République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique

Université "YAHIA FARES" – MEDEA

Faculté des sciences et de la technologie

Filière : génie civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master (2) en Génie civil
Option : construction et matériau

Thème :

Etude de structure en tissu-sable confine pour la protection contre les impacts

Préposé et dirigé par :
- Mr : L-MANAA

Etudié par :
- ZERGA ZAHRA
- BOUKHALFA AMINA

Année scolaire :
2013-2014

Abstract

In this these we propose the subject of protection from external factors, notably falling blocks. Which is usually danger to human and the building especially

Initially discussed for the comprehensive study of the different methods in this topic and evolution in the treatment of this phenomenon comprehensively and support examples of uses around the world And show detailed accounts of digital experiences.

As we studied the use of microelements in building protection structures and their impact on increasing resistance and build quality protector.

We study the model of the protection of a wall of sand and cloth of steel buildings give the properties of articles and in-depth study of its effectiveness to receive shock theory using a digital analysis of the initial data input And show the form behavior under the influence of different force.

Résume

Dans cette thèse, nous proposons l'objet d'une protection contre les facteurs extérieurs, notamment tomber des blocs Qui est généralement un danger pour l'homme et de la construction en particulier

Initialement discuté pour l'étude approfondie des méthodes différentes dans cette rubrique et évolution dans le traitement de ce phénomène en soutien des exemples d'usages dans différentes parties du monde et de voir la détaillée des comptes rendus des expériences avec numérique.

Comme nous avons étudié l'utilisation de micro-éléments dans la construction de structures de protection et de leur impact sur protecteur de qualité croissante la résistance et de la construction

Nous étudions d'un exemple des ouvrage de protection ,un mur de sable et de tissu en donnant les proprietes de deux materianx et une étude approfondie de son efficacité à recevoir la théorie de choc à l'aide d un l'logiciel numérique ANSYS . L'entrée de données initiales et montrer le comportement de forme sous l'influence de forces différentes.

REMERCIEMENT

-Tout d'abord, je remercie en premier lieu ALLAH qui m'adonné le courage, la patience et la volonté afin de pour suivre des études en master 2 et de réalise ce travail.

-nous remercions chaleureusement le promoteur Mr MANAA je lui présente tous nos remerciements de nous 'avoir aide par ces conseils, ces critique, son encouragement et ma réuni touts les conditions nécessaires au déroulement de ce travail.

-nos sincères remerciement a tous les enseignants qui on lassé leurs traces dans ma vie étudient ,surtout :

-Mr .AMOKRANE KAMEL (RDM).

-Mr .DBAIBE FARID(ENVIRENEMENT)

-Mr. FLISSI SAMIR (CHA MéTALIQUE).

-Mr.KHALADI (PROP DE CONST).

-Mr.BOUKHASANU(ODS).

-Mr. IRREKI(ESSAIS DE B).

- nos profonds remerciements s'adressent à toute l'équipe de la bibliothèque (université de SAAD-DAHLAB).

-J'adresse un grand merci au monsieur ZERARI (génie mec) qui nous 'ont aidé à réaliser ce travail.

-En fin que toute personne qui de prés ou de loin a contribué à l'élaboration de ce travail.

dedicace

Je dédie ce mémoire :

Tout d'abord à mes chers parents

« Ma mère »

À l'ame de mon père qui vivat pour

Nous et reste vive pour toujours dans

Mon cœur.

À mes frères et mes sœurs « racha,noura,nadjat,serage,

Moutasim,Mahdi,med».

À mes amis et mes collègues surtout

« chiheb-malik».

À toute la famille zerga et chiheb,litum,bara.

À mon promoteur « l-manaa ».

À toute la promotion de génie civil 2013.

Zerga zahra

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers et aimables parents qui sont tout man Fierté et à qui je dois tout ce que je suis aujourd'hui et, à ceux que j'aime tant et qui Sont ma joie de vivre.

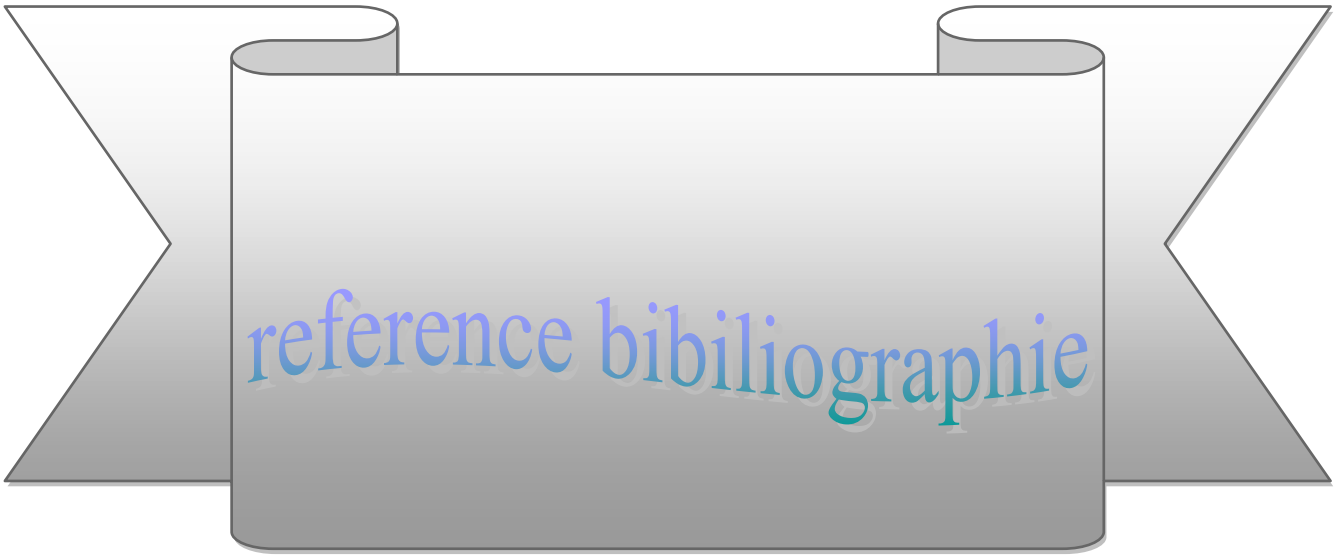
A toute ma famille. à ma chère sœur Assmaa).

Qui m'ont escorté durant les moments les plus pénibles de ce

long chemin.

A mes très chères amies……

Boukhalfa Amina


reference bibiliographie

Références bibliographique :

*Actes de la Conférence finale – 24-26 oct. 2006 Partie 5 – Ouvrages de protection contre les risques hydrogéologiques

*Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux .Tése doctorat Julien LORENTZ.

*Elaboration et Analyse d'un mur composite tissu - sable technique .mémoire magister BENOUALI Abdelhamid.

*www.wikepedia.com. Site internet.

*DANTU P., « Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux Pulvérulents », in congrès international de mécanique des sols et fondations, Londres, pp. 144 -148, (1957)

*W.M. KIRKPATRICK, « Discussion on soil properties and their measurement », Proceeding 5th International conference, soil Mech. and fond. Engng, Vol. 3, pp. 131-133, Paris, (1961)

*CAQUOT A., KERISEL J., ouvrage « Traité de mécanique des sols »,-Théorème des états correspondants-, Ed. Gauthiers-Villars, Paris, (1966)

* SCHOFIELD A.N., WROTH C.P., « Critical State Soil Mechanics », Ed. Mc Graw Hill, London, G.B, (1968)

* 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).

*DRESHER A., « An experiment investigation of flow rules for granular material using Optically sensitives glass particule », Géotechnique 26, N°4, pp. 591-601, (1976).

*AAIAEENPC, « Colloque international sur l'emploi des textiles en géotechnique », Vol. 2 et 3, Paris, (20 au 22 Avril 1977).

* Norme ISO 4013, (F) « Béton – Détermination de la résistance à la flexion des éprouvettes », (1978).

*GHOREICHY R., « Éléments de calcul probabiliste de la résistance en fatigue », Thèse

de Docteur Ingénieur de l'Université de Paris 6, pp. 3-12, (Mars 1978).

* 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, 249 pages, (1982)

***** LEFLAIVE E., KHAY M. et BLIVET J.-C., « Un nouveau matériau : Le Texsol », Bulletin de liaison labo. P. et Ch., N°125, pp. 105-114, (Mai Juin 1983)

***** ANDREWES K. & al., « Uniaxial strength testing of woven and nonwoven geotextiles », Geotextiles and Geomembrane, Vol. 1, n°1, pp. 41-55, 1984

***** BRAJA M. DAS., ouvrage «Advanced soil mechanics », Edition Mc Graw Hill Book Company, 511 pages, (1985)

***** 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, 20 pages, (Mai 1986)

*****KHAY M., « Texsol : Murs expérimentaux », Rapport de recherche, CER Rouen, (Juillet 1987)

***** GOURC J.-P., « Le renforcement des sols par inclusions synthétiques : Les géotextiles », dans ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », DARVE F. (sous la direction), pp.81-99, (Mars 1987)

***** DARVE F., ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », Presses de l'ENPC, pp. 70-78, (1987)

***** LUONG M.P., « Simulation expérimentale des ouvrages géotechniques » dans ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », DARVE F., (sous la direction), Presses ENPC, pp. 65-67, (1987)

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

.

Table des matiéres :

Introduction générale

Chapitre I : les ouvrages de protection contre les impacts (chocs).

I.1 : Généralités……..……1

1.1.1 : Merlon ……..……. 2

1.1.2: Fosse…….. 2

1.1.3 : Déviateur……2

I.1.4 : Choc ou impact : ……3

I. 2 : Description technique :…… ……...……..3

a). Déviateur simple ou tourne :

b).Déviateur double en étrave :

I.3: Domaine d'utilisation : ……..7

I.4 : Des exemples pour Les différent type d'ouvrage de protection :…… …….10

I.4.2 : SECTEUR SAINTE MARIE DE CUINES (Savoie, autoroute A43): ……11

I.4.3 : DEVIATION d'AIGUEBLANCHE (Savoie): ……11

I.4.4 : NANTUA (Ain):…… ……..… …12

I.4.5 : POMBLIERES (Savoie, RN 90) …… 13

I.4.6 : LA PRAZ (Savoie): ……14

I.4.7 : Lieu-dit Créton, commune de Rhèmes Saint-Georges, vallée d'Aoste…..……..15

I.4.8 : RR 47 (Km.7+000), lieu-dit Pont d'Ael, commune d'Aymavilles,

vallée d'Aoste……16

I.4.9 : RN 26 (Km. 55+500), commune de Bard, vallée d'Aoste. ……18

I.5 : LES MOYENS D'ETUDES :…… …….. 19

a)Parades actives

b) Parades passives

I.5 : Ouvrages de protection contre les chutes de blocs, un concept nouveau :les Pare-blocs structurellement dissipant (PSD) …….....20

I.5.1. quelques définitions :…… ……20

I.5.2 : Casquette ou galerie pare-blocs :…… ……22

I.5.2.1 : Le pare-blocs de construction classique ……23

I.5.2.2 : le pare-bloc structurellement dissipant ……24

I.5.3 : Les écrans à structure rigide ……24

I.6 : Les ouvrages de protection en terre……..……27

I.6.1: Les ouvrages en terre, état des lieux ……..……27

I.6.2: Exemples d'ouvrages en terre ……27

I.6.3:Les évolutions technologiques ……..…..…..…27

I-3.3 : Les grillages ou filets de protection :…… ……..…..……29.

I.7 : La protection : ……..……...31

I.7.1 : Protection temporaire active :…… ……..……32

I.7.2 : Protection permanente active……..……...…..32

I.7.3 :Protection temporaire passive et réglementation……..…34

1.7.4 :protection permanente passive……..35

Chapitre II : La technique de confinement.

II.1 : Principe du confinement ……..……38

II.2 : Quelques ouvrages de confinement ……39

II.3 : Méthodes de confinement ……..……42

II.3.1 : Ajout d'un liant hydraulique dans la masse (micro confinement)……..…… …42

II.3.2 : Renforcement de la masse du milieu granulaire par des fibres résistant à la traction ……..……42

II.3.3 : Confinement partiel :…… ……..……43

II.3.4 : Confinement total……..……43

Chapitre III : Calcul et dimensionnement des ouvrages de protection contre les impacts (méthodes expérimentales, analytiques et logiciels)

III .1 : Introduction :.....….47

III .2 : Les méthodes numériques de calcul……..…...47

a) La méthode des différences finies ……47

b) La méthode des éléments finis ……..……..47

c) la méthode basée sur la théorie des équivalences……...…47
III .2.1: Traitement des interfaces physiques :…… ……..……48
a) les méthodes dites de pénalisation ou de rigidité :…… ……...……49
b).Les méthodes dites de compatibilité nodale ……...…49
c).les methodes dites mixtes……....49
III.2.2: Le modèle Tonello ……..…50
III.2.3: Modèle du CEB ……..51
III.2.3.a: modèle mécanique simplifié ……52
III.3.1 : Contexte de l'étude ……....54
III.3.2 : Ouvrages réalisés et en projet…….59
III.3.2.1: La Galerie pare-bloc de Poniente (Val d'Arly) :…… ……..……...59.
III.3.2.2: La galerie pare-bloc de Grand-Platte :…… ……..60
III.3.2.3: Mur Pare-blocs Structurellement dissipant : ……..……60
III-3.3 : Des besoins d'opérationnels (aménageurs :collectivités, états, communes…)....62
III-3.4 : Des méthodes de calculs nouveaux……...…62
a : Modélisation par la méthode aux éléments discrets :…… ……..……..62
b : Modélisation par la méthode aux éléments finis :…… …… ……...62
III.3.4.1 : La méthode aux éléments discrets (MED) – Cundall et Strack 1979 : ……62
III.3 .5 : Calcul de merlons composites cellulaires :…… ……63
III.3.6:Calcul du grillage :…… …… ……...……....65
III.3.7 : Calcul du cellule :…… ……...……66
III.3.8 : Calcul de la structure : ……67

III.4 : Transfert recherche vers l'opérationnel
(Le projet ANR-RGCU 2006 REMPARE) ……..…….. 67

III.4.1 : Evaluation de la résistance au choc des ouvrages de protection……68
III.5. : Campagnes expérimentales……...…68

III.5.1 : Mise en mouvement de la dalle……..…74
Chapitre IV : Etude du pouvoir dissipatif d'un mur en tissu-sable confiné
IV.1. Exposé du Logiciel « ANSYS »…… ……..……86
IV.1.1 : Présentation de programme……...…...….86
IV.1.2 : Principaux produits……86

IV.2. Calcul et dimensionnement du pouvoir dissipatif d'un mur en tissu-sable confiné……89

IV.2.1. Description du mur ……89
IV.2.2. Données géométriques et mécanique……89
IV.2.2.1: Tissu-sable……89
A: Présentation du tissu technique fabrique en Algérie ……92
B: Caractéristiques de fabrication de l'enduit PVC ……93
C: Caractéristiques de l'armature ……94
D: Propriétés physiques et mécaniques du tissu technique……97
E: Structure sol-tissu ……97
IV.2.2.2 : le sable confiné……98
A: Comportement des sols pulvérulents ……98
B : Paramètres de résistance ……98
IV.2.3. Modélisation du mur :……99

Chapitre V :Analyse par éléments finis (codes ANSYS)

V.1.1.Types d'élément choisis……102
a).Simulation du sable……103
b).Interface physique ……103
c).propriétés des matériaux……103
V.1.2.Modélisation……104
V.1.2.1.Le maillage……106
V.1.2.2.Chargement et conditions aux limites……107
V.1.2.3.L'analyse du model……107
V.2.Résultats obtenus et interprétation……108

Conclusion générale et perspectives.

Liste des notations :

CEB	Comité euro-international du béton
PVC	Polychlorure de vinyle
PE	Polyéthylène
PP	Polypropylène
CEN	Comité Européen de Normalisation
ϕ s-g	Angle de frottement sol-géotextile
C	Cohésion apparente
pH	Potentiel hydrogène
UV	Ultraviolet
TINDALL	ex INDITEX (Société de production du tissu industriel)
HDPE	Polyéthylène haute densité
I.R.I.G.M	Institut de recherche interdisciplinaire de géologie et de mécanique
B.T.P.H	Bâtiment, Travaux Publics et Hydraulique
ϕ c	Angle de frottement caractéristique
ηc	Niveau de contrainte
ϕ u	Angle de frottement inter granulaire
ϕ cv	Angle de frottement à volume constant
ϕ f	Angle de frottement intermédiaire
ϕ p	Angle de frottement au pic
dq	Accroissement de charge
Eeq	Module d'Young équivalent
N	Newton
Ψ	Angle de dilatance
E	Module d'élasticité initial
N	Coefficient de poisson
σ_1-σ_3	Déviateur de contrainte
σ	Contrainte normale
C.T.T.P	Contrôle Technique des Travaux Publics
CNERIB	Centre National d'Etudes et Recherches intégrées au Bâtiment
NA	Norme algérienne

Liste des figures :

Figure I.1 : Exemple de profil en travers d'un merlon avec parement en pneu tex. ……..4
Figure I. 2:schémas en plan d'une tourne et d'une étrave (guide LCPC)…….6
Figure I.3 : Merlon de BARJAC (Lozère)…….10
Figure I. 4 : construction d'un merlon avec un parement en pneutex (cité lyon)……..12
Figure I. 5 : tourne en pneutex reliant deux merlons Nantua……..13
Figure I.6 : Présence de gros bloc incompatible avec technique de renforcement du merlon en couche géotextiles……14
Figure I. 7 : la praz- Isovaleurs de déplacement induit en cas d'impact…….15
(Projet de merlon de protection de la RN 6)
Figure I.8: Vue d'ensemble du merlon en béton armé. A noter en aval du merlon la présence d'un écran déformable en anneaux pour protéger la RR 47 de Cogne…….16
Figure I.9 : fosse aménagement en pied de falaisé……..……..18
Figure I.10 : fosse de réception située à l'arriére du mur de protection……...19
Figure I-11 : Merlon de protection renforcé par des pneus (IMS-RN)……..……..21
Figure I-12 : Merlon de protection, Georock wall [Yoshida 1999]…… ….22
Figure I-13: pare-bloc de conception classique……23
Figure I.14 : un pare-bloc structurellement dissipant……24
Figure I.15 : Merlon de type gabion (IM)…….25
Figure I.16 : Un merlon de terre avec une fosse terrasse……...26
Figure I.17 : Remblai renforcé (géogrille)-Peila, 2002……...29
Figure I.18 : Filets pendus, Filets de protection ASM (IMS-RN)……..31
Figure I.19 : Purge au petit train de la Mure (IMS-RN)…….32
Figure I.20: Clouage, Filets plaqués (IMS-RN)……...34
Figure I.21 : Classification énergétique des ouvrages pare-blocs [Descoeudres 1997]……36

Figure II.1 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (contrainte radiales auto générées)……38
Figure II.2 : Principe de fonctionnement du confinement……..…… ….38
(Renforcement des sols par nappes horizontales).
Figure II.3 : ouvrage de protection ……40
a) Forme en plan du fragment de mur
b) Détail (D1) du fragment de mur.
c) Section verticale du mur (i-i);
Figure II.4 : Ouvrages de protection d'un bâtiment mono étage circulaire en tissu-sable confine……...41
Figure II.5 : Géotextile alvéolaire (d'après N. RACANA, 2002)…….44
Figure II.6 : Représentation de l'effet du confinement sur le plan de Mohr…….44
Figure II.7 : Visualisation de l'effet du confinement. (D'après N. RACANA, 2002)…45
Figure III.1 : Le modèle Tonello [Tonello 1988]……..50
Figure III.2 : Système masse ressort à deux degrés de liberté où m2 impacte m1 [CEB, 1988]……52
Figure III.3 : modèle masse ressort modélisant des impacts (ruan 2003)……53
Figure : III-4 : Essais sur appuis fusibles (galerie de Poniente) : avant et après essai d'enfoncement. ……..….56
Figure III.5 :L'analyse du paroxade d une structure psd…….…...57
Figure III.6 : Galerie pare-bloc de Poniente (Val d'Arly) ……..59
Figure III.7 Gorges de Paganin (Vallée de la Roya) ……..60
Figure III.8 : La galerie pare-bloc de Grand-Platte…….….60
Figure III.9 : Mur Pare-blocs Structurellement dissipant……..……..61
Figure III.10 : Plasiard *et al.* 2006 Bertrand *et al.* 2004…….63
Figure III.11 : Les merlons composites cellulaires……..64
Figure III.12 : calcule du grillage …….….65
Figure III.13 : calcule de la cellule…….….66
Figure III. 14. Présentation de la structure d essai…….…….69
Figure III .15.une vue latérale de la dalle instrumente ……..….70
Figure III.16. Résultat du dispositif après la dissipation du maximum énergie ……..…..…71
Figure III. 17:La réparation du béton de la dalle d essai…….…..……73
Figure III .18.courbes des déplacements obtenues. …….…...…..74
Figure III.19. Courbes de la dalle mise en flexion…….……..75

Figure III. 20 : modèle numérique et mécanique ……76

Figure III.21 : Effort de contact et Déplacement de la dalle……..77
Figure III.22 : Les résultats des simulations entre les essais réels .numériques et mécaniques…….……....78
Figure III.23.Dispositif expérimental petit échelle…….……80
Figure III.24.Modèle numérique et expérimentation pour 64 kj .le déplacement maximal…81
Figure III.25.Variation du déplacement au point d'impact en fonction des paramètres du contact……..……....81
Figure III.26.Réaction d'appui totale obtenue expérimentalement……..……82
Figure.III.27.Modèle simplifie de Jean Tonello……..…….83
Figure III.28.Geometrie des modélisations discrète (a) et (b) de l'ouvrage……..…….83

Figure IV.1 : Un mur composite sable-tissu en laboratoire……....89
Figure IV.2 : présentation du l'essai…….…….89
Figure IV-3 : Courbes effort-déformation de plusieurs fibres……...96
Figure IV.4 : Courbe intrinsèque d'un sable légende :1-sable lâché ;2-sable dense...……..99
Figure IV.5 : Principe de chargement horizontal uniformément réparti sur le mur……..100
Figure V.1 : Représentation du composite mur tissu par l ANSYS EN 3D……105
Figure V.2 : Modèle discrétise…….107
Figure V.3 : Déformations en 2D du model sous l'impact de la boule en acier……..109
Figure V.4 : La déformation zonale du model obtenue en 2D…….109

.

Liste des tableaux :

Tableau III.1 : Récapitulatif des auteurs proposant des formules de force d'impact [D'après Montani 1998]……..51
Tableau III.2 : l'énergie maximale obtenue avec vitesses des blocs ……..55
Tableau IV-1 : Comportement de la membrane PVC vis-à-vis de certains produits chimiques ……91
Tableau IV-2 : Quelques références d'utilisation du tissu technique enduit dans le monde...92
Tableau IV.3 : Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide……..94.
Tableau: IV-4 : Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques ……..96
Tableau V.1 : Paramètres utilises pour la définition des matériaux……104

.

Introduction generale

Introduction générale

- Depuis les temps plus recules l homme utilisait les matériaux l agrément disponible pour la construction et les anciennes civilisations le témoignage le plus éloquent.

Maintenant la primauté des nouvelles technologies dans la vie courante, bien maîtrisées et largement développées, a tendance à normaliser et à généraliser le même type de construction de part le monde. Les constructions en béton armé en sont mobile.

La réalisation des constructions en matériaux locaux reste l'apanage des

Populations démunies, elle concerne également des zones inaccessibles (Sahara, hauts plateaux,…) où le problème de transport de matériaux conventionnels augmente les coûts des constructions et cause difficultés par l'irrégularité des approvisionnements.

Ainsi, la combinaison judicieuse des matériaux locaux avec quelques techniques et matériaux innovants pourrait répondre à certaines préoccupations de la construction dans notre pays. Dans la présente étude, il s'agit d'utiliser du sable dans des enceintes de tissus Peu d'études ont porté sur ce sujet en Algérie de même que dans la plupart des pays.

L'étude consiste à analyser un mur réalisé en tissu industriel PVC fabriqué par la société TINDALL (ex INDITEX) dans la wilaya de M'Sila (Algérie) avec un matériau granulaire confinée (sable). Ces murs préalablement conçu pour la réalisation d'ouvrages provisoires porteurs, de soutènement mince, de stabilisation de talus ou de retenues d'eau va être essayé et calculé pour jouer le role d'une structure composite de protection contre les impacts.

-Le principe de la consolidation de sol par un tissu utilisé comme enveloppe constitue, de par son caractère tridimensionnel et son mécanisme de confinement, une solution

Technique intéressante notamment pour le cas où le remplissage est fait en matériaux granulaire dépourvus de cohésion comme les sables par exemple

La justification mécanique de ces ouvrages est essentiellement basée sur le gain conclu par le confinement. Cette recherche consiste à étudier le comportement global des Structures en tissu technique à partir d'approches expérimentales et elle consiste en L'analyse et la mise au point d'un mur en sol-tissu technique pour son application en géotechnique.

L'objectif fixé est de vérifier la faisabilité de renforcement de sol par structure continue enveloppe en tissu technique et calculer l énergie que peu absorber.

Etude bibliographique

I- les ouvrages de protection contre les impacts (chocs) :

I-1-Généralités :

Le terme "merlons" 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" (positive).

Les ouvrages en déblais, appelés en France fosse de réception, sont considérés en Valais et Vallée d'Aoste comme des digues négatives.

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.

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.

Les chutes de blocs peuvent être considérées comme un risque pour les voies de circulation si les trois éléments suivants sont réunis :

- Aléa : constitue trois phases : départ des blocs, propagation et impact,
- Enjeu : Infrastructure, personnes et biens sur l'infrastructure, équipements, ...
- Vulnérabilité de l'enjeu.

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.

1.1.1 : Merlon : 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).

1.1.2: Fosse : 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).

1.1.3 : Déviateur : 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 ;

modifier les trajectoires dans les zones où les ouvrages de protection n'ont pas toute leur efficacité.

-L' homme a trouvé des parades contre les chutes de blocs rocheux soit en se plaçant hors d'atteinte soit en se protégeant grâce à des systèmes de protection adaptés àl'époque et au lieu.

Afin de se protéger, il est nécessaire de tenter de prévoir l'aléa et de s'en prévenir.la prévention est constituée d'un ensemble d'actions qui visent à réduire le risque en agissant soit sur l'aléa, soit sur la vulnérabilité. Elle peut se décomposer en deux étapes. La première étape est scientifique, elle étudie les mécanismes catastrophiques. Dans beaucoup de cas, la connaissance du passé est la clé du futur. Ce travail aboutit à une carte de zonation des risques qui constitue le support de l'information préventive et de la formation à la culture du risque.

Une étude du risque rocheux peut se décomposer en quelques phases : un repérage sur photos aériennes, la couverture photographique du site, l'étude géologique et géomorphologique du secteur, une recherche sur l'historique du secteur. La deuxième étape est opérationnelle où il convient de réaliser des aménagements, ouvrages de protection par exemple, dans le but de minimiser les effets de l'aléa. On prépare aussi un plan d'urgence, prenant en compte une bonne coordination des différents intervenants.

I.1.4 : Choc ou impact :

On appelle un choc mécanique une excitation vibratoire dont la durée est de l'ordre de grandeur de la période propre du système mécanique sollicité. Il y a un choc mécanique lorsqu'une force, une position, une vitesse ou une accélération est brusquement modifiée et que cela crée un régime transitoire dans le système considéré. La norme Afnor définit une modification comme brusque si elle se produit en un temps court par rapport à la période naturelle concernée.

L'objectif du travail de ce chapitre est d'étudier les phénomènes dynamiques appliqués aux ouvrages de protection contre les chutes de blocs rocheux. Nous ne parlerons pas de choc mais d'impact car la durée de la sollicitation étant plus importante que la période propre du système mécanique impacté, la définition du choc est trop restreinte pour notre étude.

- **Choc mou/choc dur :**

Une première définition du choc mou est un choc où l'impacteur reste solidaire de la structure impactée. Il en résulte qu'après le choc, les vitesses de l'impacteur et de l'impacté sont identiques [Toutlemonde 1995]. Une deuxième définition est donnée dans le modèle du CEB [CEB 1988], un choc mou est défini par une déformation beaucoup plus importante de l'impacter que de l'impacté. En contre partie, un choc dur est caractérisé par une déformation plus importante de l'impacté que de l'impacteur.

I. 2 : Description technique :

Les caractéristiques géométriques et fonctionnelles du merlon peuvent varier dans un domaine large en fonction des éboulements considérés:

- Le parement amont est en général très raide. Il peut être réalisé en enrochement ou en sol renforcé (bois, pneusol, pneutex, etc.…) (Figure -1). Pour résoudre des problèmes de stabilité interne, le remblai peut être lui-même renforcé, soit par des nappes de géotextiles, soit par des nappes de pneus (pneusol).
- En général, le parement aval est moins incliné. Même si en cas d'emprise limitée, il peut également être plus raide. Le parement aval est souvent végétalisé.

