



HAL
open science

Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons

Jean-Patrick Plassiard

► **To cite this version:**

Jean-Patrick Plassiard. Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. NNT : . tel-00290402

HAL Id: tel-00290402

<https://theses.hal.science/tel-00290402>

Submitted on 25 Jun 2008

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER – GRENOBLE 1
SCIENCES & GÉOGRAPHIE

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER

Spécialité : mécanique et énergétique

Présentée par

Jean-Patrick PLASSIARD

**Modélisation par la méthode des éléments discrets
d'impacts de blocs rocheux sur structures de
protection type merlons**

Jury :

M. Denis JONGMANS	Professeur, INPG, Grenoble	Président
M. Francesco CALVETTI	Professeur, Politecnico di Milano	Rapporteur
M. Said EL YOUSOUFI	MCF, LMGC, Montpellier	Rapporteur
M. Eric DIMNET	CR, LCPC, Paris	Examineur
M. Frédéric-Victor DONZÉ	Professeur, UJF, Grenoble	Directeur de thèse
M. Julien LORENTZ	Docteur, IMS-RN	Examineur

Thèse préparée au sein du Laboratoire 3S-R, « Sol, Solide, Structure et Risque » de Grenoble
en collaboration avec le bureau d'étude IMS-RN de Montbonnot

Remerciements

A peine la soutenance passée qu'il faut déjà penser à faire le bilan des années de thèses écoulées. Et pas seulement.

Je voudrais remercier en premier lieu l'ensemble des membres du jury pour avoir accepté de participer à l'évaluation du travail et aussi de m'avoir glissé quelques conseils précieux pour la suite.

La thèse a été réalisée dans le cadre d'une collaboration avec l'entreprise IMSRN. J'aimerais témoigner ma gratitude aux personnes que j'ai pu y rencontrer, à Pierre Plotto pour m'avoir fait confiance pour ce travail et à Laurent Muquet pour les informations qu'il m'a donné sur un sujet relativement peu exploré.

Ces quatre années de thèse ont été précédées par un stage de master, déjà sur le même sujet. Encadré par Frédéric Donzé du début à la fin, mon travail a pris forme progressivement, contrairement à notre entente qui a été très rapide. Quoi de mieux qu'un directeur de thèse qui pousse son thésard grâce à sa bonne humeur permanente, son positivisme communicatif ou encore la confiance et la responsabilisation qu'il accorde. Bref, tout ce dont j'avais besoin pour être dans une bonne dynamique et garder la confiance nécessaire pour mener un travail sur une période aussi longue. Si c'était à refaire, je ne changerais rien.

Un grand merci aussi aux autres thésards du laboratoire pour les moments partagés, même si la thèse à distance a pu limiter les contacts. Les générations SDEC, YADE, VALDEC et autres, de la bonne humeur dans le cadre du bâtiment I, et il en fallait... Merci aussi aux permanents avec qui j'ai pu échanger par rapport à la thèse, de près comme de loin. En premier lieu je pense à Bruno Chareyre dont la thèse a été un modèle de travail pour moi et qui m'a tant apporté lors de nos échanges sur la modélisation discrète et le ping-pong. Julien Lorentz, l'homme multi casquettes qui entre dans plusieurs des catégories précédentes, a eu un rôle tout particulier après avoir été collègue de laboratoire, en faisant l'interface entre les besoins de l'entreprise et mon travail. Sa contribution lors de cette dernière année a été d'une importance primordiale et je tiens à lui témoigner ma reconnaissance toute particulière. La dernière année s'est passée au bâtiment G8 à l'école centrale en tant qu'ATER, ce qui m'a permis de terminer la thèse sereinement. Merci à tous les membres de l'équipe de m'avoir accueilli aussi chaleureusement. Merci en particulier à Eric Vincens pour m'avoir épaulé depuis le début de cette mission et à Marie Chaze pour nos longues discussions.

Merci enfin à mes proches, famille comme amis : Fred, Tina, Nico, Pascal et Helai avec qui je partage tant ; et avant tout à mes parents et ma sœur pour m'avoir toujours fait confiance dans mes choix et pour m'avoir tant soutenu dans les moments importants.

Table des matières

<i>Table des figures</i>	<i>V</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>XVII</i>
<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
Chapitre 1 Etat de l'art	5
1.1. Introduction	5
1.2. Les structures de protection contre le risque rocheux	5
1.3. Généralités sur le merlon de protection	11
1.3.1. Quelques définitions et conventions.....	11
1.3.2. Cahier des charges du merlon.....	13
1.3.3. Matériaux constitutifs.....	14
1.3.3.1. Le remblai.....	14
1.3.3.2. Les renforts.....	16
1.3.4. Le merlon d'Aigueblanche : de la conception à la réalisation.....	17
1.4. Le phénomène d'impact en milieu granulaire	22
1.4.1. Première approche de l'impact.....	22
1.4.1.1. Les essais expérimentaux.....	22
1.4.1.1.1. Essais à énergie modérée (inférieure à 1 000 kJ).....	22
1.4.1.1.2. Essais à énergie élevée (de l'ordre et supérieure à 1000 kJ).....	23
1.4.1.2. Les modèles analytiques.....	24
1.4.2. Les impacts sur merlon : une introduction.....	25
1.4.2.1. Les cas expérimentaux.....	25
1.4.2.1.1. Introduction.....	25
1.4.2.1.2. Les modèles réduits.....	25
Les modèles dits « 1g ».....	25
Les essais en centrifugeuse.....	28
Autre type de modèles expérimentaux.....	29
1.4.2.1.3. Les essais en vraies grandeurs.....	31
1.4.2.2. Les cas analytiques.....	34
1.4.2.2.1. Modèles de Tissières (1996).....	34
1.4.2.2.2. Modèle de Jarrin (2001).....	35
1.4.2.2.3. Modèle cinématique (CETE - Lyon 2006).....	37
1.4.2.3. Les approches numériques.....	39
1.4.2.3.1. Simulation par éléments finis.....	39
1.4.2.3.2. Simulations par éléments discrets.....	40
Modèles discrets bidimensionnels (Lachapelle 2003).....	40
Modèle en Gabions (Bertrand 2006).....	41
Modèles discrets de merlons en remblai.....	42
1.5. Résumé - Conclusion	45
Chapitre 2 Principes généraux de la méthode des éléments discrets	47
2.1. Introduction	47
2.2. Méthode des éléments discrets utilisée	47
2.2.1. Le logiciel SDEC.....	47

Table des matières

2.2.2.	Discrétisation du principe fondamental de la dynamique.....	48
2.2.3.	Lois de comportement orientées suivant la normale au contact	49
2.2.3.1.	Comportement élastique normal	49
2.2.3.2.	Contact avec adhésion normale et adoucissement :	50
2.2.3.3.	Contact avec endommagement en décharge	52
2.2.3.4.	Contact normal avec limite élastique en compression	53
2.2.3.5.	Contact normal avec dissipation visqueuse non linéaire.....	54
2.2.4.	Lois de comportement orientées suivant le plan tangent au contact.....	55
2.2.4.1.	Raideur tangentielle	55
2.2.4.2.	Contact frottant	55
2.2.4.3.	Contact cohésif : cohésion locale.....	56
2.2.4.4.	Contact cohésif-frictionnel	56
2.2.5.	Lois de comportement des contacts en rotation.....	57
2.2.5.1.	Introduction à la loi de transfert de moment (LTM).....	57
2.2.5.2.	Définition du roulement intervenant entre deux éléments	58
2.2.5.3.	Calcul du moment de roulement	60
2.2.5.4.	Choix de paramètres pour les matériaux granulaires peu cohésifs	61
2.2.6.	Procédure de mise en place du modèle.....	62
2.2.6.1.	Génération d'un assemblage aléatoire représentatif	62
2.2.6.2.	Conditions de validation du modèle	63
2.2.7.	Conditions de convergence des simulations.....	64
2.2.7.1.	Détermination du pas de temps critique.....	64
2.2.7.2.	Utilisation de l'amortissement en effort.....	65
 Chapitre 3. Simulation du comportement d'un sol sous sollicitation quasi-statique.....		67
3.1.	Introduction.....	67
3.2.	Caractéristiques principales du comportement à modéliser.....	67
3.3.	Ouvrages, essais expérimentaux et leurs modélisations numériques	68
3.4.	Caractérisation du comportement d'un échantillon réel sous sollicitation triaxiale ...	73
3.5.	Simulation d'essai triaxial cubique	74
3.5.1.	Génération d'un échantillon numérique	74
3.5.1.1.	Considérations générales	74
3.5.1.2.	Méthode de génération de l'échantillon.....	74
3.5.1.3.	Condition de validation de l'éprouvette.....	76
3.5.1.3.1.	Relaxation de l'assemblage	76
3.5.1.3.2.	Chevauchement des sphères	76
3.5.1.3.3.	Homogénéité	77
3.5.1.3.4.	Degré d'anisotropie	78
3.5.1.3.5.	Coordinance	81
3.5.1.3.6.	Conclusions sur la méthode de grossissement.....	81
3.5.2.	Condition de simulation de l'essai de compression triaxiale.....	82
3.5.2.1.	Méthode d'asservissement des parois	82
3.5.2.2.	Choix d'une vitesse de sollicitation	83
3.5.3.	Influence de l'amortissement non visqueux	86
3.5.4.	Représentativité de l'éprouvette numérique	87
3.5.4.1.	Introduction	87
3.5.4.2.	Reproductibilité	89
3.5.4.3.	Influence de la taille moyenne des éléments.....	91
3.5.4.4.	Influence de la distribution de tailles des éléments.....	93
3.5.4.5.	Conclusions	96
3.6.	Lois de passage local - global	96
3.6.1.	Introduction.....	96
3.6.2.	Propriétés mécaniques de l'échantillon de référence.....	97
3.6.2.1.	Influence de la porosité initiale de l'échantillon.....	98
3.6.2.2.	Influence de la pression de confinement.....	100

Table des matières

3.6.3.	Etude paramétrique entre paramètres locaux et comportement global.....	105
3.6.3.1.	Influence de la raideur normale	105
3.6.3.2.	Influence de la raideur tangentielle.....	107
3.6.3.3.	Influence du frottement local.....	108
3.6.3.4.	Influence de la raideur de roulement.....	111
3.6.3.5.	Influence de la limite élastique en roulement	112
3.6.3.6.	Influence de la cohésion locale	113
3.6.3.7.	Rappel des principaux résultats.....	115
3.6.4.	Proposition d'une méthode de calibration.....	116
3.6.5.	Application à la calibration d'un matériau type tout venant.....	118
3.6.6.	Unicité du jeu de paramètre.....	119
3.7.	Conclusion	120
Chapitre 4	Modélisation d'impacts à énergie modérée	123
4.1.	Introduction.....	123
4.2.	Modélisation d'impacts en grandeur nature	123
4.2.1.	Contexte	123
4.2.2.	Description de l'appareillage.....	124
4.2.3.	Impacts à différentes énergies	127
4.3.	Simulations d'impacts	129
4.3.1.	Présentation du modèle	129
4.3.2.	Introduction aux simulations d'impacts	130
4.3.3.	Simulations d'impacts avec une loi dissipative complémentaire	133
4.3.4.	Combinaison des lois dissipatives complémentaires.....	141
4.3.5.	Influence de l'arrangement granulaire.....	147
4.3.6.	Influence de la taille des éléments.....	149
4.4.	Conclusion	151
Chapitre 5.	Modélisation d'impacts à énergie élevée	153
5.1.	Introduction.....	153
5.2.	Présentation des essais expérimentaux	153
5.2.1.	Mode opératoire et essais expérimentaux.....	153
5.2.2.	Approche analytique du phénomène d'impact	156
5.3.	Modélisation des essais d'impacts	162
5.3.1.	Présentation du modèle	162
5.3.2.	Simulations d'impacts	165
5.4.	Conclusion	175
Chapitre 6	Analyse paramétrique - simulations d'impact sur merlons	177
6.1.	Introduction.....	177
6.2.	Modélisation d'impacts en grandeur nature	177
6.2.1.	Contexte	177
6.2.2.	Présentation des trois configurations.....	178
6.2.2.1.	Propriétés géométriques et mécaniques	178
6.2.2.2.	Modélisation discrètes des ouvrages.....	181
6.2.2.3.	Simulations d'impact	182
6.2.2.3.1.	Simulation du cas A	182
6.2.2.3.2.	Simulations du cas B.....	184
6.2.2.3.3.	Simulations du cas C	186
6.2.3.	Analyse monoparamétrique.....	186

Table des matières

6.2.3.1.	Introduction.....	186
6.2.3.1.1.	Influence de la masse volumique à énergie constante.....	187
6.2.3.1.2.	Influence de la hauteur d'impact.....	188
6.2.3.1.3.	Influence du diamètre de l'impacteur.....	191
6.2.3.1.4.	Influence de l'orientation d'impact.....	194
6.2.3.1.5.	Influence de la rotation du bloc.....	198
6.2.3.2.	Influence des paramètres liés à l'ouvrage.....	200
6.2.3.2.1.	Influence du parement amont.....	200
6.2.3.2.2.	Influence du parement aval.....	202
6.2.3.2.3.	Influence de l'épaisseur de crête.....	206
6.2.3.2.4.	Influence des propriétés du sol.....	208
	Influence du module élastique.....	209
	Influence de l'angle de frottement.....	210
	Influence de la cohésion.....	212
6.2.4.	Analyse multiparamétrique.....	214
6.2.4.1.1.	Introduction.....	214
6.2.4.1.2.	Etude à énergie cinétique de rotation constante.....	215
6.2.4.1.3.	Etude à orientation d'impact constante.....	216
6.2.4.1.4.	Conclusion de l'analyse paramétrique couplée.....	218
6.3.	Conclusion.....	218
	 <i>Conclusion générale.....</i>	 <i>221</i>
	 <i>Références bibliographiques.....</i>	 <i>227</i>

Table des figures

1.1	Classement des communes de l'Isère face à l'aléa rocheux, d'après IMR 2003. ..	5
1.2	Eboulement d'Aigueblanche (Savoie), le 1 ^{er} Mai 1977 : vue d'ensemble de l'éboulement en éventail et construction détruite sur le quai de la gare, d'après Antoine et al. 1979.	6
1.3	Dispositif expérimental pour l'étude du phénomène de rebond : lâchers d'impacteurs sphériques avec un angle d'incidence variable sur une couche granulaire horizontale (à gauche) et avec une vitesse initiale verticale sur un plan incliné (à droite), d'après Heidenreich 2003.....	7
1.4	Faisceau des trajectoires obtenues lors d'une simulation de 100 000 lâchers de blocs avec le logiciel KAYASS, d'après IMS-RN. En marron, le profil de la falaise, en jaune, les trajectoires des 100 000 blocs.	8
1.5	Type de structure de protection passive utilisé en fonction de l'énergie d'impact du bloc, d'après Descoedres 1997.....	9
1.6	Exemples de protections passives naturelles : efficacité du boisement pour arrêter le bloc (à gauche) et limitation de ce type de protection pour un versant trop penté (à droite), d'après LCPC 2001.	9
1.7	Exemples de protections passives pour les énergies modérées à intermédiaires : filets pare-blocs (à gauche) et galerie pare-blocs (à droite), d'après LCPC 2001.....	10
1.8	Exemples de protections passives pour les énergies élevées : digue en terre d'après LCPC 2001 (à gauche) et merlon de protection avec renforcement (à droite) d'après IMS-RN.	10
1.9	Déviateur (ou tourne) destinée à dévier le bloc vers le merlon servant de véritable structure d'arrêt (à gauche) et structure cellulaire en gabions (à droite), respectivement d'après LCPC 2001 et Bertrand 2006.	11
1.10	Quelques définitions et conventions adoptées concernant le merlon.....	12
1.11	Coupe transversale de merlon typique, d'après LCPC 2001.	13
1.12	Coupe schématique d'un profilage de pente destiné à l'insertion d'un merlon, d'après LCPC 2001.	14
1.13	Parement amont renforcé par des nappes de géotextile (à gauche) et par des pneusol® (à droite), respectivement d'après Castiglia 2002 et IMS-RN.....	16
1.14	Conception du pneusol par remplissage et compactage du pneu (à gauche) et schéma d'un pneutex® (à droite), d'après Mathieu et Marchal 1989.....	17
1.15	Vue de la commune d'Aigueblanche. Dans la partie amont de la ville coïncident géographiquement les aspects suivants : l'exposition au risque de chute de bloc avec les falaises de Roche Plate et Roche Pourrie, la présence du verrou de Ponserand et le barrage des Echelles d'Annibal (avec l'autorisation de Nicole et André Plassiard).	18
1.16	Simulation de trajectoire d'un bloc s'ébouyant du versant à risque à Aigueblanche, d'après Corté et al. 1989.	19

Table des figures

1.17	Influence du profil du merlon sur sa capacité à contenir le bloc. Simulations numériques pour la conception du merlon d'Aigueblanche, d'après Corté et al. 1989.	19
1.18	Coupe schématique du merlon projeté et du modèle réalisé, d'après Lepert et Corté 1988.	20
1.19	Evolution de l'effort sur l'impacteur en fonction de la profondeur de pénétration (à gauche), d'après Lepert et Corté 1988. Maquette de merlon impactée lors des essais en centrifugeuse (à droite), d'après LCPC 2002.	21
1.20	Coupe schématique du merlon d'Aigueblanche, d'après Lapierre et al. 1990.	21
1.21	Cuve à essai d'impacts sur remblai pour des énergies modérées, d'après Montani 1998.	23
1.22	Configuration d'essai expérimental d'impact en milieu granulaire pour des énergies élevées, d'après Pichler 2003.	23
1.23	Merlon de Eilschrofen (à gauche) et de maquette de ce même ouvrage au 1/50 ^{ème} (à droite), d'après Blovsky 2003.	26
1.24	Coupe schématique de deux configurations d'essais pour lesquelles seuls les renforts sont modifiés, d'après Blovsky 2003. Cas sans renfort (en haut) et cas avec géotextile renforçant le parement amont (à droite).	27
1.25	Vue latérale de compaction locale (en haut à gauche) et de rupture locale (en haut à droite). Vue du dessus d'une rupture globale (en bas), d'après Blovsky 2003.	27
1.26	Schéma récapitulatif de la théorie des maquettes appliquée au cas de l'impact sur merlon. Conditions d'un impact sur ouvrage réel (à gauche) et son équivalent sur maquette à l'échelle $\frac{1}{N}$ (à droite).	29
1.27	Centrifugeuse du LCPC de Nantes, d'après LCPC 2002.	29
1.28	Maquette de merlon constituée de tubes de tungstène. Evolution de la structure lors d'un impact, d'après Lachapelle 2003.	30
1.29	Coupe schématique des modèles de merlons renforcés avec des nappes de géotextile, d'après Castiglia et al. 2002	31
1.30	Principe de construction couche par couche du merlon renforcé à l'aide de géogrilles latérales (à gauche) et compaction de la couche supérieure (à droite), d'après Castiglia et al. 2002.	31
1.31	Coupe schématique du site d'essais de Meano (à gauche) et photographie avant impact du bloc avec sa cible peinte (à droite), d'après Castiglia 2002.	32
1.32	Destruction du merlon dès le premier impact, vue de trois quarts du parement aval (à gauche). Cas d'un merlon subissant un deuxième impact (à droite), d'après Castiglia et al. 2002.	33
1.33	Déplacements par couches au niveau du parement aval pour un ouvrage muni de nappes de géotextile (à gauche) et observation d'une zone de rupture en crête (à droite), d'après Castiglia et al. 2002.	33
1.34	Coupe schématique d'une digue impactée par un bloc. Représentation de la digue avant et après impact, adapté d'après Tissières 1996.	35

Table des figures

1.35	Profils des plans de rupture lors de l'impact d'une digue, d'après Jarrin 2001. Coupe schématique d'une section verticale (à gauche) et horizontale (à droite).....	36
1.36	Géométrie du modèle bidimensionnel étudié, d'après Subrin 2006.	37
1.37	Effort critique (à gauche) et orientation de la surface de rupture en fonction des paramètres du modèle (à droite), d'après Subrin 2006.	38
1.38	Présentation des deux types de ruptures rencontrés, d'après Subrin 2006. Rupture partielle lorsque seule la partie amont de l'ouvrage est rompue, ou rupture globale lorsque le profil de rupture s'étend jusqu'au parement aval (pour $c/\gamma d = 1$).	38
1.39	Visualisation des déformations du merlon provoquées par l'impact du bloc (à gauche) et visualisation des vecteurs déplacements d'une tranche au droit de l'impact (à droite), d'après Peila et al. 2002.....	39
1.40	Modèle discret de merlon bidimensionnel, d'après Lachapelle 2003. L'ouvrage est représenté par un assemblage triangulaire de disques reposant sur un support rectangulaire. Le bloc est modélisé par un disque seul.....	40
1.41	Influence de la vitesse d'impact pour un impact horizontal : vitesse $V = 5m/s$ (à gauche) et $V = 20m/s$ (à droite), d'après Lachapelle 2003.....	40
1.42	Influence de la vitesse d'impact pour un impact orthogonal au parement amont : vitesse $V = 5m/s$ (à gauche) et $V = 20m/s$ (à droite), d'après Lachapelle 2003.....	41
1.43	Essai de compression simple sur une cellule réelle (à gauche) et numérique (à droite), d'après Bertrand 2006.	42
1.44	Modélisations discrètes des merlons de Meano. Vue en coupe (à gauche) et en biais (à droite) du modèle à renforts solidaires, d'après Plassiard et al. 2004.	43
1.45	Vue du modèle discret de merlon avant impact (à gauche) et après impact (à droite), d'après Plassiard et al. 2004.	43
1.46	Modélisations discrètes des merlons de Meano. Vue en coupe, d'après Plassiard et al. 2004.....	44
1.47	Impact du modèle à couches distinctes : pénétration du bloc au niveau du parement amont (à gauche) et déplacement par couche à l'aval (à droite), d'après Plassiard et al. 2004.	44
2.1	Condition de Signorini entre vitesses et efforts régissant la mécanique d'un contact normal (à gauche) et tangentielle (à droite) dans le cadre de la dynamique des contact.	47
2.2	Interaction possédant une résistance à la traction et un adoucissement en traction.	51
2.3	Interaction possédant un endommagement en décharge.	53
2.4	Interaction possédant un comportement à limite élastique en compression normale.	54
2.5	Evolution du contact entre les sphères A et B entre deux incréments de temps..	58
3.1	Essai triaxial de révolution (à gauche) et essai à la boîte de cisaillement (à droite).	68
3.2	Appareil triaxial véritable.....	69

