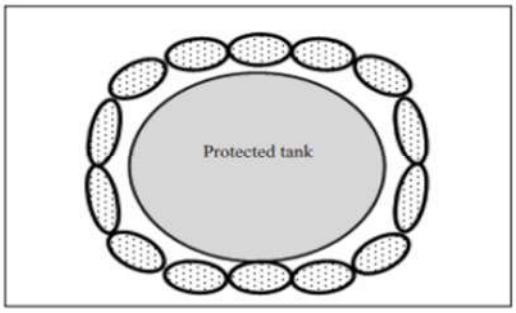


Figure IV.2: Structure de protection circulaire [17]



Figure IV.3: structure composite

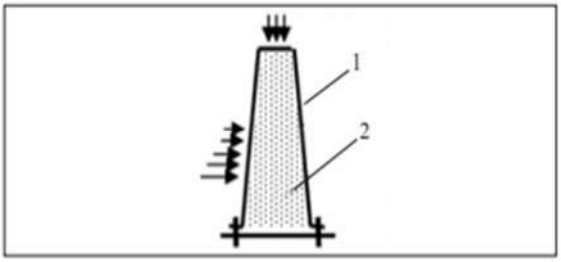


Figure IV.4-a : La section verticale du mur.
1 -enveloppe de tissu
2 -remplissage de sable

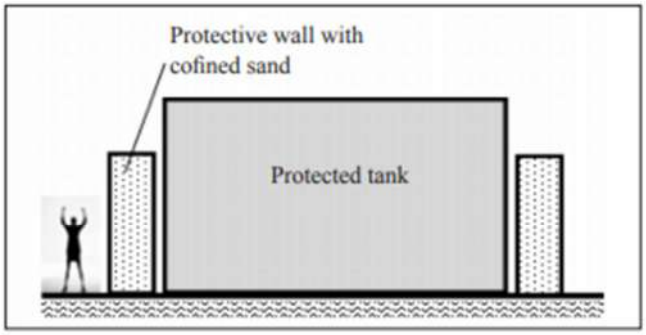


Figure IV.4-b : Coupe verticale de la structure de protection

IV.4. La conception et préparation des tests du mur

Relativement à l'expérience ci-dessus, les objectifs de cette section est consacrée à l'analyse de performance d'un mur sous chargement horizontal. Ainsi, une charge uniformément répartie (pression) a été appliqué, sur mur jusqu'à la perte de sa stabilité. Un système de poulies est utilisé pour l'application de la charge horizontale.

Afin d'éviter tout déplacement possible à sa base, le modèle réduit est conçu, en effet, retenu à l'aide de poutres de bois sur 20 cm de profondeur en bas (tout retenu). Le sable est confiné dans une enveloppe composée d'un tissu technique PVC (textile). La fermeture de la partie supérieure de l'enveloppe est assurée à l'aide d'un manuel de couture. Comme le seul paramètre force dont nous avons besoin à l'intérieur de l'enveloppe est le sable, l'enveloppe de tissu est faite manuellement par le compactage correctement les couches successives. La pression de compactage appliquée génère une pression de confinement sur l'enveloppe (Fig.5). Le déplacement sont placés sur le mur afin de mesurer les déplacements au milieu et en haut de la paroi de l'essai. Des mesures sont prises pour chaque incrément de chargement.
Pour suivre l'évolution de la tension impliqués dans l'enveloppe de tissu, une jauge de déformation one-dimensionnel était collée sur la zone centrale du mur, situé sur la face externe (face avant) de l'enveloppe de tissu, soumis à des tensions [19] [20].



Figure IV.5: Mur composite testés

Dans cette procédure expérimentale, (la figure6) montre la déformation de forme dans le cadre de chargement latéral. Déplacement mesurée a été suivi au sommet du mur, avec déplacement à mi-hauteur. L'évolution de ces déplacements a été rapportée à l'augmentation de la charge appliquée sur (la figure 7) [20].



Figure IV.6: le mur après déformation [20]

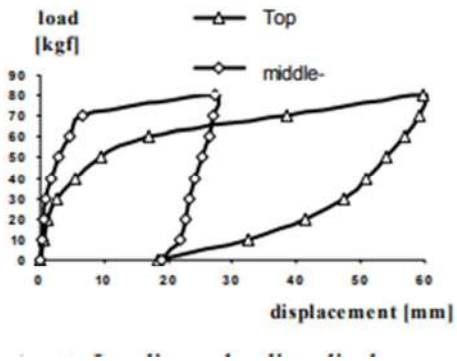


Figure IV.7: La courbe Charge-déplacement

IV.5. L'interprétation des résultats

• Première vue, la tendance de la courbe de (la figure 7), le comportement élasto-plastique de la structure composite. En fait, le mur se comporte de façon élastique jusqu'à ce qu'une augmentation de la charge applique. Ce dernier correspond à un déplacement de 1.23 mm, ce qui signifie 1 % de la hauteur du mur.

• Déplacements en plastique de grandeur de 20 mm (33 % du total) de la souche apparaissent après le déchargement total.

• Le déplacement au mur haut est 6 cm pour une charge latérale de 80 kgf = 784.8 N, tel que 1kgf = 9.81N.

• Cette capacité potentielle de déformation sans défaillance pourrait être considérée comme l'un des plus importants avantages de renfort par des techniques de confinement. C'est probablement en raison de la dilatance de sable, phénomène qui génère la pression de confinement sur l'enveloppe structurelle.

• Selon l'évolution des déformations de la paroi de la section variables dans l'altitude, un mouvement de rotation de la paroi en fonction d'un point situé au tiers de la hauteur du mur de sa base a été observé.

• Les résultats de l'essai de mur montrent une bonne capacité portante.

IV.6. Conclusion

Dans ce Chapitre est de donner un aperçu des caractéristiques murs tissu-sable et la conception d’un mur tissu-sable sous chargement horizontal. Ainsi, une charge uniformément répartie (pression) a été appliqué, sur mur jusqu'à la perte de sa stabilité. On conclue structure (tissu-sable) est sensé recevoir et absorber les éventuelles charges d'impact (chocs).

IV LA CONCEPTION D'UN MUR (SABLE CONFINES-TISSU TECHNIQUE)

IV.1. Présentation générale

L'objectif de ce Chapitre est de donner un aperçu des principales expérimentations relatives aux problèmes d'impact sur des ouvrages mur en tissu-sable.

- Un aperçu des caractéristiques murs tissu-sable.
- La conception d'un mur tissu-sable.

IV.1.1. Mur composite en « tissu-sable »

Contrairement aux géotextiles, où la littérature abonde en matière de leur application en géotechnique, on constate qu'il est rarement fait appel au tissu technique dans ce domaine.
Par analogie aux géotextiles et pour que deux matériaux puissent collaborer, par exemple dans le cas qui nous concerne (sable et tissu technique), il est nécessaire qu'ils présentent d'une part des caractéristiques communes, et d'autre part qu'ils puissent remplir des fonctions différentes mais complémentaires, de façon à ce que chaque matériau puisse profiter des caractéristiques de l'autre association de type «symbiose».

L'une des caractéristiques communes de ces matériaux est leur très grande déformabilité. En effet, le tissu du fait de sa grande flexibilité, peut suivre le sol dans sa grande déformation pouvant s'y produire sous l'effet d'une sollicitation externe. De plus, la partie rugueuse du tissu (surface gaufrée), pourrait faciliter la collaboration entre le tissu et le sable.
Si les tissus techniques et les sables peuvent être considérés comme deux matériaux très déformables comparativement à certains matériaux classiques de construction tels que le béton ou l'acier, ils présentent cependant des différences en matière de comportement vis-à-vis des sollicitations externes. Ainsi, les tissus du fait de la présence de l'armature de renfort, sont en mesure de pouvoir travailler en traction, ce qui n'est pas le cas des sols et du sable en particulier pour les sables où c'est bien le cas, par exemple un sable stabilisé dans sa masse par un liant quelconque pour lui conférer une cohésion par collage, les efforts de traction pouvant être repris, sont nettement inférieurs aux tractions admissibles sur les tissus techniques par ailleurs, en raison de la structure fibreuse des tissus, ces derniers ne peuvent se déformer qu'avec une certaine continuité, une rupture locale comme on en constate parfois dans les sols, n'est possible dans le cas des tissus qu'en appliquant des sollicitations qui sont nettement plus élevées que celles causant une rupture dans les sols, par exemple les déplacements relatifs des grains lors des phénomènes de tassements ou de cisaillement ne peuvent se produire dans les tissus [15] [16].

Enfin, la caractéristique de complémentarité, qui réside dans la structure des matériaux en présence est le phénomène décisif dans le principe de renforcement. En effet, dans le cas d'un renforcement de sol par nappes horizontales en géotextiles, c'est le frottement à l'interface qui est décisif dans la mesure où tout déplacement relatif du sable par rapport au tissu lui transmet des efforts tangents qui entraîneraient sa mise en tension. Par contre dans le cas d'un renforcement par confinement total dans une enveloppe en tissu souple, c'est le caractère tridimensionnel de la structure qui est décisif dans la mesure où toute déformation à volume constant de l'ouvrage, génère par mise en tension contrôlée du tissu, des contraintes internes de compression. Les tissus enduits en PVC sont des membranes d'une grande classe des polymères appelés le vinyle. Le PVC est l'abréviation commune pour le chlorure polyvinylique. Ces tissus se composent principalement de chlorure de polyvinyle et de plastifiants qui sont ajoutés à la formulation à des doses bien définies afin de fournir la flexibilité désirée aux tissus enduits sur le plan résistance aux agressions chimiques, la littérature les présentent comme des produits ayant une bonne résistance à un éventail de produits chimiques . La résine de PVC a une excellente résistance chimique. Cependant, le plastifiant limite la résistance chimique de la membrane. En effet le PVC est sujet à une attaque par les produits d'hydrocarbures à base d'huile par contre il oppose une bonne résistance aux composés inorganiques tels que les acides dilués, les sels, les bases fortes et les caustiques comme il n'est pas affecté par la présence des métaux lourds. Le comportement de la membrane PVC vis à vis de certains produits chimiques est donné dans le tableau.III.1:

Comportement satisfaisant	Comportement mon satisfaisant
Hydroxyde d'ammoiun à 25%	Acide acétique concentré
Nirtrat d'ammoiun	Acétone
Solution de saumure	Diesel
Chlorure de calcium	Acide nitrique concentré
Ethylène glycol	Huile de pétrole
Alcool éthylique	Acide sulfurique à 94%
Engrais	Tetra hydrofurane
Acide chlorhydrique	Toluène
Sulfure d'hydrogène	Trichloréthylène

Tableau IV.1 : Comportement de la membrane PVC vis-à-vis de certains produits chimiques [Menaa].

IV.1.2. Présentation du tissu technique fabrique en Algérie (1995) :

A. Caractéristiques de fabrication de l'enduit PVC :

L'enduit appliqué en 04 couches sur le support est essentiellement composé d'une résine en chlorure de polyvinyle (PVC) dans laquelle des plastifiants du type phtalates organiques ont été incorporés. En général, ces plastifiants sont ajoutés à la résine à des doses élevées (plus de 50 %) pour conférer une souplesse permanente aux produits finis. Pour assurer une stabilité accrue vis-à-vis de la chaleur et de la lumière (rayonnement ultraviolet), des stabilisants à base de sels minéraux sont utilisés.