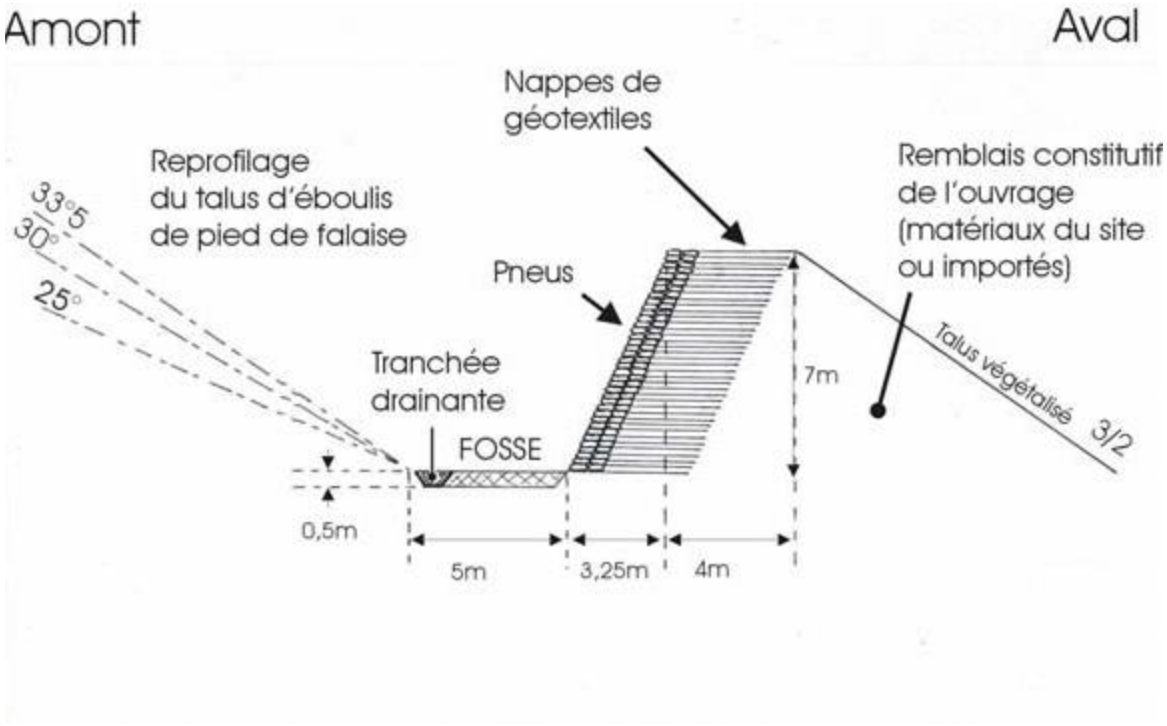


Figure I.1 : Exemple de profil en travers d'un merlon avec parement en pneutex.

Il existe de nombreux types de merlons, dont les plus courants sont présentés ci-dessous:

- Une levée de terre compactée de forme trapézoïdale, plutôt aplatie, présentant un parement amont peu raide (35° au maximum, soit inférieur à 2H/3V) et ayant une hauteur maximale de 5 à 6 m. Ce type de merlon est utilisé sur des versants peu raides et pour retenir des énergies peu élevées.
- Une levée de terre, renforcée par un géotextile, une géogrille ou un grillage métallique. De forme trapézoïdale, elle peut atteindre une hauteur de 7 à 8 m. Son parement amont est raide (de l'ordre de 60 à 70°, soit environ 2H/1V).
- Une levée constituée d'un parement amont en gabions, qui est presque vertical et qui peut atteindre une hauteur de 5 à 6 m. Elle est caractérisée par une faible emprise.
- Un enrochement à gros blocs avec un parement amont raide (au minimum 65 à 70°, soit supérieur à 5H/2V), dont la hauteur peut atteindre une dizaine de mètres voire plus . L'enrochement peut être monté à sec ou maçonné avec du béton.

-La fosse **:** correspond à un déblai. Plusieurs variantes sont possibles, du fossé élargi (destiné à piéger les blocs se détachant des petits talus situés en bordure de route) à l'ouvrage large et profond, creusé dans le terrain. Une fosse est caractérisée par trois dimensions principales:

- La pente du talus aval (i.e. situé du côté structure à protéger) doit être le plus raide possible, pour éviter la remontée des blocs en rotation ; elle peut être prolongée directement par le parement amont d'un merlon.

- La largeur du fond de la fosse est variable. Elle dépend de la morphologie du versant et du volume des chutes attendues. Le fond est en principe recouvert d'une couche de matériau meuble, afin d'amortir davantage l'énergie des blocs. Elle varie généralement entre 2 et 8 mètres.

- La profondeur de la fosse.

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

Figure (I..1).

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.

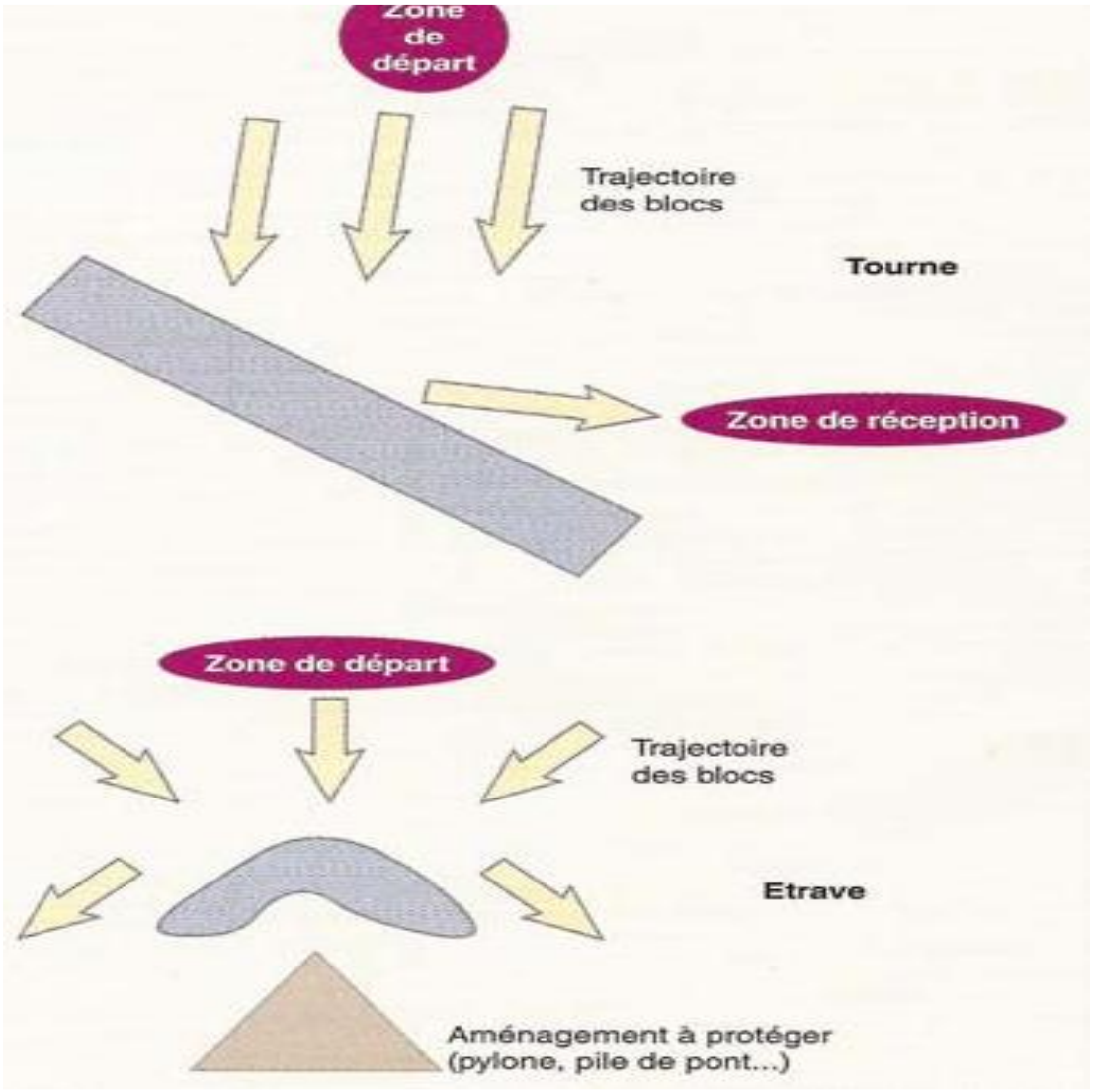


Figure I. 2:schémas en plan d'une tourne et d'une étrave (guide LCPC).

. L'utilisation d'un sol renforcé pour raidir le parement amont présente

Plusieurs avantages :

- amortissement augmenté de l'énergie des masses en mouvement.
- diminution de l'emprise au sol.
- arrêt des masses qui se propagent en rotation.

Les matériaux utilisés sont variés :

- levée de terre.
- gabions de pierre.
- sol renforcé.
- éperon en béton pour les petites étraves ponctuelles.

I.3: Domaine d'utilisation :

Les **merlons** sont érigés lorsque l'on souhaite protéger un secteur menacé par des instabilités présentant des volumes élevés. Ce sont des protections collectives, qui peuvent également être mises en œuvre contre les avalanches de neige.

Les énergies maximales que peuvent reprendre les merlons atteignent 100'000 kJ. Certains ouvrages dépassent même les 150 000 kJ (cf. exemples de Barjac et d'Aigue blanche). Quoi qu'il en soit, l'efficacité de ces ouvrages dépend:

- De leur maintenance (curage régulier de la fosse de réception située à l'amont).
- De la résistance aux chocs du parement amont (ce qui exige la mise en place au moins de deux pneus côte à côte, dans le cas du pneusol).
- De l'existence d'une marge de sécurité sur la hauteur (surélévation d'un rayon du plus gros bloc attendu, par rapport à la hauteur calculée par trajectographie).

En outre, il faut étudier attentivement le site sur lequel le merlon doit être implanté. Un merlon ne peut par exemple pas être implanté dans une pente trop raide. D'autre part, il est souvent indispensable de reprofiler le terrain à l'amont de l'ouvrage, pour éviter que des replats puissent jouer le rôle de tremplin. Dans ces cas il faut vérifier que les matériaux soient réutilisables pour la construction du remblai lui-même. Il faut également s'assurer que des affleurements rocheux ne vont pas apparaître en surface, ce qui modifierait les données trajectographiques.

L'impact visuel d'un merlon est diminué si le parement aval est recouvert de végétation. A l'amont, l'aspect dépend de la nature du parement: un parement amont constitué par des pneus est par exemple très visible dans un premier temps, mais l'impact visuel diminue ensuite avec la végétalisation.

I.4 : Des exemples pour Les différent type d'ouvrage de protection :

Différent type des merlons sont utilisées dans les ouvrages en génie civil les plus utilises sont :

I.4.1 : BARJAC (Lozère)

Protection d'un lotissement par une merlon avec parement en pneutex, associé à un piège à cailloux obtenu par reprofilage du talus naturel. Pente du talus amont du merlon: 65°. Pente du talus aval: 33°. Largeur en tête: 5m. Dimensionnement 170 000 kJ.



Figure I.3 : Merlon de BARJAC (Lozère).

.

I.4.2 : SECTEUR SAINTE MARIE DE CUINES (Savoie, autoroute A43):

Une série de merlons en Pneusol sont disposés "en tuiles" sur près de 3 km. Directement à l'amont de l'autoroute, ils interceptent les éléments provenant d'une falaise d'une centaine de mètres de haut prolongée par un versant d'éboulis.
La fosse à l'arrière formant un piège (2 à 3m de large) est maçonnée pour faciliter les écoulements d'eau et l'entretien.
Cet ouvrage à été réalisé en 6 mois (cadence moyenne 250 pneus/jour pour 4 hommes et une pelle) pour un coût de 42 €/m^2 de parement + 6 €/pneu amené sur site, soit au total près de 75 €/m^2.

I.4.3 : DEVIATION d'AIGUEBLANCHE (Savoie):

Merlon de 7,2m de haut, 800m de long, avec parement amont en Pneutex. Dimensionnement 160000kJ.(150 000 pneus poids lourds.)

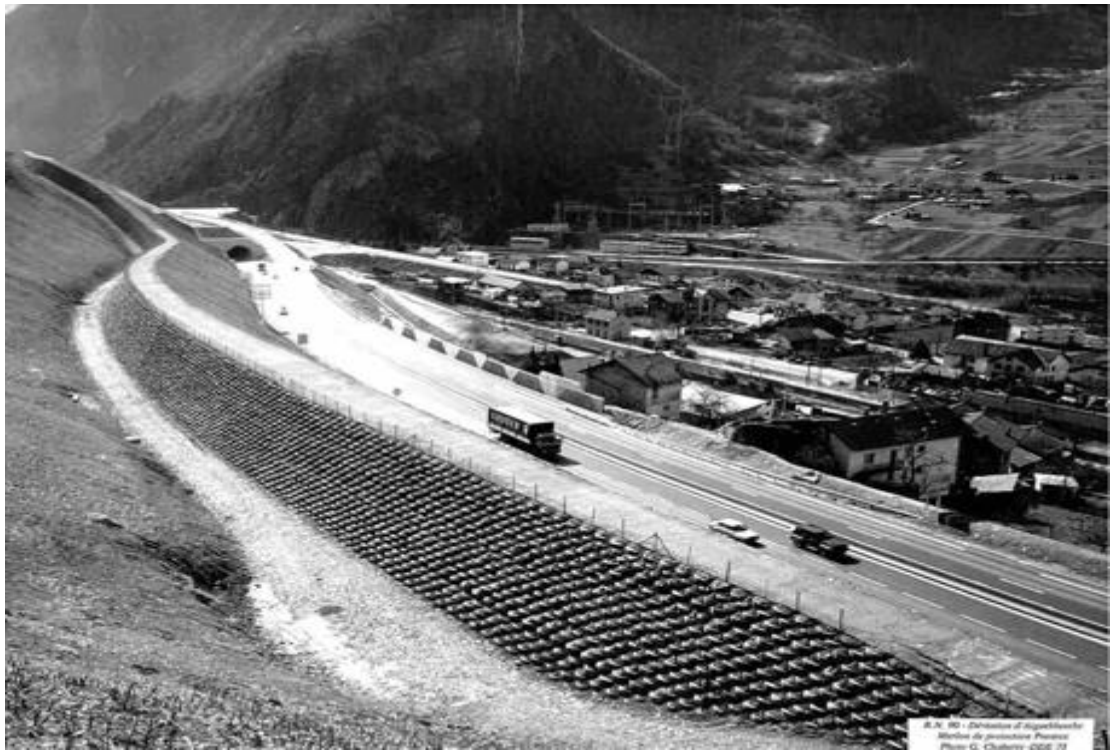


Figure I. 4 : construction d'un merlon avec un parment en pneutex (ceté lyon).

I.4.4 : NANTUA (Ain):

Pour protéger la ville contre les chutes de blocs et éboulements provenant d'une falaise calcaire de 150 m de haut, un immense piège a été installé au pied de la pente d'éboulis qui prolonge cette falaise. Il s'agit d'un ensemble de merlons continus sur près de 500 m, réalisés en 1996, implantés à deux niveaux différents dans le versant : l'un presque au pied de la falaise génératrice de blocs, l'autre à proximité des habitations à protéger.

Chaque ouvrage comporte à la fois une partie en Pneu tex et une partie en remblai classique.

-Fosse amont très large (une dizaine de mètres), et retalutage du terrain amont important.

-Intégration dans le paysage excellente, puisque les ouvrages ne se voient pas de la ville, excepté une faible portion de terrain retaluté.

Pour des raisons liées à la topographie, le merlon et la fosse n'ont pu être prolongés sur toute l'étendue de la zone, aussi pour assurer la continuité de la protection entre les parties inférieures et supérieures du piège, toutes deux perpendiculaires à la pente, une tourne a été levée (fig. 2).

Cette tourne est réalisée en Pneutex), pente du parement amont 60°. Le grand axe de l'ouvrage est incliné sur la pente de façon à diriger les produits d'éboulement vers le piège à blocs.

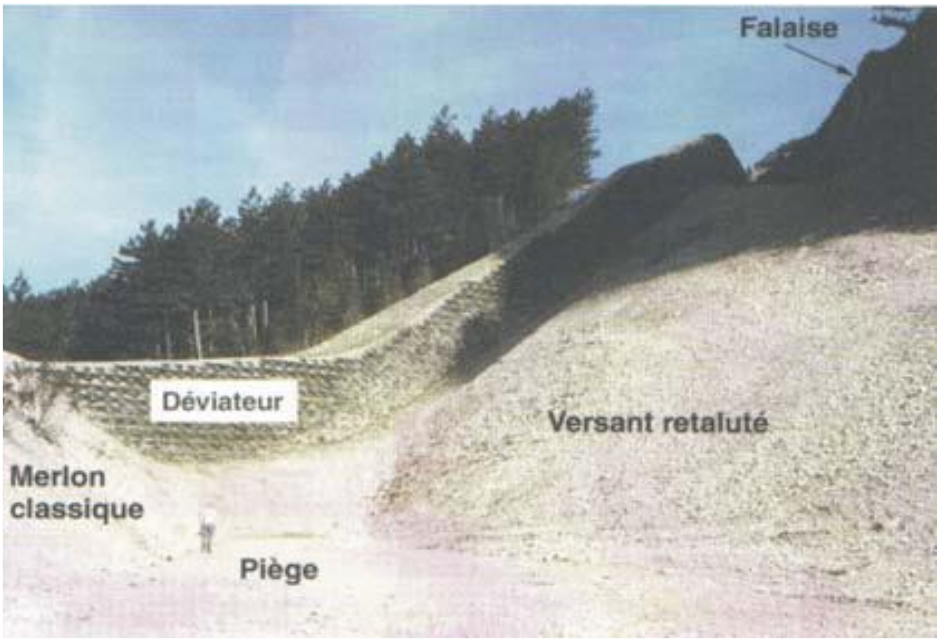


Figure I. 5 : tourne en pneutex reliant deux merlons Nantua.

I.4.5 : POMBLIERES (Savoie, RN 90)

La pente très raide a imposé des contraintes fortes pour la réalisation des pistes d'accès au chantier et pour la protection de la voie ferrée située en contrebas pendant les travaux.



Figure I.6 : Présence de gros bloc incompatible avec technique de renforcement du merlon en couche géotextiles.

I.4.6 : LA PRAZ (Savoie):

L'ouvrage planifié se situe à l'aplomb d'une voûte maçonnée remblayée anciennement exploitée par la SNCF.

Une approche de type pseudo statique a été développée dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture afin d'approcher les capacités d'arrêt du merlon de protection. Parallèlement des simulations numériques ont été engagées pour simuler la rupture sous impact.

Les résultats de l'étude ont conduit en première approche à proposer une couche "fusible" intercalée dans la structure du merlon pour plafonner les efforts transmis à la voûte en cas d'impact.

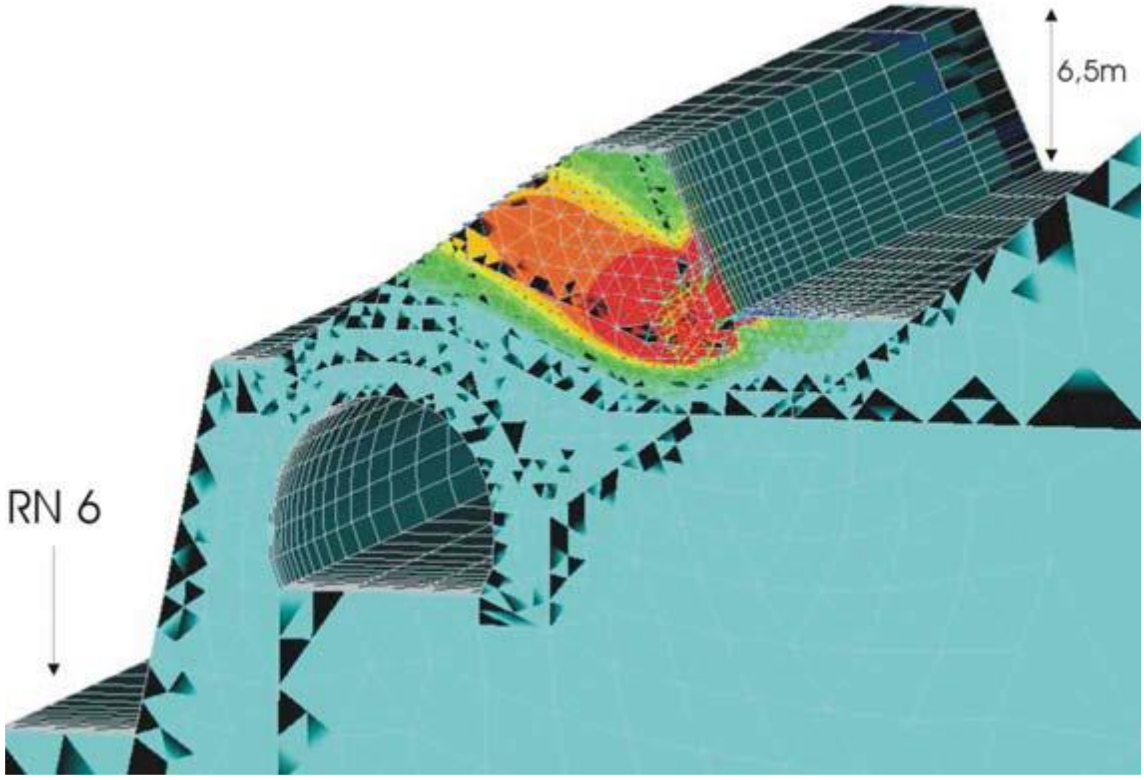


Figure I. 7 : la praz- Isovaleurs de déplacement induit en cas d'impact.

(Projet de merlon de protection de la RN 6)

I.4.7 : Lieu-dit Créton, commune de Rhêmes Saint-Georges, vallée d'Aoste.

Suite aux intempéries d'octobre 2000, de nouvelles chutes de blocs et des glissements de terrain ont affecté la rive droite de la vallée de Rhêmes à proximité du village de Créton .Le versant est caractérisé par une couverture mixte de dépôts glaciaires et d'éboulis à gros blocs sur laquelle coule le torrent Regou.

Les mesures de protection du village et de la RR 24 ont été conçues par des experts mandatés par l'administration régionale. Ces mesures ont débouché sur la mise en oeuvre de:

- Quatre levées en terre renforcées par un géotextile, ayant les caractéristiques géométriques suivantes:
- Une section trapézoïdale asymétrique avec le parement aval plus haut que le parement amont.

- Une largeur en crête de 2 m.
- Un parement amont de 6 m de hauteur.
- Un parement aval de 7.5 à 8 m de hauteur. Les deux parements ont une inclinaison de 63.4°
- Un déviateur de coulée formé par une chaussée à section trapézoïdale asymétrique ayant les caractéristiques géométriques suivantes:
- Une largeur de 2m en crête et de 5.50 à 6.50 m à la base.
- Un parement amont de 3 m de hauteur et 63.4° d'inclinaison.
- Un parement aval en gabions métalliques.
- Un chenal de récolte et une évacuation des coulées.
- Des pistes d'accès.

Le coût total de l'intervention terminée en octobre 2004 a été supérieur à 1.4 Mio €.

I.4.8 : RR 47 (Km.7+000), lieu-dit Pont d'Ael, commune d'Aymavilles, vallée d'Aoste.



Figure I.8: Vue d'ensemble du merlon en béton armé. A noter en aval du merlon la présence d'un écran déformable en anneaux pour protéger la RR 47 de Cogne.

L'étude "Falaises de Pont d'Ael, étude structurale et géomécanique et carte de danger" rédigée par le CREALP en 1998 a mis en évidence les dangers liés aux instabilités rocheuses à proximité du km 7+000 de la route régionale n°47. Sur la base de cette étude, l'administration régionale a mandaté en 2001 des experts pour réaliser une intervention en vue de stabiliser la paroi menaçant

directement la circulation routière ainsi que le hameau de Pont d'Ael. Le projet préliminaire a prévu la sécurisation de la paroi rocheuse par le biais des mesures suivantes:

- Construction d'un merlon en béton armé d'une longueur de 72 m.
- Fourniture et pose d'une barrière de grillage fixe de 3 m de hauteur en crête du merlon.
- Fourniture et pose de grillages plaqués de fil d'acier (2.7 mm de diamètre) à double torsion et à maille hexagonale (80x100 mm).
- Fourniture et pose de filets plaqués.
- Une âme en béton armé de 1 m d'épaisseur au sein du remblai.

.



Figure I.9 : fosse aménagement en pied de falaisé.

I.4.9 : RN 26 (Km. 55+500), commune de Bard, vallée d'Aoste.

La chute de blocs du 5 septembre 2000 (volume estimé: 300 m³) a endommagé le mur réalisé aux environs du km 55+500 de la route nationale n°26 dans la commune de Bard. L'ANAS a prévu la mise en sécurité de la route par:

- La construction d'un mur de 5.5 m de hauteur et d'environ 250 m de longueur. Le mur a été réalisé en béton armé et a été doublé de pierres maçonnées au mortier.
- La mise en oeuvre d'une barrière fixe de grillage au sommet du mur.
- La réalisation d'une fosse de réception pour piéger et stocker d'éventuelles chutes de blocs.



Figure I.10 : fosse de réception située à l'arriére du mur de protection.

I.5 : LES MOYENS D'ETUDES :

Les moyens dont on dispose pour prévoir ce phénomène sont, l'expertise détaillée du terrain, le retour d'expériences des observations, ainsi qu'une étude des phénomènes météorologiques déclencheurs. En France, il y a plus de 7000 communes menacées pas un risque de mouvement de terrain, dont un tiers représente un niveau élevé de gravité vis-à-vis de la population **[KER 95].** Les départements les plus touchés par les risques naturels (glissement de terrain, éboulement et chute de blocs, avalanches, séismes,…) sont majoritairement les départements de montagnes Alpes et Pyrénées **[INT 01]**. Voici quelques exemples des chutes de blocs et d'éboulement qui se sont produits récemment : Déclenchement Chute (trajectographie) Ouvrage de protection

Les parades 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.

a)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).

b) 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.

I.5 : Ouvrages de protection contre les chutes de blocs, un concept nouveau : les Pare-blocs Structurellement Dissipants (PSD) :

I.5.1. quelques définitions :

***a)*-Un merlon** : désigne une levée de terre. Il se compose d'un parement amont à forte pente (65°au minimum), pour éviter que les masses rocheuses ne remontent le talus en rotation, et possède une masse propre suffisante pour résister aux impacts. Le parement aval est en pente à 3H/2V (33°) et peut être végétalisé. Il est situé sur la trajectoire des blocs rocheux, définie au préalable, entre la zone de départ du bloc et la zone à protéger.

Le principe de fonctionnement est de stopper les blocs rocheux par une forte inertie de la structure. Différentes techniques ont été élaborées pour renforcer la levée de terre afin d'augmenter les performances mécaniques de l'ouvrage. On peut citer :

b)- **Le pneusol®, marque déposée du LCPC** : Il se compose de pneus de poids lourds, usagés mais en bon état, remplis de sol et liaisonnés entre eux. (Figure I-11)



Figure I-11 : Merlon de protection renforcé par des pneus (IMS-RN)

c)- Le pneu tex : est composé d'un remblai renforcé par géosynthétique et d'un Parement en pneusol.

d)-Le géorock wall : le fonctionnement de l'ouvrage repose sur l'arrêt du bloc par Transfert de l'énergie cinétique du bloc en énergie de déformation du mur et de sa fondation. Ce mur est composé d'une structure flexible : le parement amont de l'ouvrage est constitué de sacs de géotextiles déformables remplis de sable. Des études ont été réalisées au Japon [Yoshida 1999] et les résultats ont montré que cet ouvrage pouvait stopper des blocs ayant une énergie de 1 000 kJ simplement par la première partie de l'ouvrage. Il est aussi capable de stopper des blocs ayant une énergie dépassant 2 000 kJ par une légère déformation de la surface arrière du remblai. (Figure I-2)

e)- Dissipation :

Le terme de dissipation est employé pour décrire un système dynamique qui perd de l'énergie

avec le temps en général dû à l'action du frottement ou de la turbulence. L'énergie perdue du système mécanique peut être convertie en chaleur, augmentant la température du système Ou encore des merlons renforcés en bois ou en enrochements…

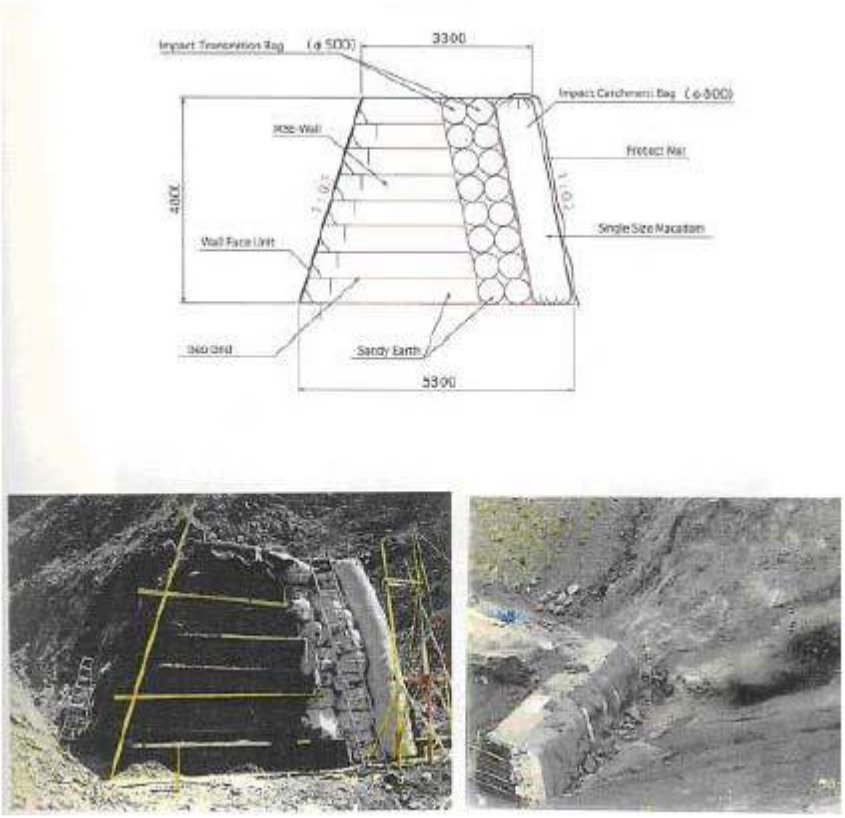


Figure I-12 : Merlon de protection, Georock wall [Yoshida 1999]

Les merlons trouvent leur domaine d'application pour protéger des secteurs plutôt collectifs contre des masses importantes. Leur capacité d'absorption peut aller jusqu'à

50 000 kJ

[Descoeudres 1999]. En revanche, la morphologie du site doit pouvoir permettre

L'implantation, c'est à dire suffisamment de place et dans des terrains pas trop raides.