Table des figures

3.3	Relations entre les essais de caractérisation et les ouvrages, réels et numériques. ...	69
3.4	Modélisation discrète d'ouvrages composites sol-géosynthétique (à gauche) et modèle d'essai de caractérisation des propriétés mécaniques du modèle de sol correspondant (à droite), d'après Chareyre 2003.	70
3.5	Modélisations tridimensionnelles de l'essai triaxial de révolution avec membrane latérale flexible, d'après Salot 2004. Exemples de maillage carré (à gauche) ou hexagonal (à droite) de la membrane.	71
3.6	Comparaison de la phase déviatoire d'essais triaxiaux sur presse triaxiale de révolution et presse triaxiale véritable, d'après Degny 1984.	72
3.7	Modélisation tridimensionnelle de l'essai triaxial véritable, d'après Sibille 2005 (une paroi n'apparaît pas afin de pouvoir visualiser l'échantillon formé ici de 10 000 éléments). L'échantillon est placé dans le repère \mathcal{R} , selon les axes x , y et z	72
3.8	Essais triaxiaux expérimentaux de révolution (en haut à gauche) et véritables (en haut à droite) et leurs équivalents numériques respectifs (en bas à gauche et en bas à droite).	73
3.9	Réponses théoriques d'un échantillon de matériau granulaire soumis à une sollicitation déviatoire lors d'un essai triaxial, d'après Chareyre 2003.	74
3.10	Evolution de la porosité et du rayon moyen au cours de la phase de grossissement dynamique	75
3.11	Evolution de l'énergie cinétique du système pendant le grossissement dynamique	76
3.12	Evolution du rapport d'interpénétration moyenne des éléments, défini par la moyenne du rapport entre interpénétration et des rayons des deux éléments formant chaque interaction.	77
3.13	Sections horizontale (à gauche) et verticale (à droite) des contacts dans l'échantillon.	78
3.14	Orientations des contacts de l'échantillon de référence avec effet des parois (plans x-y, x-z, y-z)	79
3.15	Orientations des contacts du cœur de l'échantillon de référence (plans x-y, x-z, y-z). Le cœur de l'échantillon est défini par l'ensemble des éléments n'ayant aucun contact avec les parois.	80
3.16	Evolution de la coordinance lors de la phase de grossissement – la coordinance globale comprend l'ensemble des éléments de l'échantillon, la coordinance interne ne comptabilise que les contacts des éléments n'ayant aucun contact avec les parois.	81
3.17	Représentation schématique de l'intersection entre un élément plaque et un élément sphère (gauche) et vue en 3D d'éléments sphères posés sur une paroi formée d'éléments plaques (droite), d'après Sibille 2006.	82
3.18	Influence de la vitesse de sollicitation $\dot{\epsilon}$ sur la valeur observée de la contrainte au pic σ_{pic} lors de simulation d'essais biaxiaux, d'après Chareyre 2003. $\Delta\sigma_p$ et $[\sigma_p]_{QS}$ correspondent à l'erreur commise sur la contrainte au pic à la vitesse donnée et à la véritable contrainte au pic en mode quasi-statique. N , ρ_s , k_N , σ_1 , μ et L , désignent le nombre d'éléments constituant l'échantillon, la masse volumique des éléments, la raideur	

Table des figures

normale, la contrainte de confinement, le frottement local et la taille caractéristique de l'échantillon respectivement.	84
3.19 Influence de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ imposée à l'échantillon sur l'évolution de la contrainte mesurée aux parois.	85
3.20 Dépendance linéaire de la valeur constatée de q^{pic} en fonction de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_1$	85
3.21 Influence de l'amortissement non visqueux sur le comportement en phase déviatoire.	86
3.22 Dépendance linéaire de la valeur constatée de q^{pic} en fonction de la valeur d'amortissement λ	86
3.23 Comparaison d'une simulation d'essai triaxial avec et sans utilisation de la LTM. Evolution du déviateur de contrainte (à gauche) et de la déformation volumique (à droite) en fonction de la déformation axiale.	88
3.24 Essais triaxiaux sur huit éprouvettes de 10 000 éléments générés de manière équivalente. Seule l'organisation de l'assemblage diffère d'une éprouvette à l'autre.	91
3.25 Influence de la taille des éléments sur le comportement initial.	92
3.26 Indépendance comportementale de la phase déviatoire vis-à-vis de la taille des éléments. Les échantillons sont constitués de 10 000, 20 000, 30 000, 50 000 et 90 000 éléments.	92
3.27 Distributions de tailles de quatre éprouvettes réputées identiques. Chaque échantillon comporte 10 000 éléments dont la granulométrie est définie par la même loi de Weibull ($\alpha = 0,15$ et $\gamma = 0,75$).	93
3.28 Courbe granulométrique d'un tout venant de type grave, d'après Lorentz 2007.	94
3.29 Exemple de décalage de la courbe de distribution réelle vers les tailles d'éléments plus importantes pour le modèle numérique, d'après Sibille 2006.	94
3.30 Distributions de tailles autres que celle choisie pour l'échantillon de référence.	95
3.31 Influence de la distribution de tailles lors de la phase déviatoire. Les essais triaxiaux sur les échantillons avec les distributions représentées 3.30 et 3.27 sont représentés.	96
3.32 Influence de la porosité en sollicitations pseudo-élastiques. Dépendance du module initial et du coefficient de Poisson.	98
3.33 Essais triaxiaux réalisés pour différentes porosités initiales. Evolution de la contrainte déviatoire (à gauche) et de la porosité (à droite) en fonction de la déformation axiale, pour des essais réalisés avec LTM (en bas) et sans utilisation de la LTM (en haut).	99
3.34 Influence de la porosité sur la contrainte déviatoire au pic.	100
3.35 Influence de la pression de confinement sur le comportement initial.	101
3.36 Courbes de déviateur de contrainte obtenues jusqu'à 0.1% de déformation, pour des pressions de confinement différentes.	102

Table des figures

3.37	Dépendance du module sécant par rapport à la pression de confinement, pour une déformation axiale égale à 0.1%.	102
3.38	Influence de la pression de confinement sur la phase déviatoire d'essais triaxiaux. Les simulations sont réalisées sans utilisation de la LTM (à gauche) et avec la LTM (à droite).	103
3.39	Cercles de Mohr et critère de rupture correspondant en fonction de la pression de confinement ($\sigma_3 = [20; 50; 100; 200; 500 \text{ kPa}]$). Les simulations sont réalisées sans LTM (à gauche) et avec LTM (à droite).	104
3.40	Enveloppes de rupture dans le plan de Mohr pour trois échantillons d'éléments discret dont le critère de rupture en cisaillement est uniquement régi par le frottement local μ , d'après Sibille 2006.	104
3.41	Enveloppe de Mohr des essais réalisés par Holtz et Gibbs 1956 sur un mélange sable – gravier et approximation de l'enveloppe de Mohr, d'après Lambe et Whitman, 1969.	105
3.42	Influence de la rigidité normale locale sur le comportement élastique global. Dépendance du module élastique constaté (gauche) et du coefficient de Poisson (droite)...	106
3.43	Evolution du déviateur de contrainte variation de la rigidité normale locale.	107
3.44	Influence de la rigidité tangentielle locale sur le comportement élastique global. Dépendance du module élastique constaté (gauche) et du coefficient de Poisson (droite)...	108
3.45	Simulation d'essais triaxiaux avec variation de la rigidité tangentielle locale. Evolution du déviateur (gauche) et de la variation volumique (droite).	108
3.46	Influence du frottement local sur le module initial et le coefficient de Poisson	109
3.47	Dépendance du frottement global vis-à-vis du frottement local, expérimentale et numérique. Les simulations numériques considérées font intervenir des éléments sphériques simples, aux rotations laissées libres. Regroupement de résultats d'après Mahboubi et al. 1996, Chareyre 2003 et les résultats obtenus lors des simulations sans LTM – Plassiard (Sim., triax.).	109
3.48	Influence du frottement local lors d'une sollicitation déviatoire pour un échantillon n'utilisant pas la LTM.	110
3.49	Influence du paramètre de raideur en roulement sur le comportement initial.	111
3.50	Influence du paramètre de raideur en roulement sur le comportement déviatoire.	112
3.51	Influence du paramètre adimensionnel de limite élastique en roulement sur le comportement initial	112
3.52	Influence du paramètre adimensionnel de limite élastique en roulement sur le comportement déviatoire	113
3.53	Influence de la cohésion locale a_s sur le comportement déviatoire.	114
3.54	Influence de la cohésion locale a_s sur le critère de rupture défini par la cohésion c et l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} , le frottement local μ étant constant.	114
3.55	Détermination de la relation entre la cohésion locale a_s et la cohésion globale c pour des sollicitations quasi-statiques.	115

Table des figures

3.56	Comportement sous sollicitation triaxiale de l'échantillon numérique modélisant le tout-venant. Essais réalisés pour deux pressions de confinement distinctes pour lesquelles les évolutions du déviateur de contrainte et de la variation volumique sont présentées.	118
4.1	Exemple de galerie de protection (à gauche) et coupe schématique représentative (à droite), d'après le LOCIE	124
4.2	Schéma illustratif du dispositif d'essais, d'après Montani 1998.....	124
4.3	Schéma représentatif du bloc impacteur, d'après Montani 1998.....	125
4.4	Dispositif de mesure de l'effort transmis au moyen de pressiomètres, d'après Montani 1998. Les capteurs sont placés selon une demi-médiane et espacés de 30 cm chacun.	126
4.5	Représentation de l'impact d'un bloc sur une structure granulaire et de la zone de transmission des efforts, d'après Montani 1998.....	127
4.6	Résultats des essais expérimentaux de la série 44, d'après Montani 1998. L'accélération de l'impacteur, sa position déduite par intégration et l'effort transmis en fonction du temps sont présentés pour les quatre hauteurs de chutes testées	128
4.7	Variations initiales de l'accélération et de l'effort transmis (zoom de la 4.6 suivant l'axe temporel), d'après Montani 1998	128
4.8	Coupe du modèle représentant les essais d'impact de la série d'essais modélisés ..	129
4.9	Influence du coefficient de pas de temps δ sur l'accélération et la profondeur de pénétration de l'impacteur ainsi que sur l'effort transmis à la dalle.	131
4.10	Accélération et profondeur de pénétration de l'impacteur et effort transmis en fonction du temps. Comparaison en phase initiale du signal expérimental avec les résultats de la simulation utilisant un coefficient de pas de temps égal à 0,2.	132
4.11	Répartition spatiale des efforts verticaux s'exerçant sur les éléments formant la dalle à l'instant de la transmission maximale de l'effort. L'intensité de rouge traduit l'intensité d'effort vertical s'exerçant sur un élément.....	133
4.12	Influence du paramètre d'endommagement sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle.	134
4.13	Influence du paramètre d'endommagement sur la pénétration de l'impacteur durant la phase intégrale de l'impact.....	135
4.14	Accélération et profondeur de pénétration de l'impacteur et effort transmis en fonction du temps. Comparaison du signal expérimental avec les résultats de la simulation utilisant la loi avec endommagement telle que $\xi = 8,0$	136
4.15	Evolution du rapport de contacts en charge κ_{charge} en fonction du temps (à gauche) et de la profondeur de pénétration de l'impacteur (à droite). $\kappa_{charge} = 0,0$ et $\kappa_{charge} = 1,0$ signifient que tous les contacts sont respectivement en décharge ou en charge.....	137
4.16	Influence de la limite élasto-plastique sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle.	138
4.17	Influence de la loi visqueuse sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle.....	139

Table des figures

4.18	Evolution du rapport de contacts en charge κ_{charge} en fonction du temps (à gauche) et de la profondeur de pénétration de l'impacteur (à droite). $\kappa_{charge} = 0,0$ et $\kappa_{charge} = 1,0$ signifient que tous les contacts sont respectivement en décharge ou en charge.....	140
4.19	Influence du couplage loi visqueuse – loi avec endommagement sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation numérique avec $\xi = 8,0$ et $\alpha = 1,0$	142
4.20	Influence du couplage loi visqueuse – loi avec endommagement sur la pénétration de l'impacteur en phases initiale et secondaire d'impact. Comparaison entre l'expérimental et la simulation numérique avec $\xi = 8,0$ et $\alpha = 1,0$	143
4.21	Influence du paramètre de viscosité α sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle.	144
4.22	Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation améliorée pour une hauteur de chute de 7 m.....	145
4.23	Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation améliorée pour une hauteur de chute de 4 m.....	146
4.24	Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation améliorée pour une hauteur de chute de 1 m.....	147
4.25	Influence de l'assemblage des éléments constitutifs de la couche granulaire. Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle.....	148
4.26	Représentation des deux modèles grossier (modèle B) et fin (modèle C).	149
4.27	Influence de la taille caractéristique des éléments constitutifs de la couche granulaire. Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle.....	150
5.1	Section droite représentant une conduite enfouie dans une tranchée et recouverte de matériau granulaire type remblai, d'après Pichler 2003.....	154
5.2	Tranchée réalisée dans le substratum et remplie de gravier, d'après Pichler 2003.	154
5.3	Courbe granulométrique du matériau servant de remblai, d'après Pichler 2003.	155
5.4	Profil des impacteurs de 4 380 kg, 10 160 kg et 18 260 kg, d'après Pichler 2003. .	155
5.5	Représentation du critère de rupture type Cap-model dans le plan $(I_1; \ s\)$	156
5.6	Données expérimentales portant sur la rupture en cisaillement de divers matériaux granulaires [Penumadu et Zhao 1999]. Regroupement des points de ruptures dans le plan $(I_1; \ s\)$ et droite de rupture correspondante, d'après Pichler 2003. L'ensemble des valeurs de pression de confinement p utilisées est indiquée (à droite).	157

Table des figures

5.7	Données expérimentales portant sur la compaction du matériau granulaire intervenant pour des pressions de confinement allant jusqu'à 30 MPa, d'après Pichler 2003. Relation entre la déformation volumique plastique ε_{vol}^p et la variable Y , avec $Y = 3I_1$	158
5.8	Estimation de la profondeur de pénétration de l'impacteur en fonction de la hauteur de chute, d'après Pichler 2003. Comparaison entre les valeurs expérimentales et analytiques obtenues à 5 %, 50 % et 95 % des quantiles de la résistance R, pour deux tailles de bloc données	159
5.9	Extrapolation de l'intervalle de confiance portant sur de la profondeur de pénétration de l'impacteur en fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc, d'après Pichler 2003.....	159
5.10	Intervalle de confiance portant sur la durée d'impact fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc, d'après Pichler 2003.....	160
5.11	Visualisation du bloc durant un impact, d'après Pichler 2003. L'intervalle de temps séparant deux images successives vaut 0.04s.	160
5.12	Intervalle de confiance portant sur l'effort maximal enregistré par le bloc en fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc, d'après Pichler 2003.	161
5.13	Coupe des deux modèles destinés à la simulation d'impacts. La configuration des essais A et B est présentée (à gauche) ainsi que la configuration des essais C à E (à droite). En gris clair sont représentés les éléments discrets formant le remblai, englobés par les conditions limites (en gris foncé). Le bloc impacteur (en gris foncé) est placé au centre supérieur du remblai.	162
5.14	Représentation de l'impacteur, selon sa forme initiale (à gauche) et modifiée (à droite).	163
5.15	Points de ruptures expérimentaux dans le plan $(I_1; \ s\)$ pour les trois pressions de confinement inférieure à 1MPa ($p = 103$ kPa, $p = 414$ kPa et $p = 965$ kPa), issus de la 5.6 [Pichler 2003]. La droite de Mohr-Coulomb correspondante est caractérisée par une cohésion de 18 kPa et un angle de frottement de $39,5^\circ$	165
5.16	Simulations d'impacts pour les tests A et B. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.	165
5.17	Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentales et numériques pour les tests A et B. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et des résultats numériques.	166
5.18	Simulations d'impacts pour les tests C et D. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.	167
5.19	Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentales et numériques pour les tests C et D. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et des résultats numériques.	168
5.20	Simulations d'impacts réalisées avec l'impacteur de masse 10 160 kg pour les hauteurs de chute de 20 et 100 m. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.	169
5.21	Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentales et numériques pour les impacts à grandes énergies avec l'impacteur de masse 10 160 kg. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et des résultats numériques.	169

Table des figures

5.22	Configuration en fin de simulation d'impact à 100 m de hauteur de chute: visualisation des positions des éléments et de l'enfoncement du bloc dans le milieu granulaire (à gauche) et mouvement des éléments pendant la phase d'impact (à droite).	170
5.23	Simulations d'impacts réalisées avec l'impacteur de masse 18 260kg pour une hauteur de chute de 18.67m (essai D). Comparaison entre l'effort s'exerçant sur le bloc et la profondeur de pénétration pour les modèles de 3m et 5m d'épaisseurs.....	171
5.24	Simulations d'impacts réalisées avec l'impacteur de masse 18 260kg pour les hauteurs de chute de 20 et 100 m. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration	171
5.25	Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentale et numérique pour l'impact à grande énergie avec l'impacteur de masse 18 260kg. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et du résultat numérique.....	172
5.26	Profondeur de pénétration en fonction de l'énergie d'impact. Comparaison de la profondeur expérimentale et de son intervalle de confiance [Pichler 2003] à la profondeur simulée.	173
5.27	Visualisation d'ensemble après impact pour l'essai D (bloc de 18 260kg lâché d'une hauteur de 18.85m). Photographie de l'expérimentation (à gauche), d'après Pichler 2003 et coupe représentative du modèle discret (à droite).....	174
6.1	Configuration du modèle discret utilisée pour le cas B. Les modèles A et C sont semblables, aux rapports homothétiques près.	181
6.2	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), accélérations horizontale (en bas à gauche) et verticale (en bas à droite) pour l'impact sur l'ouvrage de type A à une énergie variant de 125 kJ à 1 000 kJ	183
6.3	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), accélérations horizontale (en bas à gauche) et verticale (en bas à droite) pour l'impact sur l'ouvrage de type B à une énergie de 500 à 8 000 kJ	185
6.4	Récapitulatif des paramètres variés lors de l'analyse paramétrique. Pour le bloc : la vitesse de translation V , la masse m , la hauteur d'impact h , le diamètre d , l'angle d'orientation d'impact α et la vitesse de rotation ω . Pour l'ouvrage : les inclinaisons β et γ des parements amont et aval, l'épaisseur de crête λ , ainsi que les propriétés du sol (Tableau 6. 3).	187
6.5	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), efforts horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de la masse du bloc tout en maintenant l'énergie constante.	188
6.6	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de la hauteur d'impact.....	189
6.7	Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour différentes valeurs du paramètre adimensionnel de hauteur d'impact h^* , repéré à l'instant $t = 0.63$ s.	190
6.8	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), efforts horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation du diamètre des bloc à énergie constante.	192

Table des figures

6.9	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), profondeur de pénétration horizontale (au milieu), efforts horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation du diamètre et de l'énergie des blocs.....	194
6.10	Schéma des angles impliqués dans le calcul de l'orientation d'impact.	195
6.11	Schéma récapitulatif des différentes valeurs de α simulées pour un parement amont incliné à 60° par rapport à l'horizontale.....	196
6.12	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'orientation d'impact.....	197
6.13	Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour différentes valeurs du paramètre d'orientation d'impact , repéré à l'instant $t = 0.25$ s.....	198
6.14	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'énergie cinétique de rotation initiale du bloc.....	199
6.15	Modèles utilisés pour étudier l'influence du parement amont, avec une inclinaison à 60° (à gauche) et une inclinaison à 50° (à droite). Le parement aval des deux modèles est incliné à 33°.....	200
6.16	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) suivant l'inclinaison du parement amont.....	201
6.17	Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour deux inclinaisons du parement mont : le modèle incliné à 60° (à gauche) et le modèle incliné à 50° (à droite), repérés à l'instant $t = 0.63$ s. Le parement aval de chaque construction est incliné à 33°.	202
6.18	Modèles utilisés pour étudier l'influence du parement aval, avec une inclinaison à 60° (à gauche) et une inclinaison à 33° (à droite). Le parement amont des deux modèles est incliné à 60°.....	203
6.19	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'inclinaison du parement aval pour une énergie d'impact de 2 000kJ.....	203
6.20	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'inclinaison du parement aval pour une énergie d'impact de 4 000kJ.....	204
6.21	Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact à 4 000kJ dans le plan x-z pour deux inclinaisons du parement aval : le modèle de référence (à gauche) et le modèle incliné à 33° (à droite), repérés à l'instant $t = 0.63$ s.	205
6.22	Modèles utilisés pour étudier l'influence de l'épaisseur de crête, valant 1 m (à gauche) et 4,4 m (à droite).	206
6.23	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'épaisseur de crête.	207
6.24	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) pour deux modèles de même volume.	208

Table des figures

6.25	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) pour deux modules élastiques.....	209
6.26	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'angle de frottement du sol.....	210
6.27	Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour deux angles de frottement du remblai : le modèle de référence à 43° (en haut) et le modèle à 40° (en bas), repérés à l'instant $t = 0.63$ s.....	211
6.28	Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'angle de la cohésion du sol.	213
6.29	Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour deux cohésions du remblai : le modèle de référence à 10kPa (à gauche) et le modèle à 30kPa (à droite), repérés à l'instant $t = 0.63$ s.....	213
6.30	Domaine d'efficacité de l'ouvrage en fonction des paramètres de l'impacteur pour une énergie cinétique de rotation nulle ($\eta = 0$). Les couleurs des bâtonnets sont reliées à la hauteur adimensionnée de l'impact h^*	215
6.31	Définition d'une surface approchée pyramidale délimitant le domaine d'efficacité de l'ouvrage.....	216
6.32	Domaine d'efficacité de l'ouvrage en fonction des paramètres de l'impacteur pour un impact horizontal ($\beta = 30^\circ$). Les couleurs des bâtonnets sont reliées à la hauteur adimensionnée de l'impact h^* , conformément à la 6.30.....	217