Des charges d'origine minérales du type carbonate de calcium (CaCO3) sont incorporées pour améliorer certaines propriétés, notamment la résistance électrique, aux chocs ou à la chaleur. Des traitements anticryptogamiques (fongicides) peuvent être réalisés par adjonction de fongicides pour certaines applications. Un des principaux amorceurs de la réaction de dégradation chimique du PVC est le rayonnement UV. L'oxygène, lorsqu'il est présent, agit sur le polymère en cours de vieillissement pour causer une réduction des propriétés mécaniques à la rupture. Pour accroître le temps de propagation du front de dégradation de la surface vers le cœur du matériau et par conséquent protéger l'armature en polyester, on épaissit la couche d'enduit. C'est la raison pour laquelle l'enduction est appliquée en quatre (04) couches. Cette forte épaisseur agit comme un réservoir de stabilisants et d'anti oxydants, qui vont migrer vers la surface au fur et à mesure de la dégradation. Par conséquent, il y a un apport permanent d'additifs vers la surface, se traduisant par une durabilité d'autant plus importante que le matériau est plus épais.

Enfin, la présence de chlore dans le PVC suffit à garantir une performance satisfaisante au feu pour les utilisations courantes. En effet, le PVC en raison de la présence même du chlore (renferme 57% de chlore dans sa molécule) résiste à l'inflammation et est peu propagateur de feu: on dit qu'il est auto extincteur. Une forte ignifugation peu être réalisée à la demande pour certaines utilisations spécifiques par incorporation de doses importantes d'ignifugeants, comprenant principalement des sels métalliques [Menaa].

B. Caractéristiques de l'armature :

L'armature de renfort ou la toile de support pour les tissus technique enduit peut être de diverses matières, soit en Polyamide, en Kevlar, en fibre de verre, en Polyéther ou encore en polyvinyle. Mais ceux à base de polyester ou de polyamide sont les plus répandus. Dans le cas du tissu produit en Algérie, l'armature de renfort est en polyester.

Le tableau. IV-3 ci-après dresse un comparatif des caractéristiques des deux fibres citées précédemment.

Caractéristique des fibres	Densité	Ténacité (N/tex)	Allongement %	Module (Gpa)
Acier	7,8	30	2	200
Vere	2,5	100	3	80
Aramide	1,4	200	4	60
Polyster	1,38	30 à 70	10 à 25	11 à 15
Polypropylène	0,9	30 à 70	3 à 9	4 à 5
Polyamide6-6	1,1	30 à 80	16 à 25	4 à 8
Coton	1,5	40	10	10

Tableau: IV.2: Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques [Menaa].

Nous donnons également en appendice quelques éléments techniques sur les fibres et fils textiles.

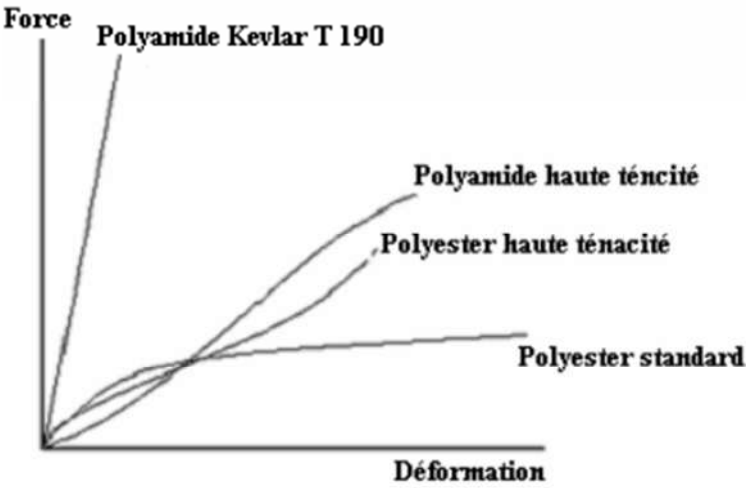


Figure IV.1 : courbe effort-déformation de plusieurs fibres [Menaa]

Caractéristique	Fibre polyester	Fibre polyamide
Définition chimique	**Polyéthylène tetrephtholate**	**Poly hexaméthylène adipamide**
Densité	1.38	1.14
Intervalle de fusion	255-260	258-262
Intervalle d'adoucissement	230-240	235
Température de collage	150	200
Allongement à la rupture	15-25 7,5-12,5 18-45	30-35 15-20
Module d'élasticité initial (g/cm)	90-100 120 -	25-30 35-45
Absorption d'eau(%)	0.4	4
Tolérance conventionnelle(%)	1.5	f.c (4) staple 5.75 6.25
Effet des acides	bonne résistance aux acides dilués à basse et haute température /bonne résistance à froid aux acides concentrés a l'exception de l'acide sulfurique qui fait très rapidement dissoudre les fibres.	Dégradation et solubilisation dissolivables par les acides formiques/bonnes résistances aux acides dilués.
Effet des alcalis	Attaque par les alcalis particulièrement à froid et à moyenne et forte concentration.	Bonne résistance
Effet des agents d'oxydation et de réduction	Très bonne résistance aux agants d'oxydation et de réduction	Bonne résistance à froid /sensible aux agants oxydant à haute température.

Tableau IV.3 : Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide [Menaa].

IV.2. Application du mur composite sous la charge d'impact :

Le travail exposé dans le présent mémoire, consiste en une alternative d'application du mur composite en question, dont le but de son application comme ouvrage de protection contre les impacts des éléments comme les réservoirs de stockage (produits pétrochimiques) ou les dalles de bâtiments contre les éboulements et les chutes pierres. L'ouvrage protecteur est sensé recevoir et absorber les éventuelles charges d'impact (chocs). L'étude se concentre sur l'analyse de mur composite, situé verticalement et associé à un parement de béton renforcé pour supporter et dissiper l'énergie de l'impact, évalué, pratiquement, jusqu'à 1000 kJ [18].

IV.3. Eventuelles formes d'ouvrages réalisé avec murs composites en « tissu-sable »

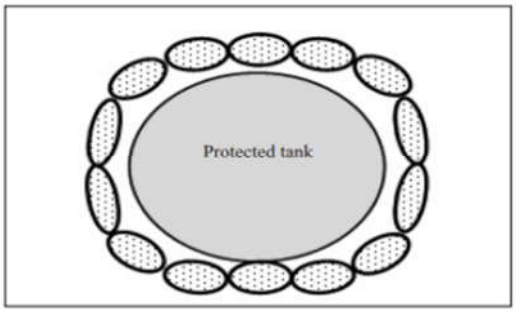


Figure IV.2: Structure de protection circulaire [17]



Figure IV.3: structure composite

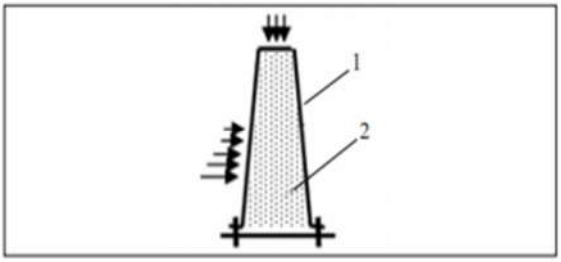


Figure IV.4-a : La section verticale du mur.
1 -enveloppe de tissu
2 -remplissage de sable

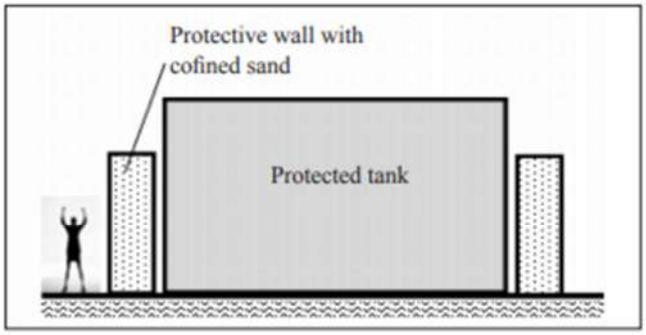


Figure IV.4-b : Coupe verticale de la structure de protection

IV.4. La conception et préparation des tests du mur

Relativement à l'expérience ci-dessus, les objectifs de cette section est consacrée à l'analyse de performance d'un mur sous chargement horizontal. Ainsi, une charge uniformément répartie (pression) a été appliqué, sur mur jusqu'à la perte de sa stabilité. Un système de poulies est utilisé pour l'application de la charge horizontale.

Afin d'éviter tout déplacement possible à sa base, le modèle réduit est conçu, en effet, retenu à l'aide de poutres de bois sur 20 cm de profondeur en bas (tout retenu). Le sable est confiné dans une enveloppe composée d'un tissu technique PVC (textile). La fermeture de la partie supérieure de l'enveloppe est assurée à l'aide d'un manuel de couture. Comme le seul paramètre force dont nous avons besoin à l'intérieur de l'enveloppe est le sable, l'enveloppe de tissu est faite manuellement par le compactage correctement les couches successives. La pression de compactage appliquée génère une pression de confinement sur l'enveloppe (Fig.5). Le déplacement sont placés sur le mur afin de mesurer les déplacements au milieu et en haut de la paroi de l'essai. Des mesures sont prises pour chaque incrément de chargement.
Pour suivre l'évolution de la tension impliqués dans l'enveloppe de tissu, une jauge de déformation one-dimensionnel était collée sur la zone centrale du mur, situé sur la face externe (face avant) de l'enveloppe de tissu, soumis à des tensions [19] [20].



Figure IV.5: Mur composite testés

Dans cette procédure expérimentale, (la figure6) montre la déformation de forme dans le cadre de chargement latéral. Déplacement mesurée a été suivi au sommet du mur, avec déplacement à mi-hauteur. L'évolution de ces déplacements a été rapportée à l'augmentation de la charge appliquée sur (la figure 7) [20].



Figure IV.6: le mur après déformation [20]

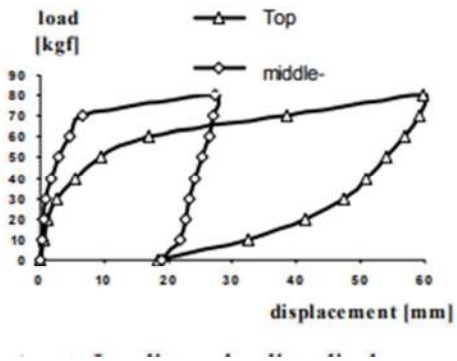


Figure IV.7: La courbe Charge-déplacement

IV.5. L'interprétation des résultats

• Première vue, la tendance de la courbe de (la figure 7), le comportement élasto-plastique de la structure composite. En fait, le mur se comporte de façon élastique jusqu'à ce qu'une augmentation de la charge applique. Ce dernier correspond à un déplacement de 1.23 mm, ce qui signifie 1 % de la hauteur du mur.

• Déplacements en plastique de grandeur de 20 mm (33 % du total) de la souche apparaissent après le déchargement total.

• Le déplacement au mur haut est 6 cm pour une charge latérale de 80 kgf = 784.8 N, tel que 1kgf = 9.81N.

• Cette capacité potentielle de déformation sans défaillance pourrait être considérée comme l'un des plus importants avantages de renfort par des techniques de confinement. C'est probablement en raison de la dilatance de sable, phénomène qui génère la pression de confinement sur l'enveloppe structurelle.

• Selon l'évolution des déformations de la paroi de la section variables dans l'altitude, un mouvement de rotation de la paroi en fonction d'un point situé au tiers de la hauteur du mur de sa base a été observé.

• Les résultats de l'essai de mur montrent une bonne capacité portante.

IV.6. Conclusion

Dans ce Chapitre est de donner un aperçu des caractéristiques murs tissu-sable et la conception d’un mur tissu-sable sous chargement horizontal. Ainsi, une charge uniformément répartie (pression) a été appliqué, sur mur jusqu'à la perte de sa stabilité. On conclue structure (tissu-sable) est sensé recevoir et absorber les éventuelles charges d'impact (chocs).