L'implantation d'un tel ouvrage représente un coût de 150€/m2 de parement. Ce coût peut être influencé par le déboisement, le re profilage éventuel du terrain ou encore le drainage.

Si le merlon consiste simplement en une levée de terre, l'inconvénient est la grande emprise au sol. Il est difficilement envisageable de l'impl anter en zone urbaine par faute de place ou prix du terrain trop élevé. Des techniques de renforcement existent pour limiter cette emprise.

I.5.2 : Casquette ou galerie pare-blocs :

Le but de tels ouvrages n'est pas d'arrêter le bloc, mais d'assurer le passage d'éboulements au-dessus de l'élément à protéger, par exemple une route. Leur domaine d'application est plus vaste que les chutes de blocs rocheux. Ces ouvrages peuvent aussi protéger contre les avalanches de

neige ou de matériaux provenant de crues torrentielles. Il existe deux techniques de construction : les pare-blocs de construction classique et les pare-blocs structurellement dissipant :

I.5.2.1 : Le pare-blocs de construction classique : est constitué d'une dalle en béton armé recouverte d'un matériau dissipatif (Figure I-3). Grâce à une épaisseur suffisante de l'ordre du mètre [Montani 1998], le matériau dissipe l'énergie d'impact. L'ouvrage est alors dimensionné en prenant en compte la charge provenant de l'épaisseur du remblai et une pression statique équivalente. Cette technique présente plusieurs inconvénients, comme engendrer un coût important pour la réalisation des fondations souvent dans des terrains présentant de mauvaises caractéristiques mécaniques et la maintenance de l'ouvrage (suppression des blocs tombés sur le remblai, foisonnement du remblai pour maintenir, dans le temps, les caractéristiques d'amortissement ou tenir compte dans le dimensionnement du compactage naturel au cours du temps) .

- Le dimensionnement de la dalle est basé essentiellement sur une approche pseudo-statique ; on peut s'interroger sur l'adéquation du système pour lequel un remblai de 4,5m de terre est conçu pour dissiper « seulement » une énergie de 1800 kJ ;
- Le poids propre de l'ouvrage est élevé, ce qui implique une structure massive,des fondations problématiques ;
- Le remblai est difficilement accessible, ce qui pose des problèmes de maintenance de la structure.

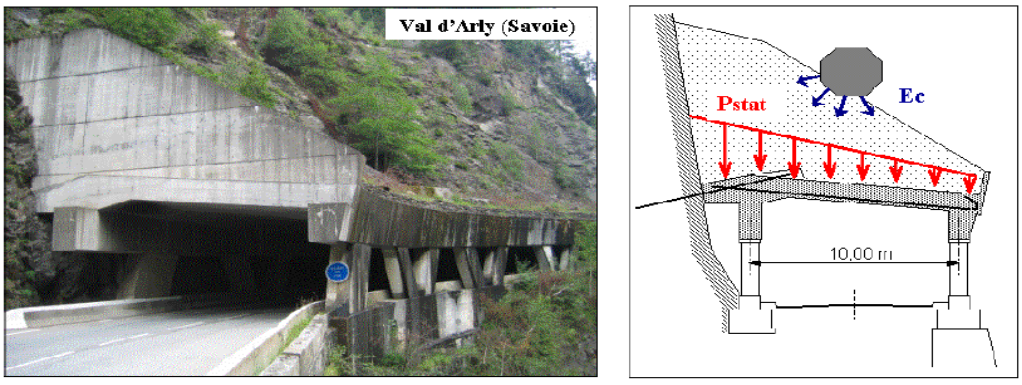


Figure I-13: pare-bloc de conception classique

I.5.2.2 : le pare-bloc structurellement dissipant : Le remblai amortissant est supprimé et l'énergie d'impact est dissipée directement par la dalle et les appuis fusibles sur lesquels elle repose (Figure I-4). L'innovation remarquable est d'accepter l'endommagement de la structure et de le prendre en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage. L'avantage est de concevoir un

pare-blocs plus économique car plus léger. Les fondations de l'ouvrage sont donc moins coûteuses. Cette technique est récente car le premier ouvrage réalisé est le pare blocs des essariaux en 1998 sur la RN 212 dans les gorges de l'Arly en Savoie. Depuis, d'autres ouvrages du même type ont vu le jour.

Le concept d'autoriser l'endommagement nous paraît très intéressant pour concevoir l'ouvrage de protection sandwich. Celui-ci tolérera l'endommagement et il jouera un rôle important dans le mécanisme de dissipation d'énergie. A la suite d'un impact, il pourra être remplacé.

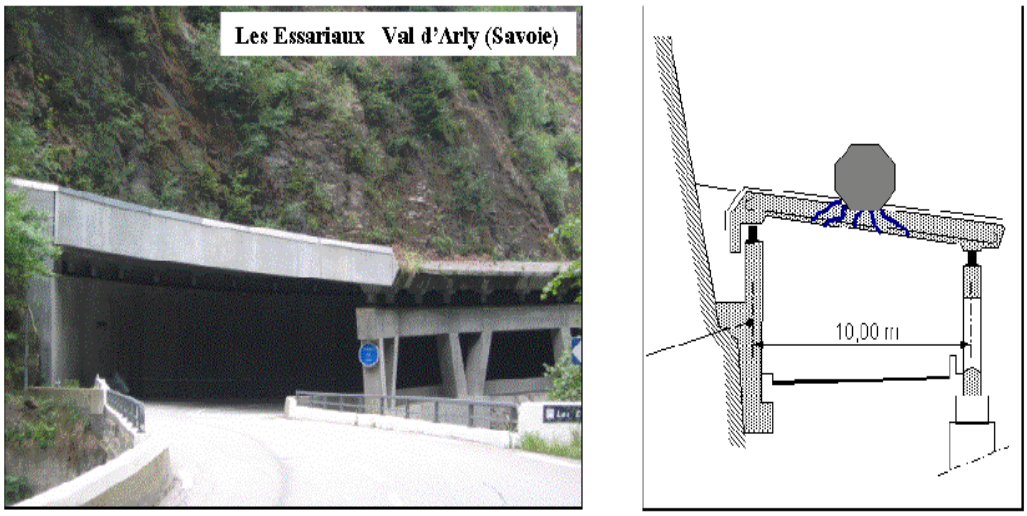


Figure I.14 : un pare-bloc structurellement dissipant

I.5.3 : **Les écrans à structure rigide :**

Les écrans à structure rigide ont pour but d'arrêter des blocs par faibles déformations de la structure mais grande capacité de résistance mécanique. Leur hauteur dépend de l'étude de trajectographie mais en général ils ont une hauteur comprise entre 1 et 5 m. Les réalisations les plus courantes sont :

• Les échelles de perroquets (rails et traverses). Ce sont des écrans en bois, maintenus horizontaux entre des profilés métalliques fixés sur des fondations en béton.

• Les empilements de blocs béton (1 m par 1 m par 2 m) liaisonnés entre eux par des barres métalliques scellées au sable

• Les gabions : ils sont constitués de deux systèmes : un matériau de remplissage

généralement granulaire et une enveloppe grillagée. Le plus souvent, les cellules sont parallélépipédiques et ont des dimensions de l'ordre du mètre [Bertrand, 2006] (Figure I-5)

• Structures métalliques : montants et traverses

• Palplanches verticales

Selon les techniques employées, les capacités d'absorption sont très variables. Les structures légères sont efficaces pour des énergies cinétiques de l'ordre de la centaine de kilojoules. En général, ces ouvrages ont une emprise faible au sol et sont utilisés comme mesure de protection individuelle ou provisoire. Par exemple pour des blocs béton, le coût de construction est de 150€/m 3.



Figure I.15 : Merlon de type gabion (IM

• Nécessité de protéger les infrastructures et les personnes.

• Stratégie dite passive: galeries, filets, merlons.

• Capacités de dissipation et types de structures.

I.6 : Les ouvrages de protection en terre :

Cette présentation aborde les ouvrages en terre et propose un tour d'horizon des ouvrages du passé, de leur évolution et de leur possible réingénierie, avec les questions suivantes : sont-ils matures et peut-on encore innover ? La recherche présentée ici a été menée en collaboration avec le Cemagref de Grenoble et associe les co-auteurs : François Nicot, Stéphane Lambert, David Bertrand, Vincent Gras.

D’une technologie « mature » vers des développements nouveaux En matière d’ouvrages en terre, beaucoup a déjà été fait mais il reste encore beaucoup à faire (ouvrages à construire ou à requalifier). Malgré les évolutions technologiques passées et récentes, de nombreuses incertitudes subsistent dans la connaissance des phénomènes et un effort de recherche reste nécessaire pour répondre aux besoins opérationnels des aménageurs.

Les possibilités actuelles d’innovation sont liées à l’évolution des techniques et des modes de calcul. Les nouvelles méthodes de calcul 3D désormais accessibles à l’ingénierie permettent une approche plus réaliste des phénomènes, moyennant un transfert recherche – opérationnel (recherche et développement), avec une innovation possible dans le domaine de la technique des ‘merlons composites cellulaires’. A ce titre, les projets de recherche Interreg financés par les états et l’Europe fournissent des exemples de transfert de la recherche vers l’opérationnel, dont le projrande capacité en s’interrogeant sur la possibilité de se positionner vis-à-vis d’autres techniques en réétudiant les ouvrages en terre (notamment pour des raisons environnementales…) : est-il possible d'adapter ces ouvrages pour des niveaux d'énergie plus faible à des tarifs concurrentiels ?

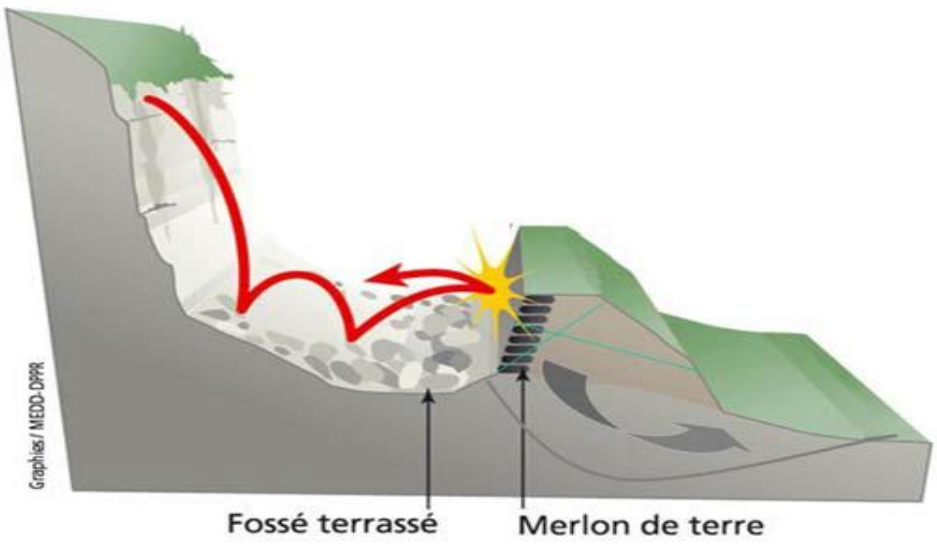


Figure I.16 : Un merlon de terre avec une fosse terrasse.

I.6.1: Les ouvrages en terre, état des lieux :

-Les ouvrages de type remblai sont conçus en surélévation (construits de bas en haut). Ils peuvent être simples (butte de terre), en sol renforcé ou autres.

-□L'implantation et la géométrie de l'obstacle à créer sont basées principalement sur des études trajectographiques et sont fonction de la zone à protéger, ainsi que de la nature du site (pente) qui conditionne la fondation de l'ouvrage (étude de stabilité).

-□Le dimensionnement est basé sur des niveaux d'énergie (choc auquel l'ouvrage peut être soumis) et se fait en 'pseudo' statique, en transformant le niveau d'énergie reçue en surface de charge équivalente. Il faut également veiller à la stabilité interne de l'ouvrage (sous son propre poids et sous impact 'pseudo statique') ainsi qu'à sa stabilité externe (ou globale) qui est fonction du type de sol sur lequel le merlon apporte une surcharge. L'ouvrage doit être capable de tenir dans la pente sous son propre poids.

I.6.2: Exemples d'ouvrages en terre :

-□L'arrêt du bloc se fait grâce à l'inertie (masse, volume) de l'ouvrage. La dissipation de l'énergie se fait par déformation des matériaux internes et/ou par rebond du bloc, si possible à l'amont (on joue donc sur les formes de l'ouvrage pour obtenir un rebond 'efficace').

-□Du fait des méthodes de dimensionnement en pseudo statique (charge statique équivalente), ces ouvrages sont massifs, avec généralement une grande emprise au sol.

L'évolution actuelle est liée à la possibilité d'un dimensionnement sous sollicitation dynamique (en utilisant des codes de calcul en dynamique).

I.6.3:Les évolutions technologiques

On est passé du simple remblai compacté (ouvrage massif, emprise au sol importante) au remblai renforcé : parement amont raidis et renforcés par des systèmes « géocomposite » (renforcement par nappes bidimensionnelles : géotextiles, géogrilles, grillage (PNEUTEX), treillis métalliques). Les pneus sont couramment utilisés en parement pour encaisser et amortir l'impact des blocs, avec différentes techniques (Armapneusol).

Le passage d'un concept à l'ouvrage réel dépend de la faisabilité de sa fabrication (coût, fonctionnement). Deux concepts récents sont apparus :

-□Le parement amont dissipateur : ce dispositif vise à déconnecter la zone impactée par les blocs de la zone aval (remblai technique) par une zone dite dissipative (de transition) avec confinement de géomatériaux.

-□Le remblai renforcé à double parement raidis (amont et aval) de manière à réduire l'emprise. Le renforcement utilise des géotextiles ou des géogrilles bilinéaires dans le sens longitudinal de l'ouvrage, qui doivent lui apporter rigidité et homogénéité. Cette technique permet de réduire le volume de l'ouvrage pour un même niveau d'energie.

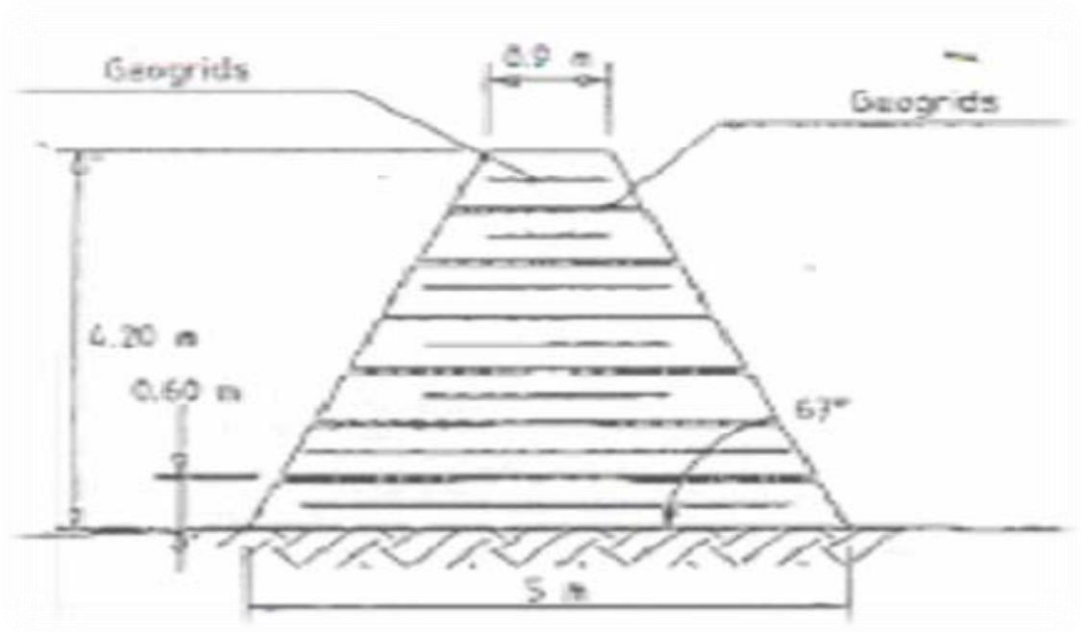


Figure I.17 : Remblai renforcé (géogrille)-Peila , 2002

Ce type technique a fait l'objet d'essais en vraie grandeur (réalisés en Italie) . Ces essais ont été corrélés avec des modélisations de type recherche afin d'expliquer des phénomènes que l'on pourra ensuite extrapoler à des systèmes d'énergie différente.

I-3.3 : Les grillages ou filets de protection :

Ces écrans sont composés de grillage ou de filet dont le but est d'absorber l'énergie d'impact par diffusion dans la structure et dans le sol. Ces ouvrages sont constitués de grillage, double ou simple nappe, généralement double torsion ou de filet métallique (soit filet à mailles carrées ou losangiques, soit filet ASM Anti-Sous-Marin) fixé sur des câbles tendus entre des poteaux à

différentes hauteurs. (Figure I-8) Les barrières grillagées ont une capacité d'absorption d'une dizaine de kilojoules, alors que les barrières de filet peuvent reprendre plusieurs centaines de kilojoules. Ces ouvrages correspondent aux classes 1 à 3 selon la norme NF P 95-308 [NF 1996]. Pour information,

Une barrière de 2 m de hauteur présente un prix de 150 à 300 € par mètre linéaire. Les écrans déformables de filet sont constitués de nappes de grillage très déformable (Figure I-8)

Le fonctionnement de l'ensemble du dispositif dépend de la gamme d'énergie mobilisée.

Celui-ci peut être associé à un système de freins et éventuellement de fusibles. Actuellement, les capacités maximales d'absorption de l'énergie vont d'une centaine de kilojoules à plusieurs milliers de kilojoules (Norme NF P 95-308). Selon cette norme, les écrans sont classés de la classe 1 à la classe 9 pour des énergies allant de 12,5 à 5 000 kJ. Le coût de tels

ouvrages dépend du type de filet, de la capacité nominale. Pour des capacités inférieures à 1 000 kJ, le coût au mètre linéaire varie entre 400 et 550 €, pour des capacités voisines de 1 500 kJ, le coût peut s'élever à 750 € le mètre linéaire.

Les grillages ou filets pendus sont des nappes de grillage ou de filet amarrées en crête de talus, suspendues contre la paroi et assurant ainsi le guidage des chutes de pierres jusqu'au pied. Ces ouvrages peuvent être utilisés sur tous types de pentes. Ils permettent d'enrayer des chutes fréquentes d'éléments de faible volume. (Figure I-18)



Figure I-18 : Filets pendus, Filets de protection ASM (IMS-RN)

Le principal défaut de ces ouvrages est qu'ils ne sont pas complètement étanches. En effet, la - taille des plus petits éléments stoppés dépend de la maille du grillage. Il est toujours possible de doubler la nappe par un grillage à plus petites mailles, mais il n'est pas possible d'assurer que tous les éléments seront arrêtés. D'autre part, ces ouvrages métalliques présentent l'inconvénient de rouiller. Il est donc nécessaire de contrôler l'état de la corrosion tout au long de la vie de l'ouvrage.

I.7 : La protection :

-La réduction du risque peut intervenir à différentes étapes du processus d'instabilité. Rapin [Rapin 2001] a proposé pour les avalanches, mais aussi applicable pour les chutes de blocs rocheux, une classification entre protection active et protection passive en croisant le caractère

temporaire ou permanent. La suite de ce chapitre est consacrée à la description de ces protections dans le cas particulier des chutes de blocs rocheux [LCPC 2001].

I.7.1 : Protection temporaire active

Ce type de protection force le processus à se déclencher en essayant de contrôler au mieux les conséquences du déclenchement. Pour les chutes de blocs rocheux, on trouve les purges ou déroctage à la main, à la canne à purge ou à la dynamite des blocs instables. (Figure I-19)



Figure I-19 : Purge au petit train de la Mure (IMS-RN).

I.7.2 : Protection permanente active :

La protection permanente active vise à empêcher la mise en mouvement du phénomène. Dans le cas du risque d'éboulement, l'objectif est de retenir les masses rocheuses dans la paroi par divers moyens :

• Clouage en paroi par ancrages : dispositif de confortement constitué par une ou plusieurs armatures en acier scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière. (Figure I-20)

• Contrefort par massif bétonné : celui-ci consiste à réaliser un support rigide qui assure le blocage de la paroi instable,

• Béton projeté lors de blocs instables isolés : dispositif de renforcement et de protection de surface constituée d'une coque de béton mise en place par projection sur treillis d'armature.

• Grillage ou filets plaqués pour des parois instables : nappes de filets ou de grillages métalliques plaqués contre le rocher et assurant la stabilité superficielle ou locale de la paroi rocheuse (paroi entière ou élément isolé en saillie). Cette technique est en générale associée à du clouage. (Figure I-20)

• Tirants d'ancrage…



Figure I-20: Clouage, Filets plaqués (IMS-RN)

I.7.4 : Protection temporaire passive et réglementation :

La protection temporaire passive repose sur la réglementation de différentes règles d'occupation des sols [Manche 2000]. Elle est basée sur des interdictions,

évacuations,…d'une zone donnée. Jusqu'en 1983, l'Etat était le seul responsable de la politique de l'environnement. Depuis le 7 janvier 1983, il existe une responsabilité partagée puisque l'Etat concourt avec les communes, les départements et les régions à la protection de l'environnement et à l'amélioration du cadre de vie.

La réglementation en matière de protection passive repose sur la loi Barnier du 2 février 1995 (loi n°95-101) qui instaure le PPR (Plan de Prévention des Risques naturels prévisibles).

Celui-ci prend en compte les risques naturels majeurs reconnus en France : les inondations, les mouvements de terrain, les avalanches, les incendies de forêt, les séismes, les éruptions volcaniques, les tempêtes ou les cyclones. Le PPR vaut de servitude publique et est annexé au plan d'occupation des sols (POS). Les PPR ont pour objet de cartographier les zones soumises au risque naturel et d'y définir des règles de l'urbanisme, de construction, et de gestion applicables aux ouvrages existants ou futurs. Il définit différents niveaux qui déterminent des zones constructibles sans condition, constructibles sous conditions et des zones non constructibles. Le niveau est attribué en fonction de la probabilité d'occurrence et de l'intensité prévisible de l'aléa à partir de considérations historiques et techniques.

Plus récemment, la loi Bachelot du 30 juillet 2003 (loi n°2033-699) renforce les dispositions déjà prévues dans la loi Barnier de 1995. Il est désormais obligatoire d'informer tous les citoyens sur les risques naturels présents sur le territoire où ils vivent et travaillent. Des comités locaux d'information sont créés. De même, pour toute transaction immobilière (achat ou location), le risque (inondation, glissement de terrain, avalanche, etc.) doit être obligatoirement mentionné. Enfin, le maire informe ses administrés sur ce thème, lors d'une réunion publique, au moins tous les deux ans.

I.7.5 : Protection permanente passive :

La protection permanente passive vise à protéger une zone vulnérable soumise à l'aléa : c'est à dire dans la zone d'arrêt du processus et non dans la zone de départ. Elle peut se traduire par la construction d'un ouvrage qui a pour but soit d'arrêter le phénomène, soit de le dévier, ou simplement des dispositions de renforcement ou une signalisation d'alerte permanente.

Descoeudres [Descoeudres 1997] a proposé une classification des différents ouvrages de protection en fonction de leur capacité d'absorption de l'énergie cinétique. (Figure I-11)

La forêt peut avoir un rôle très important dans l'arrêt des blocs rocheux. C'est en 1860 que le service de Restauration des Terrains de Montagne a permis un reboisement important des massifs montagneux pour combattre, dans un premier temps, les inondations mais aussi les chutes de blocs rocheux. Il existe de nombreuses parades que nous allons présenter dans les paragraphes suivants.

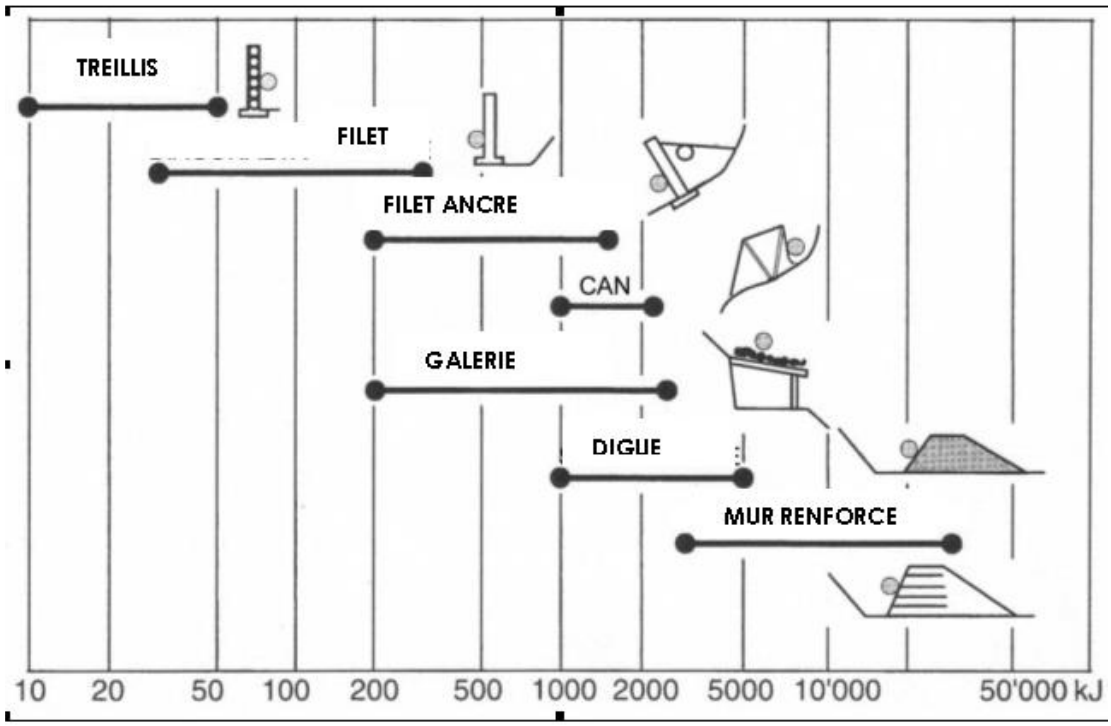


Figure I-21 : Classification énergétique des ouvrages pare-blocs [Descoeudres 1997]

On peut conclure dans cette partie qu'il existe de nombreux types de protections contre les chutes de blocs rocheux selon leurs caractères temporaires ou permanents et passifs ou actifs. Pour la protection permanente passive, les ouvrages de protection peuvent être classés en fonction de leur capacité d'absorption de l'énergie cinétique. C'est dans ce contexte que s'inscrit le travail de thèse. L'objectif étant de concevoir un ouvrage de protection dissipatif, de faible épaisseur, pour des énergies cinétiques de l'ordre de quelques centaines de kilojoules.

II-La technique de confinement :

II-1 : 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 II-1). 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)

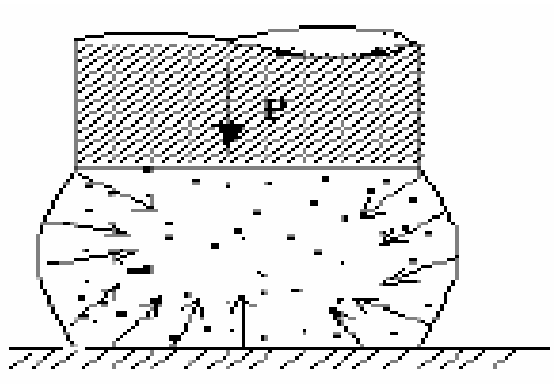


Figure II.1 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (contrainte radiales auto générées).

L'accroissement de la charge fait alors tendre la masse sableuse confinée vers un

état d'équilibre élastique. La figure II-2). ci- après, donne un aperçu des contraintes radiales auto générées par un confinement d'un matériau granulaire sur une enveloppe de tissu.

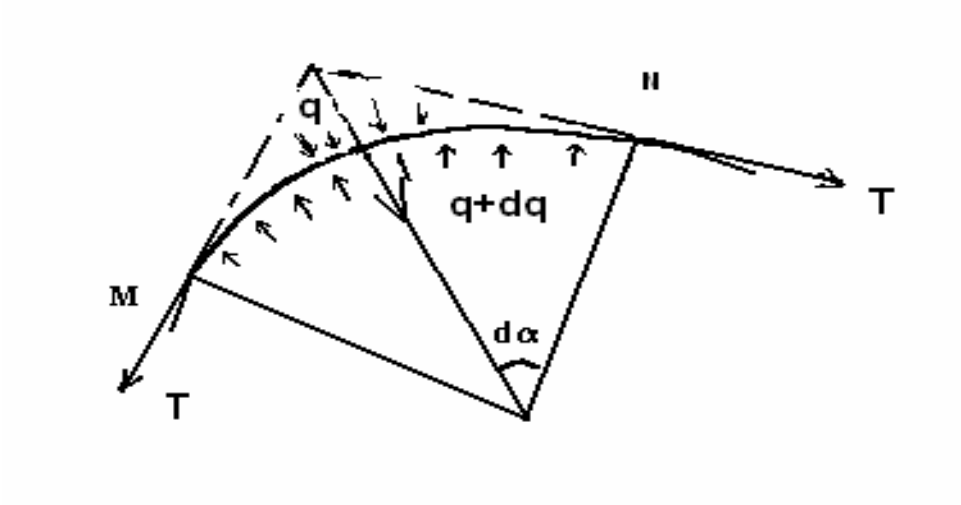


Figure II.2 : Principe de fonctionnement du confinement [19, 23]
(Renforcement des sols par nappes horizontales).

II.2 : Quelques ouvrages de confinement :

Analogiquement aux Geobags, utilisant la technique de confinement, a été développée quelques années déjà ayant permis 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, p.e., 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).