Liste des tableaux

1.1 Exemples de digues renforcées ou non, leur localisation et la gamme d'énergie d'impact à laquelle elles sont potentiellement soumises.	12
1.2 Propriétés mécaniques à la rupture de trois merlons renforcés cités dans la littérature..	15
1.3 Propriétés mécaniques estimée pour un remblai constitutif de merlon.....	15
1.4 Propriétés mécaniques des remblais pour les merlons de Meano, d'après Peila et al. 2002	32
1.5 Mode de rupture et déplacements d occasionnés par l'impact en fonction de l'énergie initiale du bloc et des propriétés de l'ouvrage, d'après Jarrin 2001	36
3.1 Déformations constatés dans les directions principales de l'échantillon après application d'une compression isotrope à 100 kPa	80
3.2 Paramètres de simulations d'essais triaxiaux avec et sans utilisation de la LTM.....	88
3.3 Paramètres de simulations d'essais triaxiaux avec et sans utilisation de la LTM pour l'échantillon de référence	98
3.4 Rappel des dépendances entre paramètres locaux (en vertical) et réponse à l'échelle de l'échantillon (en horizontal) constatées pour les gammes de valeurs testées. La dépendance avérée est signalée par « O », l'indépendance par « - » et les aspects encore à vérifier sont indiqués par « ? ».	117
3.5 Paramètres caractérisant le tout venant à modéliser et valeurs constatées sur l'échantillon numérique.	118
3.6 Paramètres locaux du modèle de tout-venant.....	119
4.1 Caractéristiques géométriques des impacteurs, d'après Montani 1998.	125
4.2 Energies et vitesses d'impact en fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc.	125
4.3 Profondeur de pénétration finale de l'impacteur, déduite de l'intégration numérique et de la mesure post-essai, d'après Montani 1998.	127
4.4 Nombre d'éléments des structures principales du modèle.....	129
4.5 Décalage de l'impacteur suivant les deux directions horizontales.....	148
4.6 Caractéristiques géométriques des éléments constituant la couche granulaire. Le modèle de référence correspond au modèle A.	150
5.1 Caractéristiques des essais d'impact considérés, d'après Pichler 2003. Présentation de la masse m_b , de la taille caractéristique l et de la hauteur de chute h_f du bloc, de l'énergie d'impact E_I et de la profondeur de pénétration X	165
5.2 Estimation des caractéristiques d'impact pour les configurations d'essais expérimentaux présentées, d'après Pichler 2003. En fonction de la masse m_b et de la hauteur de chute h_f du bloc, l'énergie à l'impact E_I est définie. La mesure de la profondeur de pénétration X permet ensuite d'évaluer la durée d'impact Δt et l'effort maximal généré sur l'impacteur F_b	161
5.3 Diamètre moyen et nombre d'éléments constitutifs des structures principales du modèle	162

Liste des tableaux

6.1	Caractéristiques géométriques des impacteurs pour les trois configurations d'ouvrage	178
6.2	Caractéristiques géométriques des merlons pour les trois configurations	178
6.3	Caractéristiques mécanique du remblai constitutif des merlons considérés pour les trois configurations de référence	180
6.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux pour les trois configurations de référence.	180
6.5	Caractéristiques géométriques des merlons pour les trois configurations de référence.	181
6.6	Vitesse initiale de l'impacteur en fonction de l'énergie pour le cas A.....	184
6.7	Vitesse initiale de l'impacteur en fonction de l'énergie pour le cas B.....	185
6.8	Calcul de l'angle α des différents cas provenant de la littérature.....	195
6.9	Relation entre le rapport η des énergies cinétiques et la vitesse de rotation ω du bloc.	199

Introduction générale

Contexte des éboulements

Classé parmi les risques naturels, l'éboulement rocheux représente un danger objectif majeur. Le temps de réaction n'est en effet pas suffisant pour que les personnes exposées à ce danger puissent se protéger. Par exemple, en 1986 un éboulement est survenu tôt un lundi matin à Notre Dame de Briançon. En, traversant la R.N. 90, des blocs rocheux sont venus percuter des maisons. Les dégâts ne furent que matériels, mais cela aurait été vraisemblablement plus dramatique si cet événement était survenu à un autre moment de la journée car cette route est très fréquentée en fin de semaine. Le développement touristique de certaines régions montagneuses lors des dernières décennies, allié à une tolérance à la perte de vies humaines allant en diminuant, a incité les autorités à développer des techniques de protection pour se prémunir contre ces éboulements.

A ce jour, ce type d'événements ne peut toujours pas être prédit. Mais il peut être évalué grâce aux techniques actuelles de reconnaissance qui permette d'apprécier si un pan rocheux présente un risque de détachement ou d'effondrement. Les informations prises en compte pour la détermination des zones à risque proviennent de la connaissance de l'historique, des couvertures photographiques, de l'étude géologique ou géomorphologique ainsi que de la reconnaissance en falaise [LCPC 2001]. Le volume potentiellement instable peut aussi être estimé afin de savoir si cette menace correspond à un éboulement ou un effondrement en masse.

Problématique et objectifs

Dans le cas d'une zone à risque reconnue, des mesures préventives peuvent être prises. Lorsque le volume et le secteur à risque autorisent le renforcement, à l'aide d'ancrages ou de butons par exemple, le site peut être sécurisé. Ces insertions sont classées dans la catégorie des protections dites « actives » en ce sens qu'elles visent à empêcher l'événement de survenir [LCPC 2001]. Mais lorsqu'aucun renforcement adéquat n'est envisageable, l'éboulement ne peut alors pas être empêché. Dans ce cas, un ouvrage de protection est construit en contrebas afin de protéger des blocs rocheux, les habitations et les infrastructures, ainsi que les vies humaines. Ces constructions sont nommées « protections passives » puisqu'elles ne visent pas à empêcher le phénomène, mais à contenir son effet. L'ouvrage peut alors être considéré fiable s'il contient les blocs et les empêche de franchir cette ligne de sécurité. Les deux cas où l'ouvrage se révèle inefficace correspondent donc au cas où le bloc perfore l'ouvrage ou le franchit.

L'usage de protections passives permet aux blocs rocheux d'acquérir une énergie importante durant leur chute. Cette énergie peut atteindre plusieurs dizaines de milliers de kilojoules et le type d'ouvrage de protection à construire est directement lié à l'évaluation de son énergie d'impact (cf. chapitre 1). Les merlons de protection sont utilisés pour les énergies d'impact les plus élevées, pouvant dépasser 50 000 kJ. Le merlon est une construction formée de remblai et souvent renforcée à l'aide de nappes de géotextiles. Pour rendre plus efficace les merlons, il est nécessaire de bien comprendre le comportement du merlon à l'impact. Pour

Introduction générale

cela, des tests d'impact doivent être réalisés. Cependant, le coût de ces essais est tellement élevé, que peu de tests ont été réalisés. Ainsi, peu d'informations ayant trait à la réponse du merlon à l'impact, sont disponibles. Une étude complète devrait prendre en compte l'étude des déformations ou ruptures que l'ouvrage subit, mais aussi les caractéristiques du bloc rocheux, supposé rigide, dont la trajectoire est déterminée par son interaction avec l'ouvrage.

Toutefois, des essais expérimentaux sur maquettes, en modèle « 1g » ou en vraie grandeur ont été entrepris avec des résultats qui proposent des « tendances » au niveau du comportement de la structure. Les résultats expérimentaux sont donc actuellement loin de pouvoir fournir une base suffisante pour appréhender le comportement du merlon à l'impact.

Les modèles numériques proposent eux, des études paramétriques susceptibles d'améliorer notre compréhension du phénomène d'impact. L'approche par les éléments finis est la plus répandue dans l'étude du comportement des sols ou en géotechnique. Cependant, la modélisation fondée sur une description continue du milieu impacté présente de grandes difficultés pour représenter les phénomènes de rupture, de glissement ou d'éjection de matière. Et ce sont ces phénomènes qui sont principalement responsables de la dissipation de l'énergie. Des simulations par éléments finis ont déjà été réalisées ([Castiglia et al. 2002] et [Blovisky 2003]) mais elles ont eu pour but principal de déterminer la force de rupture de l'ouvrage et non la trajectoire du bloc. Mais le seul type de défaillance permise par ces essais correspond au phénomène de perforation, le cas du franchissement n'étant pas possible au vu de la configuration expérimentale d'impact.

Un modèle numérique utilisant une approche discontinue, comme la méthode aux éléments discrets, semble plus approprié pour prendre en compte la déstructuration de la structure, puisqu'il réunit les conditions de représentativité du comportement en grandes déformations, la fragmentation et la fracturation. Enfin, le comportement du merlon et du bloc sont observables tout au long d'une simulation. Le code de calcul SDEC [Donzé et Magnier 1997] sera utilisé pour cette modélisation.

Présentation du plan

Avant d'aborder la modélisation des merlons soumis aux impacts de blocs rocheux, l'état de l'art est dressé afin de définir plus précisément les besoins de l'étude. Le **chapitre 1** comprend un récapitulatif des types d'ouvrages de protection contre les chutes de blocs et leur contexte d'utilisation. Cette synthèse permet notamment de comparer le merlon à l'ensemble des ouvrages de protection dits passifs. La littérature portant sur les merlons est plutôt restreinte, seule la construction du merlon d'Aigueblanche a donné lieu à plusieurs publications fournissant des informations sur sa conception à partir d'essais d'impact sur maquette en centrifugeuse et de simulations de trajectoires de blocs. Sa réalisation est aussi présentée, qu'il s'agisse des matériaux ou du procédé de construction.

En l'absence d'informations sur le comportement du merlon à l'impact, une méthode indirecte sera utilisée au cours des chapitres suivants pour valider l'approche numérique choisie. Pour cela l'impact d'une couche de remblai – matériau constitutif majeur du merlon est modélisé. Des essais expérimentaux d'impacts pour deux gammes d'énergies différentes sont utilisés. L'instrumentation de ces essais permet de comparer leurs résultats aux simulations qui seront entreprises dans la suite de ce travail. Les essais expérimentaux ou numériques d'impacts sur merlon disponibles dans la littérature sont ensuite présentés. Pour finir, les principales

informations fournies par ces études sont rappelées en vue de leur utilisation au cours de la modélisation d'impacts.

La méthode numérique utilisée est détaillée au **chapitre 2**. Le code aux éléments discrets sphérique SDEC est présenté, à commencer par la méthode numérique de résolution. Un schéma numérique explicite aux différences centrées est utilisé pour déterminer les nouvelles vitesses et positions en fonction des efforts. Les lois de contact font intervenir des rigidités normales et tangentielles ainsi que du frottement de Coulomb, de la cohésion et une résistance à la traction. D'autres lois développées et servant à modifier le comportement dynamique, sont aussi présentées : limite élastique en compression normale, endommagement en décharge ou loi visqueuse non linéaire. L'implémentation principale réalisée au cours de ce travail concerne la loi de résistance au roulement, appelée aussi loi de transfert de moment – LTM. Cette loi permet de limiter le roulement des éléments que la géométrie sphérique favorise, afin d'être plus représentatif d'un matériau granulaire. Une étude comparative permet de saisir l'intérêt de cette loi au chapitre suivant.

L'objectif est de modéliser le comportement d'un merlon – et donc de son remblai constitutif – lors d'une sollicitation dynamique type impact. La première étape consiste à reproduire son comportement en quasi-statique. Dans le **chapitre 3** le modèle de remblai est calibré à partir des données issues de plusieurs ouvrages. Pour cela, un échantillon numérique, constitué d'éléments discrets et représentatif du remblai, est modélisé afin de vérifier les caractéristiques mécaniques du milieu.

D'abord, il s'agit de vérifier la représentativité de cet échantillon : les aspects tels que l'homogénéité, le degré d'anisotropie, la reproductibilité ou l'influence de l'assemblage sont étudiés. La seconde étape concerne la modélisation de l'essai triaxial. La vitesse de déformation imposée à l'échantillon et la pression de confinement ont un effet sur le comportement de l'éprouvette qui est comparé au comportement réel. La troisième partie porte sur les relations entre les paramètres régissant le contact et la réponse globale de l'échantillon. Une analyse systématique est entreprise concernant l'influence des paramètres locaux sur la réponse élastique, sur l'état à la rupture et sur l'état résiduel. Des relations mathématiques ou des domaines d'influence en sont extraits.

Une méthode de calibration pouvant s'appliquer aux matériaux granulaires de manière plus générale a ainsi été développée.

La calibration du modèle de remblai en comportement dynamique est abordée au **Chapitre 4**. Des essais d'impacts d'une sphère de béton dans un milieu granulaire sont simulés. Ces essais sont réalisés pour une gamme d'énergies inférieures à celles généralement observées pour les merlons. Néanmoins, l'instrumentation de ces essais permet de connaître des caractéristiques du phénomène d'impact tels que : l'effort exercé par la sphère sur la structure ou sa profondeur de pénétration. Ces grandeurs peuvent alors être comparées aux résultats provenant des simulations. Le comportement à l'impact n'étant pas reproduit convenablement par le modèle établi au chapitre précédent, les lois de comportement sont modifiées en conséquence, avec des ajouts comme : la limite élastique en compression, l'endommagement en décharge et un loi visqueuse non linéaire. Une nouvelle étape de calibration est alors entreprise. Elle porte uniquement sur les paramètres des nouvelles lois introduites, les paramètres quasi-statiques établis au chapitre 3 étant par ailleurs conservés. Les lois de comportement utilisées et les paramètres s'y référant sont alors complètement définis, aussi bien pour le comportement quasi-statique que dynamique. C'est ce modèle qui est utilisé pour

Introduction générale

la suite du travail. Pour finir, la variabilité des résultats due à l'assemblage ou à la taille des éléments constituant le remblai, est étudiée.

Des essais expérimentaux d'impact de bloc dans du remblai sont présentés au **chapitre 5**. A la différence du chapitre précédent, les énergies mises en jeu correspondent l'ordre de grandeur de celles rencontrées pour les merlons. Ces impacts sont réalisés pour des énergies de 4 000 kJ pour certains essais.

Ces essais expérimentaux sont modélisés et le choix des paramètres mécaniques du modèle est discuté. Les simulations donnent accès à la profondeur de pénétration, la durée d'impact et l'effort maximal généré. Ces trois aspects peuvent alors être comparés aux profondeurs de pénétration expérimentales. Ce travail permet de vérifier l'aptitude du modèle à reproduire le comportement du matériau granulaire soumis au phénomène d'impact pour les gammes d'énergies relatives à celles intervenant pour les merlons.

Le modèle discret calibré lors des chapitres 3 et 4 et validé au chapitre 5 peut être utilisé pour une étude paramétrique d'impact sur merlons. Ce dernier chapitre, le **chapitre 6**, a pour but de quantifier l'influence des différentes caractéristiques d'un impact de bloc sur l'ouvrage. Pour cela, trois géométries de modèles sont présentées et impactées.

Cette analyse paramétrique fait intervenir les caractéristiques majeures de l'impacteur et de l'ouvrage. Les méthodes de dimensionnement actuelles considérant principalement l'énergie cinétique de translation et la hauteur d'impact du bloc, cette analyse doit indiquer si cette hypothèse est acceptable. Une analyse multiparamétrique doit finalement être menée afin d'évaluer l'influence combinée des paramètres majeurs que l'analyse paramétrique précédente a indiqué.

Chapitre 1 Etat de l'art

1.1. Introduction

Ce chapitre, où différents thèmes sont abordés, a pour but de faire un bilan sur l'état des connaissances concernant l'impact de blocs rocheux sur les ouvrages type merlons. Après avoir présenté le risque de chute de blocs rocheux dans son contexte général, les différentes méthodes destinées à prévenir ce type d'événement sont abordées : en particulier, le cahier des charges d'un merlon et ses différents matériaux constitutifs.

Un cas concret de merlon est ensuite présenté, choisi pour sa richesse bibliographique : le merlon d'Aigueblanche. Les différentes phases de ce projet sont détaillées, de sa conception basée sur des essais expérimentaux et des simulations numériques, jusqu'à sa réalisation.

Le phénomène d'impact est considéré dans des configurations plus simples dans un premier temps. Des essais expérimentaux d'impacts en milieu granulaire sont présentés. Les grandeurs mesurées caractérisant le phénomène d'impact sont exposées. L'impact de bloc rocheux sur merlon est finalement considéré. Les différents types d'essais issus de l'étude bibliographique sont présentés ainsi que les principales observations en résultant.

1.2. Les structures de protection contre le risque rocheux

On ne s'intéresse par la suite qu'au risque de chute de blocs rocheux parmi les risques dits « naturels » dans lesquels figurent entre autres, les glissements de terrain, les inondations, les avalanches ou les séismes. Le département de l'Isère, comme plusieurs autres départements en France est sujet à l'aléa de chute de blocs. Une cartographie classant cet aléa dit « rocheux » en trois catégories (forte, modérée, et très faible) a été dressée (Figure 1.1). Cette carte permet de mesurer l'exposition de chaque commune. Le secteur grenoblois représente une zone géographique critique puisqu'elle associe un aléa fort à une densité élevée de population. Le risque, au sens défini dans des travaux récents ([Lorentz 2007] et [Kister et al. 2005]) est donc important dans cette région.

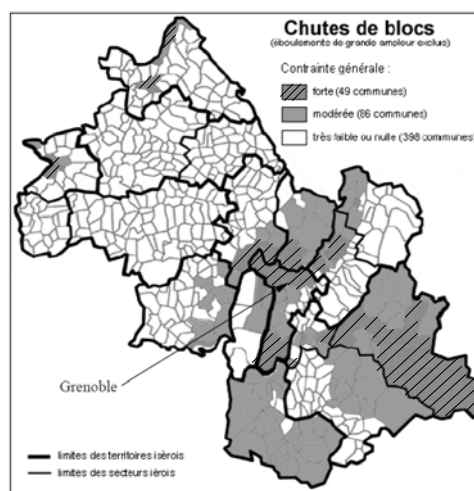


Figure 1.1 Classement des communes de l'Isère face à l'aléa rocheux, d'après IMR 2003.

Ce risque est lié aux conséquences qui résultent de la chute de blocs d'un point de vue économique et humain. L'aspect économique peut être illustré par les éboulements survenus à Aigueblanche en 1977 (Figure 1.2) et en 1990. Ces deux événements, bien qu'ayant induit des destructions matérielles (maisons, routes) n'ont causé aucune victime [Lapierre et al. 1990]. La perte de vies humaines peut aussi survenir; dernièrement la chute d'un bloc a entraîné la disparition de deux personnes à Aussois en 2006.

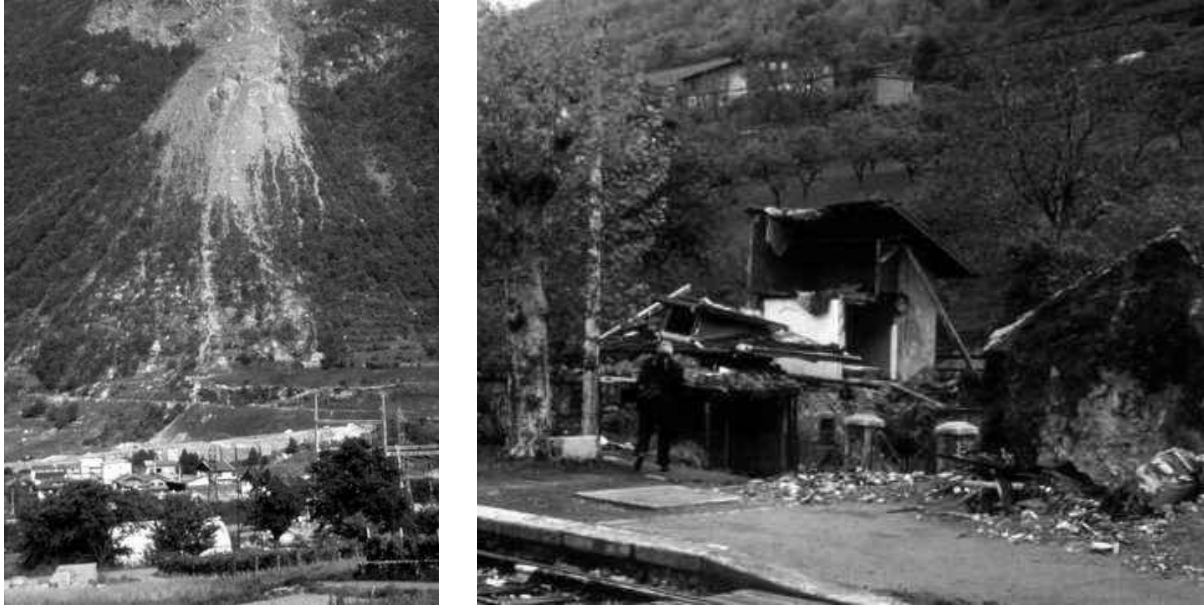


Figure 1.2 Eboulement d'Aigueblanche (Savoie), le 1^{er} Mai 1977 : vue d'ensemble de l'éboulement en éventail et construction détruite sur le quai de la gare, d'après Antoine et al. 1979.

Trois causes principales sont à l'origine des chutes de bloc [Besson 2005]:

- La décompression d'un massif par l'érosion qui entame la surface.
- La disparition d'une surcharge ou d'un appui latéral.
- L'effet d'une force interne ou la pénétration des racines.

La dénomination donnée à l'événement considéré de chute de blocs dépend du volume rocheux éboulé ([Besson 2005] et [Kister et al. 2005]). La chute isolée concernera un ou quelques blocs d'un volume pouvant dépasser le mètre cube en ordre de grandeur. L'éboulement en masse concernera un ensemble important de blocs dont le volume total peut dépasser la centaine de milliers de mètres cube. Dans le travail présent, on ne s'intéresse qu'au cas des blocs isolés. Comme il sera présenté par la suite, la vitesse des blocs dépend du versant, de la dénivellation parcourue et d'autres aspects géométriques et mécaniques. Cependant, les études de cas indiquent une vitesse de translation maximale proche de 30 m/s.

Afin de se prémunir contre le risque de chute de blocs, ce dernier doit être évalué. Cette appréciation passe par la connaissance, a priori, du volume de sol concerné par l'effondrement, de la taille des blocs et des zones géographiques menacées en aval de la zone de départ. Le volume et la taille des blocs sont évalués au moyen d'une reconnaissance géologique. Au cours de cette phase sont définis non seulement la taille et le cubage des éléments représentant un danger, mais aussi d'autres aspects comme l'angularité ou l'allongement des blocs. A partir de cette évaluation, il n'est cependant pas possible de

prédire la trajectoire du bloc et son point d'arrêt de manière déterministe en raison des deux points suivants. Lors de sa chute, le bloc subit des rebonds sur un substratum dont les propriétés mécaniques ne peuvent être que grossièrement évaluées. De plus, le rebond s'effectue suivant des surfaces du bloc et du substratum, dont la géométrie n'est qu'estimée. Ces propos sont indiqués par l'expérimentation, puisque des lâchers de blocs réalisés dans des conditions équivalentes n'ont pas la même trajectoire [CETE Lyon 2003] et de plus, ne parcourent pas la même distance [Schweigl et al. 2003].