V ETUDE NUMÉRIQUE D'UN MUR COMPOSITE EN « TISSU-SABLE » A L'IMPACT

V.1. Aperçu sur le logiciel de simulation « ANSYS APDL»

Le code de simulation et de calcul « **ANSYS APDL** », est un programme éditeur de logiciels spécialisé en simulation numérique des problèmes d'ingénierie. L'entreprise mère, possédant de nombreuses filiales à travers le monde notamment en Europe et en Asie, a son siège à Canonsburg en Pennsylvanie aux Etats-Unis Ses produits majeurs sont des logiciels qui mettent en œuvre la méthode des éléments finis, afin de résoudre des modèles préalablement discrétisés [14].

Le code de calcul utilisé a prouvé son efficacité dans la Simulation de certaines structures très variées par le passé; a titre d'exemple, des simulations en 2D et 3D ont été effectuées sur des silos à symétrie axiale et en mode statique. Notre objectif ici, n'est pas de détailler en profondeur le modèle créé, mais de décrire, sommairement la démarche adoptée pour la création du modèle numérique, le choix des éléments utilisé pour notre modèle ainsi que leur caractéristiques et enfin, le processus d'analyse adopté dans notre cas. La validation de la simulation numérique obtenue sur le modèle numérique tridimensionnel crée, se fera en comparant les résultats de cette simulation, à ceux obtenus expérimentalement. Cette comparaison nous permettra aussi, de vérifier la pertinence de ce code pour une modélisation réaliste de notre ouvrage [21].

V.2. Chois du modèle de calcul ANSYS du mur analysé.

Nous avons procédé à l'analyse numérique de l'état de contrainte et déformation sous une sollicitation d'impact sur le mur analysé. Les résultats calculs peuvent être utilisés pour la comparaison avec ceux obtenus en pratique.

Le modèle de calcul (simulation ANSYS) du mur est inspiré d'un modèle expérimental plus ou moins réel du mur, avec un mode d'encastrement approprié, soumis à un choc à l'aide du lancement d'une boule en acier représentant l'action de l'impacteur (figure IV.1). Dans ce cas le maillage serait raffiné au niveau de la surface de contact mur-boule avec l'hypothèse que les tailles d'éléments finis ne dépassent pas la taille transversale (l'épaisseur) du mur.

L'élément finis choisie est un volume, élément tétraédrique à huit nœuds. Ce type d'éléments peut constituer un compromis entre précision et temps de calcul. Cet élément peut simuler correctement le comportement tridimensionnel pour des problèmes de flexion et d'impact, avec une bonne approximation (quadratique) des déplacements. Comme modèle de comportement non linéaire, la loi élasto-plastique avec écrouissage, compte tenu de la nature de la dilatance du matériau granulaire (sable) a été utilisée [22].

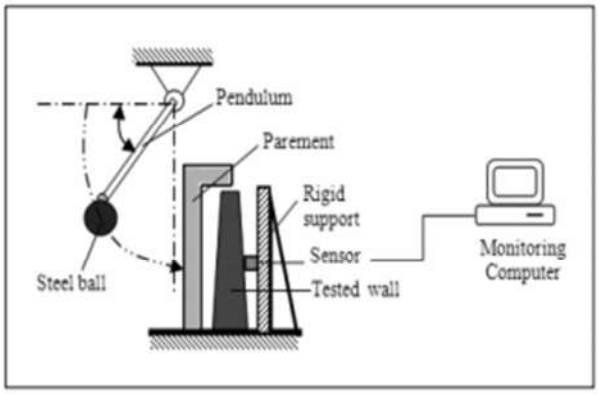


Figure V.1: L'appareil de contrôle l'impact

V.3. Méthodologie du modèle

Comme pour tout calcul par élément fini, il existe des paramètres liés directement à la modélisation qu'il faut fixer avant tout travail, à savoir les dimensions du modèle d'une part et les éléments qui constituent ce modèle d'autre part. Ceci est donc menée avec une méthodologie bien définie, qu'on peut la décrire en plusieurs points essentiels, tels que:

- le type d'élément, qui dépend des caractéristiques mécaniques de l'objet que l'on souhaite représenter ;

- les propriétés des matériaux constituant les différents éléments (élasticité, plasticité, critère de rupture,…) ;

- la géométrie et le maillage de la structure ;

- le type de chargement appliqué et les conditions aux limites ;

- le type d'analyse effectué (dynamique, statique, linéaire, non linéaire,…) [5].

V.3.1.Types d'élément choisis

Les éléments de base mis en jeu dans le fonctionnement constituant le mur composite en modèle essayé sont les suivants :

• Matériau granulaire pulvérulent: sable ;

• Enveloppe en tissu technique enduit PVC : membrane de confinement total ;

• l'interface physique : frontière entre le sable et le tissu (non considéré dans cette étude).

V.3.2. Modélisation des matériaux

Pour une étude approfondie, les éléments constituant le mur composite (tissu et sable) doivent être considérés et introduits séparément. Cependant, ceci ne représente qu'une variante de simulation alors que notre étude fait introduire le mur (composite) aux

caractéristiques équivalentes (Module élastique équivalent Eeq. et un coefficient de poisson correspondant) obtenues dans les travaux menés et publiés antérieurement.

a- Modélisation du sable :

Le modèle du matériau sable permet de prédire la fissuration et l'écrasement d'un matériau fragile. Les paramètres d'entrée obligatoires pour le définir sont les suivants:

• le coefficient de Poisson « ν_s ».

• le module d'élasticité « E_s ».

b- Modélisation du tissu :

Pour le tissu de confinement, l'élément membrane représentant une épaisseur fine du mur et sans rigidité transversale à la flexion est nécessaire. La formulation particulière de cet élément permet de prendre en compte l'effet membrane et d'incorporer un comportement élastique linéaire en traction. Par ailleurs, les essais de traction effectués sur le tissu ont montré que ce dernier présentait une bonne stabilité en partie médiane. Ceci nous amène à conclure que le tissu reste un milieu continu même après déformation.

c- Interface physique :

Etant donné que le mécanisme de renforcement du sable est dû en très grande partie non pas au frottement sable-tissu mais plutôt au caractère tridimensionnel de fonctionnement de l'ouvrage, le frottement peut être négligé dans ce cas et par conséquent, il n'est pas nécessaire de générer une interface par des éléments de contact.

Les paramètres nécessaires pour caractériser les matériaux résumés dans le tableau V.1 :

Type de matériaux	Les Caractéristiques mécaniques
Mur tissu-sable	ρ_{sable} =1600kg/m³ sec et 2000kg/m³ saturée υ = 0.2 -0.45 E = 53.5 Mpa G = 20.5 Mpa φ = 40° angle de frottement ψ = 30° C = 0 ρ_{pvc} = 1350 kg/m³ υ_{pvcX} = 0.24 υ_{pvcY} = 0.12 E_X = 118 Mpa E_Y = 294.5 Mpa E_{eq} = 75 Mpa = 75E6 Pa υ_{eq} = 0.3
boule d'acier	ρ_{acier} = 8000 kg/m³ υ_{acier} = 0.27 à 0.30 E_{acier} = 200 Gpa = 2E11Pa

Tableau V.1: Paramètres utilisés pour simulation du mur et boule d'acier

Les matériaux	Les axes	values (m)
Mur tissu-sable **Solide 185**	**X1, X2, X** **Y1, Y2, Y** **Z1, Z2, Z**	**-2 - 2** **-2.5 - 2.5** **-3 - -3.4**
Sphère d'acier	**X** **Y** **Radius**	**0** **0** **0.3**

Tableau V.2: dimensions du modèle du mur et boule d'acier

V.3.3. Géométrie et maillage

V.3.3.1. Géométrie

- **Bloc d'impact**

La trajectoire du bloc est inscrite dans un plan vertical orthogonal à la ligne de base des poteaux. Cette trajectoire peut être inclinée ou verticale.

La boule est réalisé en acier et /ou renforcé selon une forme polyédrique donnée.

La masse de la boule est choisie en sorte que la taille maximale du bloc est du tiers de la hauteur nominale de l'écran testé.

- **Mur composite :**

Le modèle choisi pour le mur impacté devra permettre d'étudier le comportement non linéaire de ce dernier en mode dynamique sous un chargement d'impact horizontal au centre. Le mur fait 5 m d' hauteurs, 4 m de largeur et 0.4 m d'épaisseur.

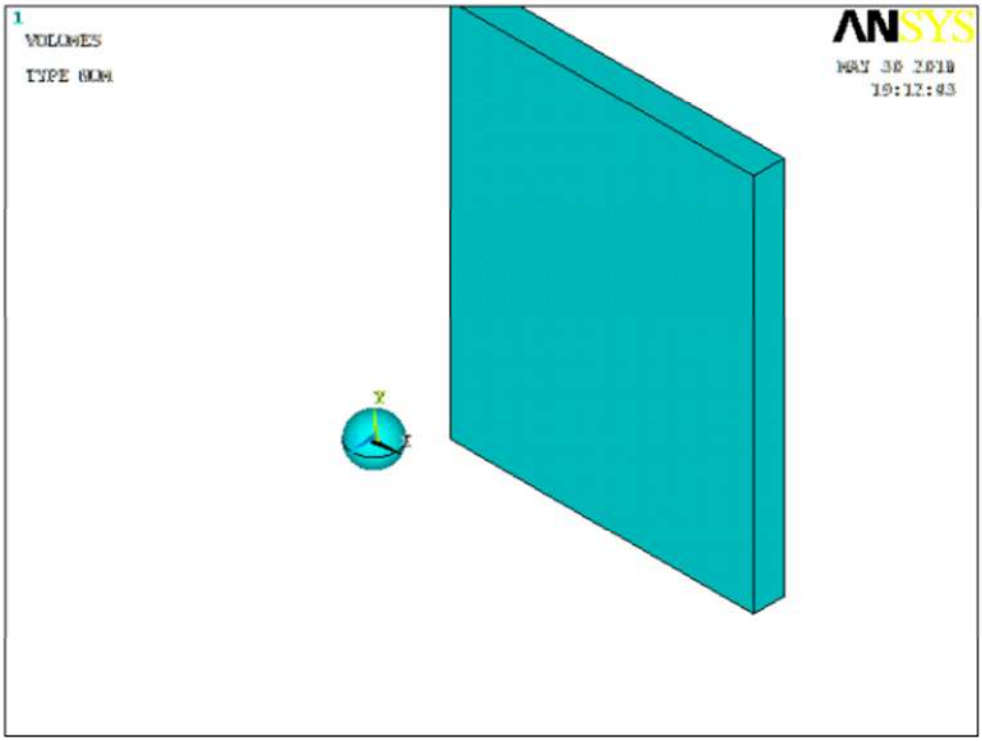


Figure V.2 : représentation du modèle par ANSYS en 3D

V.3.3.2. Maillage

L'élément isotrope à trois dimensions « SOLID185 » est utilisé pour modéliser la boule et le mur. Il est défini par huit nœuds ayant chacun trois degrés de liberté en translation.

Le boule d'impact est modélisé, conformément à la réalité, par un rayon de 0,3 m. Une masse volumique « ρv » de 8000 $kg.m^{-3}$ est utilisée afin d'obtenir un boule de 904 kg. La représentation de maillage très fin du boule, et pour les dimensions du mur complet sont de

4m x 5 m pour 0,4 m d'épaisseur. Pour les essais dynamiques, l'ensemble du mur est modélisé (figure V.3) afin de pouvoir effectuer des chocs en n'importe quel endroit de la structure.