En se basant sur le même principe (technique), un tissu technique souple avec un matériau granulaire (sable) peuvent être utilisés conjointement pour concevoir un mur de section transversale verticale, où le tissu constitue l'enveloppe de confinement dans laquelle le matériau granulaire légèrement compacté, comme le sable, 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.

Le travail présenté rentre dans le cadre de la continuité des travaux, lorsque le tissu technique a été utilisé pour la 1ère fois pour former 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 comme le Sahara et les déserts, p. e. (Fig .II.1). La structure composite développée peut aussi connaître d'autres applications comme la géotechnique en tant qu'ouvrage de renforcement ou de stabilisation de sol; dans ce cas, les fragments de murs sont empilés verticalement pour atteindre la hauteur nécessaire du sol à retenir (Fig.II.2.).

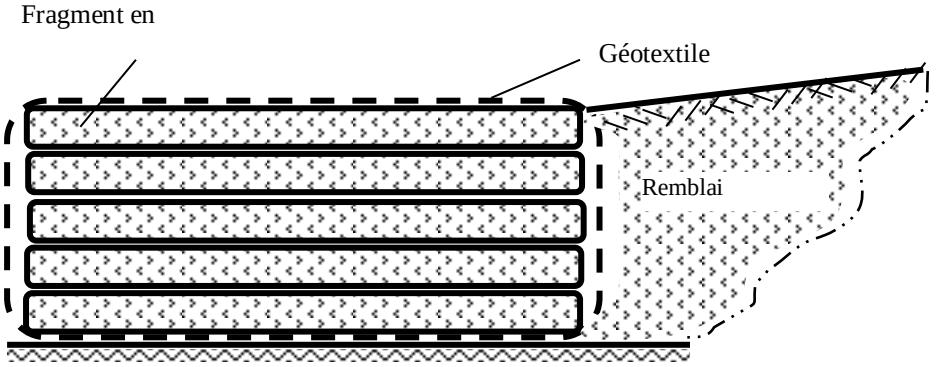
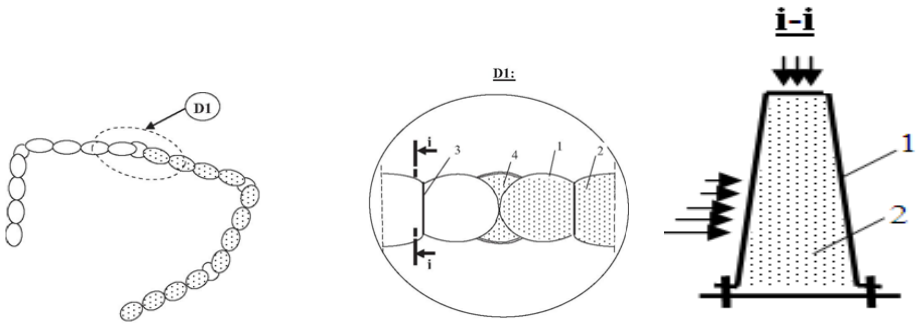


Figure II.3 : ouvrage de protection



(a) (b) (c)

a) Forme en plan du fragment de mur ; b) Détail (D1) du fragment de mur;
c) Section verticale du mur (i-i);

***Légende**: 1- enveloppe textile; 2- remplissage grenu (sable); 3- Diaphragme; 4- poche inter-fragments.*

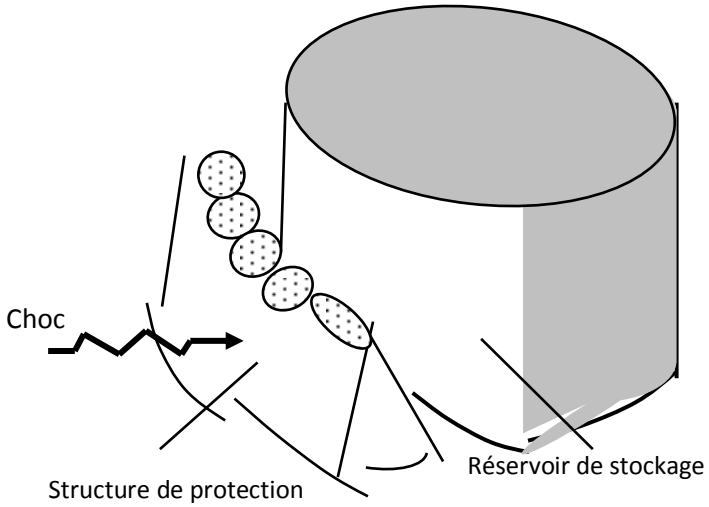


Figure II.4 : Ouvrages de protection d'un bâtiment mono étage circulaire en tissu-sable confine.

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). La solution des structures en Pneusol, présentant des qualités d'absorbeur d'énergie, est considérée comme solution moins couteuse (Esbelin et al. 1993)

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. L'étude porte sur l'analyse du mur composite, disposé verticalement et associé à un parement en béton faiblement armé pour résister et dissiper une énergie d'impact pouvant atteindre en pratique jusqu'à 1000 kj (Fig. 3) .

II.3 : 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 **[10, 20, 23, 24, 25, 35, 72, 84]** :

II.3.1 : Ajout d'un liant hydraulique dans la masse (microconfinement):

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

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

(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 des intercouches 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 **[10,20, 24, 35]**. 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) selon **[50],** 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 **[72]**. 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).

II.3.3 : Confinement partiel :

Technique de confinement horizontale apportées par des nappes alvéolées remplies de sable telles les nappes ARMATER ou NIDAPLAST (figure 1.17) 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 1.18).

II.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.

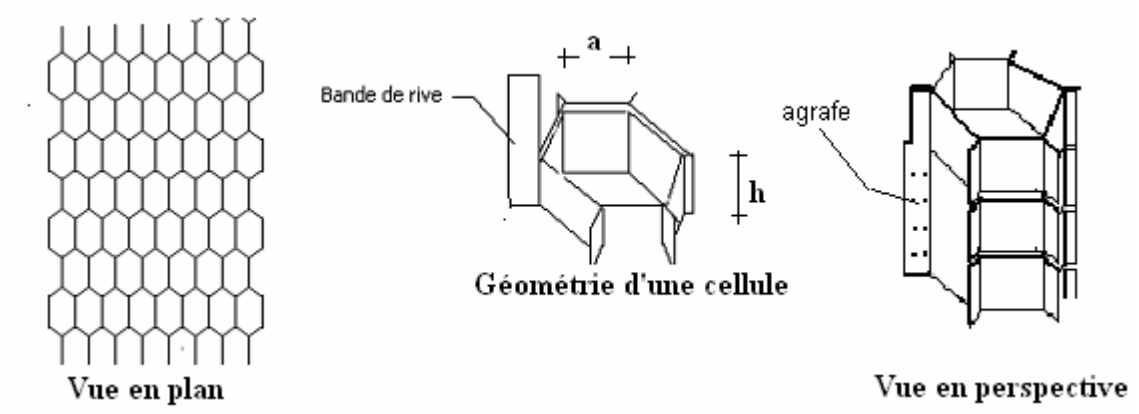


Figure II.5 : Géotextile alvéolaire (d'après N. RACANA, 2002)

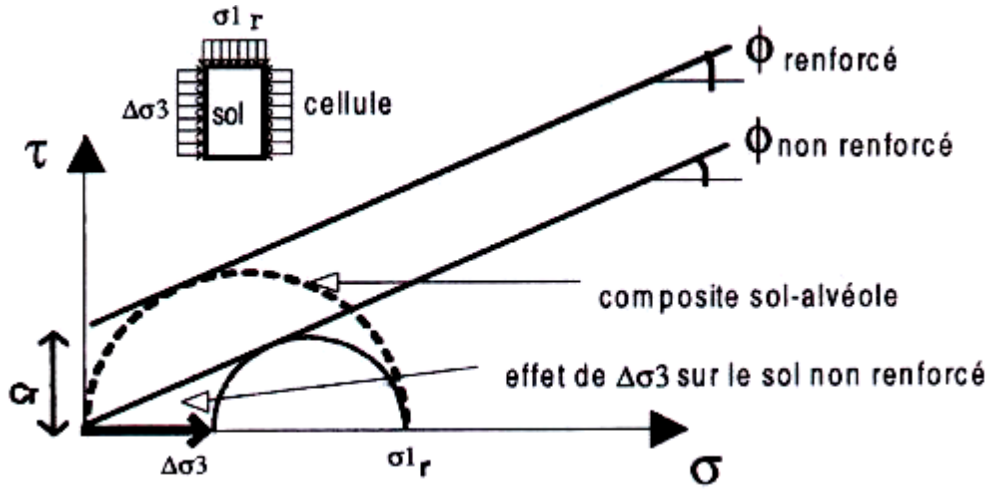


Figure II.6 : Représentation de l'effet du confinement sur le plan de Mohr (d'après N. RACANA, 2002)

II.5. visualisation de l'intérêt du confinement :

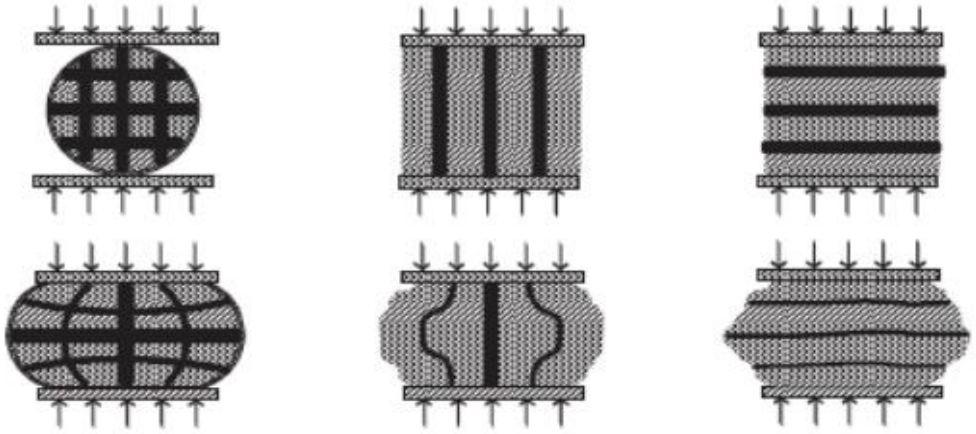


Figure II.7 : Visualisation de l'effet du confinement .

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.

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.

Chapitre III : Calcul et dimensionnement des ouvrages de protection contre les impacts (méthodes expérimentales, analytiques et logiciels)

III .1 : Introduction :

L'analyse dimensionnelle est une méthode permettant d'obtenir le nombre minimum des paramètres sans dimensions qui décrivent le problème étudié.

La procédure de l'analyse dimensionnelle peut être résumée comme suit :

1- Observation du phénomène à modéliser.

2- À partir de cette observation dégager les paramètres jouant un rôle important dans le phénomène.

3- Une fois les grandeurs importantes mises en évidence, il faut définir un ensemble de grandeurs adimensionnelles par l'utilisation d'une technique et l'identification du nombre et de la forme de ces grandeurs.

III.2 : Les méthodes numériques de calcul :

Les modélisations numériques sont en général, menées en vue de reproduire des comportements similaires à ceux observés expérimentalement. Cependant, l'application directe des modèles numériques nécessite une certaine prudence quant à la méthodologie de calcul à appliquer et quant à la validation des résultats obtenus. Dans la littérature, on dénombre plusieurs méthodes numériques qui permettent de faire des simulations**.** On peut citer :

a) La méthode des différences finies : qui consiste à remplacer les équations Différentielles par des équations aux différences finies et le problème revient à la résolution de systèmes d'équations linéaires.

b) La méthode des éléments finis : dont le principe consiste à décomposer un solide en état d'équilibre sous l'action d'un système de charges données, en un certain nombre d'éléments de dimensions finies suivant un maillage adéquat et où, les déplacements aux nœuds de ce maillage constituent les inconnues du problème. Aussi, pour chaque élément le champ de déplacement est approché par des fonctions d'interpolation devant assurer la continuité des déplacements à l'interface entre deux éléments.

c) la méthode basée sur la théorie des équivalences : dont le principe consiste à substituer à l'étude d'un corps chargé, celle d'un corps fictif plus accessible au calcul. Ce type d'approche, si elle s'est avérée efficace pour certains types de matériaux, en particuliers

lorsque les techniques d'homogénéisation peuvent être mises en oeuvre **[63]**, par contre en ce qui concerne les matériaux granulaires, cette technique semble difficile
d'application. Ceci tient, au fait que le milieu granulaire macroscopique est un milieu continu alors que le milieu local est un milieu nécessairement discontinu **[29]**. Actuellement, de par l'utilisation de matériaux nouveaux dans la réalisation des ouvrages en sol renforcé, le fonctionnement mécanique de ces ouvrages devient assez complexe. A la lumière de certains travaux de recherche très récents, il est rapporté que l'utilisation dans certains cas de la méthode des éléments finis, peut s'avérer inadapter pour une modélisation réaliste du problème et actuellement, la recherche est orientée vers une nouvelle méthode de modélisation dite « modélisation par la méthode des éléments discrets » et dont, Cundall et Strack (1971 et 1979) selon **[14]** en sont les précurseurs pour
son application aux sols.

Pour retenir une méthode, une confrontation de la modélisation avec les résultats
expérimentaux en vraie grandeur (ou au moins sur un modèle à petite échelle avec respect des règles de similitude) sur des ouvrages instrumentés est vivement souhaitée voire indispensable, car seule la comparaison permettra de justifier la pertinence ou non de la méthode retenue pour le type de problème étudié.

III .2.1: Traitement des interfaces physiques :

L'interface entre deux matériaux peut être définie comme étant, la zone
intermédiaire de faible épaisseur (ou d'épaisseur nulle) entre deux solides qui permet le transfert des efforts tangentiels et normaux, d'un solide à l'autre **[38, 46, 78]**. Des résistances dues au frottement se développent grâce aux déplacements relatifs qui naissent au niveau de cette interface. La littérature,
riche dans ce domaine, fait mention d'un mode de comportement très complexe des interfaces. Ces dernières, peuvent être en effet, sujettes à
un glissement, une interpénétration ou un décollement partiel au cours de la déformation **[73]**. Par conséquent, dans le cas où le frottement est prépondérant (nécessaire) dans une interaction donnée, comme c'est le cas par exemple dans les techniques de renforcement des sols par nappes géosynthétiques, la prise en compte incorrect dans les études d'analyse de cette interaction et surtout la négligence de la rugosité des tissus conduisent en général,
à des réponses incorrectes du système allant jusqu'à modifier le comportement effortdéformation selon certains auteurs (Kishida 1982 ; Dove et Frost, 1999 ; J.Garnier, 2002) **[73, 78, 79]**. Sont utilisées principalement trois méthodes éléments finis classiques pour modéliser l'interface **[38, 73]**:

a.les méthodes dites de pénalisation ou de rigidité : c'est-à-dire en d'autres termes, les deux solides sont discrétisés individuellement et maintenus en contact par des éléments d'interface. Ces derniers sont caractérisés par des rigidités normales Kn et tangentielles Ks et peuvent être en général, de faible épaisseur (GRIFFITHS 1985) ou d'épaisseur nulle (Goodman et al, 1968). La rigidité tangentielle Ks permet de décrire le comportement frottant de l'interface et la rigidité normale Kn permet la non interpénétration des zones en présence. Cependant, l'utilisation de cette méthode est très délicate et de nombreux auteurs ont signalés des difficultés numériques liées à leurs emplois (Desai et al, 1984 ; Day et Potts, 1994 ; Panda et al, 1979 ; Yi et al, 1995) selon **[46]**.

b.Les méthodes dites de compatibilité nodale : c'est-à-dire que les deux solides sont discrétisés individuellement et maintenus en contact par des équations de compatibilité en forces et déplacements. Ces dernières, s'appuient sur différentes formulations comme les méthodes des multiplicateurs de Lagrange (Chan et al, 1971), le principe des travaux virtuels (Katona, 1983).

c.les méthodes dites mixtes : et qui résultent d'une combinaison des deux précédentes, sont basées sur la détermination d'une matrice condensée, obtenue par élimination des noeuds qui ne sont pas en contact (Francavilla et al, 1975). Ces méthodes ont progressivement été améliorées pour inclure les effets de frottement (Sachdeva and Ramakrishnan, 1981 ; Feng et al, 1992).

Par le passé, la majorité des travaux numériques menés sur les systèmes de
renforcement des sols par nappes géotextiles, étaient basés sur le principe de discrétisation individuelle des constituants pour restituer leur comportement physique. Par la suite, (à partir de 1999) d'autres approches alternatives aux précédentes, sont apparues et qui consistent à remplacer le massif renforcé par un matériau équivalent, constitué par la superposition de plusieurs milieux continus **[63]**. Un modèle de calcul élastoplastique à 2D et 3D de cette technique, basée sur la prise en compte des cinématiques différentes pour
chacun des milieux pour la représentation du glissement relatif du sol et des inclusions de renforcement, a d'ailleurs été intégré dans le prologiciel CESAR –LCPC **[90]**.

III.2.2:Le modèle Tonello *:*

Tonello [Tonello 1988] propose une approche pour évaluer la force dynamique maximale atteinte lors d'un impact sur structure (ou terrain) en tenant compte du caractère élastique plastique du matériau. Il fait l'hypothèse du choc mou au sens de Tout le monde (impacteur

solidaire de la structure lors de l'impact) et que le comportement du matériau absorbant est un comportement élastique plastique (Figure III-1).

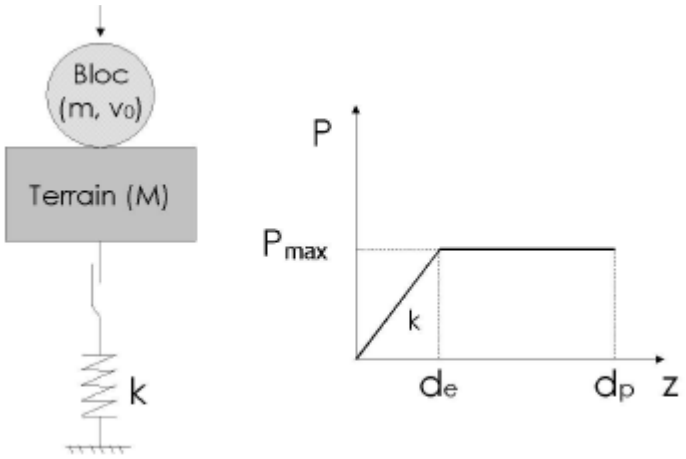


Figure III.1 : Le modèle Tonello [Tonello 1988]

L'énergie cinétique initiale avant le contact s'exprime de la manière suivante:

$Ec = \frac{1}{2}m\dot{y}$

Lors du choc, la conservation de la quantité de mouvement, associée à l'hypothèse du choc mou, permet d'écrire :$m\dot{y} = (m+M)\,V1$

L'énergie cinétique finale peut s'exprimer en fonction de l'énergie cinétique initiale et s'écrit alors sous la forme :

$$E_c^f = \frac{1}{2}(m+M)v_1^2 = \frac{m}{m+M}E_c^i$$

Où *v0* représente la vitesse du bloc avant l'impact et *v1* après l'impact, *m* est la masse du bloc et *M* est la masse du terrain. Pour stopper le bloc, Tonello suppose que la variation de l'énergie cinétique $(\Delta E_c^f\text{-}0{,}5m0^2=E_c^f)$ est égale au travail de déformation, Wd, subi par le matériau.

$$W_d = P_{max}\left(d_p - \frac{d_e}{2}\right)$$

Où *de* est la déplacement élastique, *dp* la déplacement plastique et *Pmax* la force dynamique maximale. L'égalisation de *Ef*

i avec *Wd* donne l'expression de *Pmax* suivante :

$$P_{\max}\left(d_p - \frac{d_e}{2}\right) = \frac{m}{m+M}\frac{mv_0^2}{2}$$

De nombreuses formules de force d'impact existent. Pour plus d'information, le lecteur pourra se reporter à la thèse de Montani [Montani 1998]. Le Tableau I 2, d'après Montani, récapitule les auteurs proposant des formules de force d'impact.

Comportement du sol	**Approche quasi-statique**	**Approche dynamique**
Elastique	Hertz,hand book of protection againt rock falls	Tenallo,lang
Plastique		Habib,heierli
Elasto-plastique	Meyer,sonoda	Tenallo,long,azimi
Formule empirique	Poncelet,japan steel club,yoshida	

Tableau III.1 : Récapitulatif des auteurs proposant des formules de force d'impact [d'après Montani 1998]

III.2.3: Modèle du CEB :

Le bulletin d'information du CEB (Comité euro international du Béton) [CEB 1988] traite des problèmes d'impact sur les structures en béton. L'impact est modélisé par des systèmes masse ressort à deux degrés de liberté. Le modèle se décompose en deux masses m1, m2, un ressort R2 entre ces deux masses pour simuler le contact et un autre ressort R1 représentant la rigidité de la structure.

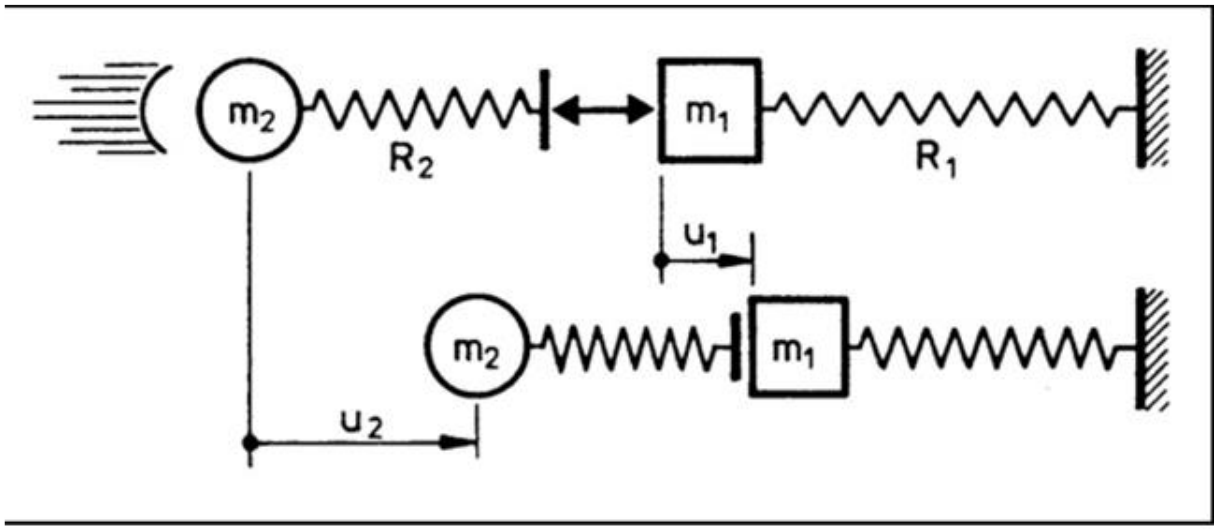


Figure III.2 : Système masse ressort à deux degrés de liberté où m2 impacte m1 [CEB, 1988]

Le cas où u2>>u1 est appelé « soft impact » ou choc mou, défini par le CEB. La totalité de l'énergie cinétique est transformée en énergie de déformation du corps impactant et la structure est supposée indéformable, comme par exemple un choc d'une automobile sur une pile de pont. Il est alors facile d'obtenir l'effort de contact et les réactions de la structure.

L'autre cas de figure est appelé « hard impact » ou choc dur et se produit quand le corps impactant est beaucoup plus rigide que la structure. L'énergie cinétique de l'impacteur est alors absorbée par les déformations de la structure

III.2.3.a):modèle mécanique simplifié :

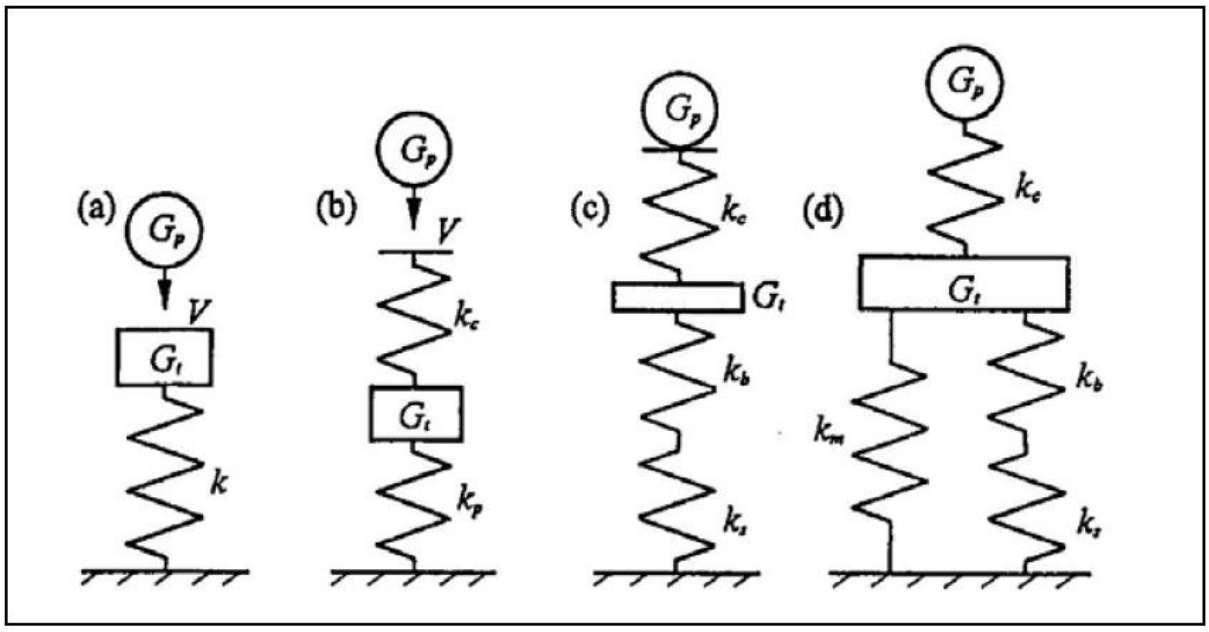


Figure III.3 : modèle masse ressort modélisant des impact (ruan 2003)

Le modèle mécanique le plus simple est un système masse ressort (Figure III-3). Ce modèle a pour but de prédire la réponse d'une structure soumise à un choc. Dès 1940, E. H. Lee [Lee 1940] utilise un système masse ressort à un degré de liberté pour simuler l'impact d'une masse sur une poutre (Figure III-3.a). W. Suaris et S. P. Shah [Suaris 1982] proposent un modèle à deux degrés de liberté pour étudier les effets d'inertie dans des tests d'impact sur des ciments où kp est la rigidité de la plaque et kc représente la rigidité du contact (Figure III-3.b). Dans le modèle masse ressort de K. M. Lal [LAL 1983], trois ressorts différents étaient utilisés pour représenter la flexion kb, le cisaillement ks, et la raideur du contact kc. K. N. (Figure III-3.c). Shivakumar et al. [Shivakumar 1985] représente un modèle masse ressort pour analyser les impacts entre une plaque en composite et une sphère, prenant en compte la flexion kb, le cisaillement ks, l'interface km et le contact kc (Figure III-3.d).

Tous ces modèles sont limités à des impacts élastiques ou à l'étude de structures composites. Ils ne sont pas adaptés à des impacts plastiques comme c'est le cas pour des matériaux granulaires où le frottement entre les grains entraîne une dissipation importante par plasticité.

III.3.1 : Contexte de l'étude :

Les risques naturels (avalanches, chutes de blocs) perturbent énormément l'activité économique, surtout dans les vallées alpines : la pression du tourisme étant très forte, il faut absolument se protéger pour « vendre » ces vallées.

En Savoie, le Val d'Arly, accès entre les stations de Tarentaise et du secteur de Megève, offre un excellent site d'expérimentation car les éboulements, chutes de blocs, coulées de boues y sont très fréquents. Aujourd'hui, sur une portion de 2 km aux niveaux du secteur des Essariaux, il existe déjà 7 ouvrages de protection,

positionnés sur les endroits prioritaires où les énergies sont les plus fortes.

La présentation s'intéresse plus particulièrement aux ouvrages des Essariaux (visités lors de **l'*Atelier 3 Albertville*)** et de Poniente (en cours de réalisation).

Pour dimensionner les ouvrages de protection, l'ingénieur dispose d'énergies d'impact sur l'ouvrage, déterminées à partir de l'analyse de l'aléa par legéologue et d'études trajectographiques.

Pour l'ouvrage des Essariaux (Mur Basso), l'énergie maximale attendue (E1) est de 3360 kJ (tableau ci-dessous), avec des vitesses de bloc de 41,5 m/s.

Lieu dit	**PR 13,600 les fources**		**PR 9,100 mur basso**	
N° de profil	1	2	1	2
Alt de départ en m	750	750	830	860
Hypothése du poids des blocs au départ t	13 à18	10 à15	1 à 4	1 à 0,6
Energie maximal **E1** en KJ	6700	11450	3360	650
Vitesse verticale maximale en m /s	33	41,3	41,5	35,8
Vitesse horizontale	24,1	21,2	19,8	18,4

maximale en m/s				
Poids à l'arrivée maximale en t	12,3	13,4	3,9	1
Energie maximale observée **E2** en KJ	1970	9500	3100	580
Poids associé avec la vitesse verticale en t	0,3	11,1	3,6	0,7
Vitesse associé avec le poids maximale en m/s	17,9	25,7	24,3	33,8
Energie optimale **E3** en kj	1100	2560	1750	650
Poids le plus courant en t	2	3	2	1
Pourcentage des blocs inférieurs à ce poids	92	86	90	100
Energie moyenne optimale **E4** en kj	380	600	400	430
Vitesse verticale moyenne en m/s	19,4	20	19,8	29,1
Vitesse horizontale moyenne en m/s	16,3	13,1	12,5	13,6

Ces différentes observations ont progressivement amené Tonello à réfléchir à des alternatives possibles.