D'autre part, une campagne expérimentale de lâchers de projectile sphérique dans une couche granulaire a été réalisée en vue de caractériser le phénomène de rebond (Figure 1.3). L'étude a montré que le frottement et la compacité du milieu granulaire jouent un rôle important dans la restitution d'énergie au bloc après impact [Heidenreich 2003]. La cinématique du bloc et l'angle d'impact jouent aussi un rôle majeur ([Chau et al. 2002] et [Heidenreich 2003]). Dans cette étude nettement moins complexe que celle de la trajectoire d'un bloc in situ, le phénomène de rebond n'est pas pour autant quantifié, illustrant ainsi la difficulté que représente la détermination de la trajectoire dans un cas réel. En conséquence, la trajectoire du bloc est considérée à ce jour comme un phénomène aléatoire.

L'ingénieur a néanmoins besoin d'informations sur la trajectoire et la vitesse des blocs pour prendre les mesures préventives. L'estimation de la trajectoire s'effectue grâce à un logiciel simulant la chute de bloc sur le profil prédéfini par la reconnaissance de falaise. La méthode consiste à simuler un nombre important de lâcher de blocs (100 000). Le phénomène de rebond est modélisé au moyen de coefficients pondérateurs dont les valeurs dépendent de la forme du bloc, de la pente et du type de milieu impacté, de l'angle et de la vitesse d'impact du bloc notamment. Le faisceau de trajectoires ainsi obtenu permet de définir la cinématique de manière probabiliste (Figure 1.4). La vitesse et la hauteur de passage du bloc sont estimées en tout point de la trajectoire. Son évaluation permet d'établir si les blocs considérés représentent un danger potentiel pour les constructions et les populations en aval. Une liste des différents logiciels existants, leur date et lieu de création ainsi que leurs caractéristiques principales, a été dressée [Kister et al. 2005].

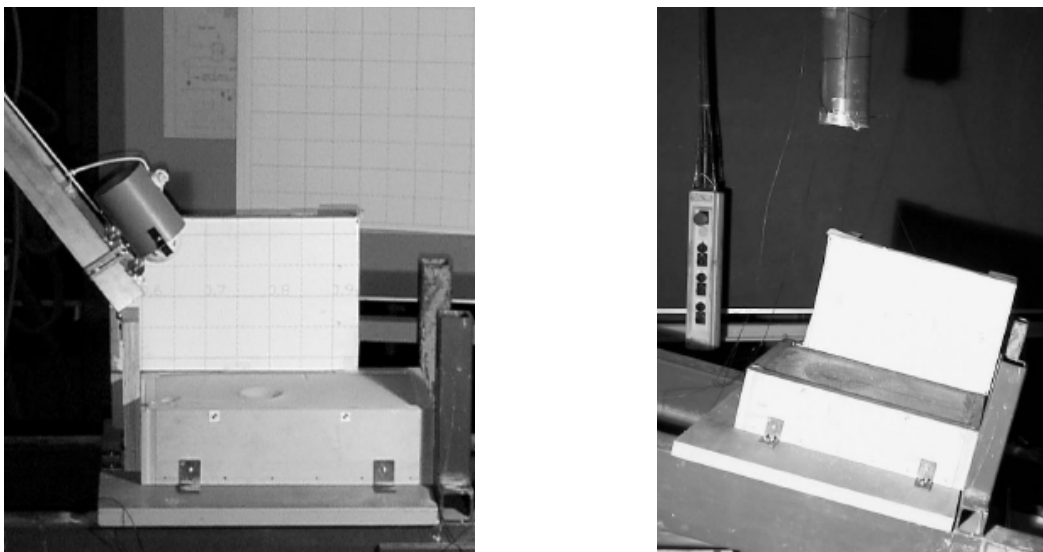


Figure 1.3 Dispositif expérimental pour l'étude du phénomène de rebond : lâchers d'impacteurs sphériques avec un angle d'incidence variable sur une couche granulaire horizontale (à gauche) et avec une vitesse initiale verticale sur un plan incliné (à droite), d'après Heidenreich 2003.

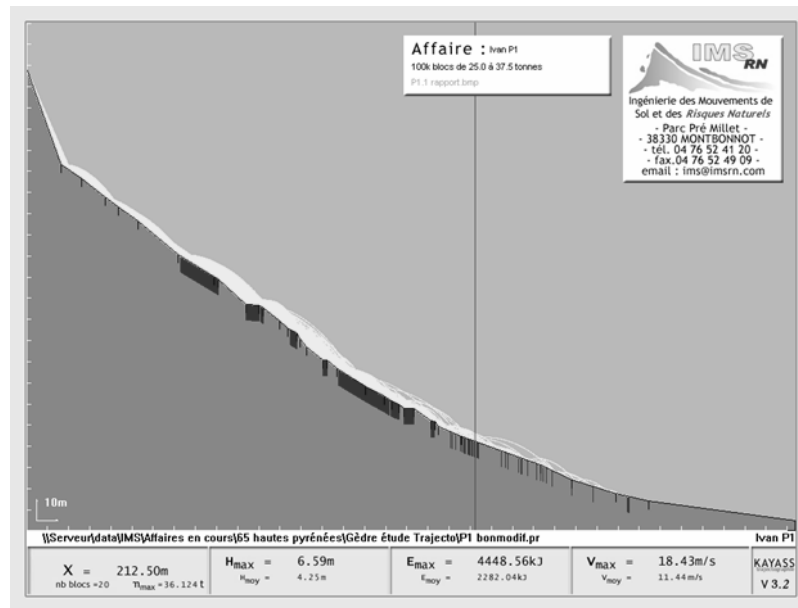


Figure 1.4 Faisceau des trajectoires obtenues lors d'une simulation de 100 000 lâchers de blocs avec le logiciel KAYASS, d'après IMS-RN. En marron, le profil de la falaise, en jaune, les trajectoires des 100 000 blocs.

Si la chute de blocs représente un risque, deux types de constructions peuvent permettre de s'en prémunir. On distingue les protections actives des protections dites « passives ». Dans le premier cas l'homme souhaite éviter que la chute de blocs puisse intervenir par consolidation des zones menaçant de se détacher. Le renforcement peut être réalisé par l'insertion d'ancrages, de contreforts ou de grillages entre autres [Lorentz 2007]. La protection passive, quant à elle n'empêche pas l'aléa rocheux de se produire et consiste à arrêter les blocs dans le secteur intermédiaire situé entre la zone de départ et la zone à protéger. Cette technique est utilisée lorsque la consolidation du massif n'est pas réalisable, en raison d'un volume de roches instables trop important, par exemple. Une structure visant à arrêter le bloc doit être construite en aval du point de détachement, mais la pente de talus naturel est généralement trop élevée pour qu'une construction puisse être envisagée au droit de la zone de départ. En conséquence, l'énergie cinétique du bloc peut prendre des valeurs très importantes, en fonction du dénivelé parcouru. On parlera par la suite d'énergie d'impact ou d'énergie cinétique du bloc pour désigner l'énergie effective de l'impacteur. La capacité dissipative ou d'absorption d'énergie de la structure de protection désigne quant à elle l'énergie maximale que la structure peut dissiper lors d'un impact. En effet, lorsque le bloc est contenu par le merlon, cela signifie que la totalité de l'énergie cinétique du bloc a été communiquée au merlon. Ce dernier dissipe ensuite cette énergie par les déformations irréversibles qu'il subit [Blovisky 2003] et par rayonnement élastique [Lepert et Corté 1988]. A la limite des capacités du merlon, l'énergie cinétique du bloc avant impact correspond donc bien à la capacité de dissipation énergétique de l'ouvrage.

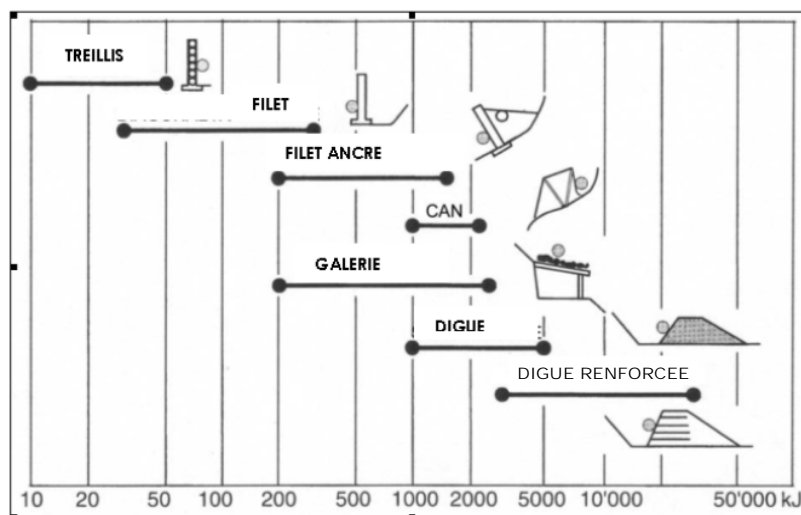


Figure 1.5 Type de structure de protection passive utilisé en fonction de l'énergie d'impact du bloc, d'après Descoedres 1997.

Il existe plusieurs types de structures de protection passive (Figure 1.5). Le choix d'un type de structure dans un contexte donné, dépend principalement de l'énergie à contenir et de l'emprise au sol disponible. La première présentée ici correspond à la protection naturelle que peut constituer une forêt. Le boisement permet en effet de réduire l'énergie des blocs, voire d'arrêter leur course. Mais la zone de départ des blocs doit être proche du boisement et la pente ne doit pas excéder 25 à 30 degrés [LCPC 2001]. Ce n'est pas le cas de l'éboulement survenu à Barjac, en Lozère, où la pente était supérieure à cette limite [PPR Barjac 2005]. Les blocs n'ont pu être arrêtés par le boisement et certains ont atteint les habitations (Figure 1.6).

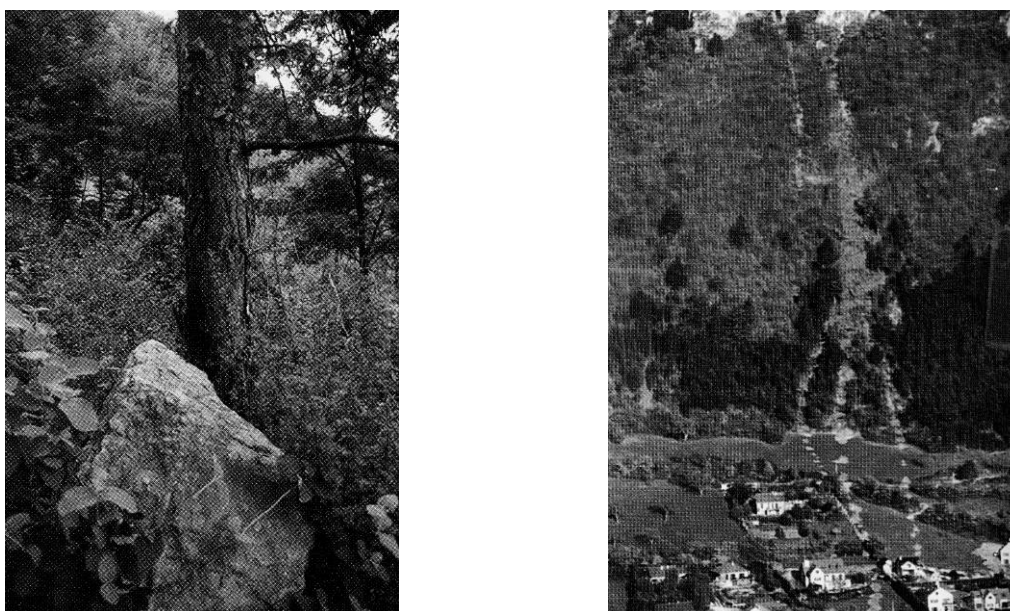


Figure 1.6 Exemples de protections passives naturelles : efficacité du boisement pour arrêter le bloc (à gauche) et limitation de ce type de protection pour un versant trop penté (à droite), d'après LCPC 2001.

Des blocs de taille caractéristique n'excédant pas quelques décimètres en ordre de grandeur peuvent être retenus par des filets métalliques, ancrés ou non (Figure 1.7). Dans une gamme

d'énergie intermédiaire, située autour de 1 000 kJ, les galeries pare-blocs peuvent être utilisées (Figure 1.7). Enfin, pour les gammes d'énergies plus élevées, des structures plus massives sont nécessaires pour contenir les blocs. Les digues en terre et merlons que l'on présente par la suite sont alors utilisés (Figure 1.8). La capacité maximale d'absorption d'énergie d'un merlon est une limite mal définie. Elle est estimée à 30 000 kJ [Descoedres 1997], 50 000 kJ [Caudroit 2000] voire 100 000 kJ [LCPC 2001]. Néanmoins à notre connaissance, aucun impact sur merlon dans ces gammes d'énergie n'a été enregistré jusqu'à présent.

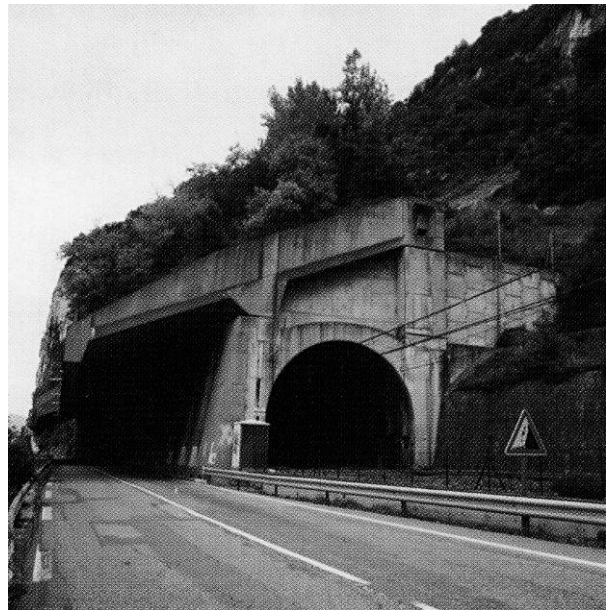


Figure 1.7 Exemples de protections passives pour les énergies modérées à intermédiaires : filets pare-blocs (à gauche) et galerie pare-blocs (à droite), d'après LCPC 2001.

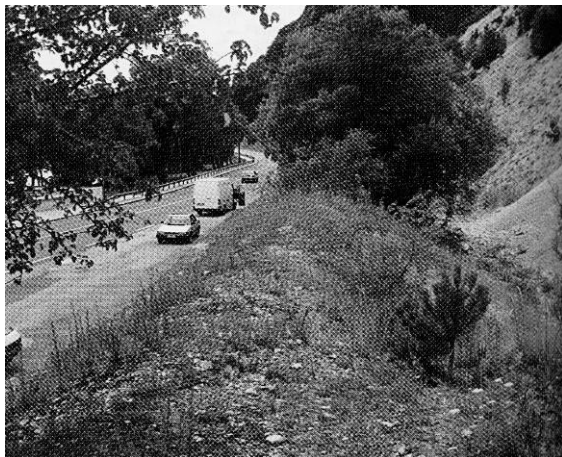


Figure 1.8 Exemples de protections passives pour les énergies élevées : digue en terre d'après LCPC 2001 (à gauche) et merlon de protection avec renforcement (à droite) d'après IMS-RN.

Bien que figurant dans le classement des protections passives (Figure 1.5), les galeries pare-blocs (Figure 1.7) jouent un rôle différent des autres types de structures puisqu'elles ne sont pas destinées à arrêter le bloc. Ce dernier est simplement dévié de sa trajectoire initiale afin de protéger une route, une voie ferrée, et continue sa route en aval de la structure de protection. La capacité d'absorption nécessaire pour ces structures est donc moins élevée que celle des merlons puisque la dissipation totale de l'énergie du bloc n'est pas un objectif pour ce type d'ouvrage. De même, des ouvrages déviateurs, appelés aussi tourne, sont parfois construits afin de simplement guider les blocs vers un merlon (Figure 1.9). Ce dernier n'est pas forcément construit en remblai, mais peut aussi être composé de gabions® (Figure 1.9). Un gabion correspond à une cellule cubique grillagée remplie de matériau granulaire concassé. Pour le distinguer des merlons présentés jusqu'ici ce type d'ouvrage est aussi désigné par structure cellulaire [Bertrand 2006]. Une présentation exhaustive figure dans de précédents travaux [Bertrand 2006] et ne sera pas davantage développée ici.

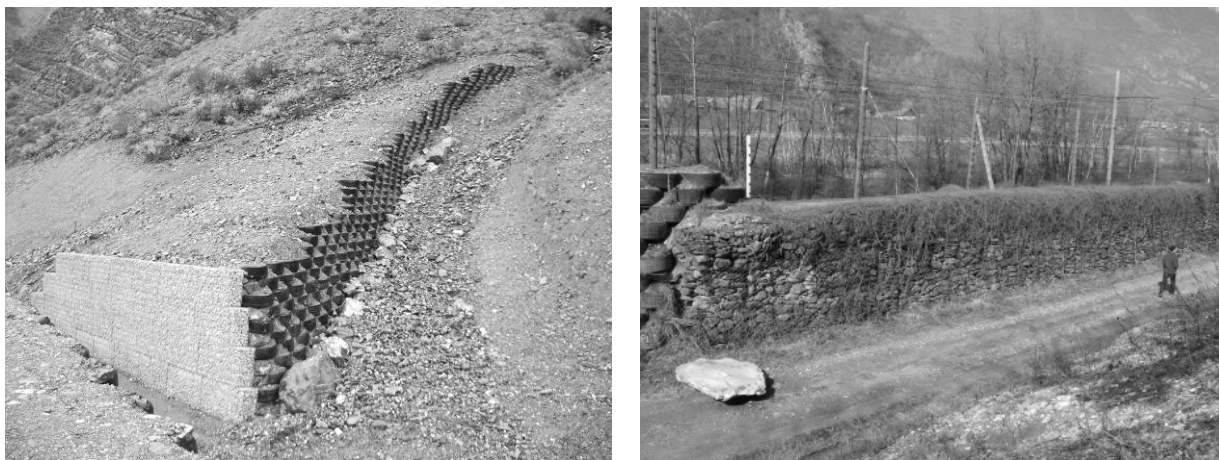


Figure 1.9 Déviateur (ou tourne) destinée à dévier le bloc vers le merlon servant de véritable structure d'arrêt (à gauche) et structure cellulaire en gabions (à droite), respectivement d'après LCPC 2001 et Bertrand 2006.

Un aperçu général concernant les diverses structures de protection contre les chutes de blocs a été entrepris. On s'intéresse par la suite aux impacts impliquant des énergies élevées pour lesquelles, seule une structure type merlon se révèle efficace.

1.3. Généralités sur le merlon de protection

1.3.1. Quelques définitions et conventions

Le merlon est une structure complexe qui peut se distinguer en plusieurs zones (Figure 1.10). Les définitions qui sont données par la suite seront utilisées dans l'ensemble de ce travail. Les trois zones principales d'un merlon correspondent aux trois faces « visibles » de l'ouvrage : le parement amont, la crête et le parement aval (Figure 1.10). Le premier correspond au plan incliné orienté face à la falaise. Son côté antagoniste, le parement aval est dirigé vers la vallée. Enfin, ces deux secteurs sont séparés par une face horizontale située sur la partie supérieure de l'ouvrage et appelé crête. Une quatrième zone, non représentée sur la Figure 1.10, peut être évoquée à savoir l'embase de l'ouvrage. Il s'agit de la face non visible de l'ouvrage en contact avec le substratum. Les conventions suivantes seront aussi adoptées pour décrire l'ouvrage (Figure 1.10):

- La hauteur correspond à la distance séparant l'embase de la crête
- L'épaisseur concerne la distance reliant le parement amont au parement aval
- La longueur définit la distance perpendiculaire à une section droite de l'ouvrage.

D'après le classement des capacités d'absorption de structures de protection passive (Figure 1.5), les digues pare blocs sont utilisées pour les énergies supérieures à 1 000kJ [Descoedres 1997]. Leur capacité est limitée à 5 000kJ, tandis que pour les énergies supérieures, les merlons renforcés seront préconisés. Les matériaux utilisés et la construction de ce genre d'ouvrages seront abordés par la suite. Le Tableau 1.1 regroupe le type de digue, le lieu de création et l'énergie d'impact pour lesquelles chaque structure citée a été réalisée. Le merlon d'Aigueblanche est donc destiné à contenir une énergie supérieure aux limites évoquées précédemment.

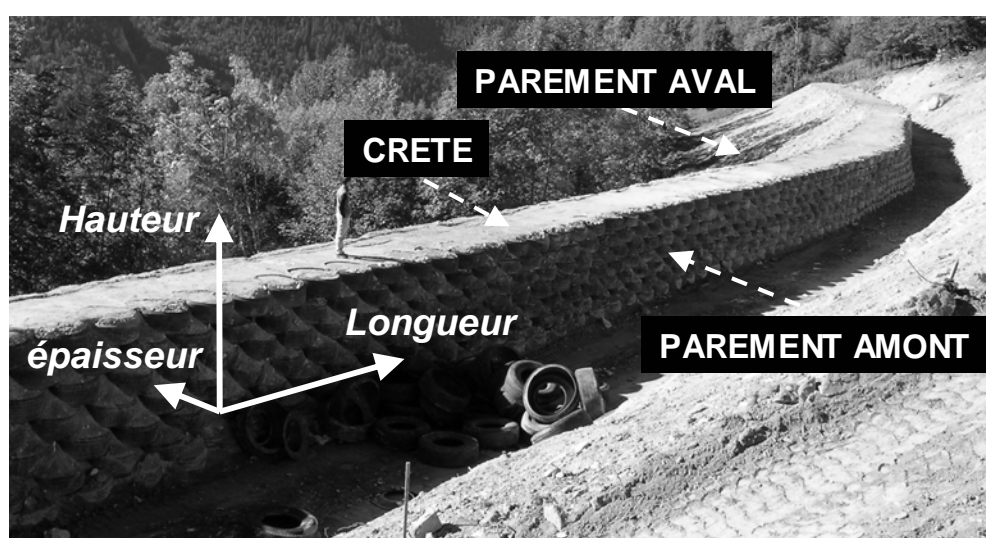


Figure 1.10 Quelques définitions et conventions adoptées concernant le merlon.