Afin de respecter au mieux les règles usuelles de maillage les éléments finis sont des éléments triangulaires, Cette taille d'élément permettant d'obtenir un bon compromis entre le temps de calcul et la précision recherchée.

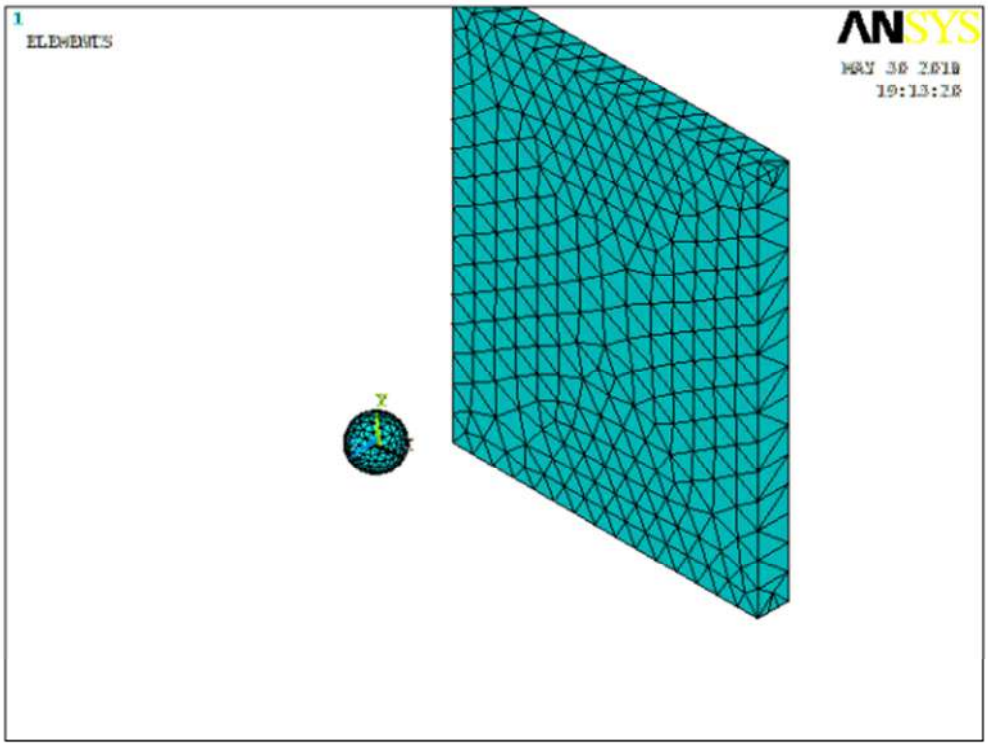


Figure V.3 : représentation le maillage du modèle par ANSYS en 3D

V.4. Chargement et conditions aux limites

La définition des conditions de déplacement aux limites sont nécessaires. Pour simuler un encastrement parfait, il a été bloqué les déplacements et les rotations des nœuds de la base et le haut du modèle du mur créé. On impose au modèle un effort d'impact à l'aide d'une boule lancée d'une distance d = 3m avec une vitesse au moins de 5 m/s. L'énergie d'impact est déterminée à partir de la mesure de cette vitesse et est égale à l'énergie cinétique E_{cb} (J) de la boule, donnée par :

$$E_{cb} = \frac{1}{2}\, m_b\, v_{imp}^2 \qquad (V.1)$$

Avec :

$v_{imp.}$: vitesse de la boule ;

m_b : masse de la boule (Kg).

$m_b = \rho_{acier}\, v_b$; (V.2)

Avec :

v_b : volume de la boule = $4\pi R^3/3$;

ρ_{acier} : masse volumique de la boule (acier) = 8000 Kg/m^3.

L'énergie cinétique pour une boule d'acier de rayon r = 0,3 m, et un temps de chargement t = 5 s lancée d'une distance de 3 m de l'écran du mur impacté.

$$v_{imp} = d/t \qquad (V.3)$$

avec :

d : déplacement de la boule (m).

t : temps de contact (m/s).

V.5. L'analyse du model

Le modèle élément fini à analyser consiste en un mur composite tissu-sable sous l'effet d'impact d'une boule d'acier. Le mécanisme de cet essai est d'assurer la fixation du mur par définition les conditions aux limites du déplacement. En utilisant la commande dite « modeling –areas : contact pair » pour La surface de contact entre la boule et le mur (l'élément (contact-target) (TARGET170-CONTAC174). Ensuite, L'utilisation de la commande « Solution –sol'n control » valable aussi bien pour une solution linéaire ou non linéaire. Elle est très recommandée dans les analyses non linéaires, et encore « solve- currents LS ». Enfin, l'utilisation de la commande « generale postproc-read results-plot results » pour affiche les résultats de simulation et de calcul.

► L'élément de simulation

Type et nombre	Simulation
Type d'élément	Quadratique [8nœuds /solide 185]
Type de contact	Target 170 /Contact 174
Nombre des nœuds	1015 nœuds
Nombre d'élément	4343

Tableau V.3: représentation l'élément de simulation

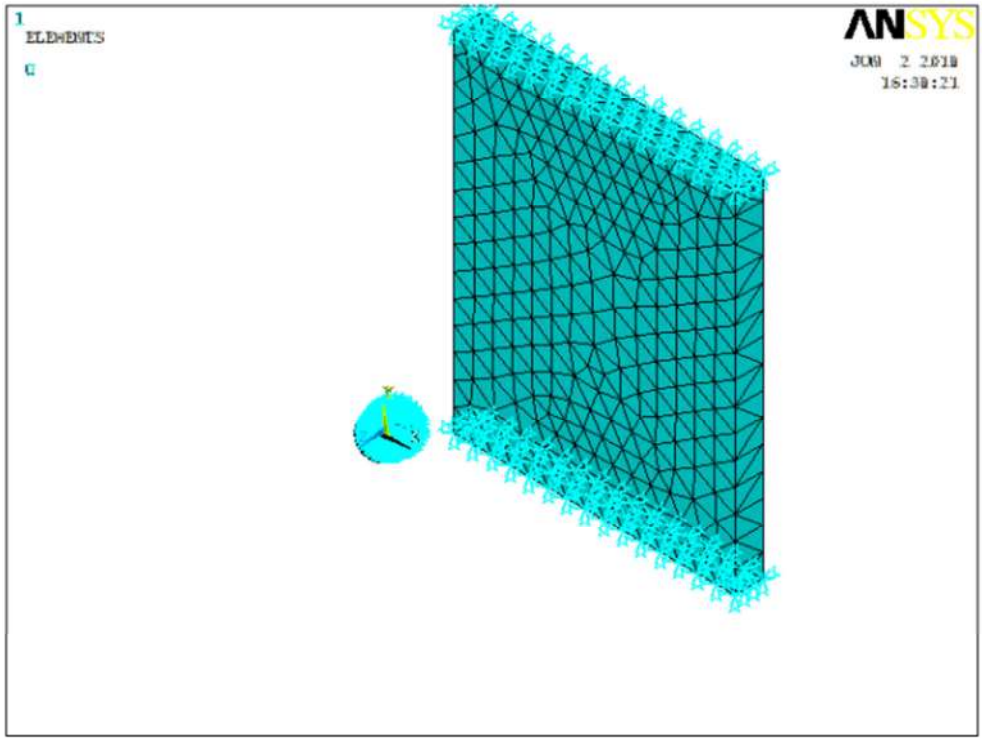


Figure V.4: Représentation d'appui du modèle

V.6. Résultats de l'analyse du model :

V.6.1. Déformations

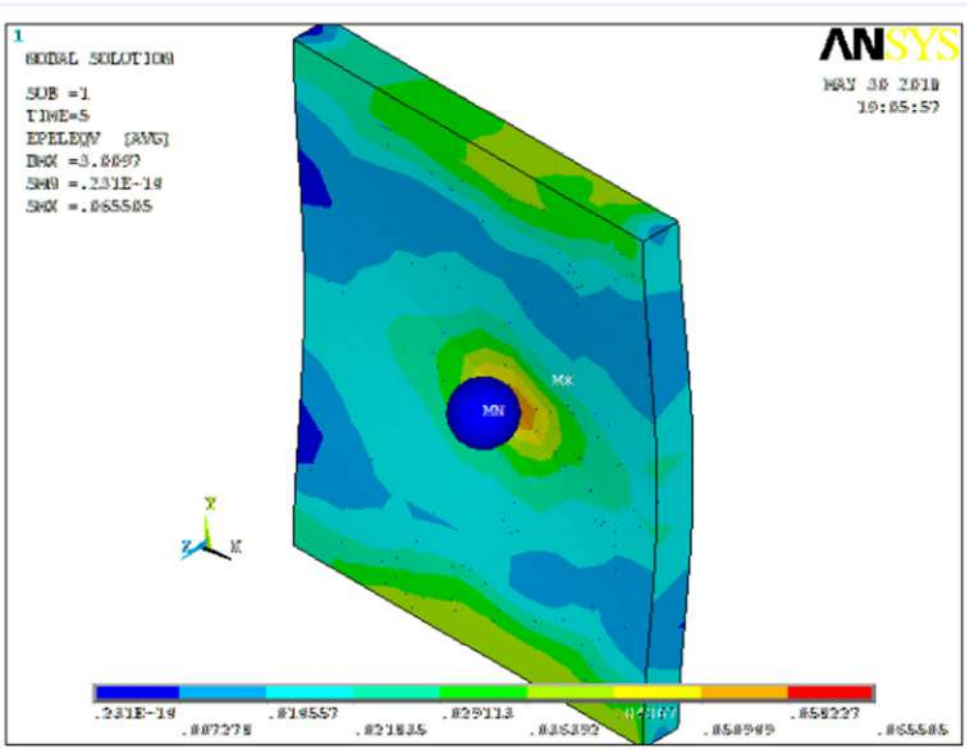


Figure. V.5: Déformation en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier

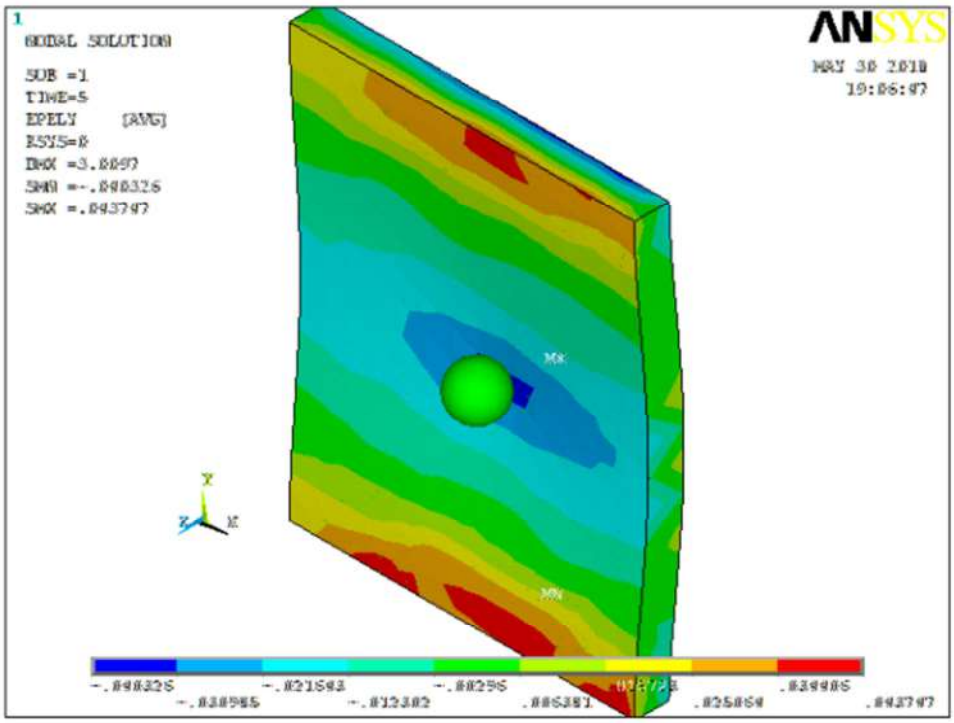


Figure. V.6 : Déformation sur l'axe Y en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier

La figure 5 et 6 montres la déformation en 3D du model zonale.