La démarche a été de travailler sur des delles nues, sans rembli,pour juger de la pertinence du dimensionnement,sur un contrat supérieur à1800kj (actuellement 3360kj,ci-dessus à droite) .pour un choc en travée, la dissipation se fait donc directement dans la dalle, avec acceptation d'un certain niveau d'endommagement ; pour un choc en rive, elle se fait dans des appuis fusibles (cerclée en bleu ci-dessus). Le dimensionnement de la dalle se fait cette fois sous des sollicitations dynamiques.

En 1998 a lieu la construction du pare-blocs « Les Essariaux », sans essai préalable, si ce n'est celui « grandeur nature » de la réception d'un bloc de 30 tonnes sur un pont de bretelle de voie rapide (qui a résisté, voir photo de la ***diapo 4***, Moutiers 1998). Ensuite, en Juillet 2000, Novembre 2002 et Mars 2003 se succèdent trois campagnes d'essais avec le LOCIE.

Les résultats montrent qu'une réduction de 30 % de l'épaisseur de la dalle est possible, avec pour conséquences une diminution du poids propre, un ouvrage accessible et une maintenance et une surveillance facilitées.

Au niveau des appuis interviennent des éléments qui ne sont par uniquement dissipant, mais qui sont des limitateurs d'efforts. Ils ont été conçus de manière assez rustique, en prenant en compte le flambement du pourtour de l'appui.

a) - avant l essai de renforcement **b)- après l essai de renforcement**

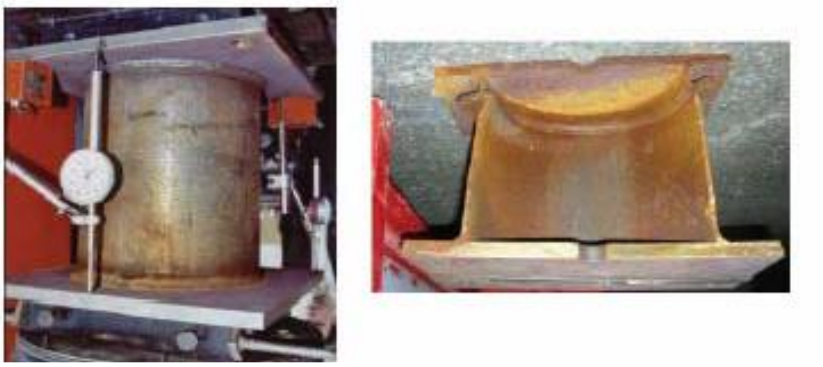
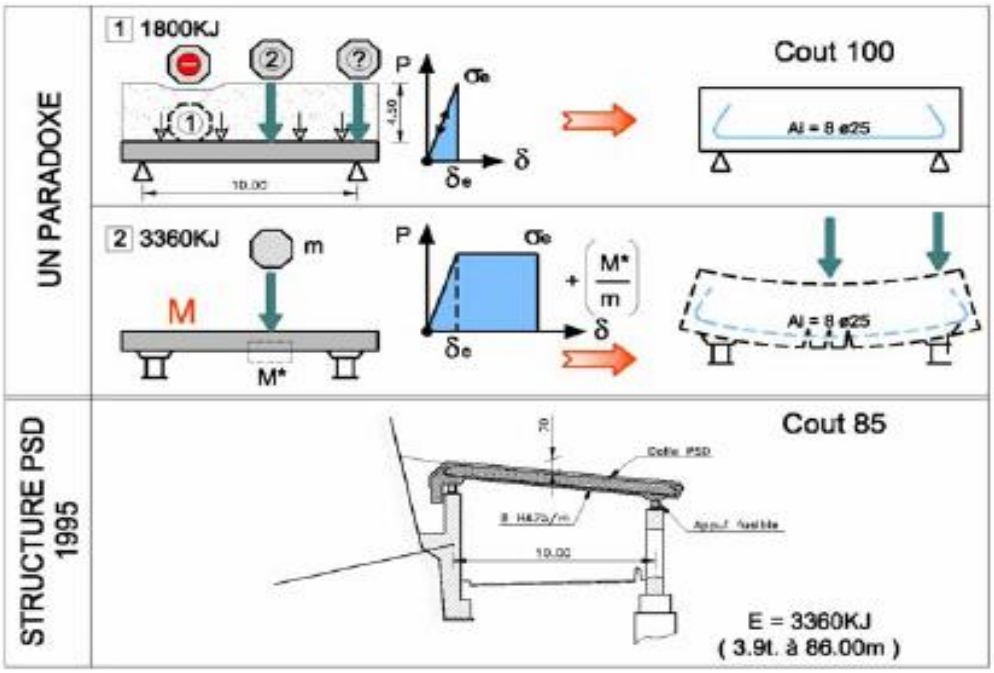


Figure : III-4 :Essais sur appuis fusibles (galerie de Poniente) : avant et après essai d'enfoncement.

La démarche a été guidée en analysant le paradoxe suivant :

E = 1 800 kJ **EE**=10,00**E**10, 00 m **E = 3360 kJ** 10,00



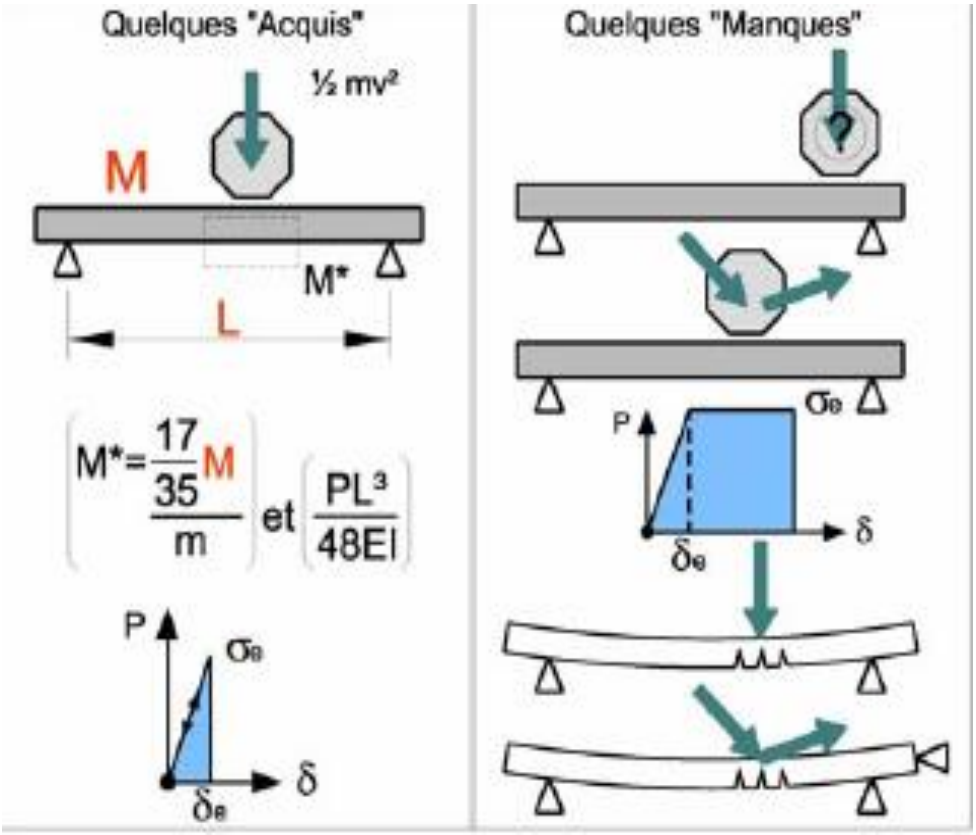


Figure III.5 :L' analyse du paroxade d une structure psd.

contre certains aspects avaient été très peu étudiés (« Manques » contre

Sur une dalle supportant un remblai de 4,5m (cas 1), dimensionnée pour recevoir des énergies de 1800 kJ, un second bloc ne « doit pas » tomber sur une zone déjà impactée car le remblai n'est jamais refoisonné ; d'autre part les impacts sur les

appuis sont mal pris en compte . Pour le dimensionnement de ce type d'ouvrages, il n'y a que le domaine "élastique" du matériaux qui est pris en compte (en terme d'armatures un calcul classique donne 8 φ25 /m, ce qui est

assez conséquent).

Sur une dalle sans remblai (considérée à 2 dimensions, cas 2), un impact de bloc profite de la première phase de contact (choc mou, dissipante sur le plan énergétique), puis sollicite une phase d'endommagement (domaine de plasticité en terme de contraintes) : avec la même quantité d'armature (8φ25/m), la

structure accepte des énergies de 3360kJ.

C'est ce concept qui a mené à la réalisation de la galerie des Essariaux, avec au final un gain de coût par rapport à une structure classique de 15%, gain non négligeable étant données les sommes engagées

Dans la littérature (« Acquis » ci-contre), on connaissait le choc d'une masse *m* (bloc) contre une masse *M** (masse équivalente de la dalle) avec une première dissipation (choc mou, supposé puis confirmé par les essais, voir ci-après)) puis une phase élastique.

- Un impact sur appui, qui ne peut pas mobiliser la déformation de la dallepour dissiper l'énergie cinétique et se répercute directement dans la fondation : l'idée innovante a été de créer un système qui permette ce cas de choc ;
- Un choc oblique, avec renvoi du bloc : le bilan énergétique n'est pas le même que lorsque le bloc s'arrête sur la dalle ;
- La prise en compte du comportement "élasto-plastique" des matériaux

III.3.2 : Ouvrages réalisés et en projet :

La réalisation d'un important paravalanche à Val Thorens avait été prévue selon une méthode de préfabrication intensive, car les délais de chantier en montagne à 2000 m sont courts, d'avril à octobre. Or il a fallu très tard dans le projet prendre en compte au-delà du risque d'avalanche un risque de chute de blocs, qui n'était de prime abord pas facilement conciliable avec le projet initial (hourdis entre poutres important, ne permettant pas de mobiliser l'effet bidimentionnel de la dalle nécessaire pour accepter des impacts de blocs) : il a fallu entretoiser les poutres, mais le niveau d'énergie atteint n'était toujours pas tout à fait suffisant. La sous-face de la dalle a donc été équipée de câbles dissipants (ci-dessous).

III.3.2.1: Galerie pare-bloc de Poniente (Val d'Arly) :

Initialement conçu pour 16 000 kJ, le projet a dû être ramené à 7300 kJ pour des raisons de coût, une zone de falaise ayant été purgée pour limiter le risque d'éboulement et réduire le niveau d'énergie.

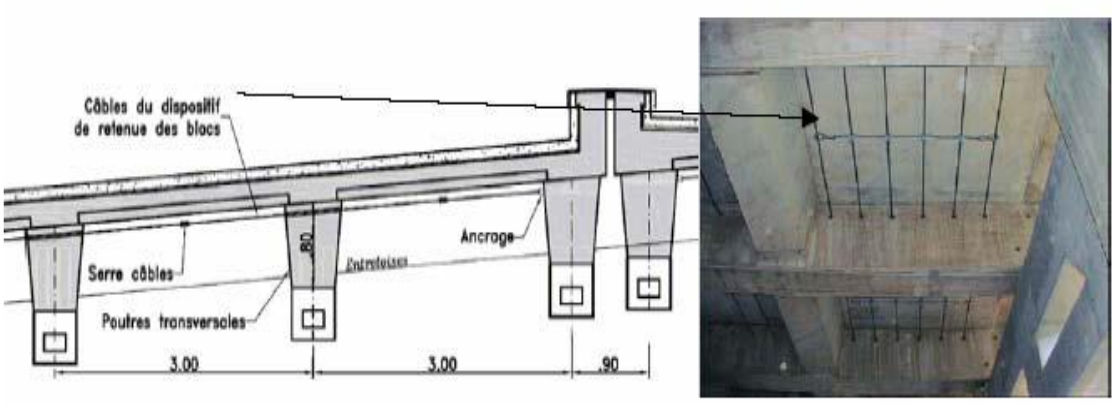


Figure III.6: Galerie pare-bloc de Poniente (Val d'Arly) .

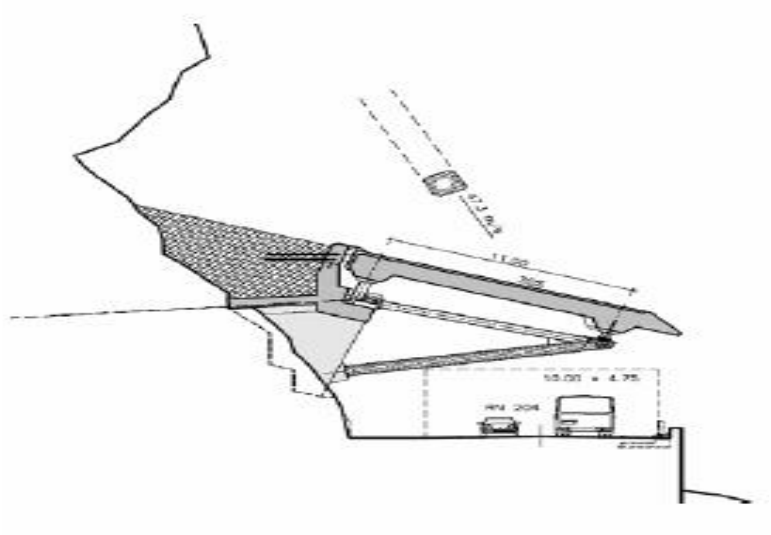


Figure III.7 Gorges de Paganin (Vallée de la Roya) .

Une étude préliminaire est en cours pour une casquette à 14 000 kJ, inclinée pour que la flexion soit optimale.

III.3.2.2: La galerie pare-bloc de Grand-Platte :

(Champagney en Vanoise), a été réalisée pour une énergie de 6000 kJ, avec une dalle à contre-sens qui doit pouvoir stocker un cubage de matériaux important : les études Trajectographiques avait montré qu'une Inclinaison classique risquait d'aggraver la Situation à l'aval où se trouve un village.



Figure III.8 : La galerie pare-bloc de Grand-Platte .

III.3.2.3: Mur Pare-blocs Structurellement dissipant :

Projet pour protéger une façade d'immeuble en montagne (15 000 kJ)

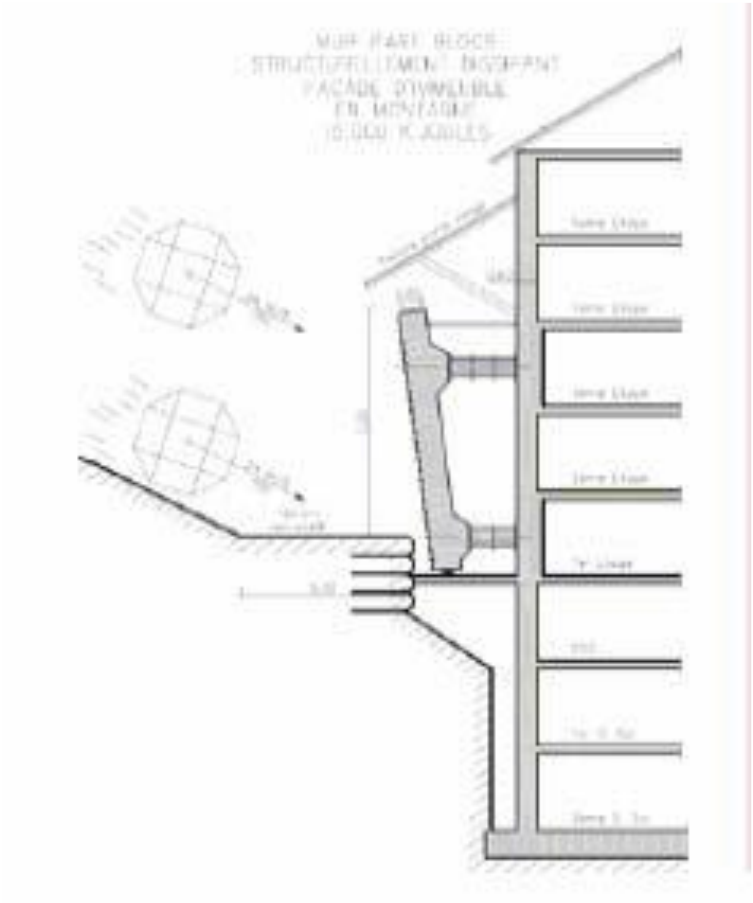


Figure III.9 : Mur Pare-blocs Structurellement dissipant .

III-3.3 :Des besoins d'opérationnels (aménageurs :collectivités,états, communes…)

Un exemple de ces besoins nouveaux est celui d'un projet de tunnel en cours, nécessitant de concevoir un nouveau merlon en requalifiant le risque. Différentes possibilités ont été étudiées au CETE à l'aide de modèles numériques basés sur des nouveaux moyens de calcul (qui nécessitent un long apprentissage et sont encore du domaine de la recherche). Une solution possible est celle du merlon « fusible » (Subrin, 2006) :

III-3.4 :Des méthode de calculs nouveaux .

Approche numérique :

1)- Modèles continus reposant sur la méthode des éléments finis (logiciel CESAR développé au LCPC) appliquée à des cas complexes sol – structure – merlon.

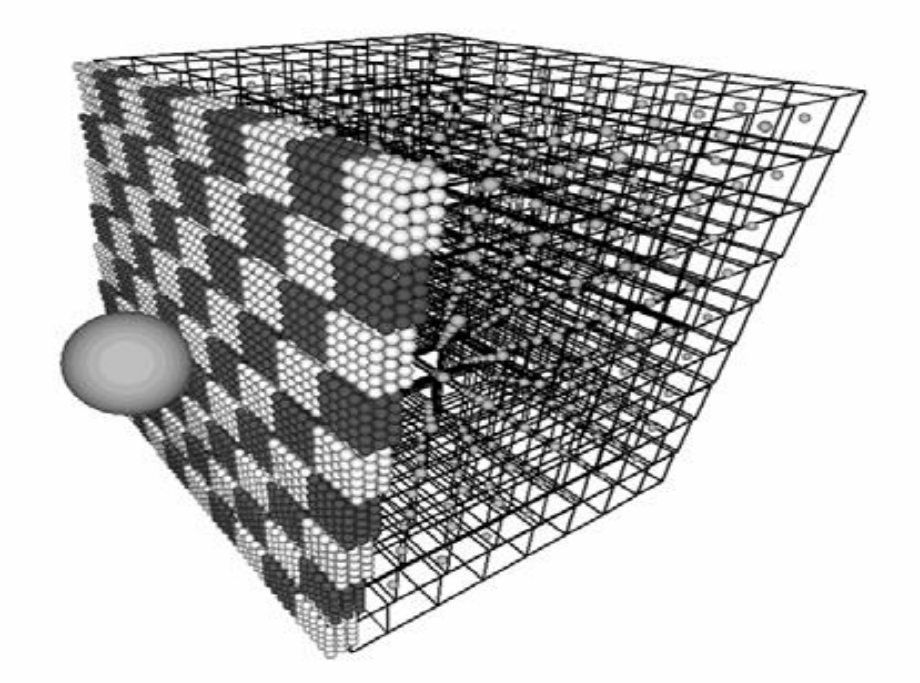
I-3.4.a : Modélisation par la méthode aux éléments discrets :

I-3.4.b : Modélisation par la méthode aux éléments finis :

2)-Modèles discontinus reposant sur la méthode aux éléments discrets (MED) (Cundall et Strack 1979), PFC3D, SDEC (Plassiard et al, 2006), à l'échelle des ouvrages.

I.3.4.1 : La méthode aux éléments discrets (MED) – Cundall et Strack 1979 :

La MED peut être utilisée par exemple pour modéliser un merlon type (ex. parement avec zone de renforcement avec un remblai de masse à l'aval). Cette méthode permet de modéliser des sols à partir d'un assemblage de grains (cercles en 2D et sphères en 3D) en faisant interagir des éléments par des lois de contact plus ou moins complexes, avec la possibilité de faire intervenir des lois d'interaction à distance entre les éléments constitutifs d'un volume de sol. Les codes de calcul employés sont disponibles dans le commerce ou dans les laboratoires de recherche.



III.10 : Plassiard *et al.* 2006 Bertrand *et al.* 2004 .

Le code élément discret permet donc une modélisation à l'échelle des ouvrages, en simulant par exemple l'impact d'un bloc sur un élément de structure de type double parement raidi (Plassiard *et al.*, 2006). Une autre approche dite multi-échelles (Bertrand *et al.*, 2004) repose sur un concept de fonctionnement global des ouvrages (cf. *infra*).

III.3 .5 : Calcul de merlons composites cellulaires :

Cette technique part du concept de parement amont dissipateur (Yoshida, 1999) consistant à dissocier le remblai aval de la zone d'impact par un dispositif 'dissipatif' dans lequel on associe des éléments modulaires (cellules). Ce type d'ouvrage peut avoir un remblai aval de type sol compacté classique, sol renforcé, sol 'allégé' renforcé. Pour des niveaux d'énergie plus faibles, des associations de type cellule avec des écrans vont pouvoir concurrencer les parements de type écrans de grillage ou de filets, en étant plus satisfaisants du point de vue esthétique.

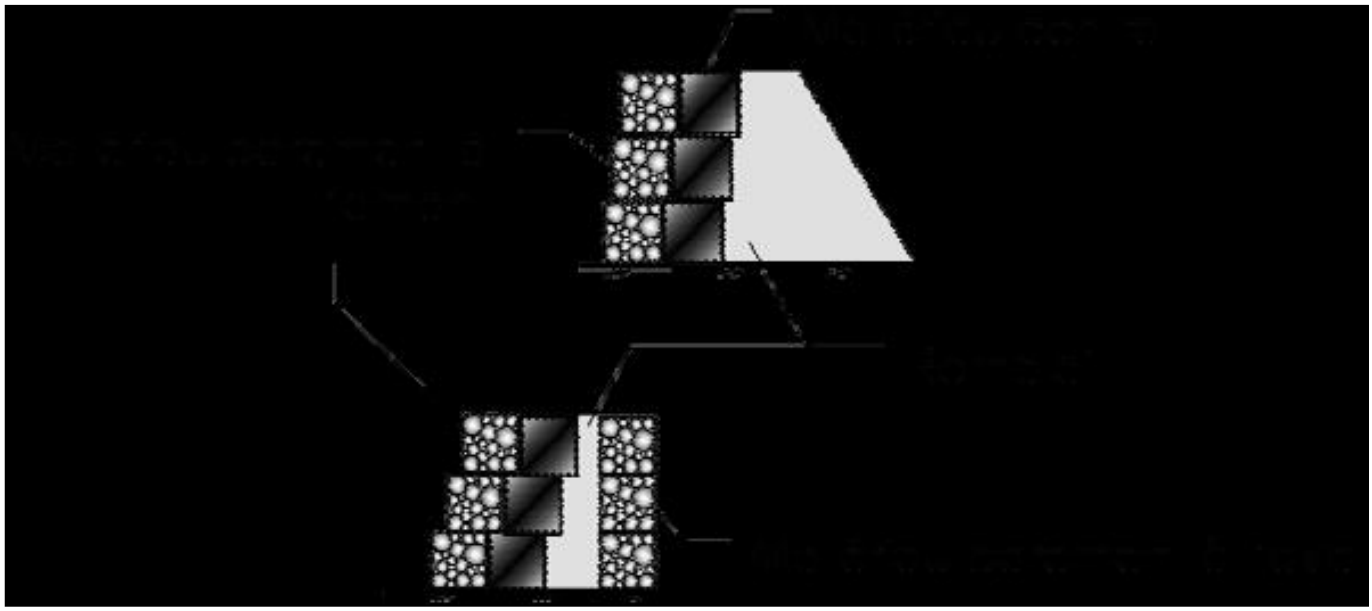


Figure III.11 :Les merlons composites cellulaires

Le concept de structures pare bloc avec matériau central dissipatif repose sur l'idée d'une meilleure maîtrise des mécanismes de déformation en canalisant celle-ci par des systèmes de liaisons entre les composants modulaires. La méthode repose sur les principes suivants :

- Localisation des déformations ;
- Zones de "faiblesses" maîtrisées ;
- Endommagement contrôlable et limité à la partie amont (peu d'interactions entre la zone amont et la zone aval grâce au noyau dissipatif) ;
- Allègement de la structure en réutilisant des matériaux spécifiques (réingénierie). La valorisation de sous-produits industriels, en particulier les pneus, est envisagée. Par rapport aux techniques antérieures, les pneus sont réutilisés différemment et de manière plus optimisée, répondant à la demande actuelle de réutilisation des 'résidus' valorisables dans un but technique (fonction de dissipation).

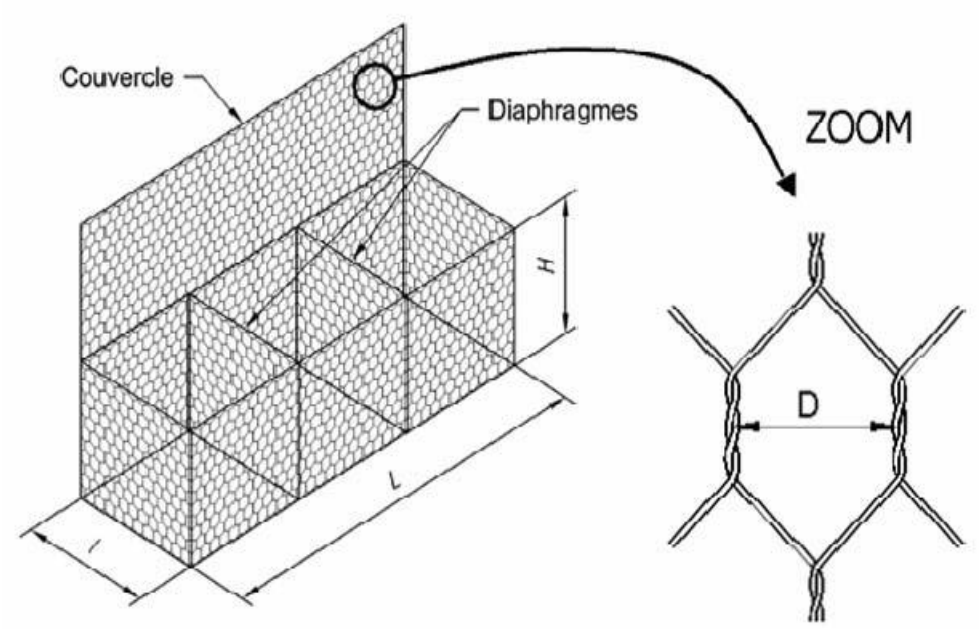
Les avantages sont les suivants :

- Emprise réduite en pied ;
- Modularité, réparabilité (parements amont) ;
- Forte dissipation énergétique (meilleur ratio volume / capacité de dissipation)
- Valorisation de sous-produits industriels.

La démarche repose sur une approche multi-échelles : des matériaux à l'ouvrage. Elle décrit tous les niveaux des composants de manière à la fois expérimentale et numérique. Le partenariat avec la société MACCAFERRI a permis d'initier le travail pour un composant modèle : le Gabion MACCAFERRI.

III-3.6:Calcul du grillage :

La modélisation permet d'étudier la variabilité de fonctionnement des grillages et les risques de défauts (ce qu'on fait difficilement expérimentalement) et leur mode de rupture.



po

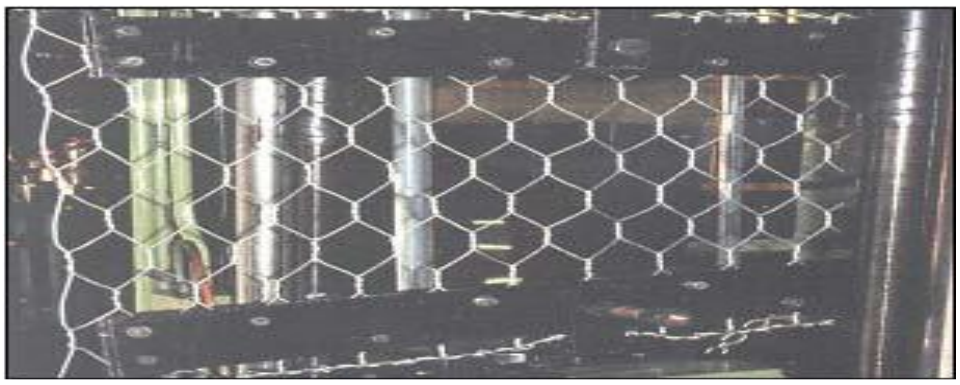


Figure III.12 : calcule du grillage .

Sur la figure ci-contre on observe très peu de variabilité entre les courbes résultant de différents défauts 'créés' numériquement : la résistance à la rupture est toutefois affectée (+/- 15%) pour un déplacement associé réduit de 35%.

Evaluation de la Variabilité – risques de défauts

III.3.7 : Calcul de la cellule :

Le passage de la réalité vers le modèle numérique est fait par une approche réaliste. Des granulats numériques sont fabriqués pour que les phénomènes de contact tiennent compte de

leur dégradabilité (D. Bertrand, 2006). Plusieurs étapes ont permis d'étudier le comportement de la cellule sous sollicitation (figures pages suivantes) :

- Génération de macro-éléments 'réalistes' qui interagissent de manière numérique .
- Remplissage numérique de la cellule.
- Calibration des codes numériques sur des essais expérimentaux reproductibles sur des cellules en essai confiné ou non confiné, en statique (essais de compression lente). On obtient des courbes de fonctionnement d'une cellule sous sollicitation.
- Essais d'impact (avec plusieurs types d'impacteurs) sur du confiné ou du non confiné (actuellement : essais de performance : on prend les conditions d'environnement dans lesquelles se trouvera la cellule dans l'ouvrage réel en mode de fonctionnement) ;

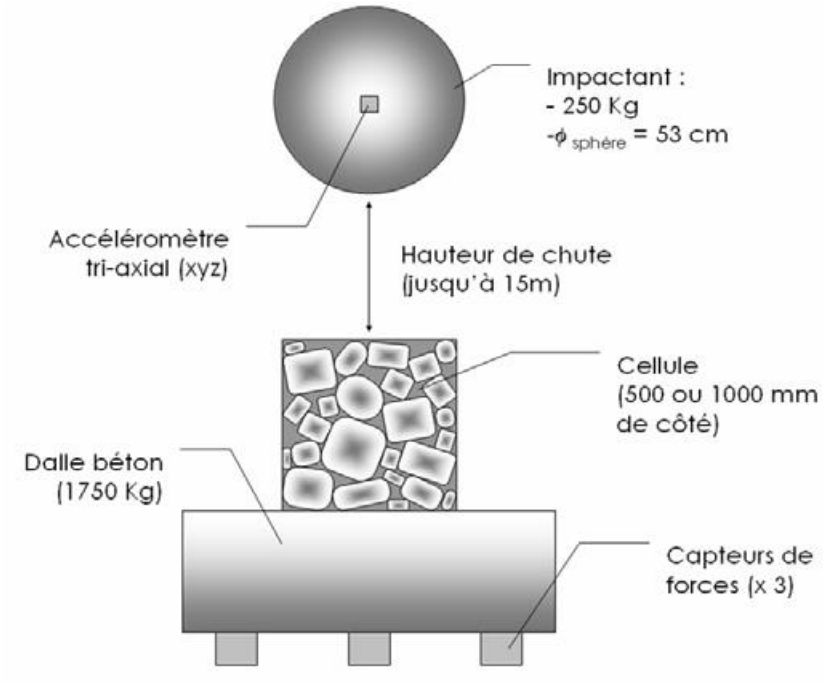


Figure III.13 : calcule de la cellule.