Tableau 1.1 Exemples de digues renforcées ou non, leur localisation et la gamme d'énergie d'impact à laquelle elles sont potentiellement soumises.

<i>Lieu, Pays, Concepteur</i>	<i>Type de construction</i>	<i>Energie d'impact (en kJ)</i>	<i>Impact produit (Oui/Non)</i>
<i>Dorénaz (Suisse, Tissière)</i>	<i>Digue renforcée par un maillage bois-acier</i>	<i>6 500</i>	<i>Oui</i>
<i>Meano (Italie, Tenax & Politecnico di Torino)</i>	<i>Merlon renforcé par des nappes de géotextile</i>	<i>4500</i>	<i>Oui</i>
<i>Gèdre (France, IMS-RN)</i>	<i>Merlon renforcé avec le dispositif Pneutex®</i>	<i>4450</i>	<i>Non</i>
<i>Eiblschrofen (Autriche)</i>	<i>Merlon renforcé par des nappes de géotextile</i>	<i>4 500</i>	<i>Non</i>
<i>Aigueblanche (France, CETE Lyon)</i>	<i>Merlon renforcé avec le dispositif Pneutex®</i>	<i>250 000</i>	<i>Non</i>

Dans le cas de merlons, l'ouvrage est principalement caractérisé par les aspects suivants (Figure 1.11). Le parement amont est généralement constitué de pneusols®, pneutex®, ou géotextile simple. Cette technique permet de raidir le parement amont à des valeurs de 65° d'inclinaison par rapport à l'horizontale [LCPC 2001] et à renforcer la structure. L'épaisseur minimale du merlon en crête est de 2 mètres, correspondant à la largeur nécessaire pour les travaux de terrassement. Le parement aval est généralement constitué de remblai dont l'inclinaison est proche de 30°. Cette zone augmente la résistance du merlon soumis à un impact, par la mise en butée de son remblai.

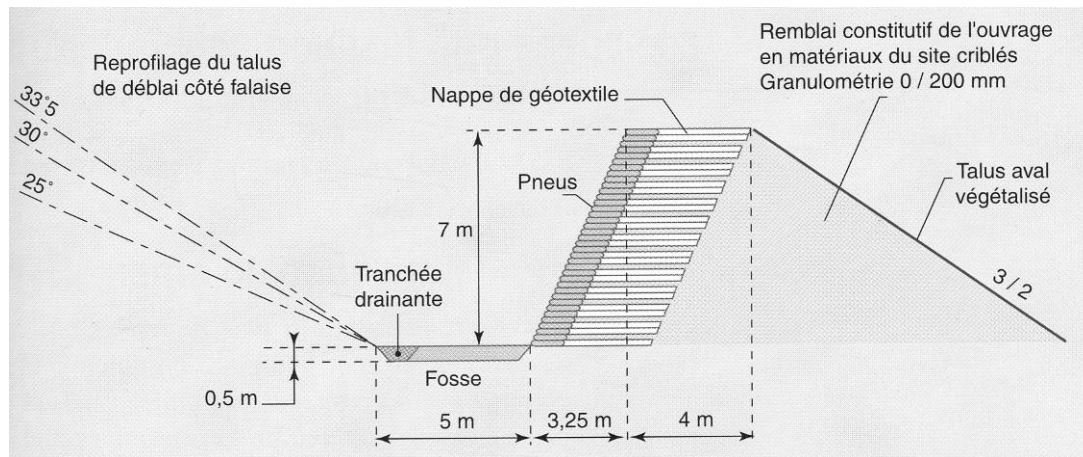


Figure 1.11 Coupe transversale de merlon typique, d'après LCPC 2001.

1.3.2. Cahier des charges du merlon

Le merlon a pour but de protéger la zone située en aval contre les blocs s'éboulant. En premier lieu, son cahier des charges implique :

- Une hauteur suffisante pour qu'aucun bloc ne puisse le franchir.
- Une épaisseur suffisante pour que le bloc ne puisse ni détruire le merlon, ni continuer sa course.

Lors d'une chute de blocs, plusieurs impacts peuvent se produire dans une même zone du merlon. De même, plusieurs éboulements peuvent survenir à des dates différentes, le cas de la commune d'Aigueblanche en est un exemple [LCPC 2001]. Cette structure doit permettre de dissiper l'énergie d'impact du bloc. Cela implique que la structure soit déformable et que les déformations provoquées soient en partie irréversibles afin que l'énergie communiquée au merlon soit dissipée [Blovsky 2003]. Enfin, la détérioration induite par les impacts et le risque d'impacts répétés dans le temps fait que le merlon doit être entretenu afin de garantir son efficacité. En conséquence, le cahier des charges implique les exigences secondaires suivantes :

- Le merlon doit être capable de résister à une série d'impacts espacés dans le temps.
- Sa structure doit pouvoir subir un endommagement afin de dissiper l'énergie communiquée par le bloc.
- Le merlon doit être réparable pour garantir à nouveau son efficacité après un impact.

1.3.3. Matériaux constitutifs

1.3.3.1. Le remblai

Le merlon est principalement constitué de remblai. Il s'agit généralement du matériau en place, prélevé en amont de la construction pour limiter les effets de tremplin dus à un replat éventuel [LCPC 2001]. Ainsi, le terrain amont est profilé tout en obtenant le remblai nécessaire à la construction de l'ouvrage (Figure 1.12). Cette technique est d'un moindre coût pour la construction, mais il faut s'assurer que le matériau prélevé est réutilisable en remblai. De même, il faut prendre garde à ce que la roche n'affleure pas dans la partie arasée, sous peine de modification de la trajectoire [LCPC 2001].

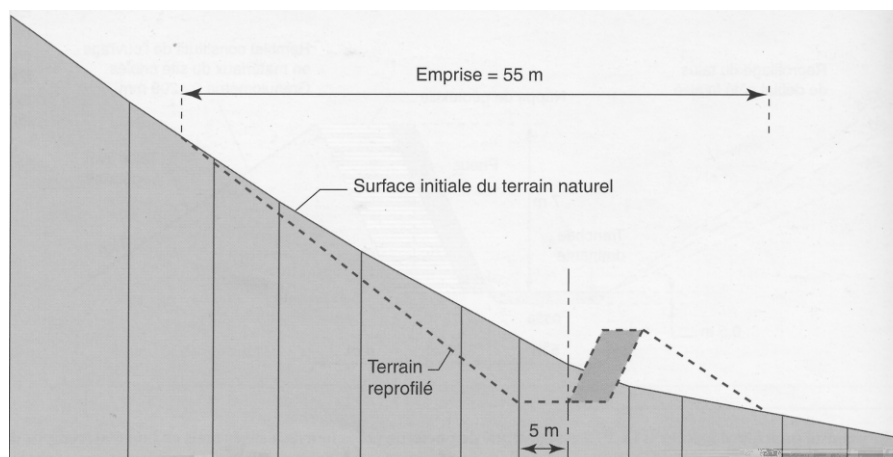


Figure 1.12 Coupe schématique d'un profilage de pente destiné à l'insertion d'un merlon, d'après LCPC 2001.

Les propriétés mécaniques du remblai conditionnent la stabilité de l'ouvrage sur le long terme et influencent aussi le comportement lors d'un impact. On considère par la suite que le comportement à la rupture du remblai respecte le critère de Mohr-Coulomb. L'estimation correcte des propriétés à la rupture est importante. En effet, si les propriétés sont sous-estimées, la construction peut alors être surdimensionnée par rapport à l'exigence réelle, impliquant un surcoût non justifié. A l'inverse, une surestimation de la capacité dissipative de la structure peut entraîner la ruine de la structure lors d'un impact et signifier un risque potentiel économique et humain. La construction d'un merlon ne fait pas toujours appel aux tests de laboratoire pour déterminer les propriétés à la rupture du matériau devant servir de remblai. Il est donc important de pouvoir estimer des propriétés moyennes à partir de la littérature portant sur les merlons dont les propriétés mécaniques du remblai sont connues. Ces valeurs pourront alors être utilisées comme propriétés de référence pour le remblai d'un merlon.

Parmi les structures dissipatives présentées précédemment (Tableau 1.1), trois d'entre elles correspondent à des merlons renforcés dont les caractéristiques mécaniques à la rupture du remblai sont connues (Tableau 1.2). Il s'agit de tout-venant dans les trois cas. Concernant les tests d'impacts sur les merlons réalisés à Meano, deux types de sols ont été utilisés [Castiglia et al. 2002]. Le premier correspond aux propriétés indiquées dans le Tableau 1.2. Le second sol utilisé possède des qualités médiocres, comparativement au premier – angle de frottement interne $\phi'_i = 30^\circ$ et cohésion $c' = 50 \text{ kPa}$. Il a pour but de vérifier l'influence de la qualité du matériau sur le comportement du merlon à l'impact et ne sera donc pas considéré pour l'estimation des propriétés mécaniques à la rupture que l'on souhaite réaliser ici. L'angle de frottement interne du premier sol est estimé à 34° [Castiglia et al. 2002]. Il s'agit néanmoins

d'une valeur obtenue avant compactage. Selon les auteurs des essais, L'angle de frottement interne à considérer pour le remblai en place serait plutôt de l'ordre de 43°. Dans le cas du merlon d'Eiblschrofen, le remblai possède un angle de frottement interne équivalent à la valeur de Meano après compactage [Ploner et al. 2000]. Aucune cohésion n'est cependant indiquée. Enfin, dans le cas d'Aigueblanche, le frottement interne a été estimé à 40° et la cohésion à 5kPa [Lapierre et al. 1990]. Toutefois, ces valeurs ont été déterminées à partir d'essais de déblai en vraie grandeur, pour lesquels la compacité du remblai est inférieure à la compacité du remblai après compactage dans le merlon. Le compactage permet à l'angle de frottement interne de gagner quelques degrés. Une valeur équivalente aux valeurs précédentes paraît indiquée pour estimer l'angle de frottement interne du remblai d'un merlon. Concernant la cohésion c' , on considérera une valeur de 10kPa. En effet, même si le remblai possède peu de fines, la cohésion due aux effets capillaires doit être prise en compte.

Tableau 1.2 Propriétés mécaniques à la rupture de trois merlons renforcés cités dans la littérature.

<i>Lieu</i>	<i>Angle de frottement interne ϕ'_i (-)</i>	<i>Cohésion c' (kPa)</i>
<i>Meano (Italie)</i>	<i>34 / 30</i>	<i>9 / 50</i>
<i>Eiblschrofen (Autriche)</i>	<i>42.5</i>	<i>-</i>
<i>Aigueblanche</i>	<i>40</i>	<i>5</i>

Le comportement résiduel d'un matériau granulaire en cisaillement suit le critère de Coulomb et que l'angle de frottement résiduel correspondant peut être défini. Le comportement à l'état résiduel des trois remblais de merlons présentés dans le n'est pas connu. Il sera par conséquent estimé à une valeur de 35°, valeur généralement attribuée aux matériaux granulaires.

Le comportement du remblai en petites déformations est défini par un module élastique et un coefficient de Poisson. L'estimation du module élastique est rendue difficile en raison de sa dépendance au confinement. Concernant les essais de Meano, le module élastique n'a pas été déterminé expérimentalement, mais été évalué à 150 MPa par les auteurs. Dans le cas du merlon d'Eiblschrofen, le module élastique a été estimé entre 10 et 30 MPa. D'après la littérature, un remblai compacté possède une valeur de module élastique proche de 100 MPa [Philipponnat et Hubert 2002]. Le module élastique sera considéré égal à cette valeur par la suite. Le coefficient de Poisson est choisi égal à 0.3, valeur lui étant généralement attribuée. Le remblai est donc caractérisé par les propriétés suivantes (Tableau 1.3) :

Tableau 1.3 Propriétés mécaniques estimée pour un remblai constitutif de merlon.

<i>Module élastique E (MPa)</i>	<i>Coefficient de Poisson ν (-)</i>	<i>Angle de frottement interne ϕ'_i (-)</i>	<i>Cohésion c' (kPa)</i>	<i>Angle de frottement résiduel $\phi'_{rés}$ (-)</i>
<i>100</i>	<i>0.3</i>	<i>43</i>	<i>10</i>	<i>35</i>

Le remblai est donc considéré élastique parfaitement plastique par la suite. Son élasticité est supposée linéaire tandis que la rupture et l'état caractéristique respectent le critère de Mohr-

Coulomb. Les propriétés mécaniques estimées à partir de la littérature sont résumées dans le Tableau 1.3.

1.3.3.2. Les renforts

La construction d'un merlon nécessite la réalisation d'un parement amont dont l'inclinaison est située à 65° environ par rapport à l'horizontale [LCPC 2001]. Cette inclinaison est nécessaire pour éviter qu'un bloc ne puisse franchir le merlon [Blovsky 2003] mais aussi pour limiter l'emprise de l'ouvrage au sol. Les propriétés mécaniques d'un remblai ne peuvent cependant permettre de réaliser une levée de terre stable respectant ce besoin. Le parement amont est alors renforcé à l'aide de géotextile, de pneusol®, ou de pneutex® (Figure 1.13).



Figure 1.13 Parement amont renforcé par des nappes de géotextile (à gauche) et par des pneusol® (à droite), respectivement d'après Castiglia 2002 et IMS-RN.

Le géotextile correspond à des nappes de matériau composite. Elles sont placées entre deux couches successives de sol et empêchent ainsi l'apparition de zones de glissement dans le remblai. De plus, lorsqu'elles englobent le remblai (Figure 1.13), le parement amont peut être raidi. Les nappes géotextile sont souples et déformables afin de permettre un remaniement du remblai lors de l'impact et favoriser ainsi la dissipation. Dans l'idéal, le géotextile ne doit pas rompre lors d'un impact, afin que le remblai de l'ouvrage reste confiné. Enfin, le frottement à l'interface remblai – géotextile doit être élevé afin d'assurer une meilleure transmission des efforts et favoriser la dissipation énergétique.

Les pneusols® correspondent à une imbrication de pneus usagés de poids lourds placés en quinconce puis reliés par des attaches métalliques [Mathieu et Marchal 1989]. L'insertion de nappes de géotextile entre deux hauteurs de pneus permet d'augmenter la stabilité du massif en sollicitant l'ensemble du parement amont en cisaillement (Figure 1.14). Cette construction a été nommée pneutex®, par suite de l'association des pneusol et de géotextile. Cette méthode, développée par le Laboratoire régional de Lyon, consiste à placer une série de nappes de géotextile de 4 mètres, espacées verticalement de 0.66 mètres [Mathieu et Marchal 1989].

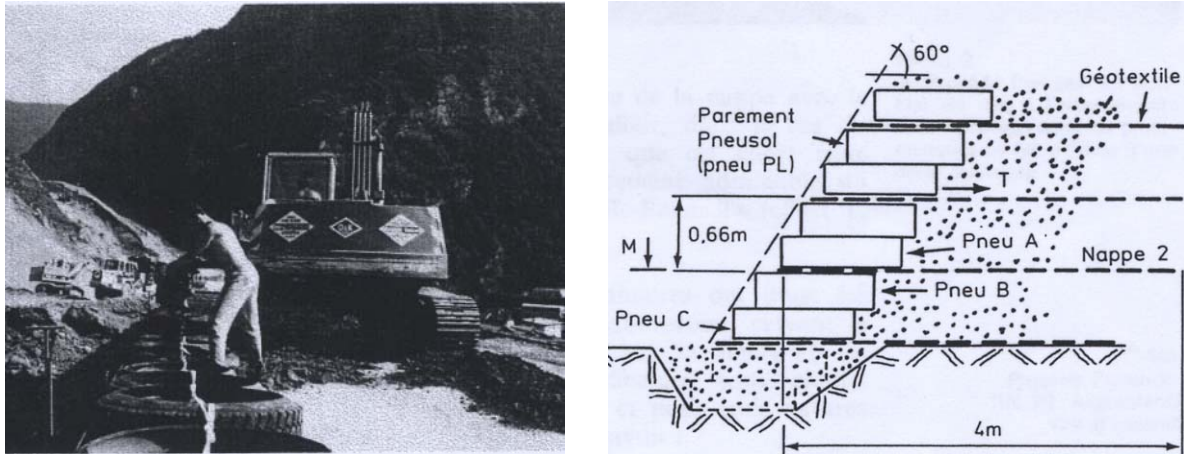


Figure 1.14 Conception du pneusol par remplissage et compactage du pneu (à gauche) et schéma d'un pneutex® (à droite), d'après Mathieu et Marchal 1989.

Le parement amont peut être renforcé par une seule couche de pneus ou par plusieurs rangées. Dans ce cas, le parement amont n'est plus constitué de nappes de géotextile, il s'agit alors d'une solution en pneusols® exclusivement. La solution pneutex® a été privilégiée dans la conception de merlon car elle présente une économie importante comparée à la solution uniquement composée en pneusol® [Mathieu et Marchal 1989].

Les renforts ont initialement pour but de consolider le parement amont afin de pouvoir raidir ce dernier. Leur effet préalable est à considérer pour la stabilité du massif à court et long terme. La présence de ces couches de pneus solidaires et de nappes de géotextile sollicitant le remblai dans son épaisseur est aussi susceptible de jouer un rôle dans le comportement à l'impact. Les renforts auraient alors un intérêt en situation normale comme en cas d'impact. Des études portant sur les comportements statique et dynamique des Pneusol® ont été réalisées [Long 1993]. Lors des essais d'impacts sur Pneusol®, le coefficient de restitution identifié vaut 0,1, signifiant que la vitesse du bloc au rebond est environ trois fois moindre que la vitesse incidente. L'auteur qualifie le parement amont d'un des éléments les plus importants de l'ouvrage. Ce dernier précise que le parement doit être résistant, flexible, stable et déformable [Long 1993]. Dans ces conditions, une grande part de l'énergie peut être absorbée avant que la butée de l'ouvrage ne soit mobilisée. Dans ce cas, le parement en Pneusol® peut être qualifié d'absorbeur d'énergie [Long 1993] et représente alors un avantage aussi bien dans des conditions statiques que dynamiques.

1.3.4. Le merlon d'Aigueblanche : de la conception à la réalisation

L'exemple du merlon d'Aigueblanche est intéressant car il représente la première étude recensée faisant état d'un projet alliant cubage des blocs, trajectographie, dimensionnement de l'ouvrage à partir de maquettes, avant que la réalisation de l'ouvrage réel soit entreprise. Ces différentes phases sont détaillées ci-après.

Suite à la désignation de la ville d'Albertville pour l'organisation des Jeux Olympiques d'hiver de 1992, il a été décidé de construire une voie express entre les villes d'Albertville et Moûtiers. Cette construction se situe dans une portion de vallée de l'Isère où le tracé routier doit composer avec les difficultés liées à la géographie du secteur. Parmi les zones délicates figurent des verrous géographiques (Notre Dame de Briançon, Aigueblanche) ou encore des zones où le risque d'éboulement rocheux est important (Cevins, Aigueblanche). Le secteur d'Aigueblanche est particulièrement concerné par la difficulté de réalisation puisqu'il allie les

deux inconvénients cités dans un espace proche (Figure 1.15). Des événements antérieurs ont aussi montré que les blocs sont susceptibles de parvenir jusqu'en fond de vallée où la ville est bâtie (Figure 1.2). Une contrainte supplémentaire est induite par la présence du barrage des Echelles d'Annibal (Figure 1.15).

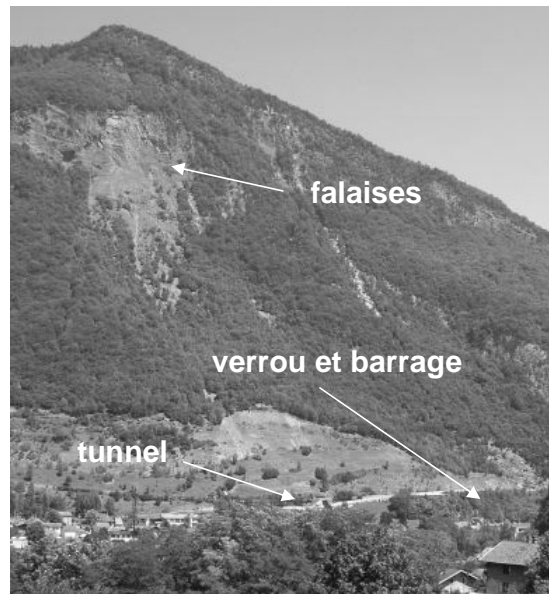


Figure 1.15 Vue de la commune d'Aigueblanche. Dans la partie amont de la ville coïncident géographiquement les aspects suivants : l'exposition au risque de chute de bloc avec les falaises de Roche Plate et Roche Pourrie, la présence du verrou de Ponsérand et le barrage des Echelles d'Annibal (avec l'autorisation de Nicole et André Plassiard).

Deux tracés ont alors été envisagés [Lapierre et al. 1990] : en rive gauche de l'Isère, avec la construction d'un viaduc pour franchir les villages de Bellecombe en Tarentaise et de Le Bois, puis le barrage des Echelles d'Annibal dans le premier cas. Le second projet d'implantation est situé en rive droite, en amont de la ville et directement dans le versant montagneux, près de la voie ferrée. Cette dernière solution a été retenue pour ne pas nuire à l'urbanisation future de la commune en rive gauche [Lapierre et al. 1990]. L'exposition de la voie express au risque de chute de blocs a nécessité la construction d'un ouvrage de protection. En raison du volume des blocs – jusqu'à 200 m^3 – menaçant de s'effondrer ainsi que du dénivelé important – environ 600 m –, la solution du merlon renforcé était la solution désignée.

Des simulations numériques ont été réalisées afin d'évaluer la trajectoire des blocs ainsi que leur vitesse une fois parvenus dans le secteur à protéger. Elles ont permis de vérifier que la menace pesant sur la voie ferrée en l'absence d'ouvrage de protection était réelle (Figure 1.16). Le même type de simulations réalisées avec présence d'un ouvrage de protection indique que l'efficacité du merlon dépend de l'inclinaison du parement amont. L'observation des trois cas présentés (Figure 1.17) montre que le parement amont doit être suffisamment raide si l'on souhaite éviter le franchissement de l'ouvrage par le bloc. Pour une inclinaison de 60° , le bloc est arrêté par l'ouvrage, tandis que pour 50° , le franchissement a lieu mais le bloc arrête sa course avant la zone à protéger. En revanche, une inclinaison à 40° ne se montre pas suffisante pour empêcher le bloc de poursuivre sa course jusqu'aux constructions (Figure 1.17). C'est l'inclinaison à 50° qui a été considérée dans la suite de l'étude.