V.6.2. Déplacements

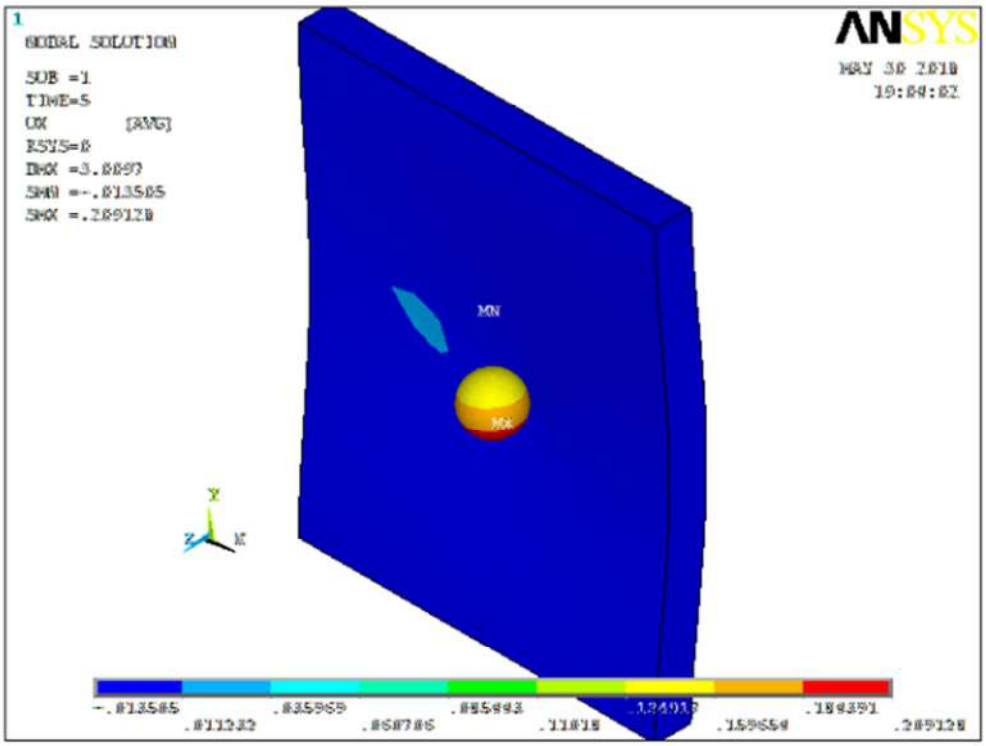


Figure. V.7: Déplacement en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier

V.6.3. Contraintes

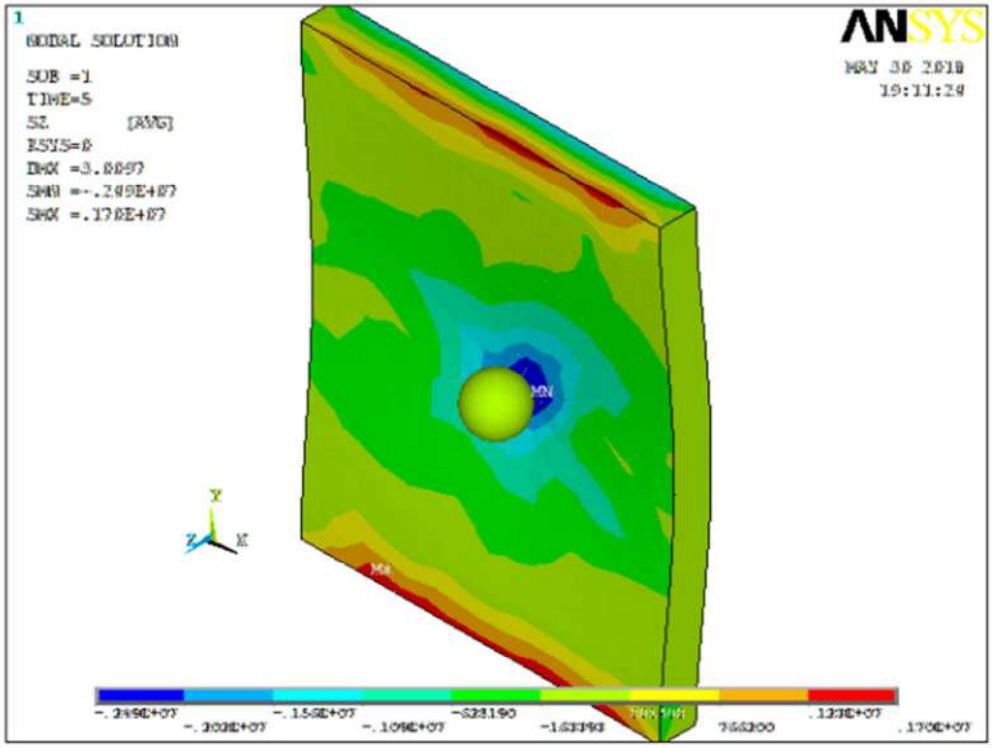


Figure. V.8: Contrainte en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier

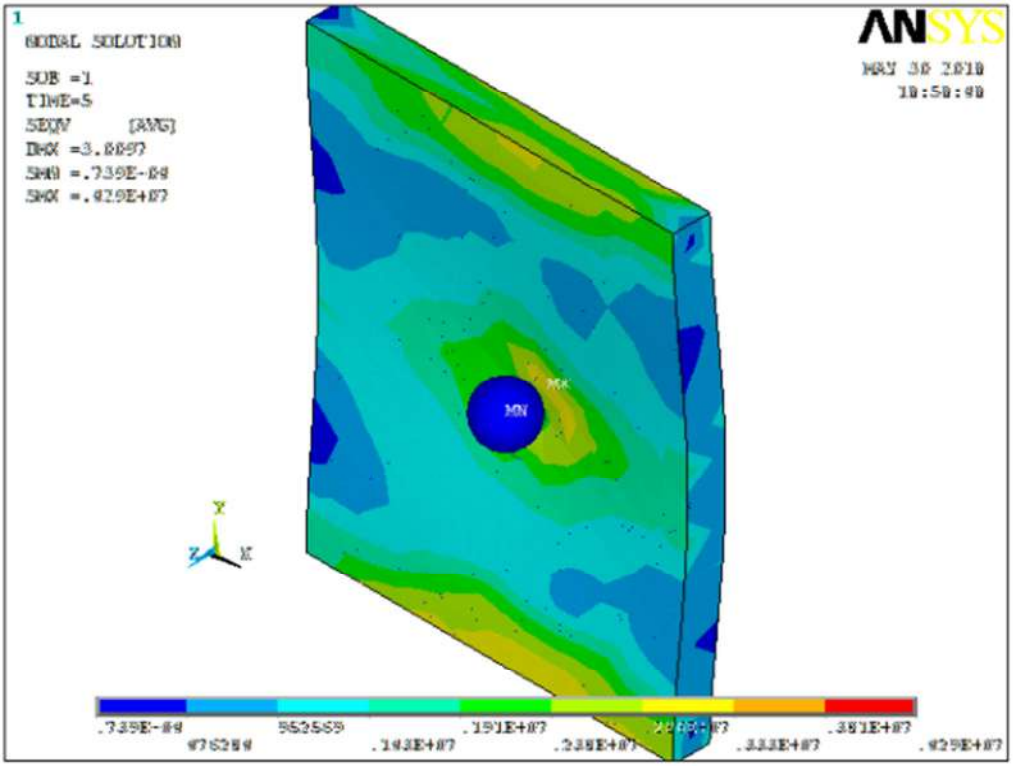


Figure. V.9 : Contrainte sur l'axe Z en 3D du model sous l'impact de la boule d'acier

La figure 8 et 9 montres la contrainte sur l'axe en 3D influence d'impact sur un mur a la centre et à mi-hauteur.