III.3.8 : Calcul de la structure :

A partir des lois obtenues à l'échelle des cellules, on obtient des lois de comportement macroscopique qui permettent de modéliser des tronçons d'ouvrage. Ainsi, par exemple, la dégradation de la structure peut être étudiée en fonction du nombre d'impacts et du lieu d'impact.

Le modèle va donc permettre de faire des études d'endommagement. On pourra donc savoir si une structure endommagée est capable de reprendre un nouvel impact de bloc. Il est ainsi possible d'évaluer l'endommagement de manière déterministe ainsi que la réserve de fonctionnement pour ce type d'ouvrage. Une approche probabiliste associée fournira une aide à la décision de réparer ou non.

III.4 : Transfert recherche vers l'opérationnel (Le projet ANR-RGCU 2006 REMPARE) :

Cette recherche est rendue possible grâce à des financements obtenus dans le cadre de l'ANR (Agence Nationale de la Recherche) RGCU 2006 (Ministère de la Recherche France), avec le projet REMPARE : « *REingénièrie des Merlons de Protection par composants Anthropiques Recyclés* », qui doit débuter en 2007.

Objectifs scientifiques et techniques :

- *Amélioration des méthodes de conception* des ouvrages de défense passive vis-à-vis des impacts par intégration de dispositif dissipatif et *valorisation de matériaux résidus anthropiques*.
- Développement des éléments de calcul orienté vers un transfert vers l'ingénierie (modèles simplifiés).

Le projet prévoit des approches expérimentales et numériques :

- Expérimentations pour valider les innovations technologiques et la réponse des dispositifs anthropiques.
- Approches numériques pour permettre l'extrapolation des concepts et le développement de dispositifs opérationnels de dimensionnement.

-Résultats attendus :

(1)- modèles numériques évolués pour le calcul de merlons cellulaires ;

(2) -optimisation de la conception par valorisation de Résidus ;

(3) -amélioration des méthodes de dimensionnement ;

(4) -validation des concepts d'endommagement localisé et de réparabilité.

III.4.1 : Evalution de la resistance au choc des ouvrages de protection :

Les essais de choc des éléments de couverture légère sont réalisés à l'aide de sacs remplis de sable ou de billes de verre. Les coefficients de sécurité de ces éléments, déterminés à partir de ces essais, dépendent du comportement dynamique du sac et de l'énergie absorbée par celui-ci pendant le choc. Les auteurs ont effectué des essais de choc sur une plaque montée sur ressorts, avec deux sacs sphéro-coniques de 50 kg, l'un rempli de billes de verre, l'autre de

sable. Ceux-ci ont été lachés d'une hauteur comprise entre 0,05 m et 1 m pour le premier et entre 0,05 m et 2 m pour le second. Les relations entre la force de choc agissant sur les ressorts du banc d'essais et la hauteur de chute ont été indiquées pour chacun des sacs et pour les différentes raideurs adoptées du banc d'essais. Les essais montrent que les sacs se comportent pratiquement comme des masses indéformables pendant toute la durée du choc, lorsque la raideur des ressorts du banc d'essais est inférieure ou égale à 98,5 kN/m et pendant la phase de descente en effort, lorsque la raideur est supérieure ou égale à 247 kN/m. Lors de la phase de montée en effort, dans ce dernier cas, les sacs se comportent en première approximation, comme un ensemble de deux masses couplées par une raideur. Il est en outre montré que l'énergie absorbée lors du choc, EA, varie en fonction de la force de choc maximale RM selon une loi de la forme où E0 = 1J ; R0 et n sont des constantes valant respectivement 1,1 kN et 2 pour un remplissage de billes de verre, pour un remplissage de sable, elles valent respectivement 1,25 kN et 1,85.

III.5. : Campagnes expérimentales :

Les concepts proposés ci-avant ont été validés par une importante étude expérimentale, réalisée par le LOCIE et soutenue par Tonello I.C. et d'autres partenaires (DDE Savoie, SETRA, CETE Lyon, RNVO, LCPC, Léon Grosse).

- Aujourd'hui, les études trajectographiques fournissent des niveaux d'énergie ; or (en France tout du moins), les ingénieurs ont l'habitude de dimensionner les structures à partir d'efforts : le pas à franchir entre les deux est loin d'être simple.

- Dès le dimensionnement de l'ouvrage, un certain niveau d'endommagement de la structure est accepté.

Sur une maquette à l'échelle 1/2,5, trois types d'essais ont été réalisés :

1)- Des chocs « courants », correspondant à un niveau d'énergie de 67 kJ, qui ne provoquent pas d'endommagement significatif de la structure = un bloc de 450 kg lâché verticalement d'une hauteur de 15m ;
2)- Des chocs dits « exceptionnels », à 135 kJ, qui font apparaître des déformations permanentes nécessitant la réparation de la structure (énergie maximale) = un bloc de 450 kg lâché de 30m ;

3) - Des chocs « hors dimensionnement », à 294 kJ, testés pour endommager le plus fortement la structure = un bloc de 810 kg lâché de 37m (essais T6).

Pour réaliser un cycle complet d'étude, les essais ont été réalisés dans différentes conditions :

- Etat de la dalle avant le choc : intact (T1, T2), endommagé (T5) ou réparé (T4, T6) ;
- Position de l'impact : en travée (T1,2,4,5 et 6) ou sur appuis (T3).

La structure d'essai est une dalle horizontale de 4,80 m x 12 m x 0,28 m, avec un ratio d'acier de 1,12 % (soit 270 kg d'acier par m^3 de béton), réalisée avec des gammes d'acier et de béton très courantes, telles que celles susceptibles d'être mises en oeuvre dans le Val d'Arly :

- FeE 500 (valeur garantie)
- fbc = 30 MPa (essai de compression)
- Ebéton = 30 700 MPa (extensométrie)

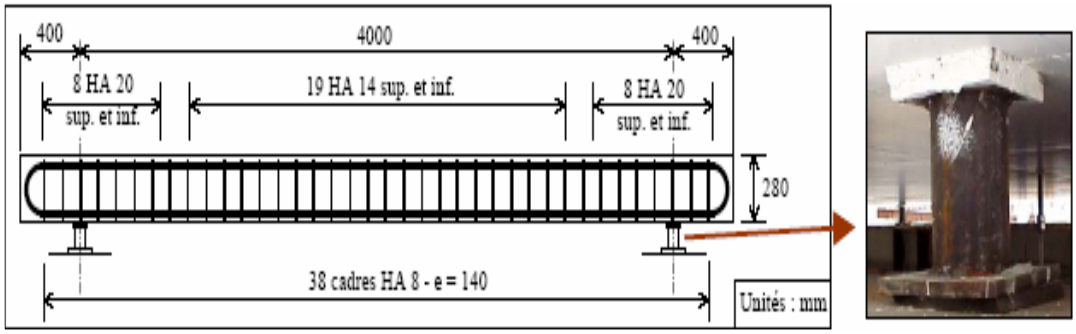


Figure III. 14. Présentation de la structure d éssai.

La dalle repose sur 22 appuis fusibles (ci-dessus à droite), constitués de tubes métalliques de 2,9 mm d'épaisseur soudés entre deux plaques d'acier, d'une hauteur de 100 mm et de 70 mm de diamètre, posés sur des patins en néoprène de 10 mm d'épaisseur.

Cette dalle d'essai est instrumentée avec :

- des mesures de déplacements verticaux maximaux ;
- une centrale d'acquisition (fréquence de 7000 Hz) qui gère :

-des capteurs de déplacement LVDT (photo ci-dessus) ;



Figure III .15.une vue latérale de la dalle instrumente

-□des accéléromètres en sous-face de la dalle ;
-□un accéléromètre dans le bloc d'impact ;
-□des jauges de déformation sur les armatures ;
-□des capteurs d'effort sous une ligne d'appuis fusibles.

-comme résultat *:*

La déformation maximum (limite élastique) pour un acier est proche de 2500 μm.m^{-1} : les essais T1 à T5 montrent des déformations dans les armatures en deçà de cette limite.

Pour l'essai T2, on observe des ruptures de cadres d'armature, qui s'expliquent par une évaluation insuffisante de l'effort de poinçonnement au moment de l'impact. Ceci a été corrigé pour l'essai T4 : une partie du béton a été hydrodémolie pour remplacer des armatures, puis recoulé ; l'essai qui a suivi (T4) a montré un niveau de flèche inférieur.

Lors de l'essai T6, la structure s'est complètement plastifiée, mais il s'agit bien d'un essai « hors dimensionnement ».

Impact en rive à 135 kJ - Essai T3 *:*

L'objectif du dispositif est de dissiper un maximum d'énergie dans les appuis fusibles, très peu au niveau de la dalle pour ne pas l'endommager. Cela a bien été vérifié, avec une forte plastification des trois appuis (ci-dessous). Test Position Énergie d'impact (**kJ**) Flèche

max (**mm**) ε max enregistrées Armatures inférieures (**µm.m-1**)Endommagement T1 En travée 67 14,5 1200.

- Faible fissuration du béton en sous face. **T2** En travée 135 22,5 1980.
- Fissuration importante du béton.
- 5 brins (HA 8) de cadres rompus. **T4** Idem que T2 138 19,7.
- Faible fissuration du béton en sous face. **T5** Idem que T1 134 23,2 2290.
- Fissuration importante du béton en sous face. **T6** En travée 294.
- Plastification - Ejection du béton d'enrobage.
- Plusieurs épingles (HA 10) rompues.
- Armatures supérieures et inférieures cisaillées.
- Plastification de six appuis.

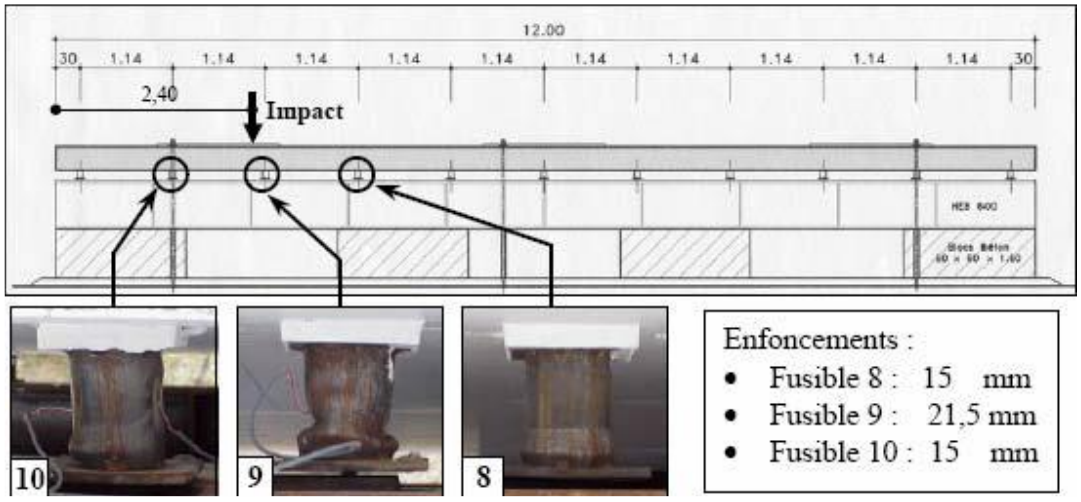


Figure III.16. Résultat du dispositif apres la dissipation du maximum energie .

Aucun endommagement significatif n'a été observé dans la dalle, ni dans les éléments supportant les appuis fusibles : l'énergie d'impact a bien été absorbée par le cloquage des appuis.

Au niveau de la dalle réelle, lorsqu'un appui est endommagé, le mode opératoire prévoit de lever la dalle à l'aide de vérins pour remplacer les appuis endommagés.

Lors de l'essai T6 « hors dimensionnent », on a observé une expulsion du béton d'enrobage, une déstructuration de l'ensemble du béton avec des fissures à 45°, des ruptures de cadres d'armatures (pourtant augmentées de φ8 à φ10) (illustration dans la présentation, dia 24). Par contre, confirmant une importante réserve de "capacité", le bloc (810 kg lâché de 37m) n'a pas traversé la dalle.

Dans le cycle de vie complet d'un ouvrage, celui-ci peut être impacté et endommagé ; il faut donc prévoir de le réparer. Le béton peut donc être hydrodémoli (1) sur la portion fissurée (les essais ont montré que cette zone est assez restreinte, l'essentiel de la dalle restant dans un domaine semi-élastique) ; le ferraillage est ainsi mis à nu (2), ce qui permet de remplacer les armatures plastifiées ; du béton est ensuite recoulé pour compléter la dalle (3). Les essais après réparation ont fait ressortir des caractéristiques plutôt meilleures que les précédentes, ce qui prouve que le principe de réparation est efficace.



Figure III. 17:La repatation du béton de la dalle d essai.

En résumé de ces essais, la simulation d'un cycle de vie complet de l'ouvrage a été réalisée, avec :

- des chocs « courants » à 67 kJ, qui provoquent un faible endommagement et ne nécessitent aucune réparation (la dalle a résisté ensuite à un 2e impact « exceptionnel » à 135 kJ) ;
- des chocs « exceptionnels » à 135 kJ qui provoquent un endommagement uniquement localisé à la zone d'impact.

Avant ou après réparation, le comportement de la dalle s'est avéré globalement identique. Enfin, le cloquage des appuis intervient uniquement pour les chocs en rive, jamais pour des chocs en travée bien que cette circonstance ne soit pas à écarter exceptionnellement.

Les campagnes d'essais ont donc permis la validation du principe de fonctionnement et de réparation des Pare-blocs Structurellement Dissipants.

III.5.1 : Mise en mouvement de la dalle

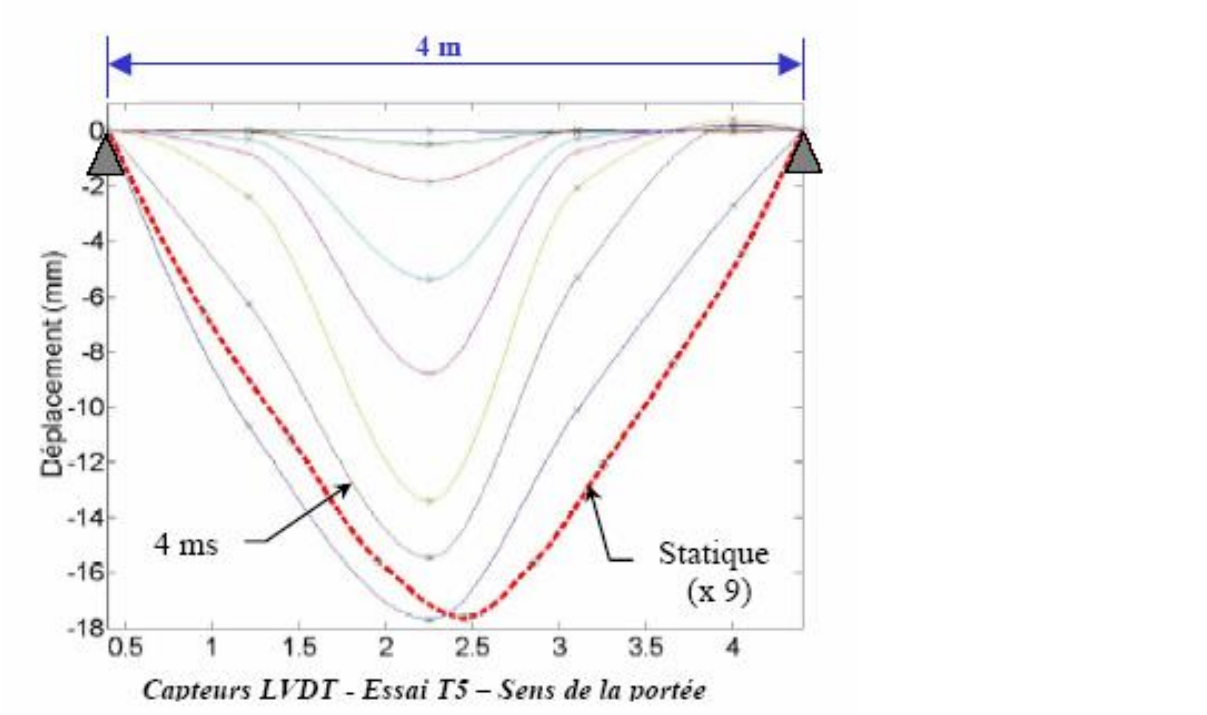


Figure III .18.courbes des déplacements obtenues .

D'un point de vue plus théorique, le graphe ci-contre présente les courbes de déplacement de la dalle, toutes les 0,5 millisecondes environ. On observe qu'en fin de choc les déplacements sont pratiquement conformes à la courbe de déplacement statique bien connue des mécaniciens (pointillé rouge).

Par contre, au tout début de l'impact, les déplacements sont très faibles, ce qui induit des efforts très importants : c'est ce qui explique la rupture des cadres (armatures d'effort tranchant) lors des premiers essais.

D’autre part, lors d’un impact tel que celui d’un bloc sur une dalle, des phénomènes de vibrations se déclenchent, qui ne sont pas selon le premier mode mais selon des modes plus élevés. Entre autre, dans la zone d’étude, au niveau des armatures inférieures (qui sont théoriquement toutes en traction dans un phénomène de flexion statique), certaines jauges montrent bien de la traction mais d’autres commencent par être en compression pour passer ensuite en traction (schéma ci-contre et graphiques des ***diapos 28-29***) : cela est dû à un phénomène de mise en mouvement progressive de la dalle, qui n’avait pas été pris en compte avant les essais mais est désormais bien intégré dans les modèles :

- Une surface réduite de dalle est mise en flexion lors du choc :

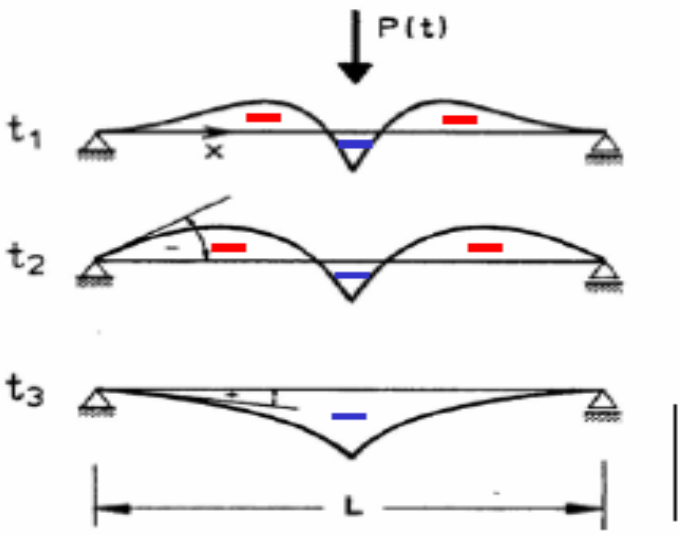


Figure III.19. Courbes de la dalle mise en fléxion

.

- Il y a apparition de contraintes de compression dans les armatures inférieures éloignées de l’impact au début du choc ;
- La déformée dynamique a la même allure que la déformée statique au bout d’environ 3,5 à 4 ms.

Bilon énergétique :

L’énergie cinétique du bloc est en partie transmise à la dalle (énergie cinétique et énergie de déformation), en partie dissipée par le phénomène de poinçonnement de la dalle ; les appuis peuvent également fonctionner sous certains chocs, et si le bloc est éjecté (essais sur dalle inclinée) une partie de l’énergie est transformée en énergies de translation, de rotation et de la déstructuration des matériaux.

Modèles numérique et mécanique :

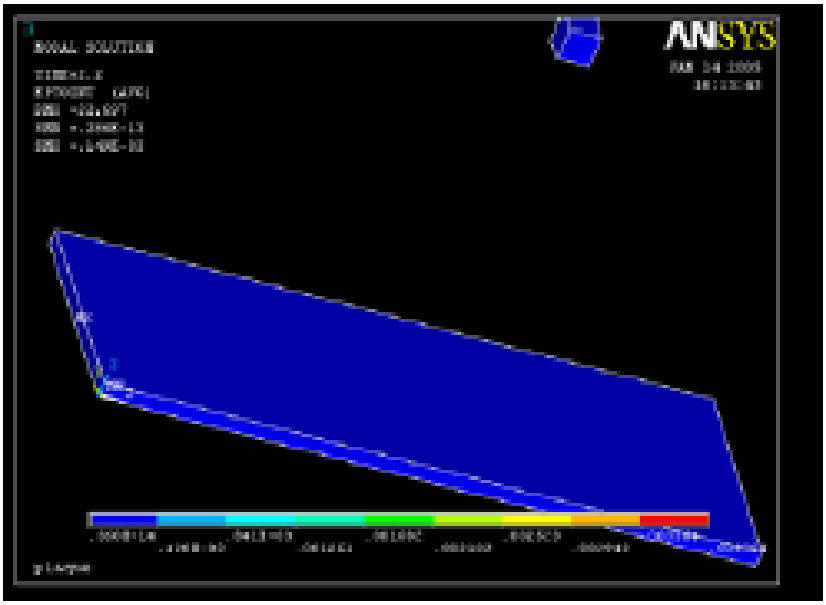


Figure III . 20 :modèle numérique et mécanique

Pour comprendre tous les phénomènes mis en jeu, une modélisation numérique (ANSYS) a été réalisée dans le cadre d'un projet de recherche avec le groupe RNVO (Risques Naturels et Vulnérabilité des Ouvrages) :

- Approche multicouches 3D : 4 couches dans l'épaisseur ;
- Armatures et béton homogénéisés : SOLID65 ;
- Analyse transitoire implicite : schéma d'intégration temporelle de Newmark ;
- Béton : critère de rupture de Willam-Warnke ;
- Armatures : comportement élasto-plastique ;
- Maillage : 7168 éléments.

Le modèle a été calé avec des essais statiques et l'essai T5, puis validé avec les essais T2, T4, T6.

A l'issue de cette modélisation, la compréhension des phénomènes a permis de créer un modèle mécanique simplifié pour réaliser les premières démarches de dimensionnement, ce dont l'ingénieur a effectivement besoin. Il s'agit d'un modèle de type masse-ressort simple, décomposés en deus sous-modèles

- un « Modèle contact » : il prend en compte la surface réduite de la dalle mise en mouvement au départ (0< t < tc) et intègre l'effort de percussion, le déplacement de la dalle et l'énergie transférée ;

- un « Modèle post-contact » (post-impact sur la figure): modèle de flexion globale (t>tc), il reproduit le déplacement maximal de la dalle et la déformation des armatures.

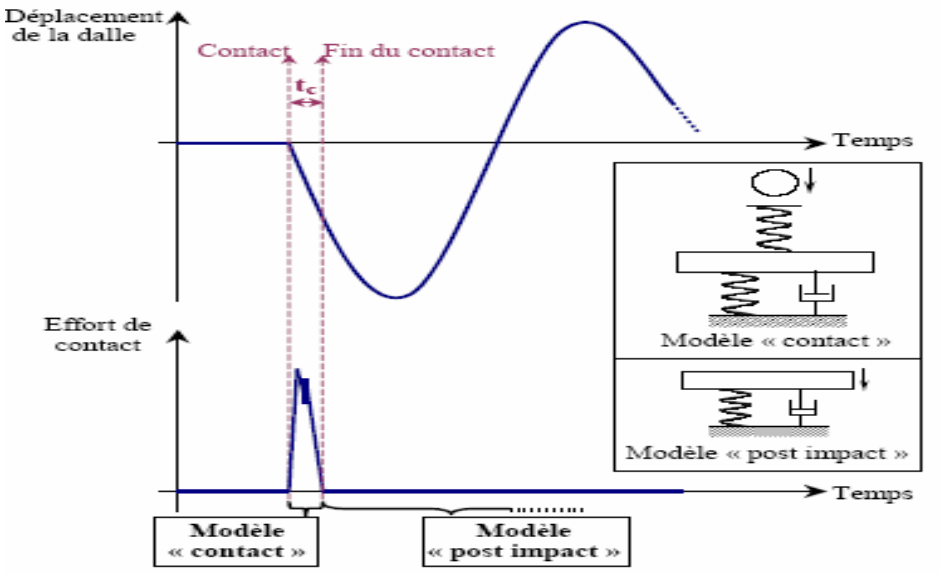


Figure III.21 : Effort de contact et Déplacement de la dalle .

Les résultats des simulations montrent une très bonne concordance entre les essais réels, numériques et mécaniques (courbes et tableau ci-dessous). Le modèle numérique est malgré tout compliqué à mettre en place.

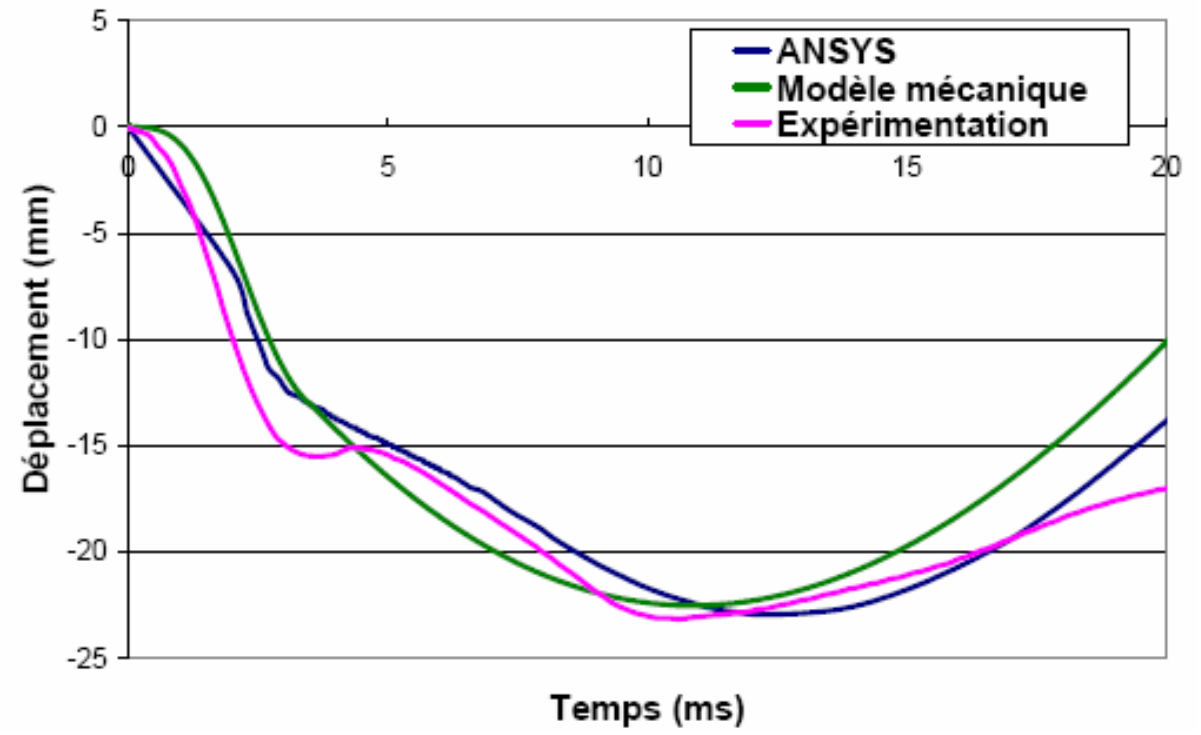


Figure III.22 : Les résultats des simulations entre les essais réels .numeriques et mécaniques.

Les niveaux d'effort très importants mis en évidence au moment de l'impact (3 à 5 MN) expliquent la déstructuration des matériaux observée dans l'expérimentation.

Les modèles simplifiés permettent donc de dimensionner :

- les armatures longitudinales à travers les phénomènes de flexion ;
- les armatures d'effort tranchant grâce à l'effort de contact (poinçonnement).