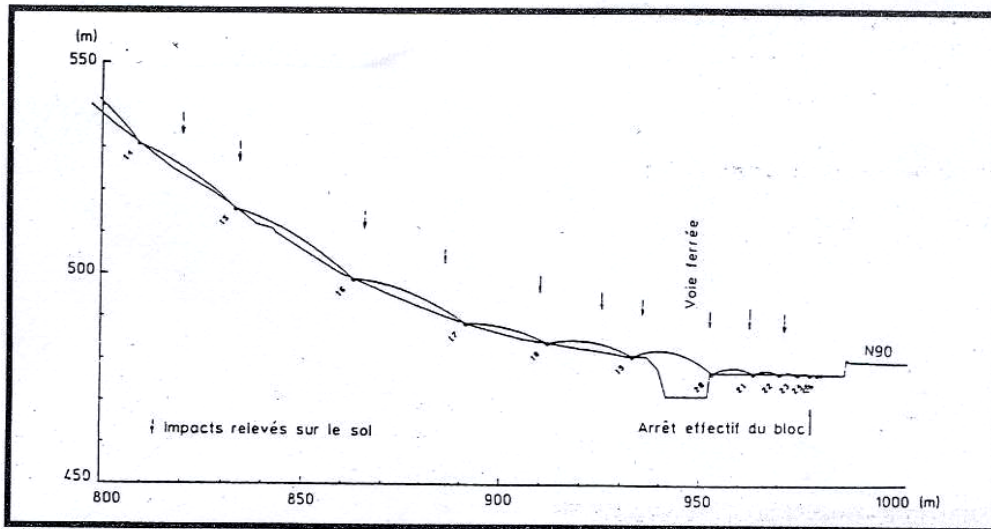


Figure 1.16 Simulation de trajectoire d'un bloc s'ébouyant du versant à risque à Aigueblanche, d'après Corté et al. 1989.

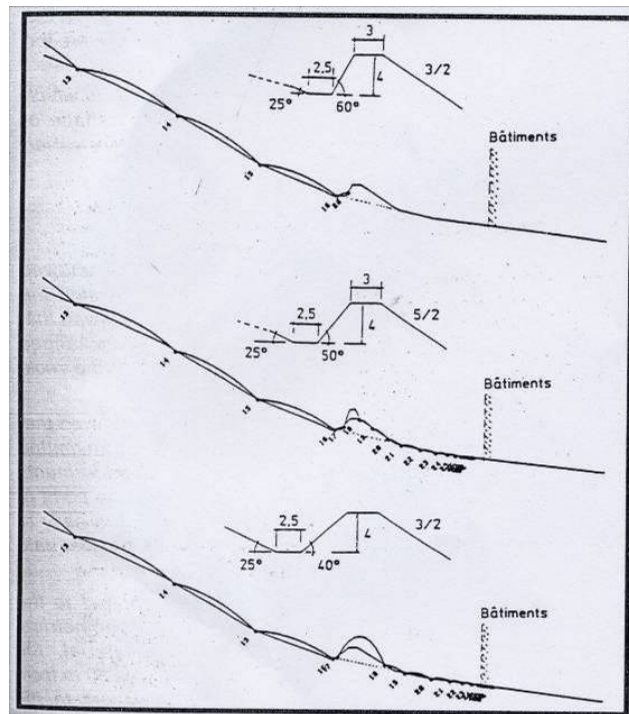


Figure 1.17 Influence du profil du merlon sur sa capacité à contenir le bloc. Simulations numériques pour la conception du merlon d'Aigueblanche, d'après Corté et al. 1989.

L'étude précédente a défini le profil de parement amont nécessaire pour contenir le bloc. Mais la robustesse du merlon lors de l'impact est à vérifier afin de garantir l'efficacité de l'ouvrage. Outre la trajectoire du bloc, sa vitesse d'impact a pu être évaluée entre 100 km/h [Corté et al. 1989] et 120 km/h [Mathieu et Marchal 1989]), soit 30 m/s en ordre de grandeur. Pour un bloc de 500 tonnes [Mathieu et Marchal 1989], l'énergie d'impact correspondante est de l'ordre de 200 000 kJ. Bien que le diagramme d'efficacité des protections passives en fonction de l'énergie d'impact (Figure 1.5) soit ultérieur à la création du merlon, la comparaison indique que la construction d'Aigueblanche doit posséder une capacité d'absorption de l'ordre de 4 à 6 fois celle supposée antérieurement [Descoedres 1997] pour les merlons renforcés. La

résistance du merlon est conditionnée par ses caractéristiques mécaniques à la rupture que des essais de déblai en vraie grandeur ont permis d'identifier. Son angle de frottement est estimé à 40° et sa cohésion à 5kPa [Lapierre et al. 1990].

Les essais d'impact sur ouvrage à cette échelle ne sont pas réalisables. Comme il sera évoqué ultérieurement, les essais expérimentaux d'impacts sur merlons impliquant la plus grande énergie correspondent à 4 500kJ. Cette valeur est bien inférieure à celle caractérisant une chute de bloc éventuelle dans le cas d'Aigueblanche. La solution adoptée a consisté à la création de maquettes à l'échelle 1/100^{ème} et à la réalisation d'impacts en centrifugeuse sur ces modèles de merlons. La centrifugeuse du LCPC de Nantes a été utilisée à cette occasion. Bien qu'une des plus anciennes centrifugeuses réalisées (1985), sa capacité d'accélération est parmi les plus performantes [Garnier 2001]. Vingt sept essais furent réalisés sur neuf modèles [Corté et al. 1989] dans lesquels la hauteur d'impact et la vitesse d'impact ont été variées. Différents profils géométriques d'impacteurs ont aussi été testés. Afin d'optimiser l'efficacité de la construction réelle, la maquette a subi des variations portant sur la nature du matériau constitutif, sa compacité et la géométrie du modèle. La maquette est réalisée en sable de Fontainebleau ou en sable de la Loire qui n'ont pas forcément la même résistance en cisaillement que le remblai modélisé. De plus, l'angle de talus naturel du sable ne peut permettre de construire une maquette dont le parement amont est incliné à 50° conformément à la construction projetée. Son profil se limite à 38° , tandis que l'inclinaison du parement aval est conservée (Figure 1.18). D'autres aspects liés à la vitesse et la hauteur d'impact du projectile, ainsi qu'à son profil ont été variés.

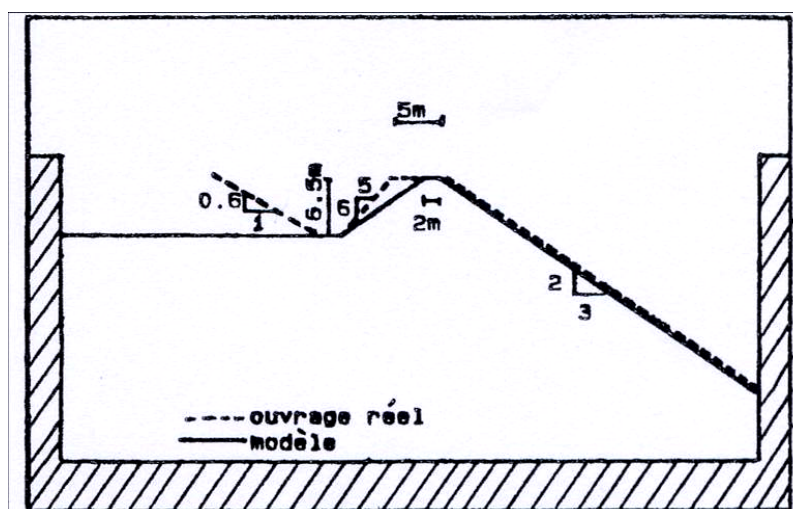


Figure 1.18 Coupe schématique du merlon projeté et du modèle réalisé, d'après Lepert et Corté 1988.

L'utilisation des maquettes peut induire des effets d'échelles, sur l'état de contraintes notamment. L'essai est réalisé en centrifugeuse (voir plus loin, Figure 1.27) afin de conserver le même niveau de contrainte pour les points géométriques correspondants de la maquette et du merlon réel [LCPC 2002]. L'analyse dimensionnelle et l'utilisation du théorème de Vashy-Buckingham [Langhaar 1956] indiquent que la maquette au 1/100^{ème} doit être soumise à une gravité artificielle de 100 g pour correspondre au comportement réel. La vitesse d'impact du projectile en modèle réduit est inchangée, toujours selon le théorème de Vashy-Buckingham.

Une série de vingt-sept essais d'impacts ont été entrepris, à raison de trois par type de maquette. L'insertion d'accéléromètres dans l'impacteur et dans le matériau granulaire a permis de mesurer l'évolution des efforts sur le projectile en fonction de la profondeur de

pénétration (Figure 1.19). Les courbes ont des tendances similaires, indiquant une bonne reproductibilité des essais. La visualisation des déformations est rendue possible par l'usage de couches colorées de sable [Lepert et Corté 1988]. Une image provenant d'un des essais après impact est présentée à titre d'exemple (Figure 1.19).

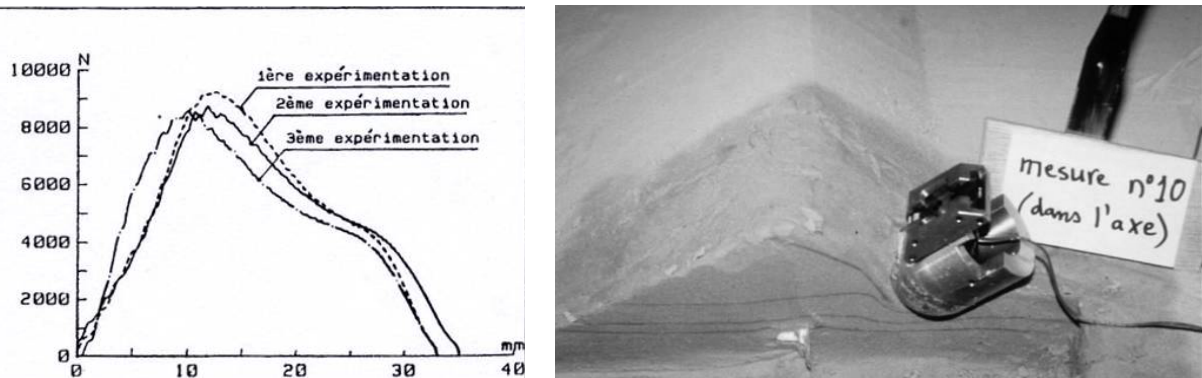


Figure 1.19 Evolution de l'effort sur l'impacteur en fonction de la profondeur de pénétration (à gauche), d'après Lepert et Corté 1988. Maquette de merlon impactée lors des essais en centrifugeuse (à droite), d'après LCPC 2002.

Les essais indiquent que le déplacement du merlon en crête est maximum au droit de l'impact [Lepert et Corté 1988]. Ce déplacement augmente si l'impacteur n'est pas profilé, un projectile sphérique entraîne donc un déplacement moindre qu'un projectile cylindrique. Une zone de déformations plastiques apparaît à l'avant de l'impacteur sur une profondeur au moins égale au diamètre de l'impacteur. Les déformations irréversibles sont moindres dans les directions latérales. Enfin, les impacteurs ont été arrêtés par le merlon modèle, hormis dans le cas d'une dimension en crête deux fois moindre que l'épaisseur préconisée (Figure 1.18). Le profil proposé par le C.E.T.E. de Lyon (Figure 1.18) est par conséquent apte à contenir les blocs rocheux même pour le cas extrême caractérisé par un bloc de 500 tonnes animé d'une vitesse de 30m/s.

Afin de raidir le parement amont tout en garantissant la stabilité de l'ouvrage, le merlon est construit selon la technologie Pneutex®. L'inclinaison du parement amont est finalement choisie égale à 60° (Figure 1.20). La présence de nappes de géotextile sur une épaisseur de 4 mètres assure la stabilité de la construction à long terme.

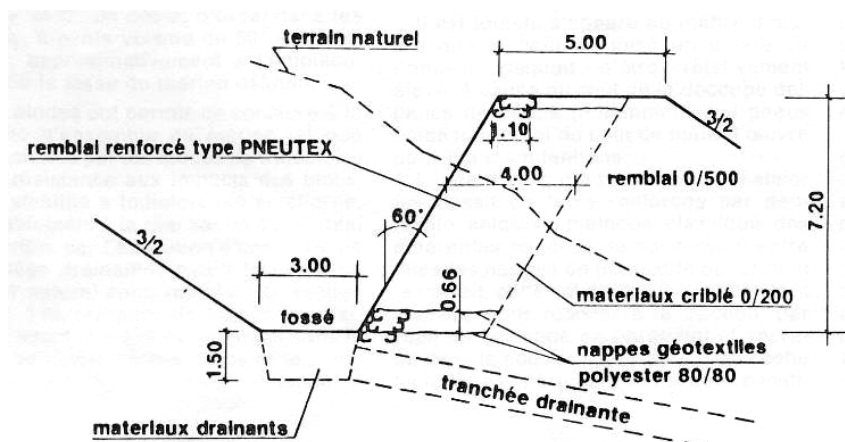


Figure 1.20 Coupe schématique du merlon d'Aigueblanche, d'après Lapierre et al. 1990.

A ce jour, nous avons eu connaissance d'éboulements rocheux en 1988 et 1989 ayant nécessité l'intervention humaine pour une purge de la fosse à bloc (Figure 1.20). Mais ce merlon n'a pas encore été soumis à une énergie d'impact équivalente à celle pour laquelle il a été dimensionné. Comme il sera évoqué par la suite, un impact de grande ampleur pourrait vérifier l'efficacité du raidissement du parement amont d'une part, mais pourrait aussi indiquer l'effet de la présence des pneusol® et des nappes de géotextile dans la dissipation et la répartition des efforts lors de l'impact. Cette étude a néanmoins mis en évidence des aspects critiques du merlon, liés notamment à l'épaisseur en crête et à l'inclinaison des parements amonts et aval. Ces points seront rappelés ultérieurement dans une synthèse des informations fournies aussi par l'ensemble de la littérature.

1.4. Le phénomène d'impact en milieu granulaire

1.4.1. Première approche de l'impact

1.4.1.1. Les essais expérimentaux

Des essais expérimentaux de lâchers d'impacteurs sphériques sur une couche granulaire ont été présentés précédemment [Heidenreich 2003]. Ces essais avaient pour but de déterminer l'influence des divers paramètres géométriques, cinématiques et mécaniques sur le phénomène de rebond. La finalité de ce travail portait sur l'estimation de la trajectoire des blocs. On s'intéresse à présent au phénomène d'impact sans rebond, c'est-à-dire lorsque le milieu impacté met fin au mouvement de l'impacteur. L'étude de cas simples illustrant cette configuration doit constituer une première approche de l'impact de bloc sur un merlon. L'impact vertical d'un solide rigide dans une couche granulaire horizontale a été étudié expérimentalement à diverses échelles et dans des buts différents. A l'échelle d'une énergie cinétique de l'ordre du Joule, des essais d'impact de bille dans un sable ont été réalisés ([Uehara et al. 2003] et [Ambroso et al. 2005]). Une relation déduite de l'expérimentation donnant la profondeur de pénétration en fonction des paramètres est obtenue. Elle ne sera pour autant pas appliquée ici puisque son application aux gammes d'énergies plus élevée n'est pas garantie. On définit deux gammes d'énergie d'impacts, développées par la suite:

- Les essais à énergie modérée (jusqu'à 1 000kJ).
- Les essais à énergie élevée (supérieure à 1 000kJ).

La première est inférieure à la gamme d'énergie pour laquelle les merlons sont préconisés. Il s'agit d'essais expérimentaux instrumentés de capteurs donnant accès à la cinématique du bloc et aux efforts mis en jeu. La seconde correspond à la gamme d'énergie des impacts sur merlons. Elle permet notamment d'estimer la profondeur de pénétration de l'impacteur dans le milieu granulaire.

1.4.1.1.1. Essais à énergie modérée (inférieure à 1 000 kJ)

A échelles énergétique et géométrique plus importantes, des essais d'impact en milieu granulaire pulvérulent ont été réalisés ([Montani 1998] et [Calvetti et al. 2006]). Ces essais trouvent une application directe dans le domaine des risques naturels puisqu'ils ont pour but d'établir l'influence d'une couche granulaire dans la dissipation énergétique lors d'un impact (Figure 1.21). Dans ce but, on ne mesure plus seulement à posteriori la profondeur de pénétration. Des capteurs de forces placés dans l'impacteur et sous la couche granulaire, donnent accès à l'effort maximum s'exerçant sur l'impacteur durant la sollicitation ainsi que

le temps caractéristique de cet impact. De même, l'effort transmis par la couche granulaire peut être mesuré. Des formulations reliant l'ensemble des grandeurs précitées et les paramètres de l'essai peuvent alors être déduites pour l'expérimental [Montani 1998] et lors de simulations numériques [Bucher 1997]. Ces essais étant utilisés ultérieurement en vue de la calibration du modèle discret (cf. chapitre 4), ils ne seront pas davantage développés ici.

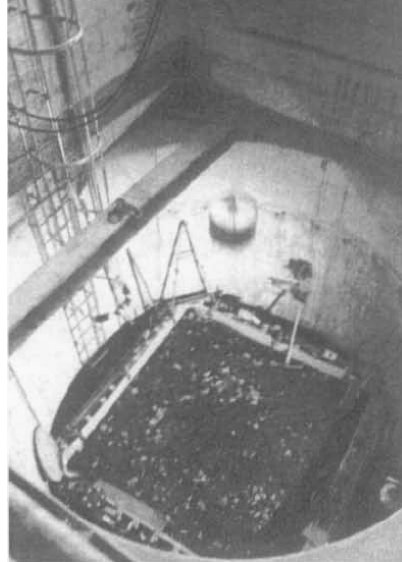


Figure 1.21 Cuve à essai d'impacts sur remblai pour des énergies modérées, d'après Montani 1998.

1.4.1.1.2. Essais à énergie élevée (de l'ordre et supérieure à 1000 kJ)

Les essais à énergie élevée présentés ici correspondent davantage à la gamme d'énergie de capacité des merlons ([Descoedres 1997] et [Caudroit 2000]). Il n'est en effet pas utile de considérer les essais impliquant des énergies plus importantes puisqu'elles ne trouveraient pas application dans le cadre de ce travail. L'impact de blocs rocheux de 10 et 18 tonnes est effectué à des vitesses de l'ordre de 20 m/s dans un milieu granulaire [Pichler 2003]. Les essais réalisés ont pour but d'évaluer la capacité dissipative d'une couche granulaire protégeant un pipeline. Les efforts maximaux s'exerçant sur l'impacteur et le temps caractéristique d'impact sont déduits de la profondeur de pénétration mesurée et d'un calcul analytique approché [Pichler 2003]. De même que pour les essais à énergie modérée, une présentation plus détaillée est fournie en introduction aux simulations relatives à ces essais (cf. chapitre 5).



Figure 1.22 Configuration d'essai expérimental d'impact en milieu granulaire pour des énergies élevées, d'après Pichler 2003.

1.4.1.2. Les modèles analytiques

Diverses approches du contact sont disponibles dans la littérature, de type élastique avec contact de Hertz [Hertz 1881] ou élastoplastique ([Tabor 1951], [Tonello 1988] et [CEB 1988]). Ces modèles rhéologiques donnent accès aux efforts et à la profondeur de pénétration de l'impacteur durant le contact. Une autre méthode consiste à estimer la profondeur de pénétration pour ensuite déduire la durée d'impact et l'effort d'impact maximal par modélisation du comportement. C'est plutôt vers cette approche que l'on s'oriente par la suite.

Une formulation donnant la profondeur de pénétration d'un solide rigide dans un matériau granulaire type sol ou béton a été obtenue d'après l'expérience [Forrestal et al. 1996]. Cette formulation a été ensuite adimensionnée [Li et Chen 2003] selon les expressions suivantes :

$$\frac{X}{d} = \sqrt{\frac{1+k\pi/4N}{1+I/N} \frac{4k}{\pi} I} \quad \text{si } \frac{X}{d} \leq k \quad (1.1)$$

$$\frac{X}{d} = \frac{2}{\pi} \ln \left[\frac{1+I/N}{1+k\pi/4N} \right] + k \quad \text{si } \frac{X}{d} > k \quad (1.2)$$

où X , d , k , I et N désignent respectivement la profondeur de pénétration, la taille caractéristique de l'impacteur, la forme de l'impacteur, une fonction définissant l'intensité de l'impact et la profondeur adimensionnelle du cratère [Pichler 2003].

Les impacts de solide rigide sur du béton sont supposés être réalisés à vitesses d'impact suffisamment élevées pour que l'action de la pesanteur puisse être négligée [Pichler 2003]. En supposant que l'effort d'impact dépende sinusoïdalement du temps [Pichler 2003], le temps caractéristique d'impact Δt peut être estimé en fonction de la profondeur de pénétration X et de la vitesse initiale de l'impacteur v_0 :

$$\Delta t = \frac{2X}{v_0} \quad (1.3)$$

Puisque l'effort dépend sinusoïdalement du temps, l'effort maximal F_{\max} intervient pour une durée correspondant à la moitié du temps caractéristique d'impact. En relation avec les paramètres cités précédemment et la masse m de l'impacteur, l'effort F_{\max} s'écrit :

$$F_{\max} = \frac{2v_0 m}{\Delta t} \quad (1.4)$$

Ces formulations seront comparées par la suite aux mesures expérimentales réalisées sur les essais d'impacts à énergie élevée (cf. chapitre 5).

1.4.2. Les impacts sur merlon : une introduction

1.4.2.1. Les cas expérimentaux

1.4.2.1.1. Introduction

On s'intéresse à présent aux essais expérimentaux d'impacts sur merlon. Etant donné le coût et les moyens impliqués par la réalisation d'essais en vraie grandeur, le choix lors de certaines études recensées s'est orienté vers la construction de maquettes ([Lepert et Corté 1988], et [Lachapelle 2003] et [Blovisky 2003]). Des essais à échelle 1 ont aussi été menés ([Burroughs et al. 1993] et [Tissières 1999]) sur des structures de remblai renforcé à l'aide bois. Des essais ont aussi été réalisés sur merlons renforcés à l'aide de géotextile [Peila et al. 2002]. Il n'existe à notre connaissance aucun essai expérimental d'impact en grandeur nature sur un merlon constitué de Pneutex® et impliquant des énergies plus importantes. L'ensemble des ces essais évoqués est à présent détaillé.