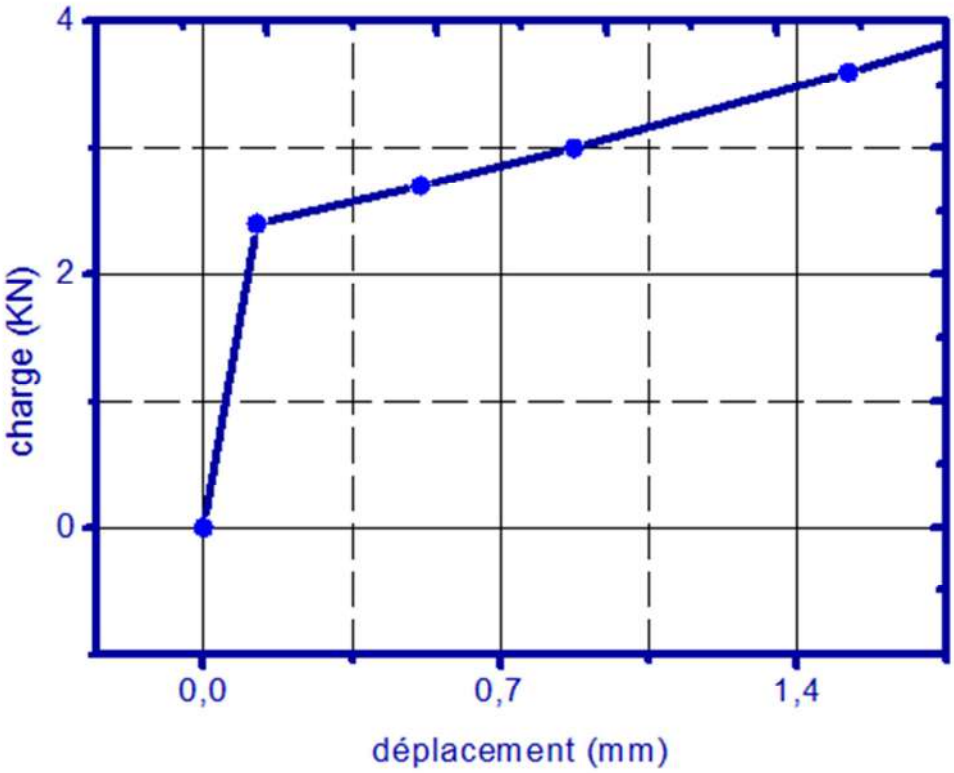


Figure. V.10: courbe charge déplacement nodal

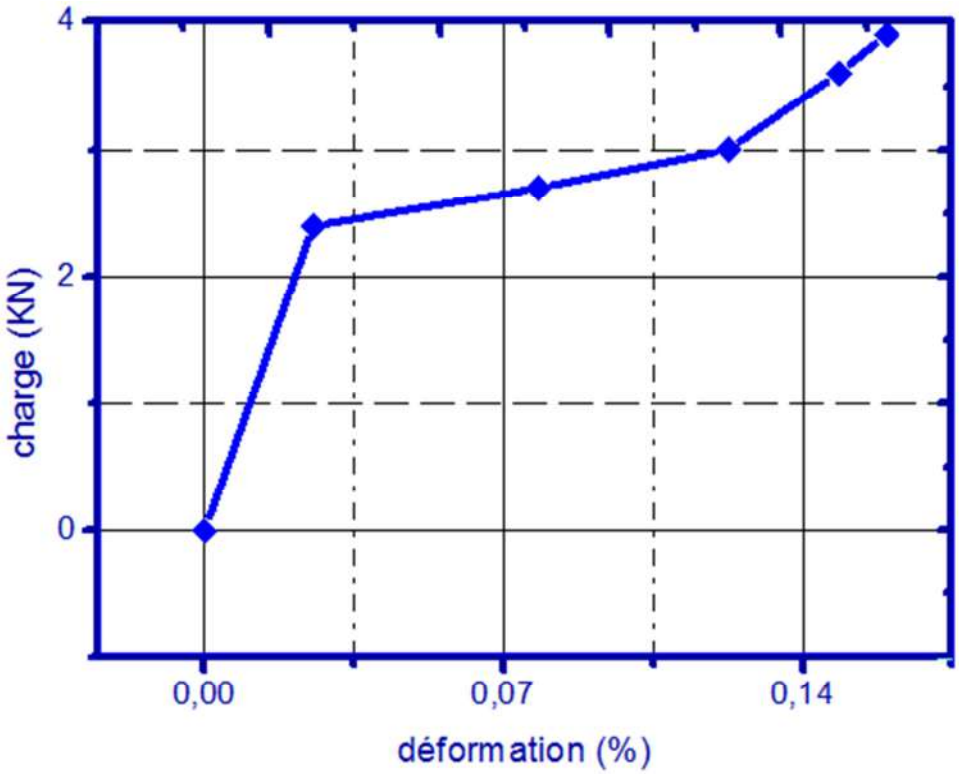


Figure. V.11: courbe charge déformation du mur

Les résultats numérique a permis de faire les observations suivantes et les déclarations : (Figure V.10) montre que la relation charge-déplacement non linéaire est clairement, d'où le comportement élasto-plastique. (La figure V.11) illustre la courbe charge-déformation, Selon l'évolution des déformations du mur qui est la conséquence de la charge croissance.

Une analyse numérique du mur à l'aide d'une simulation par éléments finis 3D code peut être lancé dans l'avenir. Le caractère composite de la structure analysée et l'interaction entre les matériaux granulaires confinés (sable) et l'enveloppe.

V.7. Calcul du pouvoir dissipatif du model

La boule (en acier), avant d'impacter le mur composite en tissu-sable, a une énergie cinétique « E_{cb} », fonction de la vitesse de lancement « V_{imp} » et, du fait des hypothèses retenues, il est possible de déterminer l'énergie potentielle emmagasiné par le mur après impact « E_{pm} » :

▪ Pour la boule :

$E_{cb} = (1/2)\ (m_b) \times (V_{imp})^2$

$m_b = \rho_b . V_b$

$\rho_{b(acier)} = 8000\ kg/m^3$, $r_b = 0.3m$

$V_b = (4/3)\ \Pi\ (r_b)$

$m_b = 8000 \times (4/3)\ \Pi\ (0,3)^3 = 904\ kg$

$E_{cb} = (1/2).\ (m_b) \times (V_{imp})^2$

$V_{imp} = d/t = 3/5 = 0.6\ ms^{-1}$

$E_{cb} = (1/2)\ 904 \times (0.6)^2$

$E_{cb} = 163\ J$

▪ Pour le mur:

Le tableau suivant donne les contraintes et déformations moyenne respectives dans le mur impacté (Résultats de l'analyse ANSYS):

Contrainte (N/m^2)	σ_x	σ_y	σ_z	σ_{xy}	σ_{xz}	σ_{yz}
	1219	13505	1350	18907	5198	38422
Déformation %	ε_x	ε_y	ε_z	γ_{xy}	γ_{xz}	γ_{yz}
	0.0012	0.0020	0.0033	0.00020	0.00022	0.00023

Tableau V.4 : Contraintes maximales et déformations correspondantes (ANSYS).

Tout en restant dans le domaine élastique de chargement, on déterminera l'énergie potentille après l'impact dans le mur :

$$E_{pm} = ½(\sigma_x.\varepsilon_x + \sigma_y.\varepsilon_x + \sigma_x.\varepsilon_z + \sigma_{xy}.\gamma_{xy} + \sigma_{xz}.\gamma_{xz} + \sigma_{yz}.\gamma_{yz}) \text{ x } (X.Y.Z)$$

Avec : X, Y et Z : dimensions du mur impacté.

E_{pm}=1/2(1219x0.0012+13505x0.0012+1219x0.0033+18907x0.00020+5198x0.00022
+38422 x 0.00023) x (4x5x0.4) =

= (1/2) x (1.4628 + 16.206 + 4.0227 + 3.7814 + 1.14356 + 8.83706) x (8) =

E_{pm} = 142 (J)

Enfin, en comparant l'énergie d'impact (boule) avec l'énergie dans le mur au moment de l'impact, et en calculant ce qu'on appelle l'indice de dissipation ou d'absorbation d'énergie (A_d) pour le mur :

$A_d = E_{pm} / E_{cb}$

= 142/163

= 0,87 %

V.8. Discutions des résultats

L'étude énergétique a montré une dissipation durant la phase de contact entre la boule et le mur. Une part de cette énergie semble se retrouver sous forme de chaleur mais sa quantification reste difficile.

V.9. Conclusion

Pour le mur : analysé et dont la stabilité et la capacité portante vis-à-vis de chargement latéral statique a été prouvé, les résultats de la présente étude (à l'impact) à travers du calcul de l'indice de dissipation « A_d » montre un pouvoir dissipatif pour des énergies d'impact.

Analyse numérique permis de quantifier les efforts et par suite les contraintes et obtenir l'effort d'impact qui permet le dimensionnement du mur et l'énergie de déformation, en plus économiques en temps de calcul et permettant de tester facilement différentes configurations du mur.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études avait pour but la conception et le calcul d'un mur composite (tissu technique et remplissage de sable). Cette structure en forme de mur, fait associer les deux matériaux locaux, en abondance et non valorisés (essentiellement le tissu technique PVC) pour de nombreuses application (Génie civil et géotechnique), entre autre, comme ouvrages de protection contre les forces d'impact (chocs), similairement aux divers parades ou bien ouvrages de protection existants (Parades actives : drainage, soutènement, ancrage, béton projeté, filets ou grillages plaqués), (Parades passives : des fosses, des déviateurs, des merlons, des écrans). Les ouvrages de protection permettent de diminuer les risques dus aux chutes de blocs et consiste à interposer un ouvrage apte à absorbe l'énergie incidente des blocs.

Par conséquent, l'étude en question est venue pour compléter les études antérieures, essentiellement son comportement sous chargement statique latéral en l'impliquant à des sollicitations dynamiques telles que les impacts.

La présente analyse numérique du mur composite, à l'aide d'une simulation par éléments finis 3D maniant le code « ANSYS APDL », a permis d'estimer le pouvoir de dissipation de la structure en tissu-sable confiné sous l'action d'une sollicitation d'impact. L'analyse a permis de quantifier les efforts et par suite les contraintes et obtenir l'effort d'impact qui permet le dimensionnement du mur et l'énergie de déformation, en testant, aisément différentes configurations du mur.

La structure en tissu-sable confiné présente l'avantage de bonne transmission des efforts (d'énergie d'impact), forte capacité pour recevoir une force d'impact, et protégé bien les ouvrages. L'estimation des énergies transférées à la structure est celle incidente du mur, mené par la simulation ANSYS a donnée un indice de dissipation « A_d » avoisinant 0,87 %. Ce qui constitue un pouvoir dissipatif pour des énergies d'impact jusqu'à 1000 (J).

Perspectives

Ces résultats peuvent être perfectionné dans le futur en testant des configurations est des conditions de chargement différentes du mur composite en tissus-sable, voire le rigidifier le en l'associant à des parements comme des dalles minces en béton armé par exemple.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

[1] Rapport scientifique – GRE section 2-14 risque naturels – vulnérabilité RNVO. J-L Durville., pierre guillemin., didier Subrin., philippe Berthet., rambaut. Etat de d'art sur le dimensionnement des dispositifs de protection contre les chutes de blocs, janvier 2010.

[2] Zouheir boukria., Caractérisation des impacts sur une galerie « pare-blocs structurellement dissipant» thèse pour obtenir le grade de docteur de l'université de Savoie, 2009.

[3] Nouvelle approche de dimensionnement d'un merlon protection d'un Bâtiment a val d'Isère, journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, JNGG 2010-Grenoble 7-9 juillet 2010.

[4] Pérotin., tonello. Ouvrage de protection contre les risques hydrogéologique partie 5, Actes de la conférence finale-24-26 oct 2006.

[5] Zerga., boukhalfa., Etude de structure en tissu-sable confine pour la protection contre les impacts, mémoire de master, construction, 2014.

[6] pascal perrotin., Comportement d'ouvrages de protection en béton armé sous impacts sévères analyses et propositions, docteur de l'université de Savoie, maître de conférence-polytech Annecy, Chambéry- université de Savoie, 2010.

[7] MILLOT M., MARIOTTI M. Développement de l'utilisation de géotextiles Performants dans la stabilité des voies ferrées au Maroc, ONCF, Service Voie et Ouvrage d'Art, MAROC, pages20, (Mai 1986).

[8] KHAY M., Texsol : Murs expérimentaux, Rapport de recherche, CER Rouen, (Juillet 1987).

[9] GOURC J.-P., Le renforcement des sols par inclusions synthétiques: LesGéotextiles, dans ouvrage Manuel de rhéologie des géomatériaux, DARVEF. (sous direction), pp.81-99, (Mars 1987).

[10] DARVE F., ouvrage Manuel de rhéologie des géomatériaux, Presses de l'ENPC, pp. 70-78, (1987).

[11] NF-G 07-001, NF G 37-103. Essais des tissus. Détermination de la force de rupture et De l'allongement de rupture par traction (Méthode simplifiée), (janvier 1973).

[12] BENOUALI A. Elaboration et Analyse d'un mur composite tissu - sable technique, mémoire magister.

[13] fellahi wassim. Caractérisation et résilience des risques géotechniques dans un projet routier, thème de mémoire de master, géotechnique, 2012.

[14] Fabien Delhomme., Etude de comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé, thèse de docteur, université de Savoie, 2005.

[15] Ryan P. Hillman., Timothy D. Stark., Shear Strength Characteristics of PVC Geomembrane/Geosynthetic Interfaces, 27 December, 2000.

[16] LORET B., DARVE F., Elastoplasticité a simple potentiel", dans ouvrage "Manuel de rhéologie des géomatériaux, (sous la direction), Presses de l'ENPC de Paris, pp. 153-187, (1987).

[17] DANTU P., Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux Pulvérulents, incongrès international de mécanique des sols et fondations, Londres, pp. 144 -148, (1957).

[18] Lazazi Menaa, Ali Bouafia, A/K Cherifi, Design and Analysis of Technical Fabric - Confined Sand Wall Under Dynamical Impact Load, Journale of sustainable architecture and civil engineering, ISSN 2029-9990, 2014.No.1(6).

[19] MENAA L., CHERIFI A., BENOUALI A., ALLICHE M., ZIRARI M. Study of the confinement contribution on the mechanical behavior of composite structures made with confined ground for use in civil and/or géotechnique engineering, 2008.