D'autre part :

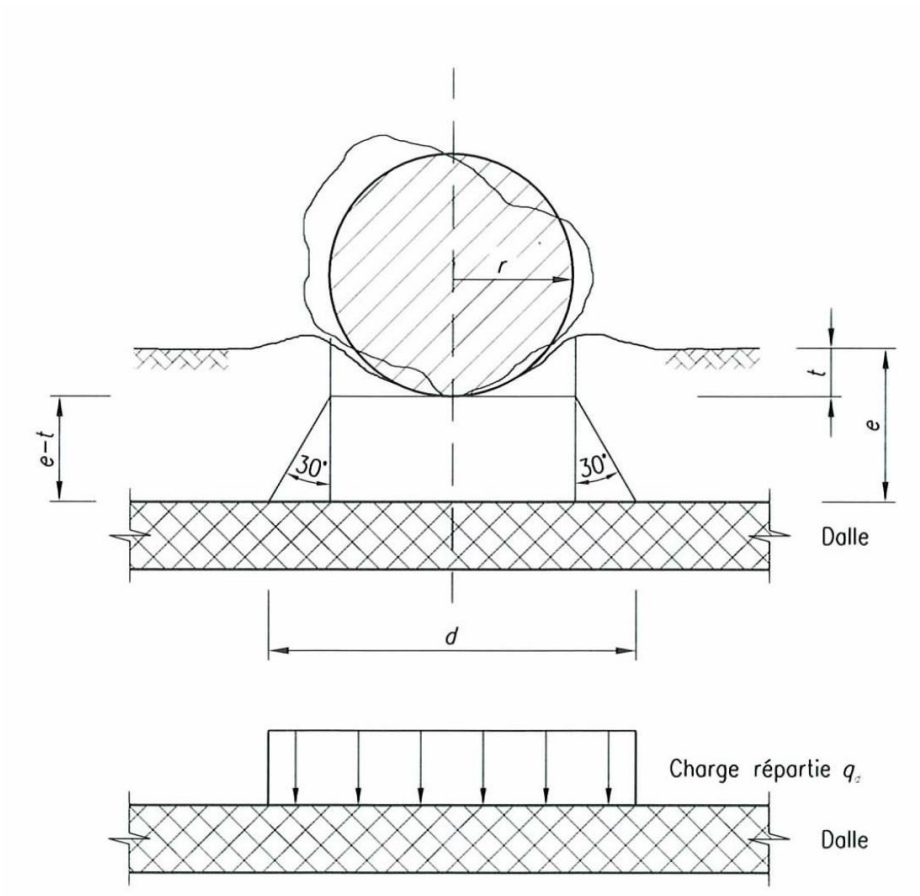
- les temps de calcul et de modélisation sont réduits ;
- le changement des caractéristiques de la dalle est facilité ;
- le modèle « masse – ressort » prend en compte les phénomènes dynamiques.

Ils constituent donc une première approche dans le développement d'outils de calcul pour l'ingénierie.

Ils confirment aussi les valeurs de la percussion dissipante (choc mou) et celle du travail élasto plastique avec "rotule" unique simplifiée. Déplacement (mm) à tc max Effort (MN) modèle numérique13,5 23,0 3,3 « masse – ressort »13 22,5 5 Essai T5 (135 kJ) expérimentation 15 23,2 2,8 modèle numérique8,5 15,0 1,8 « masse – ressort »9 15,4 3,3 Essai T1 (67 kJ) expérimentation - 14,5

.

.


r
t
e
e-t
30°
30°
Dalle
d
Charge répartie q_c
Dalle

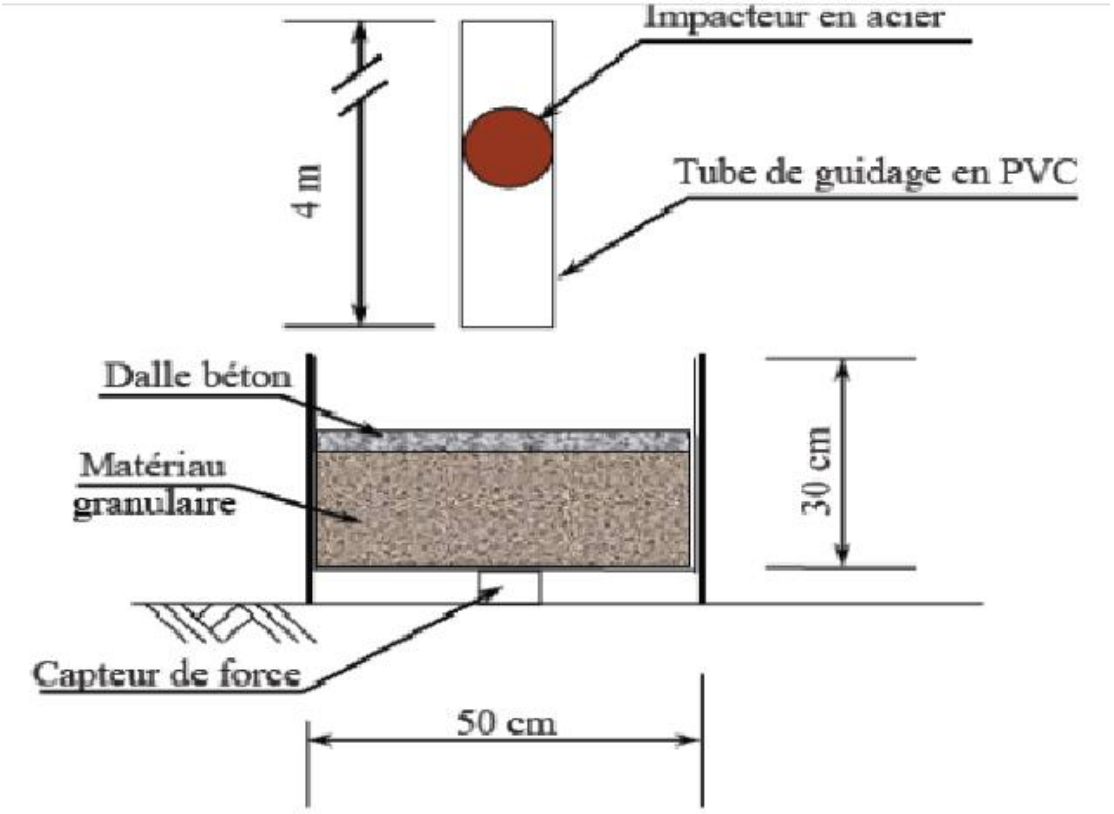
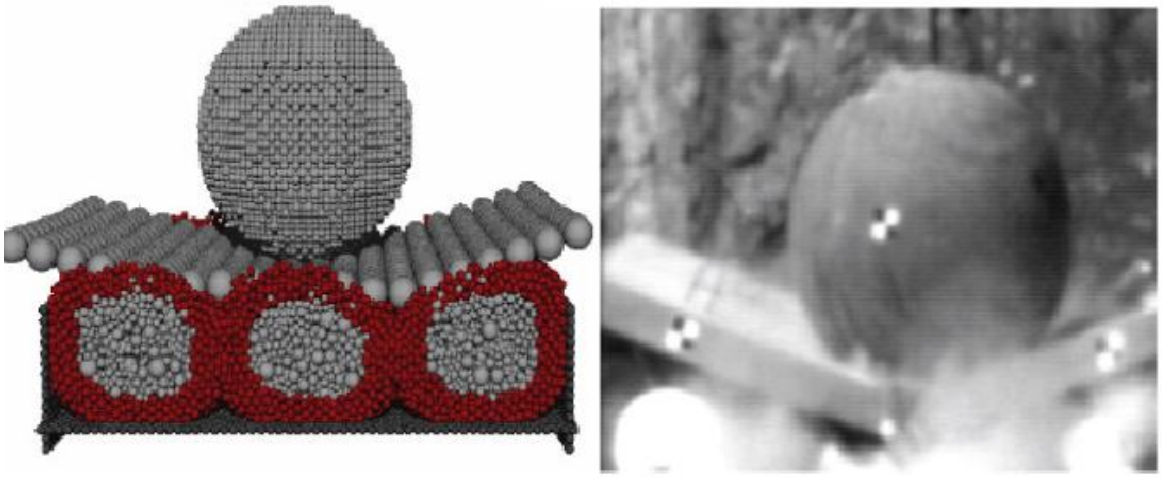


Figure III. 23 Dispositif expérimental petit échelle.



Modèle numérique et expérimentation pour 64 Kj, le déplacement maximal.

III.3.2 Résultats des simulations avec ANSYS

De très nombreux échanges avec les partenaires du projet de recherche PIR [PIR, 04] ont permis de converger très rapidement vers certains choix. Ensuite nous avons utilisé les essais statiques pour affiner tous les paramètres classiques de la modélisation sous ANSYS. Il restait alors pour le passage au calcul en dynamique à caler le paramètre KN de l'élément de contact (CONTAC49) qui permet de gérer l'interface entre l'élément impacteur et la dalle. Cela a été fait à partir des résultats obtenus sur l'essai DH-T5.

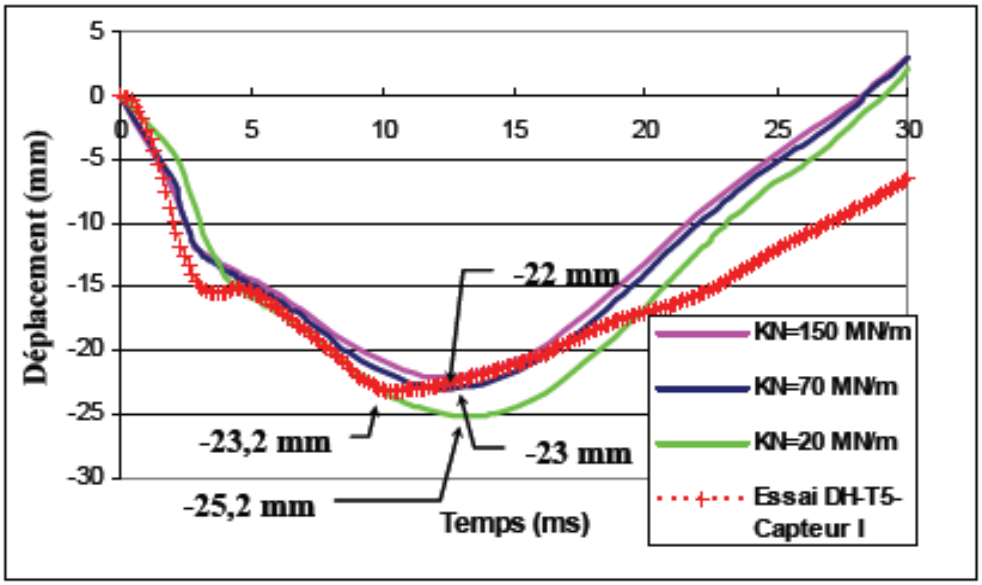


Figure III.33 : variation du déplacement au point d'impact en fonction du paramètre de contact "KN"

Sur la figure III.33, nous pouvons voir que la meilleure valeur pour le paramètre KN est 70 MN/m, ce qui est conforme avec les observations de Philippe Berthet-Rambaud [BER, 04] qui donne des valeurs de l'ordre de 100 MN/m. Il est possible de voir une divergence des résultats après le maximum, ce qui peut s'expliquer en partie par le comportement non linéaire de la structure et qui est difficilement représentable avec notre modèle. De plus, cela n'a pas de conséquences importantes car la partie post-pic n'est pas utile pour le dimensionnement de la structure.

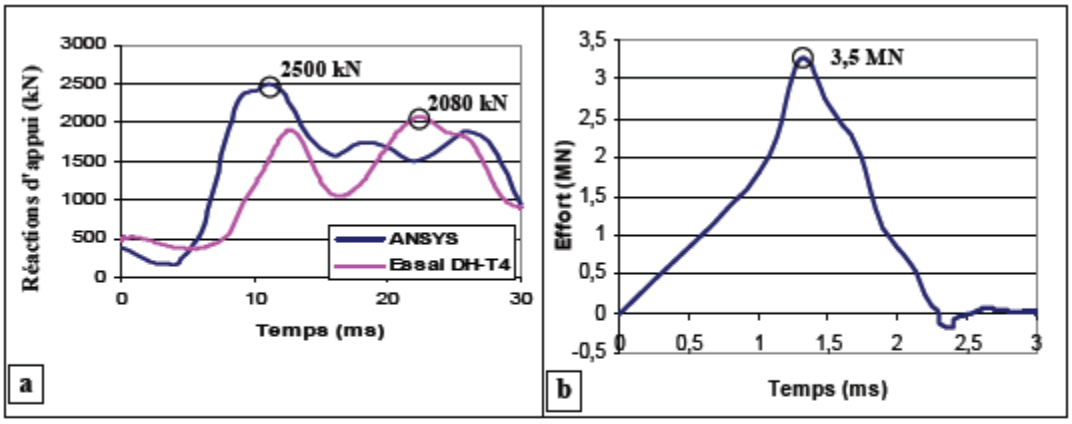


Figure III.36 : (a) réaction d'appui total obtenue expérimentalement (essai DH-T4) et sous ANSYS– (b) Effort de contact à la surface du bloc sous ANSYS pour l'essai T5

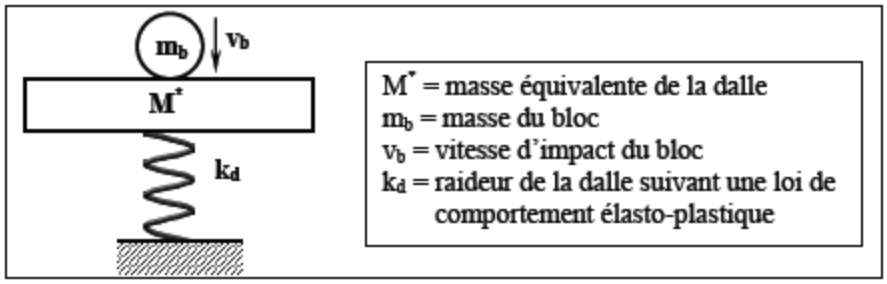


Figure III.37 : modèle simplifié de Jean Tonello

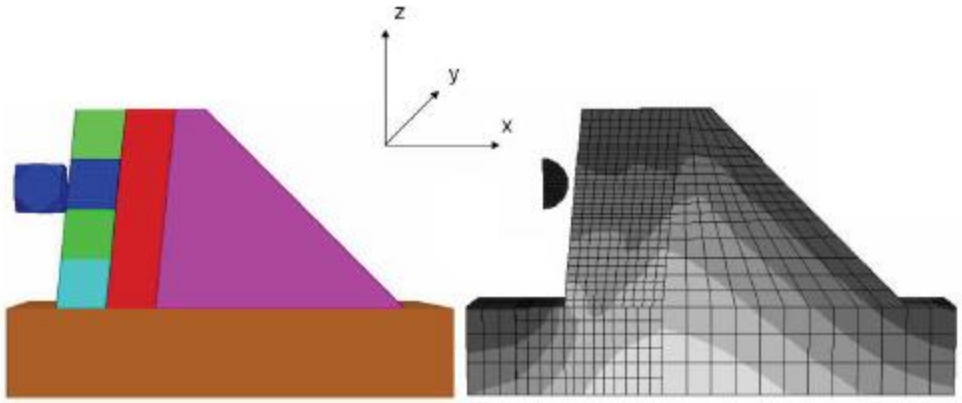


Figure 3. Géométrie des modélisations discrète (a) et continue (b) de l'ouvrage.

IV : Etude du pouvoir dissipatif d'un mur en tissu-sable confiné.

IV.1. Exposé du Logiciel « ANSYS ? »

IV.1.1 : Présentation de programme :

ANSYS est un programme éditeur de logiciels spécialisé en simulation numérique. L'entreprise 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. La société possède de nombreuses filiales[1] à travers le monde, notamment en Europe et en Asie.

IV.1.2 : Principaux produits :

- **ANSYS Structural** : Ce produit permet d'effectuer des simulations mécaniques en calcul de structures. Ses principales capacités sont :

  -l'analyse statique

  -l'analyse modale

  -l'analyse harmonique (réponse forcée)

  -l'analyse temporelle

la gestion de différentes situations non-linéaires (contacts, plasticité matériaux, grands déplacements ou grandes déformations).

- **ANSYS Mechanical** : Ce produit dispose des mêmes capacités qu'ANSYS structural, en y ajoutant notamment un solveur thermique, avec modélisation du rayonnement.
- **ANSYS CFX** et **Fluent** : Ces deux logiciels permettent d'effectuer des simulations en matière de mécanique des fluides. Ils portent le nom des compagnies qui les ont

développés, rachetées par ANSYS.Inc respectivement en février2003 et en février2006.[2] *Fluent* est un solveur : il ne comporte pas de meilleur(le maillage doit être réalisé avec un logiciel de maillage, Gambit par exemple, qui est également édité par ANSYS. Le paramétrage du modèle se fait par une interface graphique. Il dispose d'une interface de scripts pour automatiser les processus de calcul. L'un des intérêts de ce logiciel de simulation généraliste, est qu'il dispose d'un nombre relativement important de modèles, pouvant faire face à divers aspects de la mécanique des fluides : écoulements diphasiques (miscible, non miscible, cavitation, solidification), turbulence (LES, KE, Kw, SA, Reynolds stress…), combustion (pré-mélangé et non pré-mélangé), transport de particules, écoulements en milieux poreux, maillages mobiles et dynamiques avec reconstruction du maillage, entre autres. Les schémas numériques temporels et spatiaux peuvent être modifiés pour améliorer la convergence. Fluent est parallélisé et permet de tirer parti de systèmes multiprocesseurs aussi bien au sein d'une seule machine qu'en réseau (cluster, dualcore, plateforme multi-CPU).

-Gambit : Un logiciel de maillage édité par la société ANSYS depuis 2006 (l'éditeur historique du logiciel était la société *Fluent*). Ce mailleur permet de créer sa propre géométrie avec un grand degré de liberté et une grande précision, ou d'importer celle-ci depuis un fichier CAO. Il assure également le maillage automatique de surfaces et de volumes en parallèle de l'introduction de conditions aux limites. Gambit est souvent considéré comme un mailleur de référence par les modélisateurs utilisant Fluent.

- **ANSYS AUTODYN** et **ANSYS LS-DYNA** : Ces logiciels possèdent des solveurs utilisant les formulations explicites des équations à résoudre, contrairement aux produits précédemment cités. Leur domaine d'application est réservé aux modélisations mettant en jeu des situations mécaniques aux très larges déformations.

- **ANSYS Electromagnetics** et **Ansoft** : Ce produit permet de résoudre des modélisations mettant en jeu des phénomènes électromagnétiques.

- **ANSYS Multiphysics** : Ce produit rassemble l'ensemble des capacités d'ANSYS en matière de simulation numérique implicite.

IV-1.3 : Environnements logiciels :

Deux environnements logiciels permettent de mettre en œuvre le code ANSYS :

- **ANSYS classic** : Chronologiquement, c'est la première solution logicielle développée par le constructeur. Elle est destinée à la construction de modèles éléments finis à la géométrie simple, facilement constructible à l'aide d'opérations basiques. À partir de cet environnement, l'utilisateur construit directement un modèle éléments finis en utilisant le langage de script APDL (*ANSYS Parametric Design Language*). *ANSYS classic* est donc destiné à des utilisateurs compétents dans le domaine de la simulation numérique.

- **ANSYS Workbench** : Cette plate-forme propose une approche différente dans la construction d'un modèle en réutilisant le code ANSYS initial. Elle est particulièrement adaptée au traitement de cas à la géométrie complexe (nombreux corps de pièces) et aux utilisateurs non confirmés dans le domaine du calcul. Dans cet environnement, l'utilisateur travaille essentiellement sur une géométrie et non plus sur le modèle lui-même. La plate forme est donc chargée de convertir les requêtes entrées par l'utilisateur en code ANSYS avant de lancer la résolution. Le modèle éléments finis généré reste néanmoins manipulable en insérant des commandes propres au code ANSYS.

IV.2. Calcul et dimensionnement du pouvoir dissipatif d'un mur en tissu-sable confiné

IV.2.1. Description du mur :



Figure IV.1 : Un mur composite sable-tissu en laboratoire.

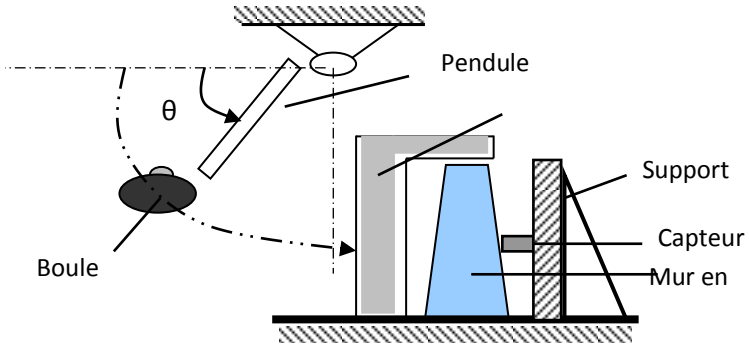


Figure IV.2 : présentation du l'essai.

IV.2.2. Données géométriques et mécanique

a- PRESENTATION ET DESCRIPTION DU TISSU INDUSTRIEL PVC.

a.1 : 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.

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 entraînerait 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 ou
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 **[97]**. 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 **[96]**.

Le comportement de la membrane PVC vis à vis de certains produits chimiques est donné dans le tableau IV-1 ci-après.

Tableau IV-1 : Comportement de la membrane PVC vis-à-vis de certains produits chimiques [96 :

Comportement satisfaisant	Comportement non satisfaisant
Acide acétique à 10%	Acide acétique concentré
Hydroxyde d'ammoiun à 25%	Acétone
Nirtrat d'ammoiun	Benzéne
Solution de saumure	Diesel
Chlorure de calcium	Acide nitrique concentré
Ethyléne glycol	Huile de petrole
Alcool éthylique	Acide sulfurique à 94%
Engrais	Tetrahydrofurane

Acide chlorhydrique	Toluéne
Sulfure d'hydrogéne	Trichloréthyléne

Ces tissus ont été employés un peu partout dans le monde depuis les années 50. Ils ont été utilisés en Amérique du Nord essentiellement pour le transport de l'eau, mais ont été également employés d'une manière intensive dans la réalisation des étangs décoratifs et des fosses d'enfouissement des déchets solides. Quelques caractéristiques de ces membranes ainsi que les pays les ayant utilisés
pour la première fois sont rappelées dans le tableau Ci-dessous.

Tableau IV-2 : Quelques références d'utilisation du tissu technique enduit dans le monde :

Pays	**Caractéristique de la membrane PVC**					**Année**
	Renfort	**Matrice**	**Masse /Ep.**	**Rés, au fer**		
Japan	Polyvinylique	Hypalon	0,98-0,92	Peu combustible	10	1968
Ex-RFA	Polyéthers	PVC	1-0,9	Peu combustible	10	1967
Canada	Fibre verre	Téflon	0,71/ 1,02	Incombustible	20	1967
USA	Kevlar	PVC	2,2 / 2	Peu combustible	20	1965
Russie	Polyamide	Napriter	0,9/ 1	Peu combustible	5	1959

a-2: Présentation du tissu technique fabrique en Algérie [95] :

Le tissu industriel utilisé dans le cadre de la présente étude est produit par la société TINDALL (ex INDITEX) dans la wilaya de M'Sila en Algérie. Il est constitué d'une armature en polyester ou toile de support, enduite de quatre (04) couches de PVC. Le tissu fait ensuite l'objet de deux traitements spéciaux, à savoir un traitement anti-UV pour résister à un fort ensoleillement et un traitement anticryptogamique pour résister aux parasites. A la demande et selon l'utilisation prévue, il est possible de faire subir au tissu un traitement d'ignifugation.

L'armature du tissu est constituée d'un tissage de filaments continus en Polyester à 100% avec une densité de 16 fils au cm² ; soit un croisement de 8 fils dans chacun des sens longitudinal et transversal.

La transformation du PVC en produit fini, qui s'effectue à une température se situant entre 135°C et 200°C, fait appel à la technique de l'enduction où le PVC est appliqué sur le support souple en polyester.

Le produit final qui présente une face assez rugueuse (surface gaufrée) et une autre mate est conditionné et commercialisé sous forme de rouleaux de 156 m² (soit 1,56 m x 100 m), dont le poids total est de 96,72 kg. La masse surfacique du tissu est de 620 g / m.

a-3 : Caractéristiques de fabrication de l'enduit PVC :

L'enduit appliqué en 04 couches sur le support est essentiellement composé d'une résine en polychlorure de vinyle (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 **[56, 65]**. L'oxygène, lorsqu'il est présent, agit sur le polymère en cours de vieillissement pour causer une réduction des propriétés mécaniques à la rupture **[57]**. Pour accroître le temps de propagation du front de dégradation de la surface vers le coeur 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 **[44]**, 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) **[97]** 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.

a-4 : 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 tableauIV-3 ci-après dresse un comparatif des caractéristiques des deux fibres citées précédemment.

Tableau IV.3 : Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide [95]

Caractéristique	**Fibre polyster**	**Fibre polyamide**
Définition chimique	Polyéthyléne tetrephtholate	Polyhexamethyléne adipamide
Constituants chimiques		
Densité	1,38	1,14
Intervalle de fusion	255-260	258-262
Intervalle d'adoucissement	230-240	235
Température de collage	150	200
Ténacité(g /cm)	f.c.t.n(1) f.c.h.t(2) staple(3) 4,5-5 6-7,2 3-5,2	f.c.t.n f.c.h.t 4,5-5,5 7-8,5
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	Dégradation et solubilisation dissolivables par les acides formiques/bonnes résistances aux acides dilués.

	concentrés a l'exception de l'acide sulfurique qui fait très rapidement dissoudre les fibre.	
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 boone résistance aux agants d'oxydation et de réduction.	Bonne résistance à froid /sensible aux agant oxydant à haute température.
Effet des solvants organique	Soluble au phénol à la méthacresol nitrobenzéne et à la chlophénol /bonne résidance aux agant solvants utilisés dans le nettoyage à sec.	Soluble au phénol et à la méthacresol /bonne résistance au reste.
Colorabilité	Avec toute les classes à l'exception des colorants sulfurique /des dispersions et des colorants azotés se forment in situ.	Avec toute les classes.

Pour situer les caractéristiques techniques des fibres polyester utilisées dans le tissu par rapport à d'autres fibres, le tableau 1.6 et le graphe 1.9 présentent un comparatif des caractéristiques de plusieurs fibres.

Tableau: IV-4 : Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques [35]

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

Figure IV-5 : Courbes effort-déformation de plusieurs fibres [35]

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

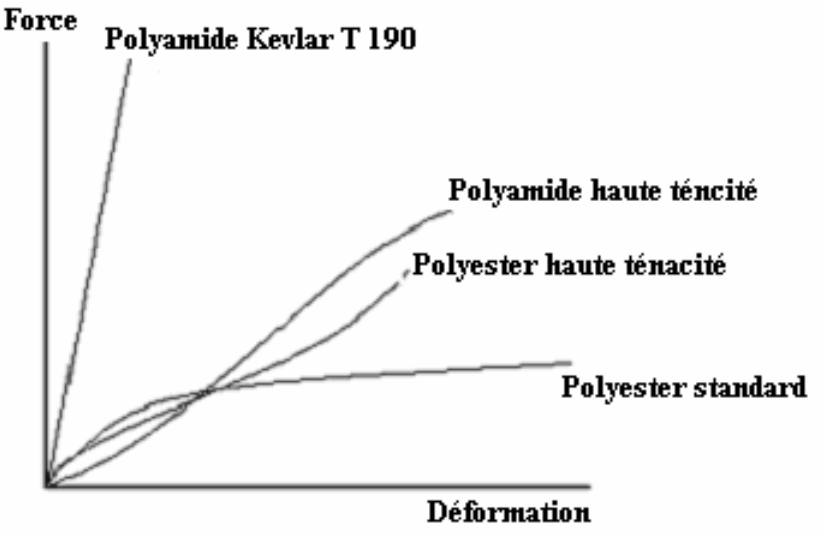


Figure IV.3 : Courbes effort-déformation de plusieurs fibres (35).

a-5 : Propriétés physiques et mécaniques du tissu technique

Les tissus techniques enduit PVC, présentent **[96, 97]** 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 **[96, 97]**, 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 oeuvre.

D'une manière générale, les tissus enduits PVC offrent des propriétés mécaniques très intéressantes pour la plupart des applications du secteur du BTPH **[96]** et Sont souvent préférées à d'autre type de matériaux thermoplastiques.

a-6 : Structure sol-tissu :

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,.etc.

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.

b.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 **[16, 86]**. 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 (desserrage) 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 **[22, 45]**.

b.1 : 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 **[22, 45]**. 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.

b.2 :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 1.10 ci-dessous.

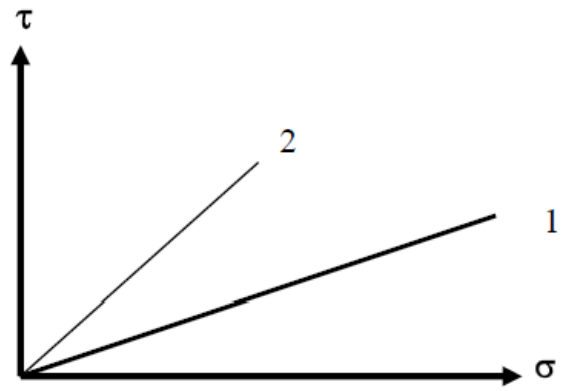


Figure IV.4 : Courbe intrinsèque d'un sable legende :1-sable lache ;2-sable dense.

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 **[45]** 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 :

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

Cependant, l'effet stabilisateur apporté dans le cas des sables humides n'es

IV.2.3. Modélisation du mur :

Le mur est considéré comme un corps élastique isotrope, et est aussi modélisé avec des éléments quadrangulaires à huit noeuds. Il faut assurer un maillage raffiné le long du mur.

IV-2.4 : Méthodologie de la modélisation :

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.

Cette dernière comporte une méthodologie bien définie, qu'on peut la diviser en plusieurs points essentiels, tels que :

- Les dimensions du maillage.
- Les différents types d'éléments utilisés (Sol, mur, semelle, radié, élément d'interfaces).
- Le choix des lois de comportement de chaque élément.
- Les caractéristiques mécaniques et/ou géométriques de ces éléments.
- Détermination des conditions aux limites.

-Détermination de l'état initial des contraintes.

-Application des surcharges.