1.4.2.1.2. Les modèles réduits

Les modèles dits « 1g »

Les essais sur modèle réduit ont pour but de comprendre les phénomènes physiques intervenant sur une maquette afin de pouvoir évaluer le comportement de l'ouvrage réel avant sa construction. Il s'agit donc aussi d'un moyen d'optimiser cet ouvrage à partir des résultats obtenus en modèles réduits. Dans le cas des maquettes correspondant simplement à une homothétie de l'ouvrage réel, on parlera de modèles 1 g [Kremer et Walz 1996]. Par cette appellation spécifique que le modèle est soumis à la gravité terrestre g , tout comme l'ouvrage réel. Les matériaux constitutifs sont identiques pour la maquette et l'ouvrage, seules les échelles de longueur subissent une modification.

Cette technique a été appliquée aux problèmes géotechniques de fondations superficielles, mais Taylor et De Beer ont obtenu des comportements non similaires entre la maquette et l'ouvrage réel [Garnier 2001]. On parle alors d'effets de tailles intervenant entre le modèle et l'ouvrage. Cet effet de taille provient notamment des valeurs de contraintes plus faibles dans le modèle, comparées à celles rencontrées dans l'ouvrage [Kremer et Walz 1996]. Un inconvénient des modèles 1 g en mécanique des sols résulte aussi en un module élastique plus important dans le modèle que dans l'ouvrage, puisque les contraintes sont plus faibles pour le premier cité [De Beer 1965]. L'application des modèles 1 g dans des cas simples comme le comportement d'un mur de soutènement permet d'établir des relations de passage donnant le déplacement d'un mur à l'échelle réelle, en connaissance du déplacement pour le modèle [Kremer et Walz 1996].

La technique du modèle 1 g a été utilisée lors d'une campagne d'essais d'impacts sur maquettes de merlon à l'université technique de Vienne, en Autriche [Blovisky 2003]. Il s'agit de maquette au $1/50^{\text{ème}}$ du merlon de Eiblschofen, évoquée précédemment (Figure 1.23). La hauteur de la maquette est égale à 50 cm pour chaque modèle pour 90 cm de largeur (Figure 1.23). Une analyse paramétrique est réalisée sur la masse et la vitesse de l'impacteur ainsi que sur l'inclinaison du parement amont, la porosité et les renforts caractérisant la maquette de merlon. L'impacteur est caractérisé par un bras métallique muni d'un percuteur à profil hémisphérique, dont la masse peut être variée. Ce bras est alors lâché d'une hauteur donnée, qui, combinée à l'utilisation de masses différentes, permet de reproduire des énergies d'impact différentes. Un capteur d'accélération installé dans l'impacteur permet de connaître la décélération subie par le percuteur durant l'impact. Par intégration temporelle, sa vitesse, sa

position et sa profondeur de pénétration peuvent être déduits. L'impacteur entre en contact horizontalement avec la maquette, si bien que la distance de pénétration, qui reste faible devant celle du bras de l'impacteur demeure approximativement horizontale pendant l'impact [Blovisky 2003]. Ce dernier est toujours réalisé à mi-hauteur de la maquette, l'influence de la hauteur d'impact sur le comportement de la maquette n'est donc pas vérifiée. Enfin, chaque merlon subit trois impacts successifs au minimum, afin d'évaluer l'effet d'impacts répétés sur une même zone.

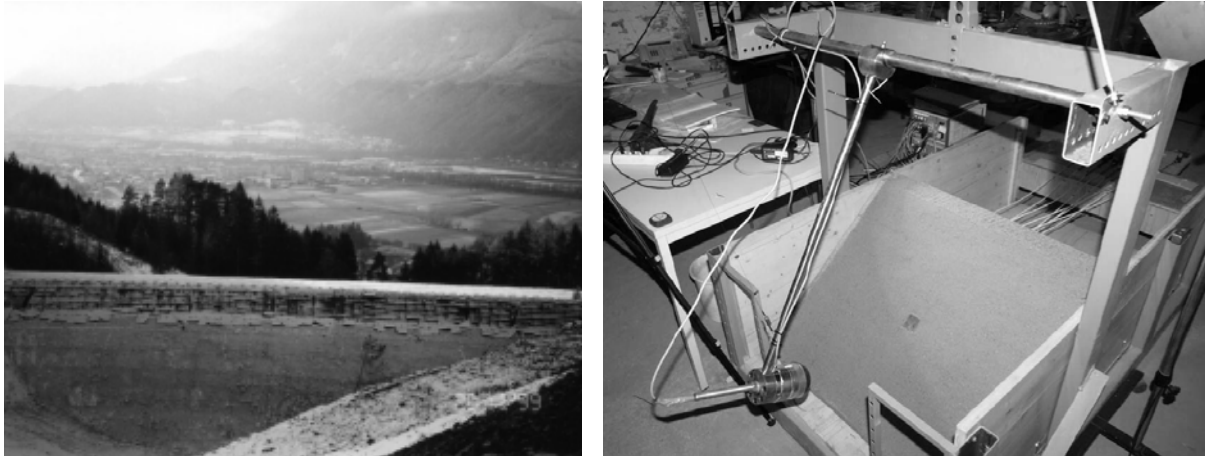


Figure 1.23 Merlon de Eilschrofen (à gauche) et de maquette de ce même ouvrage au 1/50^{ème} (à droite), d'après Blovisky 2003.

En raison de la complexité du modèle et du phénomène d'impact, les auteurs n'ont pas cherché à obtenir une relation quantitative avec le comportement à l'échelle réelle, contrairement à l'étude réalisée pour les murs de soutènement [Kremer et Walz 1996]. De plus, l'utilisation de nappes de géotextile équivalentes à celles introduites dans les merlons réels provoque un effet de taille supplémentaire [Blovisky 2003]. A défaut de résultats quantitatifs applicables au merlon réel, les essais doivent en revanche permettre d'obtenir des informations qualitatives sur le comportement du merlon à l'impact. Une raison supplémentaire de la limitation expérimentale est liée à l'impacteur, animé par un bras métallique rigide. Certains degrés de liberté sont bloqués, contrairement au cas d'un impact réel pour lequel aucune restriction cinématique n'est imposée au bloc [Blovisky 2003].

Les résultats globaux des impacts réalisés ne sont pas présentés de manière détaillée puisque ce travail correspond surtout à un apport qualitatif. Les conclusions issues de ces essais sur maquettes sont à présent rappelés [Blovisky 2003] :

- L'ensemble des essais a montré un effet unilatéral des nappes de géotextile lors de l'impact. Leur présence augmente l'effort de réaction s'exerçant sur l'impacteur. La durée d'impact diminue, de même que la profondeur de pénétration. Cet aspect est en accord avec les équations (1.3) et (1.4).
- L'augmentation de l'inclinaison du parement amont augmente l'effort de réaction et diminue la durée d'impact et la profondeur de pénétration. Ces variations sont d'autant plus importantes que la structure est renforcée par des nappes de géotextile.
- La compaction du matériau granulaire permet d'augmenter la force de réaction maximale du merlon et de diminuer le temps d'impact et la profondeur de pénétration, que le merlon soit renforcé avec des nappes de géotextile ou non.

- L'insertion de géotextile jusqu'au parement aval n'a pas d'influence sur le comportement à l'impact (Figure 1.24). Le collage des différentes nappes de géotextile entre elles ne semble pas non plus contribuer à l'amélioration du comportement à l'impact.

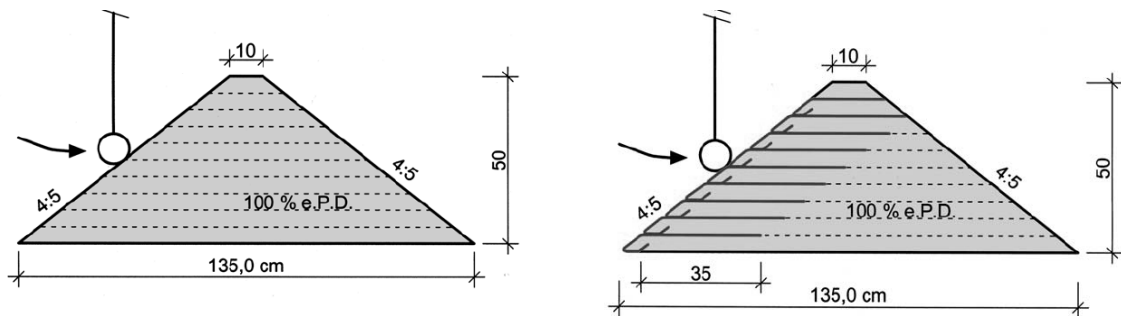


Figure 1.24 Coupe schématique de deux configurations d'essais pour lesquelles seuls les renforts sont modifiés, d'après Blovsky 2003. Cas sans renfort (à gauche) et cas avec géotextile renforçant le parement amont (à droite).

L'un des constats importants est lié à l'intérêt des nappes de géotextile pour ce type de construction [Blovsky 2003]. On distingue les avantages liés au comportement quasistatique de ceux intervenant en comportement dynamique. Dans le premier cas, le géotextile permet d'augmenter le coefficient de sécurité lié à la stabilité de l'ouvrage et de raidir le parement amont. Dans le second cas, leur présence induit une répartition de l'effort dans le merlon. Bien que ce dernier constat soit observé sur des modèles 1 g, il montre que les renforts tels que les nappes de géotextile peuvent influencer le comportement de l'ouvrage lors de la sollicitation dynamique. L'auteur distingue trois types de mécanismes d'irréversibilités [Blovsky 2003] : la compaction locale, la rupture locale et la rupture globale (Figure 1.25). Cette dernière a un profil conique ayant tendance à s'élargir lorsqu'on s'éloigne de l'impact [Blovsky 2003].

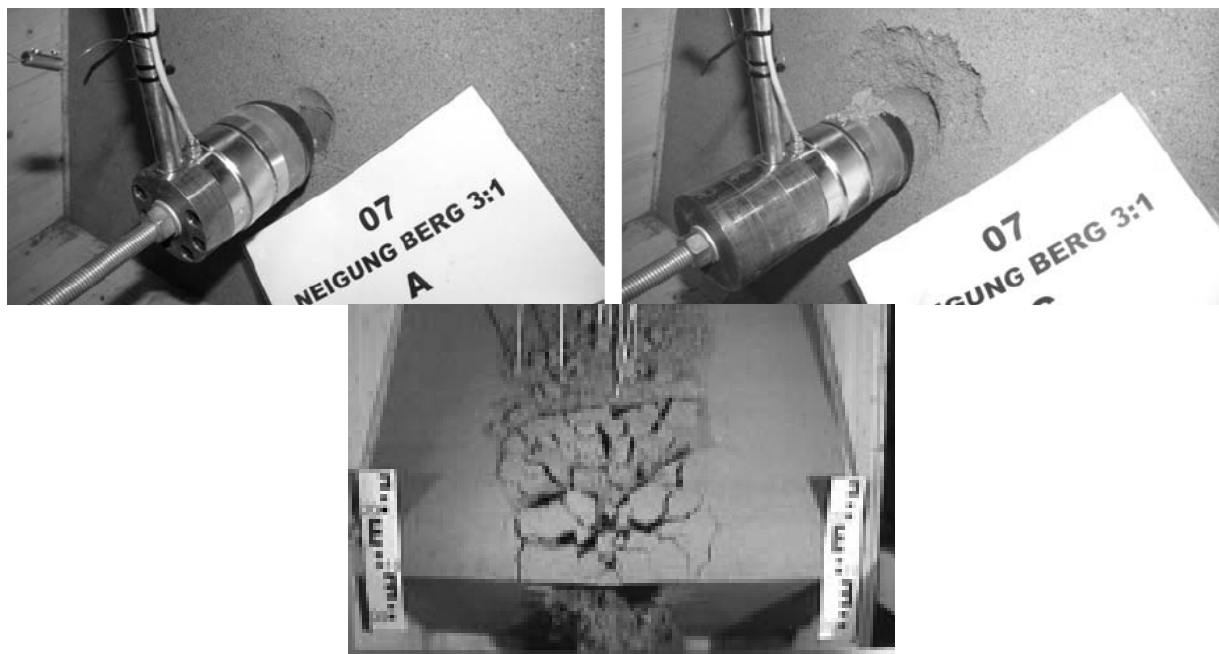


Figure 1.25 Vue latérale de compaction locale (en haut à gauche) et de rupture locale (en haut à droite). Vue du dessus d'une rupture globale (en bas), d'après Blovsky 2003.

Les résultats obtenus sont qualitativement intéressants pour comprendre l'intérêt des divers facteurs évoqués et pour améliorer le comportement du merlon à l'impact. L'expérimentation n'est de plus pas totalement reliée au dimensionnement à la rupture de merlon face à l'impact que l'on souhaite réaliser ici. En effet, les essais correspondent à une succession d'impacts sur une même maquette, jusqu'à la rupture. Malgré les différentes gammes d'énergies testées, au moins trois essais ont été nécessaires pour détruire la maquette [Blovisky 2003].

En conclusion, les modèles 1 g peuvent permettre d'accéder à des informations qualitatives concernant le comportement du merlon à l'impact. Les essais instrumentés réalisés à l'Université Technique de Vienne confirment les suppositions selon lesquelles le raidissement du parement amont et la présence de géotextile contribuent à la robustesse de l'ouvrage, même en sollicitation dynamique de type impact. Le modèle 1 g ne peut en revanche suffire pour dimensionner un merlon réel, par suite des effets de tailles et d'échelles.

Les essais en centrifugeuse

Le théorème de Vashy-Buckingham [Langhaar 1956], appelé aussi théorème des π , a donné les conditions de similitude comportementale entre deux ouvrages de tailles différentes. L'application de cette théorie à un ouvrage et à sa maquette fournit les conditions requises pour que les phénomènes mécaniques observés sur la maquette et sur l'ouvrage réel coïncident. Les états de contrainte et de déformation de l'ouvrage réel sont ainsi reproduits dans la maquette. Cette technique représente une alternative intéressante lorsque les essais en vraie grandeur ou in situ ne permettent pas une analyse paramétrique ou la répétition des essais [LCPC 2002]. Le développement des centrifugeuses appliquées au génie civil a eu lieu à partir de 1980 [Garnier 2001]. Des études portant sur le soutènement, les structures enterrées ou la dynamique des sols ont depuis été entreprises [LCPC 2002].

La théorie de l'analyse dimensionnelle indique que les phénomènes d'impact intervenant sur une maquette de merlon construite à l'échelle $\frac{1}{N}$ sont équivalents à ceux entrant en jeu pour le merlon réel si les conditions suivantes sont respectées :

- L'ensemble des échelles de longueurs sont modifiées d'un rapport $\frac{1}{N}$. La géométrie de la maquette du merlon et du bloc correspond à une homothétie du merlon et du bloc réels.
- Les matériaux utilisés dans les différentes structures sont équivalents entre la maquette et la construction réelle. Dans l'idéal, le même matériau doit donc être utilisé pour les deux configurations. Dans le cas contraire, on doit chercher à conserver la masse volumique et la loi de comportement.
- Les vitesses sont conservées. La vitesse initiale de l'impacteur en maquette doit être identique à celle de l'impacteur du cas réel.
- La gravité à laquelle la maquette est soumise doit être égale à N fois la gravité du cas réel, appelée aussi macrogravité.

L'ensemble de ces conditions sont récapitulées dans le schéma suivant (Figure 1.26). C'est la dernière condition évoquée qui nécessite l'utilisation d'une centrifugeuse. C'est en effet grâce à l'application d'une macrogravité qu'en tout point de la maquette peut être reproduit le même état de contrainte qu'au point correspondant de l'ouvrage.

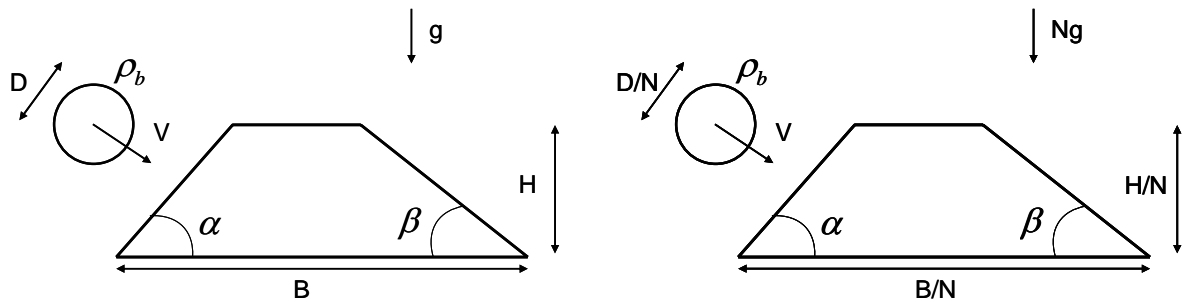


Figure 1.26 Schéma récapitulatif de la théorie des maquettes appliquée au cas de l'impact sur merlon. Conditions d'un impact sur ouvrage réel (à gauche) et son équivalent sur maquette à l'échelle $1/N$ (à droite).

Chronologiquement, les premiers essais d'impacts sur des structures type merlons ont été réalisés par le L.C.P.C. de Nantes [Lepert et Corté 1988], en vue de la construction du merlon d'Aigueblanche. Ces essais sont réalisés sur des maquettes (Figure 1.27) d'une version approchée du merlon (Figure 1.18), où les renforts sont négligés et le parement amont est moins raide. Hormis ces variations, la maquette est à l'échelle $1/100^{\text{ème}}$ du merlon projeté. Le matériau granulaire de la maquette possède des propriétés à la rupture semblables à celles du matériau réel. De même, l'absence de renfort dans la maquette diminue sa stabilité. En d'autres termes, la stabilité de la maquette est moins favorable, comparée à celle du merlon réel. Le fait que le merlon maquette soit efficace pour retenir les blocs indique qu'un résultat équivalent peut être escompté pour le cas réel.

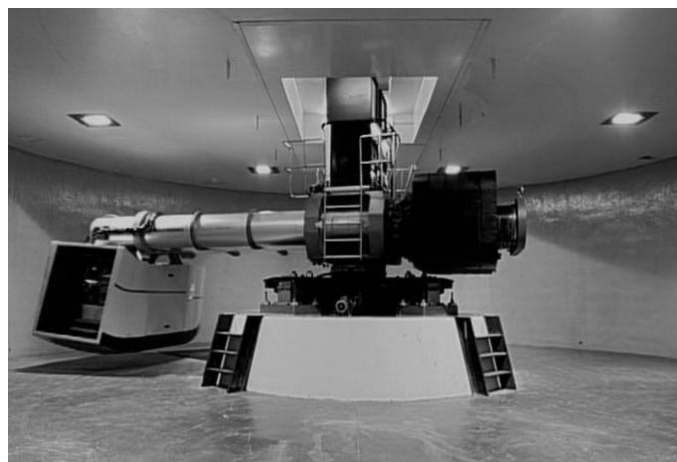


Figure 1.27 Centrifugeuse du LCPC de Nantes, d'après LCPC 2002.

A ce jour, nous n'avons pas connaissance d'une comparaison entre des essais d'impact sur maquette en centrifugeuse et des impacts réels. Leur réalisation permettrait de garantir le bien-fondé de l'application de la théorie des maquettes à l'impact sur structure et de s'assurer que la physique impliquée dans l'impact est bien représentée par les paramètres mécaniques pris en considération lors de l'analyse dimensionnelle.

Autre type de modèles expérimentaux

Afin de comprendre le comportement à la rupture du merlon lors d'un impact, des essais d'impact sur des modèles simplifiés ont été entrepris [Lachapelle 2003]. Des tubes de même diamètre sont placés en quinconce de manière à former un trapèze semblable à un merlon, dont les parements sont inclinés à 60° par rapport à l'horizontale (Figure 1.28). La maquette

est alors percutée par une boule métallique sphérique. Une caméra permet de saisir l'évolution du comportement à l'impact.

Contrairement aux essais réalisés sur des modèles 1 g [Blovsky 2003], l'impacteur est ici relié à une corde. Le nombre de degrés de liberté de la sphère est donc semblable à celui d'un bloc impactant un merlon réel, si l'on suppose que la tension s'exerçant dans la corde est négligeable durant l'impact. En revanche, les densités de l'impacteur et de la maquette ne correspondent pas aux densités des roches et du remblai intervenant en réalité. Les résultats peuvent difficilement être associés à un impact en grandeur nature, d'autant que ces maquettes présentent les mêmes inconvénients que le modèle 1 g. Enfin, l'utilisation de tubes de même diamètre induit la création de directions privilégiées du modèle. L'anisotropie en résultant se traduit par des contacts suivant des plans orientés à 0° , -60° et 60° par rapport à l'horizontale. Ce constat est probablement à mettre en relation avec la génération d'un plan de glissement horizontal au droit de l'impact (Figure 1.28). L'éjection des tubes lors de l'impact indique que la dissipation n'est pas représentative de celle d'un matériau granulaire. La faible contribution des efforts tangentiels et du frottement de Coulomb est une première explication. Suite à l'impact, on constate un mouvement ascendant de la boule représentant le bloc (Figure 1.28).