[20] L. Menaa, Dj. Amar Bouzid and A. H. Benouali, Experimental and Numerical Analysis of PVC Textile-Sand Confined Structure, Contemporary Engineering Sciences, Vol. 2, no. 4, (2009), pp 179 – 190.

[21] GOURC J.-P. Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécaniques des sols, thèse de doctorat Es sciences de l'université Scientifique et médicales de Grenoble, 249ges, (1982).

ANNEXE I : LISTING DES COMMANDES SOUS ANSYS

Cette annexe donne le listing des commandes sous ANSYS 14.0 de la simulation d'impact boule en acier de 904 kg de 0.3m de rayon au centre du mur. Les commentaires précédés d'un point d'exclamation.

```
/COM,
/COM,Preferences for GUI filtering have been set to display:
/COM,  Structural
!*
/PREP7
!*
ET,1,SOLID185
!*
!*
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,75e6
MPDATA,PRXY,1,,0.3
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,200e9
MPDATA,PRXY,2,,0.3
SPH4,0,0,0.3
BLOCK,-2,2,-2.5,2.5,-3,-3.4,
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
MSHAPE,1,3D
MSHKEY,0
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , ,       2
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
TYPE,   1
MAT,       2
```

```
MAT,         2
REAL,
ESYS,        0
SECNUM,
!*
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , ,         1
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
!*
VMESH,_Y1
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!*
/UI,MESH,OFF
!*
ANTYPE,4
!*
TRNOPT,FULL
LUMPM,0
!*
FLST,2,2,5,ORDE,2
FITEM,2,1
FITEM,2,-2
!*
/GO
DA,P51X,UZ,-3
FLST,2,1,5,ORDE,1
FITEM,2,6
!*
/GO
DA,P51X,ALL,0
/ANG,1,30,XS,1
/REP,FAST
/ANG,1,30,XS,1
/REP,FAST
/ANG,1,30,XS,1
/REP,FAST
/ANG,1,30,XS,1
/REP,FAST
/ANG,1,30,XS,1
/REP,FAST
FLST,2,1,5,ORDE,1
FITEM,2,5
```

```
FITEM,2,5
!*
/GO
DA,P51X,ALL,0
/VIEW,1,1,1,1
/ANG,1
/REP,FAST
!*
!*
/COM, CONTACT PAIR CREATION - START
CM,_NODECM,NODE
CM,_ELEMCM,ELEM
CM,_KPCM,KP
CM,_LINECM,LINE
CM,_AREACM,AREA
CM,_VOLUCM,VOLU
/GSAV,cwz,gsav,,temp
MP,MU,1,
MAT,1
R,3
REAL,3
ET,2,170
ET,3,174
KEYOPT,3,9,0
KEYOPT,3,10,2
R,3,
RMORE,
RMORE,,0
RMORE,0
! Generate the target surface
ASEL,S,,,1
ASEL,A,,,2
CM,_TARGET,AREA
TYPE,2
NSLA,S,1
ESLN,S,0
ESLL,U
ESEL,U,ENAME,,188,189
NSLE,A,CT2
ESURF
CMSEL,S,_ELEMCM
! Generate the contact surface
ASEL,S,,,4
CM,_CONTACT,AREA
TYPE,3
NSLA,S,1
ESLN,S,0
NSLE,A,CT2 ! CZMESH patch (fsk qt-40109 8/2008)
ESURF
```

```
ESURF
ALLSEL
ESEL,ALL
ESEL,S,TYPE,,2
ESEL,A,TYPE,,3
ESEL,R,REAL,,3
/PSYMB,ESYS,1
/PNUM,TYPE,1
/NUM,1
EPLOT
ESEL,ALL
ESEL,S,TYPE,,2
ESEL,A,TYPE,,3
ESEL,R,REAL,,3
CMSEL,A,_NODECM
CMDEL,_NODECM
CMSEL,A,_ELEMCM
CMDEL,_ELEMCM
CMSEL,S,_KPCM
CMDEL,_KPCM
CMSEL,S,_LINECM
CMDEL,_LINECM
CMSEL,S,_AREACM
CMDEL,_AREACM
CMSEL,S,_VOLUCM
CMDEL,_VOLUCM
/GRES,cwz,gsav
CMDEL,_TARGET
CMDEL,_CONTACT
/COM, CONTACT PAIR CREATION - END
/MREP,EPLOT
/DIST,1,1.08222638492,1
/REP,FAST
/DIST,1,1.08222638492,1
/REP,FAST
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
/DIST,1,0.924021086472,1
/REP,FAST
FINISH
/SOL
ANTYPE,4
NLGEOM,1
NSUBST,1,0,0
AUTOTS,0
TIME,8
/STATUS,SOLU
SOLVE
FINISH
```

ANNEXE II : LISTING DES COMMANDES DEFORMATION SOUS ANSYS

```
PRINT EPEL NODAL SOLUTION PER NODE

 ***** POST1 NODAL ELASTIC STRAIN LISTING *****
 PowerGraphics Is Currently Enabled

 LOAD STEP=     1  SUBSTEP=     1
  TIME=    5.0000       LOAD CASE=   0
 NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL   1

 THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

   NODE     EPELX        EPELY        EPELZ        EPELXY       EPELYZ       EPELXZ
      1 -0.19040E-02-0.14106E-02 0.35634E-19 0.32777E-02 0.38911E-03-0.45160E-03
      2 -0.16225E-01-0.40911E-03 0.19548E-02-0.18083E-01 0.18056E-02 0.83390E-02
      3 -0.71053E-02-0.73824E-03 0.40541E-03 0.66974E-02-0.93124E-03-0.17345E-02
      4 -0.13605E-01-0.61571E-03 0.10303E-02 0.10158E-01-0.40484E-03-0.15334E-01
      5 -0.32874E-01-0.67962E-03  0.0000     0.20218E-01 0.30135E-02-0.44804E-01
      6 -0.41915E-01-0.47606E-03  0.0000     0.23882E-01 0.52109E-02-0.72798E-01
      7 -0.36463E-01-0.10186E-02 0.26140E-02 0.23910E-01-0.43801E-02-0.83401E-01
      8 -0.59459E-02 0.18564E-02 0.53701E-02 0.44963E-02-0.92521E-02-0.11595
      9 -0.57728E-02 0.18728E-02 0.88145E-02-0.74956E-04-0.68196E-02-0.14608
     10 -0.35252E-01 0.28896E-02 0.73762E-02-0.67142E-02-0.55967E-02-0.16734
     11 -0.50563E-01 0.24318E-02 0.62909E-02-0.11198E-01 0.84361E-02-0.15102
     12 -0.16272E-01-0.46402E-04 0.83842E-02-0.13446E-01 0.25081E-02-0.11088
     13 -0.31718E-01-0.63323E-03 0.30866E-02-0.24428E-01-0.21941E-02-0.87527E-01
     14 -0.35273E-01-0.81755E-03  0.0000    -0.23479E-01-0.38056E-02-0.67596E-01
     15 -0.22842E-01-0.66323E-03 0.25745E-02-0.14294E-01-0.12470E-02-0.29809E-01
     16 -0.19640E-01 0.12920E-02 0.35751E-02-0.16062E-01 0.14535E-02-0.76678E-02
     17 -0.13904E-02-0.96913E-03  0.0000    -0.23217E-02 0.15069E-03 0.17926E-03
     18 -0.70423E-03-0.47764E-02 0.64112E-03-0.59506E-02 0.20006E-02 0.40851E-03
     19 -0.21874E-03-0.92815E-02-0.47396E-03-0.87989E-02 0.86924E-02 0.89186E-03
     20  0.81264E-04-0.11976E-01-0.71154E-03-0.89360E-02 0.14520E-01 0.10133E-02
     21 -0.23566E-03-0.19322E-01-0.71583E-03-0.10915E-01 0.22167E-01 0.12299E-02
     22  0.78597E-04-0.27674E-01-0.90280E-03-0.10555E-01 0.29719E-01 0.12931E-02
     23  0.59136E-03-0.32525E-01-0.83262E-03-0.75605E-02 0.37922E-01 0.84450E-03
     24  0.58979E-03-0.33263E-01-0.28457E-03-0.28668E-02 0.42561E-01 0.28568E-04
     25  0.36686E-03-0.35385E-01 0.12265E-03-0.65435E-03 0.43620E-01-0.42894E-03
     26  0.46113E-03-0.35665E-01 0.21692E-03 0.32566E-02 0.41119E-01-0.63271E-03
     27  0.62985E-03-0.32577E-01 0.60203E-03 0.70376E-02 0.36720E-01-0.13199E-02
     28  0.86611E-04-0.24282E-01 0.11518E-02 0.10405E-01 0.26910E-01-0.17746E-02
     29  0.56783E-04-0.17532E-01-0.60862E-03 0.96645E-02 0.21629E-01-0.87941E-03
     30  0.19717E-03-0.13437E-01 0.99813E-03 0.10287E-01 0.12109E-01-0.16067E-02
     31 -0.95595E-03-0.75567E-02 0.90543E-03 0.85807E-02 0.31495E-02-0.59672E-03
     32 -0.12004E-01 0.30772E-04 0.14158E-02 0.96852E-02 0.15983E-02-0.41847E-02
     33 -0.15574E-01 0.80418E-03 0.96130E-03 0.84541E-02-0.40006E-03 0.10061E-01
     34 -0.18483E-01 0.17279E-03 0.72829E-03 0.46577E-02-0.11439E-03 0.23470E-01
     35 -0.29141E-01-0.22684E-03-0.40479E-18 0.63892E-02-0.44623E-03 0.37172E-01
```

LOAD STEP=   1 SUBSTEP=   1
 TIME=   5.0000   LOAD CASE=   0
NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL   1