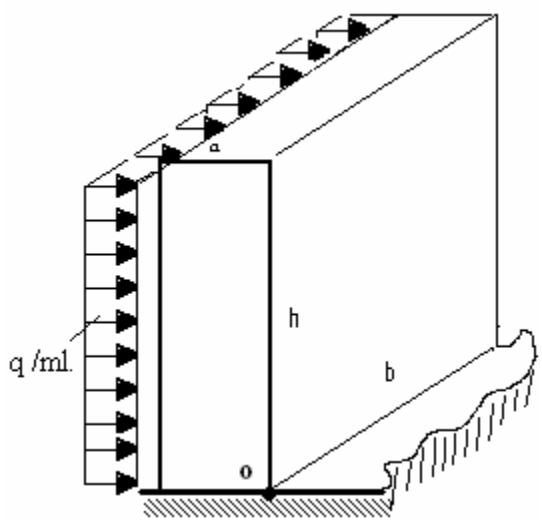


Figure IV.5: Principe de chargement horizontal uniformément réparti sur le mur

V. Calcule du mur :

V.1. Etude de simulation a l'aide du code de calcul commercial ansys :

V.1.1. Introduction :

Le code de calcul choisi, est ANSYS qui a prouvé son efficacité dans la
Simulation de certaines structures très variées par le passé est un code qui est basé sur la méthode des éléments finis. 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 cependant, nous décrirons 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. En effet, de par l'utilisation de matériaux nouveaux dans la réalisation des ouvrages en sol renforcé, le fonctionnement mécanique de ces ouvrages devient assez complexe. Comme cité plus haut, l'utilisation
d'une nouvelle méthode dite « modélisation par la méthode des éléments discrets » (MED) semble mieux appropriée que celle basée sur les éléments finis. Car le mécanisme de fonctionnement mécanique est assez complexe (grandes déformations, rotations d'ensemble, bandes de cisaillement, foisonnement, mouvements relatifs aux interfaces).

V.1.2.Création du modèle élément fini par le code ANSYS

Pour la création du modèle élément fini avec ANSYS, il y a plusieurs étapes à accomplir pour que le modèle fonctionne convenablement. Les modèles peuvent être créés en utilisant soit le chemin ' Graphical User Interface' (GUI), soit la commande 'Dialogue Boxe'. Pour ce modèle, le chemin GUI a été utilisé.
Pour que notre modèle reflète aussi fidèlement que possible la réalité, les éléments le constituant doivent être inclus dans la simulation avec des caractéristiques et des propriétés bien appropriées. Des éléments simulant correctement les grains de sable et le tissu de confinement doivent être correctement choisis ainsi que le traitement de l'interface physique. Les lignes qui suivent décrivent les différentes étapes suivies et les paramètres introduits pour la création du modèle élément fini.

V.1.3.Types d'élément choisis

Les éléments de base mis en jeu dans le fonctionnement du mur composite essayé en modèle réduit sont comme 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.

d.Simulation du sable : Le sable, qui est un milieu continu macroscopiquement parlant **[15,29, 40],** est modélisé par un comportement élastoplastique obéissant au critère de Drucker –Praguer avec un potentiel d'écoulement non associé. Ce critère est très approprié car il permet de prendre en compte l'effet de la dilatance par l'utilisation de la règle d'écoulement non associée. Pour la définition de cette loi, trois paramètres lui sont nécessaires : La cohésion C, l'angle de frottement interne ϕp et l'angle de dilatanceψ.

Lorsque $\psi = \phi$, la règle d'écoulement est dite associée et les déformations plastiques se fond avec une expansion volumique du matériau. Si $\psi < \phi p$, il y aura moins d'expansion volumique lors des déformations plastiques. Dans le cas où $\psi = 0$, les déformations plastiques s'opèrent à volume constant (sans expansion volumétrique).Ce critère a été utilisé par le passé pour la simulation des matières ensilées **[77, 89]** et a conduit à des comportements assez corrects. Un élément isotrope à trois dimensions SOLID95, a été sélectionné à partir de la librairie des éléments du programme ANSYS pour représenter les grains de sable. Ce solide est approprié pour simuler des masses de solide à trois

dimensions et permet d'incorporer le comportement plastique.

A.Simulation 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. L'élément choisi est SHELL181. 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.

B.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.

C. Propriétés des matériaux

Une fois que les différents éléments ont été sélectionnés, on passera à l'opération d'assignement des paramètres de calcul appropriés et ce, afin que la simulation soit aussi réaliste que possible. Les paramètres nécessaires pour caractériser les matériaux mis en jeu dans le modèle sont déduits des essais et le tableau VI.1.en donne un résumé.

Matérial Model Nimber	Element Type	Material properties
1	Solid 95	**Isotropic** : Ex= 53.3 (N/mm²) Dens =1.7 e-5 (N/m^3) ν = 0.3 G = 20.5 (N/mm²) Mu = 0.96
		Type of Data Table : Drucker- Praguer C = 0 φ_p = 44,75° ψ= 30°
2	Shell 181	**Orthotropic :** Ex, Ey, Ez = 118, 274.5, 1^e-6 (N/mm²) Dens = 9 e-6(N/m^3) ν_{xy}, ν_{xz}, ν_{yz} = 0.0024, 1e-6, 1e-6
3	boulle d'acier	**Isotropic :** Ex=210^{E}15,V=0.4.

Tableau IV.1: Paramètres utilisés pour la définition des matériaux.

V.1.2.Modélisation

Vu le caractère tridimensionnel du principe de fonctionnement par confinement du mur, il a été décidé de créer un modèle tridimensionnel global de l'ouvrage. Ce modèle devra nous permettre d'étudier le comportement non linéaire du mur composite en mode statique sous un chargement horizontal uniformément réparti sur toute sa hauteur. Le mur fait de 1.2 m d hauteurs ; 0.6 m de largeur et 0.2 m d epaisseur.et une boulle d'acier du 50 kg du poids et un rayon de 0.19 m.

	Ansys coordinates	values (m)
MUR	X1, X2, X	0 -0.6
	Y1, Y2, Y	0-1.2
	Z1, Z2, Z	0-0.2
SPHERE	X	0
	Y	0
	Radius	0.19

Tableau IV.2: Coordonnées des dimensions du modèle de mur

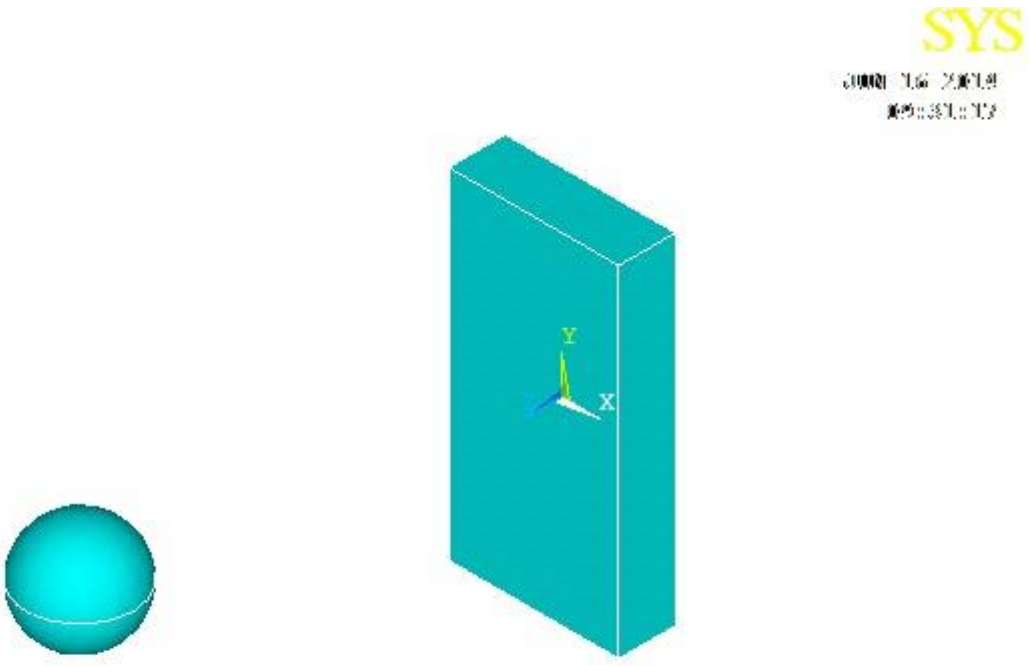


Figure V.1 : représentation du composite mur tissu par l ANSYS en 3D

V.1.2.1.Le .Maillage

Elle consiste à diviser individuellement les deux matériaux en les maintenant en contact par la technique dite de couplage des noeuds qui coïncident au niveau de l'interface**[47]**. Le couplage ou la fusion des noeuds, est obtenu en utilisant la commande ANSYS dite « Numbering Controls » qui permet de fusionner des entités différentes du modèle ayant la même localisation pour en créer une seule entité. Cependant, une attention particulière doit être soulignée lors de la fusion des entités d'un modèle ayant été déjà maillé, car l'ordre du fusionnement a une grande importance sur le comportement du modèle. En général, il est conseillé de procéder à la fusion en respectant l'ordre d'apparition des entités par ANSYS. Également, l'entité présentant le plus faible nombre sera retenue lors de la fusion.

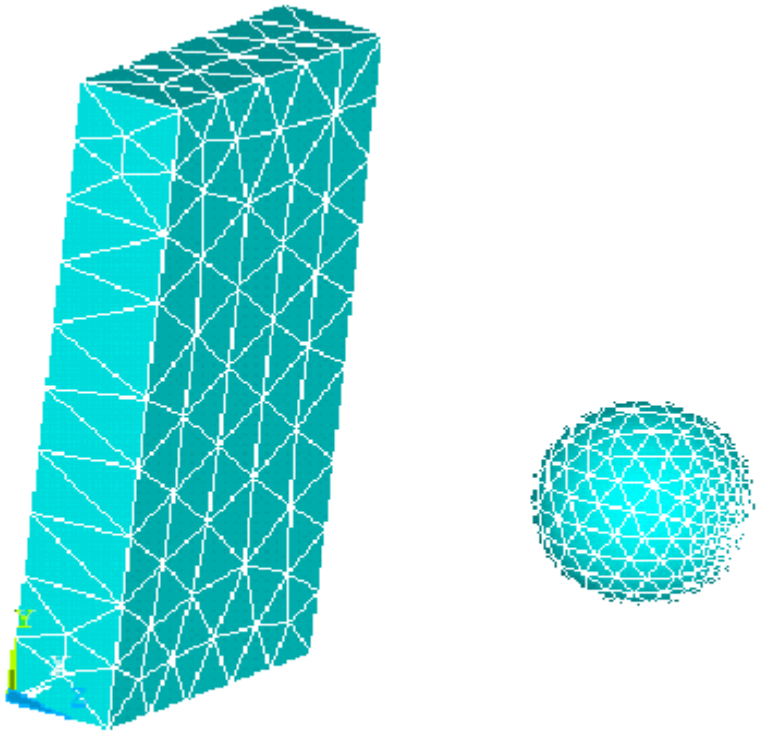


Figure V.2 : Modèle discrétisé

V.1.2.2.Chargement et conditions aux limites :

Pour contraindre le modèle à fournir une solution unique, 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 du modèle du mur créé. On impose au modèle une charge statique horizontale appliquée d'une manière répartie sur toute la surface du mur par paliers successifs de 10 kg jusqu'à 80 kg

V.1.2.3.L'analyse du model :

Le modèle élément fini à analyser consiste en un mur composite tissu-sable sous l effet d impacte d une boule d'acier.

Le mécanisme de cet essai est de assurer la fixation du mur par définir les conditions au limites du déplacement .Pour simuler un encastrement parfait, il a été bloqué les déplacements

et les rotations des nœuds de la base du modèle du Mur créé. En utilisant la commande dite « modeling contact pair On choisi le déplacement nul pour tout les axes x.y.z.

La mise en mouvement la boule d'acier par donner des déplacements différents ca concerne les conditions limite du modèle.
Une analyse de type non linéaire avec l'option petit déplacement est utilisée.
L'utilisation de la commande « Solution Control » s'accommode aussi bien pour
une utilisation d'une solution linéaire ou non linéaire. Elle est très recommandée dans les analyses non linéaires.

Dans l'analyse non linéaire, la commande "Automatic Time Stepping", permet de
prédire et de contrôler le pas des « Load Step ». Se basant sur l'histoire de la solution, cette option permet, dans le cas où la convergence est facile, d'accroître l'incrément de charge Jusqu'à la valeur maximale du « Load Step Size » sélectionnée. Dans le cas où la convergence est très difficile, l'option procède automatiquement au découpage de l'incrément de charge jusqu'à ce qu'il soit égal à la valeur minimale du « Load Step Size ».
Sélectionnée. De ce fait, cette option nécessite la déclaration au préalable de la valeur

Maximale et minimale du « Load Step Size ».

on utilisant la commande « solution » « solve currents »

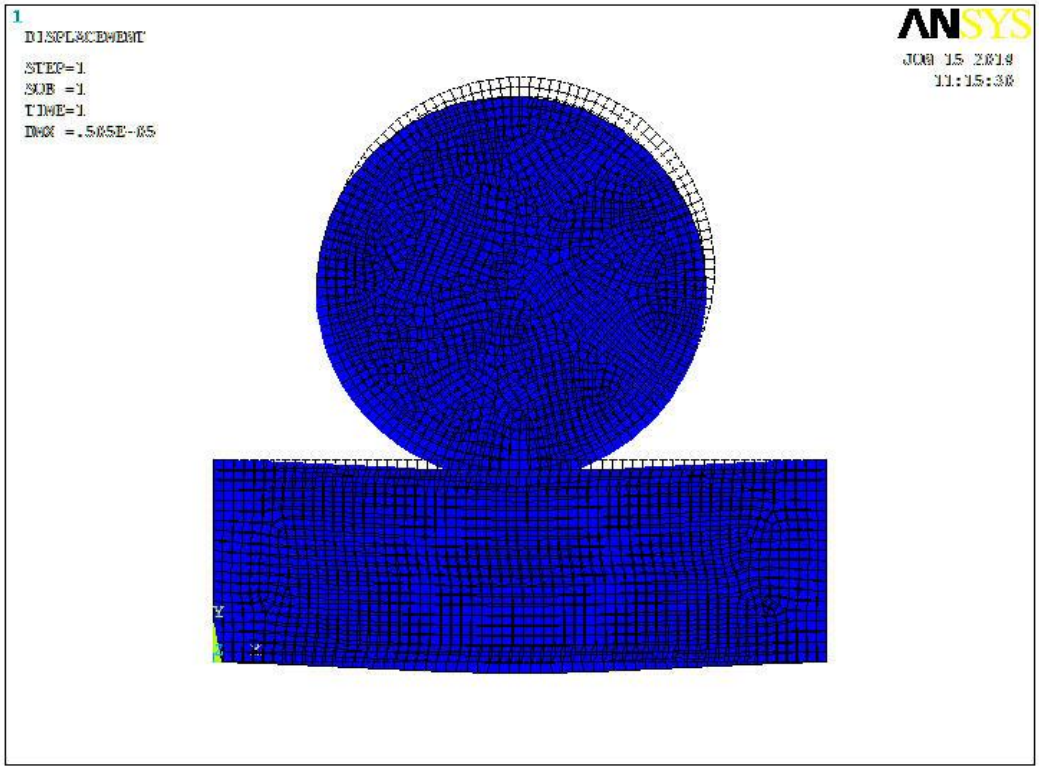


Figure V.3 : déformations en 2D du model sous l impact de la boule d'acier.

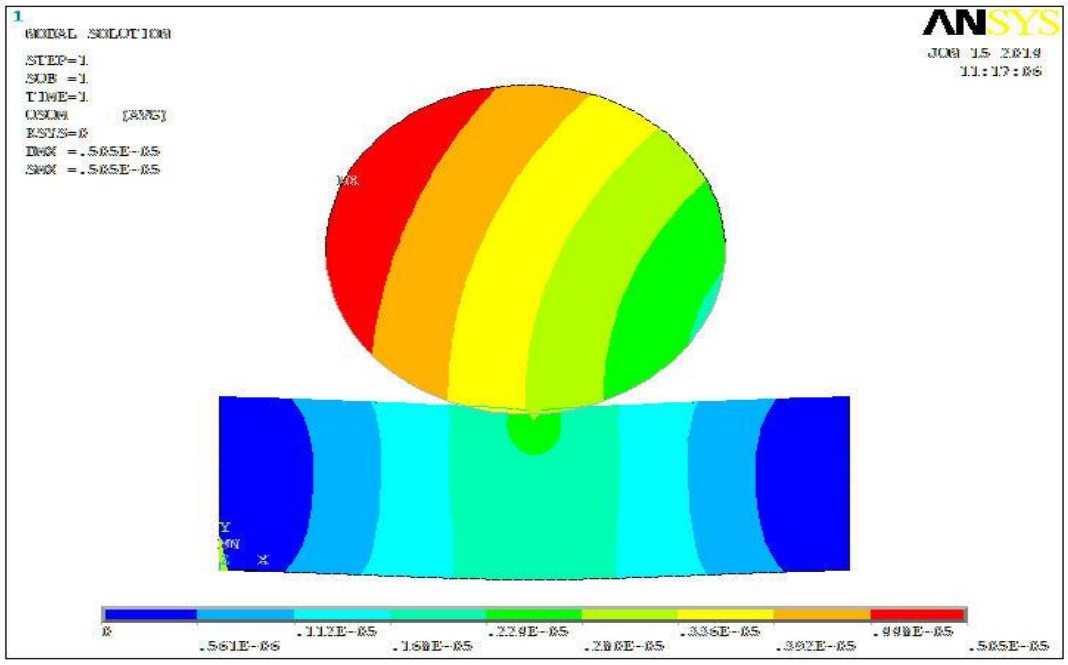


Figure V.4 : la déformation zonale du model obtenue en 2D .

V.2.Résultats obtenus :

On donnes des différent valeur du forces appliquées .le mur composite deforme selon La variation du celle-ci .les resultas obtenues est representes dans les graphes suivants

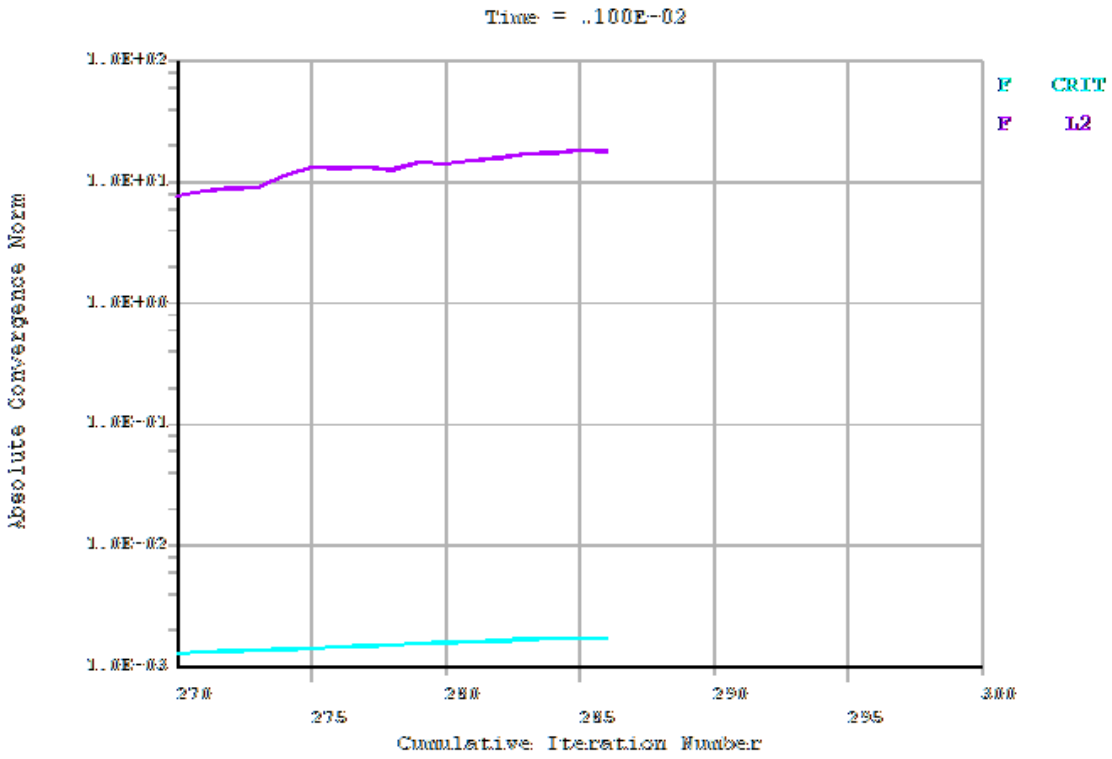


Figure V.5 : Représentation graphique de la déformation pour F= -20 (N).

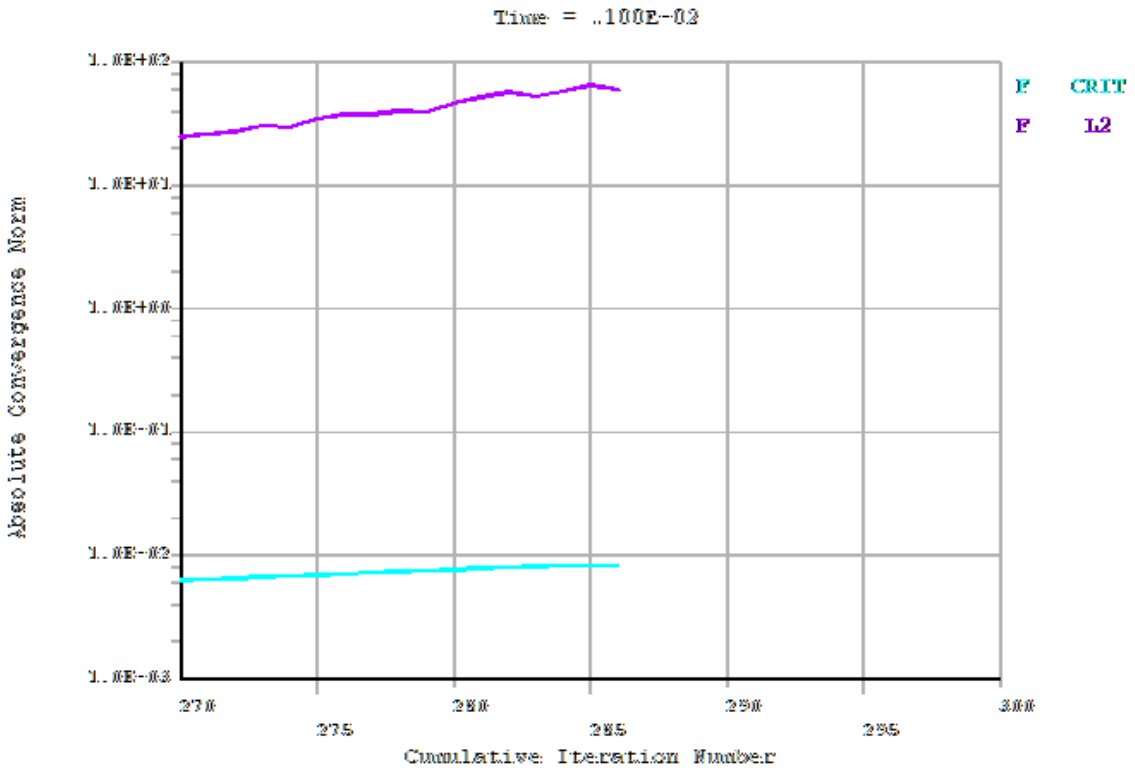


Figure V.6: Représentation graphique de la déformation pour F = -100(N)

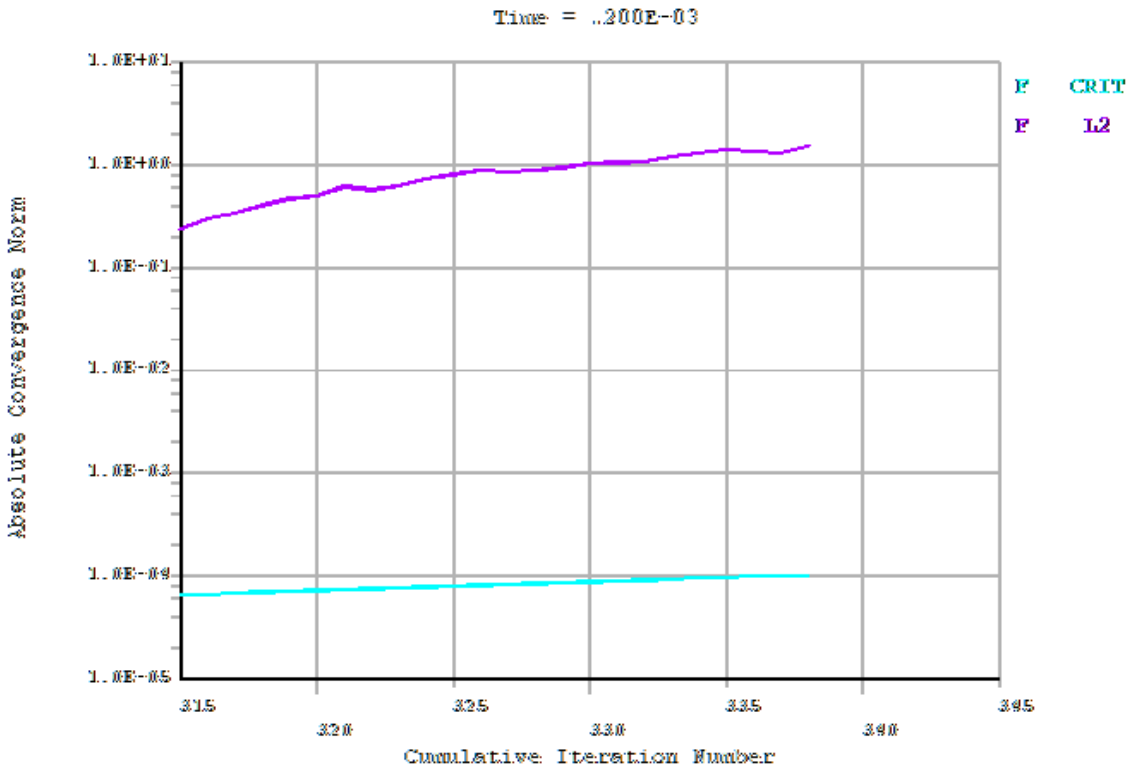


Figure V.6: Représentation graphique de la déformation pour F = -500 (N)

Conclusion generale

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES :

Le présent mémoire nous a permis d'entamer une analyse d'une structure de protection contre les impacts (les chutes de piètres, chocs, etc. …). Cette analyse consiste en la conception et l'étude d'une nouvelle structure composite (mur en tissu-sable confiné) de protection contre les impacts, pour une gamme d'énergie de quelque centaines de kilojoule.

Le principe de mur tissi-sable est d'absorber le choc et diminuer l'intensité de l'effort transmis a une structure d'appui en acceptant l'endommagement.

Le mur est un sec composite constitué de deux materieu :(le sable et le sec en géotextile) .

L'utilisation de bonnes caractéristiques mécaniques du sable confiné dans le Domaine du génie civil ouvre des perspectives avantageuses qu'il convient de bien cerner. Pour améliorer les connaissances dans ce domaine, la présente recherche tente de démontrer la faisabilité d'un projet de réalisation de murs en sable confiné. Par conséquent, l'étude en question s'articulée autour des investigations suivantes :

• Identification des caractéristiques mécaniques du « tissu technique » utilisé comme matériau de confinement.

• Etude de l'effet de la taille des sacs de confinement sur le comportement à l'effet de justifier le choix de la dimension de l'échantillon spécimen de l'étude (petit modèle de structure) et détermination des caractéristiques mécaniques.

• Analyse du comportement d'un mur de soutènement à sous chargement horizontal uniformément réparti.

• Etude de simulation par éléments finis utilisant le code de calcul ANSYS du comportement du mur puis, comparaison des résultats avec ceux obtenus expérimentalement. Par ailleurs, des études paramétriques ont été également entreprises.

Enfin, le code de calcul éléments finis ANSYS utilisé pour effectuer l'étude de simulation, n'a pas restitué les grands déplacements comparés avec ceux obtenus expérimentalement. ANSYS semble surestimer les déplacements pour des sollicitations n'excédant pas 50% de la charge maximale. Au-delà, les déplacements sont sous-estimés. Ceci est valable pour l'ensemble des simulations effectuées. Cependant, l'observation de l'aspect du mur déformé obtenu par ANSYS confirme bien le mode de rupture interne qu'on peut obtenir expérimentalement ; ce qui dénote une bonne concordance avec l'expérimental à cette question.

Pour mieux maîtriser cette technique originale de renforcement des matériaux pulvérulents, le présent travail est appelé à être complété par d'autres travaux de recherches. Les points importants à développer dans l'avenir sont :

- Puisque l'idée de recherche est conçue pour la conception et la réalisation d'ouvrage du génie civile dont la durée de vie escompté est de 100 ans et plus en général, on doit donc promouvoir les essais de durabilité pour prédire de manière assez réaliste le comportement et la durée de vie de ces ouvrages. Le domaine reste encore vierge sur cette question.
- Il y a lieu de confirmer le résultat important de l'absence de l'effet de taille en reprenant les mêmes essais mais sur des dimensions plus grandes des échantillons.
- **Mener l'analyse à** d'autres gammes (plus élevées) d'énergies ;
- Certainement, des ouvrages de grande hauteur et/ou confinant de grosses masses de sable seront appelés à être érigés, il va sans dire que des essais doivent être réalisés pour permettre de prévoir les scénarios de comportement en cas de perforation du tissu ou de saturation du matériau. Car, il est difficile voire impossible (techniquement parlant) de changer in situ l'ouvrage en question de grande hauteur. Il est donc évident de poursuivre cette recherche par des essais

dans ce sens, afin de connaître les scénarios probables de comportement de la structure à la ruine.

- enfin et en dernier lieu, il y a lieu de faire des simulations par d'autres logiciels qui intègrent dans leur module la prise en compte des grands déplacements que ceux rencontrés dans le cas d'un mur en sable confiné sur une enveloppe en tissu technique.

Fort de toutes ces informations, il serait par la suite possible de développer une méthode de dimensionnement adaptée à ce type de structure.

En conclusion, la structure en tissu-sable confiné présente l'avantage de bonne transmission des efforts (d'énergie d'impact) pour une grande épaisseur.