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

NODE	EPELX	EPELY	EPELZ	EPELXY	EPELYZ	EPELXZ
491	0.24703E-02	-0.11027E-01	0.55596E-02	-0.81715E-02	-0.10872E-01	0.37161E-01
492	0.54556E-03	-0.82175E-02	0.34983E-02	-0.13251E-01	-0.72196E-02	0.28218E-01
493	-0.20704E-02	-0.23205E-02	0.38634E-03	-0.16887E-01	-0.44587E-03	0.21289E-01
494	0.12152E-02	0.14739E-03	0.18171E-02	-0.18939E-01	-0.25557E-03	0.14137E-01
495	-0.78216E-02	0.10621E-02	0.19243E-02	-0.14173E-01	-0.41754E-02	0.13124E-01
496	-0.15830E-01	0.30542E-02	-0.82117E-03	-0.15587E-01	-0.55949E-02	0.15592E-01
497	-0.26736E-01	0.45799E-02	0.54071E-03	-0.13105E-01	-0.91520E-02	0.17526E-01
498	-0.28071E-01	0.38330E-02	0.31653E-02	-0.84169E-02	-0.99664E-02	0.12720E-01
499	-0.28233E-01	0.39631E-02	0.10559E-01	-0.13922E-02	-0.91651E-02	0.56863E-03
500	-0.24264E-01	0.64169E-02	0.73724E-02	0.81428E-02	-0.79081E-02	-0.10994E-01
501	-0.29260E-01	-0.32613E-02	0.31513E-02	0.24321E-02	-0.35182E-01	0.31581E-02
502	-0.34337E-01	-0.14388E-01	-0.27286E-02	-0.18960E-03	-0.41314E-01	0.95040E-02
503	-0.37695E-01	-0.27259E-01	-0.34538E-02	-0.32225E-02	-0.14491E-01	0.25656E-01
504	-0.38833E-01	-0.34327E-01	-0.16682E-02	-0.77500E-02	0.11489E-01	0.22609E-01
505	-0.34914E-01	-0.27822E-01	-0.69432E-02	-0.20010E-02	0.28086E-01	0.14894E-01
506	-0.28290E-01	-0.16428E-01	-0.19851E-02	-0.44088E-02	0.49596E-01	0.63503E-02
507	-0.23820E-01	-0.53361E-02	0.23021E-02	-0.16181E-01	0.43203E-01	-0.13395E-01
508	-0.24053E-01	0.35032E-02	0.96509E-03	-0.10739E-01	0.30543E-01	-0.17468E-01
509	-0.25688E-01	0.31048E-02	0.36151E-02	-0.15946E-02	0.29992E-01	-0.74590E-02
510	-0.21330E-01	0.75155E-03	0.68234E-02	0.17099E-01	0.26290E-01	-0.10080E-02
511	-0.14850E-01	-0.13741E-02	0.73173E-02	0.25189E-01	0.17176E-01	0.12680E-01
512	-0.39531E-02	-0.19775E-02	0.13884E-03	0.25927E-01	0.11484E-01	0.18836E-01
513	0.88230E-03	-0.36217E-02	-0.29869E-02	0.20798E-01	0.97252E-02	0.22112E-01
514	-0.16048E-02	-0.85024E-02	-0.71644E-02	0.17051E-01	0.10685E-01	0.33511E-01
515	-0.33178E-02	-0.14567E-01	-0.10287E-01	0.15725E-01	0.14483E-01	0.46768E-01
516	-0.50260E-02	-0.22019E-01	-0.10825E-02	0.13175E-02	0.88029E-02	0.57793E-01
517	-0.69379E-02	-0.16372E-01	0.60004E-02	-0.88693E-02	-0.11108E-01	0.48097E-01
518	-0.74451E-02	-0.10632E-01	0.42678E-02	-0.15453E-01	-0.15431E-01	0.25986E-01
519	-0.75977E-02	-0.73409E-02	0.31377E-02	-0.16944E-01	-0.94893E-02	0.23791E-01
520	-0.12113E-01	-0.79750E-03	-0.80389E-03	-0.16475E-01	-0.91912E-02	0.20149E-01
521	-0.21776E-01	-0.12057E-03	-0.68365E-03	-0.16292E-01	-0.13147E-01	0.19830E-01
522	-0.32704E-01	0.96967E-03	0.41102E-02	-0.13375E-01	-0.16000E-01	0.18432E-01
523	-0.31577E-01	0.83916E-03	0.45328E-02	-0.47224E-02	-0.17519E-01	0.10822E-01
524	-0.25354E-01	0.34174E-02	0.26804E-02	0.59924E-02	-0.20736E-01	-0.37439E-02
525	-0.37068E-01	-0.75522E-02	0.83006E-02	-0.72418E-02	-0.30334E-01	0.13281E-01

ANNEXE III : LISTING DES COMMANDES CONTRAINTE SOUS ANSYS

```
LOAD STEP=     0  SUBSTEP=     1
 TIME=    5.0000      LOAD CASE=    0
NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL    1

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

  NODE     SX           SY           SZ           SXY          SYZ          SXZ
    71 -0.10911E+07-0.34494E+07-0.92234E+06-0.12112E+06-0.11399E+07  59504.
    72 -0.11982E+07-0.32756E+07-0.12518E+07-0.24370E+06-0.10759E+07  45787.
    73 -0.10959E+07-0.32504E+07-0.74042E+06-0.39915E+06-0.87605E+06 -74709.
    74  -74387.     -0.12013E+07 0.12195E+06-0.26590E+06 0.22761E+06  7435.8
    75  -50693.     -0.54562E+06-0.24771E+06-0.26643E+06 0.33514E+06  60363.
    76  0.14606E+06 0.11790E+06 -95629.     -0.27845E+06 0.23394E+06  21489.
    77  0.28756E+06 0.62133E+06 0.15168E+06-0.27014E+06 0.14973E+06  20212.
    78  0.42532E+06 0.10604E+07 0.35459E+06-0.21302E+06  64327.      31139.
    79  0.41557E+06 0.13658E+07 0.52479E+06 -70190.      -6141.6      37845.
    80  0.45605E+06 0.14352E+07 0.78202E+06 -40420.     -0.16120E+06 0.13623E+06
    81  0.35696E+06 0.13978E+07 0.68461E+06 -14575.      -88452.      71998.
    82   36689.     0.11572E+07  85425.      86016.     -0.20878E+06-0.12846E+06
    83  0.12158E+06 0.86901E+06  72902.     0.25644E+06-0.32617E+06 -70705.
    84   68317.     0.27385E+06  85846.     0.20978E+06-0.30709E+06 -26917.
    85  -43388.     -0.37868E+06 -14786.     0.22915E+06-0.20792E+06-0.17137E+06
    86 -0.18347E+06-0.14693E+07-0.12868E+06 0.26804E+06 -79814.      -64307.
    87 -0.80330E+06-0.26503E+07-0.53225E+06 0.24040E+06 0.60104E+06 -22310.
    88 -0.83825E+06-0.26651E+07-0.42861E+06  50265.     0.79540E+06  37269.
    89 -0.10053E+07-0.30006E+07-0.55287E+06 0.16711E+06 0.78571E+06  41689.
    90 -0.11010E+07-0.33428E+07-0.57407E+06 0.16851E+06 0.74850E+06 -1998.7
    91 -0.11435E+07-0.34639E+07-0.62572E+06  45470.     0.79830E+06  12643.
    92 -0.11974E+07-0.34525E+07-0.60744E+06 -21370.     0.88495E+06 -18876.
    93 -0.11385E+07-0.34158E+07-0.69348E+06 -49772.     0.92001E+06 -40781.
    94 -0.11626E+07-0.34789E+07-0.80942E+06 -56349.     0.82382E+06 -11519.
    95 -0.11696E+07-0.33474E+07-0.78085E+06-0.19672E+06 0.79870E+06 -18837.
    96 -0.11204E+07-0.30343E+07-0.72970E+06-0.24567E+06 0.82312E+06 -38681.
    97 -0.83111E+06-0.25206E+07-0.51419E+06-0.23690E+06 0.79280E+06 -67887.
    98 -0.72687E+06-0.22118E+07-0.69200E+06-0.18415E+06 0.77828E+06 -42684.
    99 -0.62835E+06-0.21114E+07-0.43889E+06-0.34185E+06 0.54784E+06  19261.
   100 -0.32013E+06-0.18573E+07 -62294.     -0.19312E+06-0.31576E+06  70050.
   101 -0.11903E+06-0.41207E+06-0.19006E+06-0.13924E+06-0.40905E+06  44905.
   102   81285.     0.25111E+06  73096.     -0.15580E+06-0.37781E+06 -27677.
   103  0.14072E+06 0.99061E+06 0.15541E+06-0.21254E+06-0.23185E+06-0.11050E+06
   104  0.18499E+06 0.14655E+07 0.32069E+06-0.10618E+06  96425.     -0.13669E+06
   105  0.37422E+06 0.22076E+07 0.41914E+06 -33758.     0.18211E+06 -77573.
```

***** POST1 NODAL STRESS LISTING *****
PowerGraphics Is Currently Enabled

LOAD STEP=   1 SUBSTEP=   1
 TIME=   5.0000   LOAD CASE=   0
NODAL RESULTS ARE FOR MATERIAL   1

THE FOLLOWING X,Y,Z VALUES ARE IN GLOBAL COORDINATES

NODE	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SXZ
421	0.13839E+07	0.50783E+06	0.28769E+06	-0.42680E+06	0.11303E+06	0.35748E+06
422	0.10595E+07	0.29128E+06	0.26336E+06	-0.31635E+06	0.15092E+06	0.25967E+06
423	0.73303E+06	0.22521E+06	-41738.	-0.45558E+06	25323.	0.24816E+06
424	0.15701E+06	0.20435E+06	37589.	-0.55871E+06	-55796.	0.18810E+06
425	-0.48931E+06	-33793.	-75298.	-0.42597E+06	-74513.	0.12140E+06
426	-0.10108E+07	-0.26393E+06	-0.35246E+06	-0.39180E+06	-0.11064E+06	0.10161E+06
427	-0.16507E+07	-0.37724E+06	-0.52503E+06	-0.32585E+06	-0.11768E+06	85028.
428	-0.18572E+07	-0.15717E+06	-0.27391E+06	-0.21247E+06	-0.17609E+06	0.11076E+06
429	-0.19609E+07	13794.	-0.17056E+06	29149.	-95564.	-73686.
430	-0.12004E+07	71759.	-0.17044E+06	0.32017E+06	7041.9	-0.27763E+06
431	-72035.	0.34792E+06	0.11400E+06	0.43501E+06	72588.	-0.28186E+06
432	0.17016E+06	0.47454E+06	0.13659E+06	0.52098E+06	5630.0	-0.58737E+06
433	-0.33551E+06	61214.	-0.25565E+06	0.66141E+06	-0.37762E+06	-0.83819E+06
434	-0.12971E+07	-0.89158E+06	-0.92048E+06	0.66295E+06	-0.12656E+07	-0.10058E+07
435	-0.24810E+07	-0.22384E+07	-0.19769E+07	0.64986E+06	-0.19470E+07	-0.14114E+07
436	-0.35816E+07	-0.34926E+07	-0.29827E+07	0.34292E+06	-0.13030E+07	-0.14466E+07
437	-0.32743E+07	-0.37949E+07	-0.25057E+07	-0.27419E+06	0.18594E+06	-0.16936E+07
438	-0.22872E+07	-0.27943E+07	-0.17188E+07	-0.38604E+06	0.16987E+07	-0.20109E+07
439	-0.14774E+07	-0.15994E+07	-0.10112E+07	-0.62800E+06	0.17627E+07	-0.17371E+07
440	-0.76604E+06	-0.48563E+06	-0.40200E+06	-0.96843E+06	0.84188E+06	-0.14109E+07
441	-0.21466E+06	0.28429E+06	71377.	-0.10056E+07	0.24745E+06	-0.85486E+06
442	33005.	0.95596E+06	0.16162E+06	-0.92603E+06	0.23007E+06	-0.41041E+06
443	-0.50796E+06	0.78574E+06	67000.	-0.54171E+06	0.36102E+06	-0.18217E+06
444	-0.85720E+06	0.51101E+06	-0.24131E+06	-0.18224E+06	0.52504E+06	-55572.
445	-0.69262E+06	0.61324E+06	-0.16905E+06	-94526.	0.49687E+06	-59346.
446	-0.70365E+06	0.68700E+06	94812.	0.32603E+06	0.39056E+06	-40168.
447	-0.37436E+06	0.69628E+06	0.25963E+06	0.56694E+06	0.53816E+06	0.16867E+06
448	-39225.	0.59602E+06	51939.	0.56968E+06	0.46463E+06	0.27228E+06
449	-30223.	0.47742E+06	-28165.	0.70851E+06	0.25460E+06	0.29029E+06
450	14828.	0.49689E+06	-0.26856E+06	0.82812E+06	0.12785E+06	0.10644E+06
451	0.35581E+06	0.51903E+06	63092.	0.72917E+06	46998.	82136.
452	0.47184E+06	0.23880E+06	0.33879E+06	0.68804E+06	0.24454E+06	0.35208E+06
453	0.62038E+06	0.19378E+06	0.43969E+06	0.66486E+06	0.31805E+06	0.61885E+06
454	0.70508E+06	0.14502E+06	0.58004E+06	0.52694E+06	0.30158E+06	0.95091E+06
455	0.88178E+06	-0.10900E+06	0.59929E+06	0.37560E+06	0.22968E+06	0.12601E+07