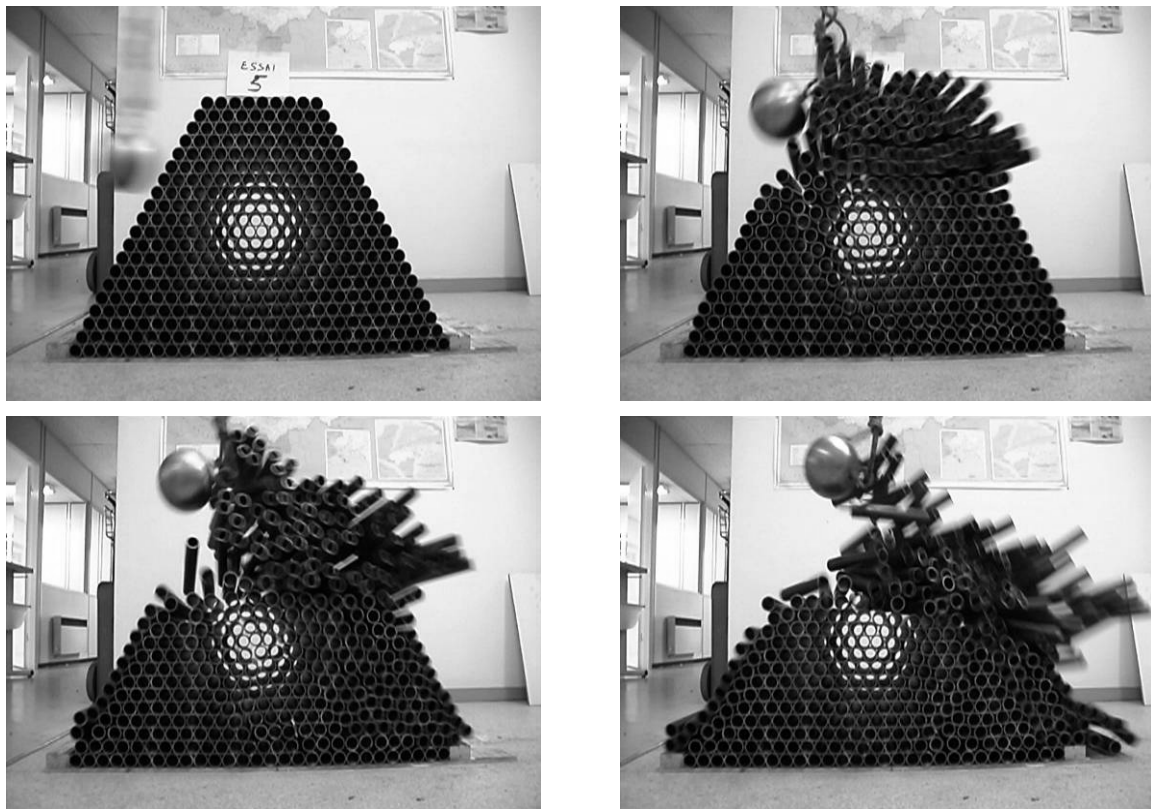


Figure 1.28 Maquette de merlon constituée de tubes de tungstène. Evolution de la structure lors d'un impact, d'après Lachapelle 2003.

Les essais réalisés lors de cette campagne ne sont pas suffisamment représentatifs des ouvrages et du comportement réel afin de pouvoir être utilisés pour la suite de cette étude. Par conséquent, d'autres possibilités sont à explorer si l'on souhaite avoir davantage d'informations sur le comportement d'un ouvrage réel.

1.4.2.1.3. Les essais en vraies grandeurs

Cette expérimentation revient à construire des merlons prototypes, uniquement destinés à être impactés. A notre connaissance, une seule campagne d'essais d'impacts sur merlons de protection en vraie grandeur a été menée. Il s'agit des essais réalisés par l'Ecole Polytechnique de Turin, en association avec l'entreprise Tenax®. Cette dernière a souhaité expérimenter l'effet des nappes de géotextile qu'elle produit pour des gammes d'énergie d'impact supérieure à 2 500 kJ et allant jusqu'à 4 500 kJ [Castiglia et al. 2002]. Deux géométries de merlons sont réalisées (Figure 1.29). Les merlons sont constitués de remblai compacté couche par couche de 60 cm de hauteur (Figure 1.30). Chacune d'elle est confinée à l'aide d'une nappe de géotextile. Une seconde nappe est disposée horizontalement à mi-hauteur de chaque couche. La première construction est uniquement renforcée à l'aide de géotextile tandis que la seconde est aussi consolidée latéralement grâce à des géogrilles (Figure 1.30). Deux géogrilles, disposées au niveau des parements amont et aval, englobent chaque couche de sol. Elles assurent ainsi un maintien supplémentaire des parements dont l'inclinaison est élevée. Cinq configurations différentes sont testées avec les variations portant sur l'utilisation de géotextile, de géogrilles et sur les propriétés du remblai utilisé.

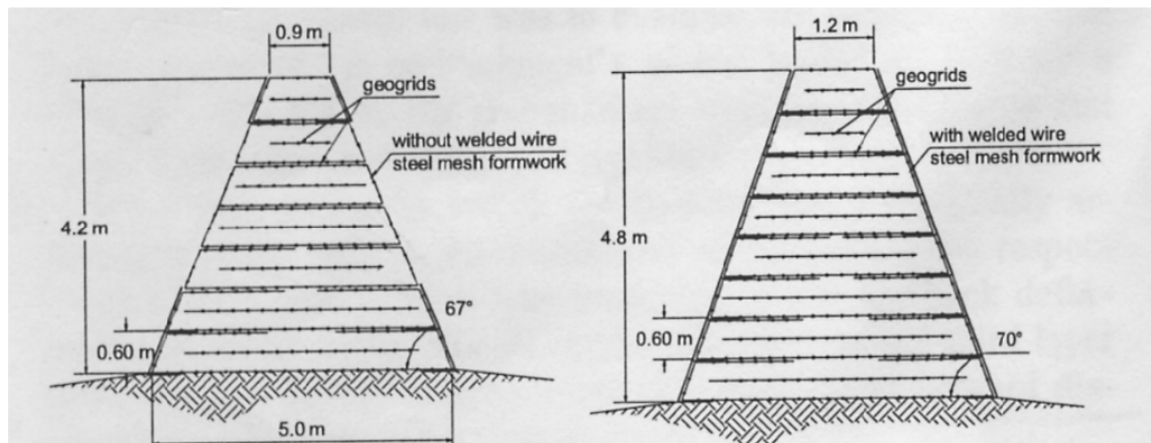


Figure 1.29 Coupe schématique des modèles de merlons renforcés avec des nappes de géotextile, d'après Castiglia et al. 2002.



Figure 1.30 Principe de construction couche par couche du merlon renforcé à l'aide de géogrilles latérales (à gauche) et compaction de la couche supérieure (à droite), d'après Castiglia et al. 2002.

Deux types de remblais sont utilisés pour ces essais (Tableau 1.4). Le premier possède des propriétés à la rupture classiques pour un remblai, à savoir une légère cohésion et un angle de frottement interne proche de 35°. Le second est qualifié de remblai aux caractéristiques médiocres, en raison d'un angle de frottement plus faible [Peila et al. 2002]. Le sol 1 est utilisé lors des constructions du type 1 (Figure 1.29) tandis que le sol 2 est employé pour le second type.

Tableau 1.4 Propriétés mécaniques des remblais pour les merlons de Meano, d'après Peila et al. 2002

	<i>Cohésion c' (kPa)</i>	<i>Angle de frottement interne ϕ'</i>	<i>Poids volumique γ'</i>
<i>Sol 1</i>	9	34	21
<i>Sol 2</i>	50	30	17

Les deux types d'impacteurs utilisés correspondent à des blocs de bétons cubiques pesant chacun 5 et 9 tonnes. L'acquisition visuelle de l'impact est réalisée grâce une caméra fonctionnant à une fréquence de 25Hz. Des cibles sont peintes sur les faces des blocs afin de permettre le traitement d'image et déduire ainsi la cinématique durant l'impact (Figure 1.31). La mise en mouvement du bloc est réalisée au moyen d'un câble incliné suivant lequel ce bloc est guidé (Figure 1.31). Le bloc est alors libéré du câble de manière à impacter le merlon à mi-hauteur. Le dénivelé séparant le merlon et la zone de départ du bloc vaut 45 m. Au moment de l'impact, le bloc est animé d'une vitesse proche de 30 m/s, orientée à 45° par rapport à l'horizontale. Les lâchers de blocs sont répétés jusqu'à la rupture de l'ouvrage. Trois lâchers sont ainsi réalisés pour chaque merlon de type 1, contrairement au type 2 pour lequel un seul lancer suffit à provoquer la destruction de l'ouvrage.

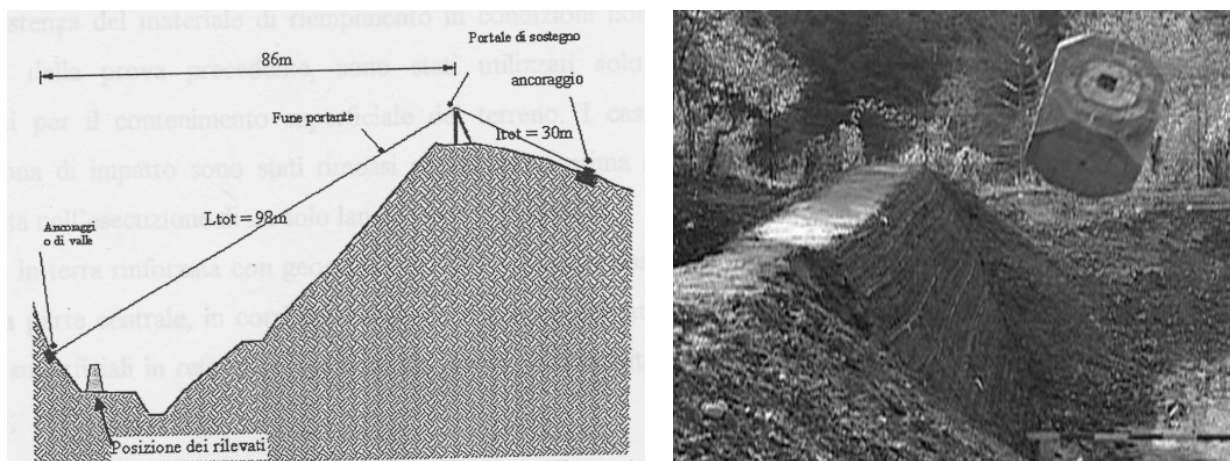


Figure 1.31 Coupe schématique du site d'essais de Meano (à gauche) et photographie avant impact du bloc avec sa cible peinte (à droite), d'après Castiglia 2002.

Pour chacun des merlons construits à Meano, l'ouvrage de protection a rempli son office, puisqu'il à contenu chaque bloc venant l'impacter [Castiglia et al. 2002]. La comparaison des résultats permet les constats suivants [Peila et al. 2002]:

- Toutes les constructions n'ont pas subi le même dommage au cours de l'impact, mais le bloc a été arrêté par le merlon dans chaque cas.
- Les merlons renforcés à l'aide de géotextile sont plus résistants que celui n'en étant pas muni. Les cas renforcés conservent leur stabilité, même après plusieurs impacts, alors que l'ouvrage ne comportant pas de géotextile est complètement désolidarisé lors du premier lâcher.
- La destruction du cas non renforcé est accompagnée d'un effondrement massif se propageant jusqu'au parement aval. Dans les cas renforcés, la présence des nappes de géotextile confine le sol par couches, provoquant des glissements différentiels entre les couches (Figure 1.33)
- Les caractéristiques mécaniques du sol à la rupture influencent la profondeur de pénétration de l'impacteur, plus importante pour le matériau aux caractéristiques médiocres. Pour cet essai, les nappes de géotextile garantissent la stabilité de l'ouvrage après impact, mais un deuxième impact n'est pas envisageable.
- Le sol situé au dessus de l'impact a tendance à subir un déplacement vertical ascendant. En surface, une zone de rupture par tension est observable lors de certains essais (Figure 1.33). Les auteurs émettent alors la suggestion que le merlon est caractérisé par deux zones : une zone proche de l'impact qui subit une décohésion et une zone secondaire située en aval faisant office de butée.



Figure 1.32 Destruction du merlon dès le premier impact, vue de trois quarts du parement aval (à gauche). Cas d'un merlon subissant un deuxième impact (à droite), d'après Castiglia et al. 2002.

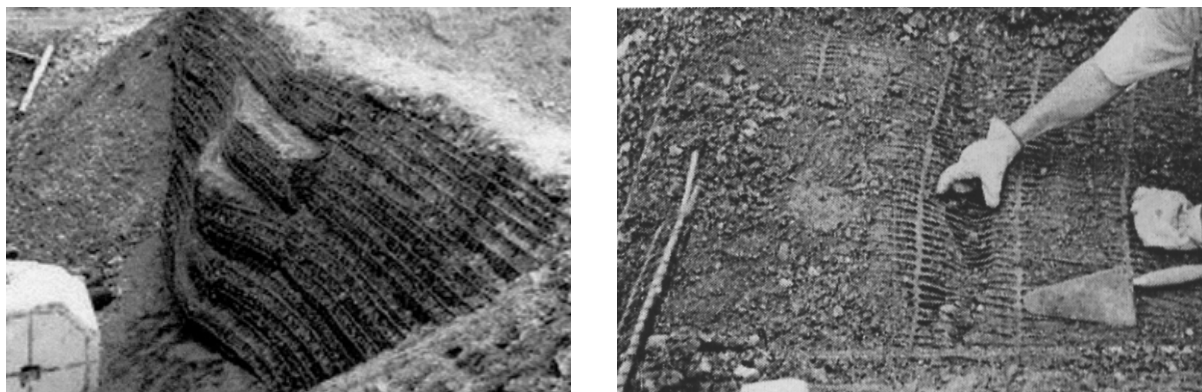


Figure 1.33 Déplacements par couches au niveau du parement aval (à gauche) et observation d'une zone de rupture en crête (à droite), d'après Castiglia et al. 2002.

Les essais d'impacts réalisés à Meano corroborent les résultats obtenus sur maquette de merlon [Blovisky 2003], à savoir que les nappes de géotextile augmentent la stabilité du merlon. Ce constat vaut aussi bien pour l'ouvrage soumis à une sollicitation dynamique, qu'à l'état statique. Les propriétés du remblai jouent un rôle dans la profondeur de pénétration qui augmente si les caractéristiques mécaniques du sol à la rupture diminuent. Les essais présentés fournissent des aspects importants concernant le comportement du merlon soumis à un impact. L'utilisation de différentes orientations d'impact pourrait constituer une contribution importante dans l'étude du comportement. En effet, un impact à 45° par rapport à l'horizontale sollicite davantage le substratum qu'un impact horizontal. Les efforts normaux sont alors plus importants, favorisant ainsi le phénomène de dissipation.

1.4.2.2. Les cas analytiques

Sont présentés ici les formulations analytiques liées au dimensionnement des digues en terre et des merlons uniquement. En l'absence d'un axe de symétrie, le problème est complexe, comparé à l'étude d'impact vertical dans un milieu granulaire horizontal évoqué précédemment. Des simplifications dépendant du modèle considéré ci-dessous sont alors nécessaires pour obtenir une solution analytique approchée.

1.4.2.2.1. Modèles de Tissières (1996)

Un modèle a été créé pour dimensionner les digues en terre non armée. Sous une série d'hypothèses, la profondeur de pénétration à l'arrêt b dépend de t , v_0 la vitesse initiale et a un coefficient sous la forme :

$$b = \sqrt{\frac{v_0}{a}} \quad (1.5)$$

D'après les hypothèses [Tissières 1999], l'énergie cinétique initiale du bloc E_c est totalement absorbée par la plastification du sol. On considère un bloc cubique de côté d , impactant avec une face (Figure 1.34). La rupture de l'ouvrage est supposée s'effectuer selon des plans de glissements coïncidant avec la face horizontale inférieure et les deux faces latérales du bloc. L'application du critère de Mohr-Coulomb donne alors les formulations suivantes pour les efforts, respectivement selon les plans de glissement inférieur et latéral :

$$F_{\text{inf}} = \frac{\gamma h L d \tan \phi}{2} + c d L \quad (1.6)$$

$$F_{\text{lat}} = \frac{\gamma h^2 L K_0 \tan \phi}{4} + \frac{c h L}{2} \quad (1.7)$$

Où h et L sont respectivement la hauteur du plan de glissement inférieur repéré depuis la crête et l'épaisseur de la digue correspondante (Figure 1.34). γ , K_0 , ϕ et c sont le poids volumique, le coefficient des terres au repos, l'angle de frottement et la cohésion du remblai constituant la digue. Etant donné que ces efforts sont considérés constants pendant l'impact [Tissières 1999], le travail plastique W_p nécessité pour arrêter le bloc est donné par (1.8):

$$W_p = b (F_{\text{inf}} + F_{\text{lat}}) \quad (1.8)$$

L'estimation du coefficient a permet de définir la profondeur de pénétration à l'arrêt b (1.9). Le coefficient a est compris entre les valeurs 1 et 2, et proposé égal à 1,03 par l'auteur [Tissières 1999].

$$b = \frac{E_c \cos^2 \alpha}{F_{inf} + F_{lat}} \quad (1.9)$$

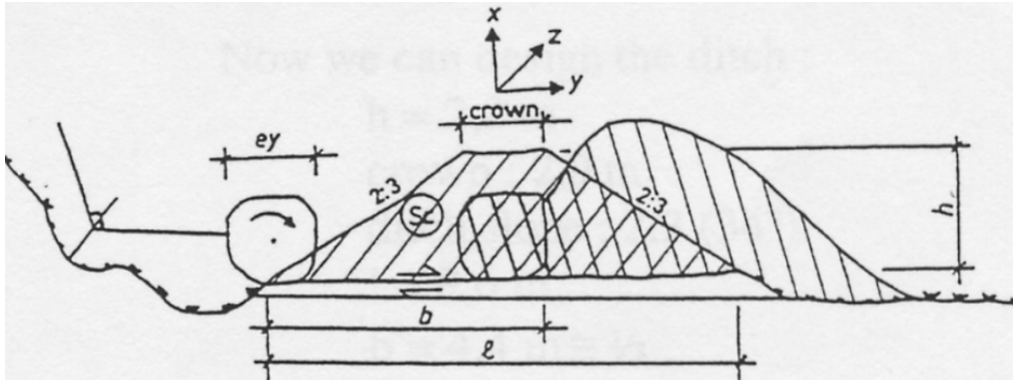


Figure 1.34 Coupe schématique d'une digue impactée par un bloc. Représentation de la digue avant et après impact, adapté d'après Tissières 1996.

Ce modèle considère que la dissipation énergétique produite par le merlon provient principalement de la plastification, et non de la compaction, supposée ne pas intervenir pour le remblai considéré [Tissières 1999]. Celle-ci doit pourtant intervenir notamment pour le remblai situé directement en face avant du bloc.

Bien qu'elle ne soit pas incluse dans son modèle, l'auteur indique que l'énergie cinétique rotation de l'impacteur représente un aspect favorable à l'ouvrage : un bloc animé d'une vitesse de rotation prend davantage appui sur l'ouvrage et a donc tendance à augmenter la capacité de ce dernier [Tissières 1999].

1.4.2.2.2. Modèle de Jarrin (2001)

Le modèle suivant tient compte de trois types de dissipation énergétique [Jarrin 2001]:

- le rayonnement d'ondes élastiques, correspondant à une énergie rayonnée E_{ondes} .
- la compaction du remblai, appelée E_{comp} .
- Le cisaillement du remblai et son énergie correspondante E_{cis}

Ce dernier type de dissipation, supposé prépondérant dans le précédent modèle [Tissières 1999] n'intervient pas systématiquement dans le modèle proposé par Jarrin [Jarrin 2001]. Il entre en jeu seulement si l'effort provoqué par l'impact est supérieur à la résistance dynamique de la digue [Jarrin 2001]. Le rayonnement des ondes élastiques peut effectivement être considéré, puisqu'il est loin d'être négligeable [Lepert et Corté 1988]. Cette énergie est transmise à l'ensemble de la structure et au substratum. Elle n'est donc pas à prendre en compte pour déterminer la quantité d'énergie dissipée plastiquement par la digue. Les profils de rupture sont plus complexes que dans le modèle de Tissières, considérant des plans de glissement obliques (Figure 1.35).

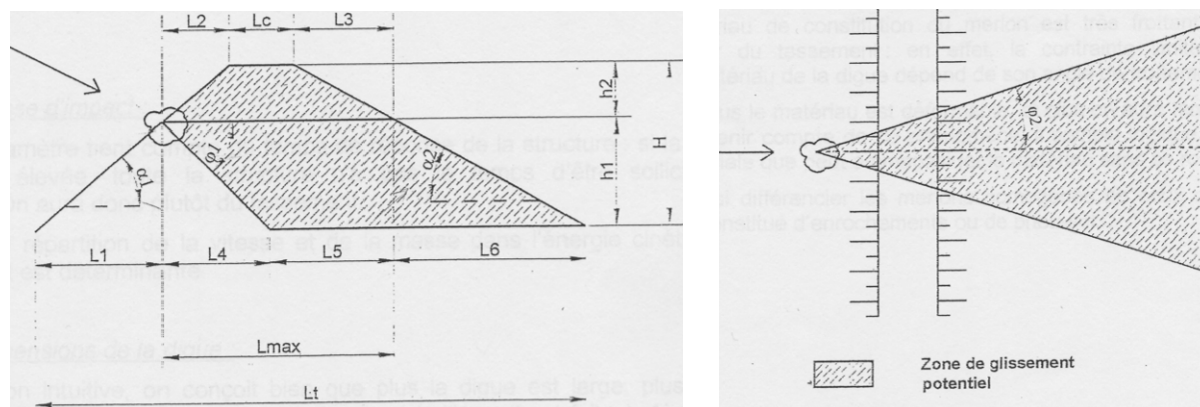


Figure 1.35 Profils des plans de rupture lors de l'impact d'une digue, d'après Jarrin 2001. Coupe schématique d'une section verticale (à gauche) et horizontale (à droite).

Le Tableau 1.5 regroupe les différents cas pouvant intervenir, suivant les valeurs de déformations par compaction ε_{comp}^{max} et par glissement $\varepsilon_{gliss}^{max}$, de l'effort à la rupture en cisaillement F_{gliss} ainsi que les valeurs d'énergie totale à dissiper E_{dissip} et celle pouvant être dissipée par compaction E_{comp} .

Tableau 1.5 Mode de rupture et déplacements d occasionnés par l'impact en fonction de l'énergie initiale du bloc et des propriétés de l'ouvrage, d'après Jarrin 2001

	$\varepsilon_{comp}^{max} > \varepsilon_{gliss}^{max}$	$\varepsilon_{comp}^{max} < \varepsilon_{gliss}^{max}$
$E_{comp} > E_{dissip}$	- L'énergie est absorbée par le tassement - Le bloc est arrêté par ce tassement	
$E_{comp} < E_{dissip}$	- L'énergie absorbée par tassement est donnée par la valeur $\varepsilon_{gliss}^{max}$ - Le reste est dissipé par glissement. Le déplacement provoqué d par la rupture est évalué par l'expression $d = \frac{E_{dissip} - E_{comp}}{F_{gliss}}$	- L'énergie absorbée par tassement est donnée par la valeur ε_{comp}^{max} - La force de rupture en glissement n'est pas atteinte, mais la dissipation de l'énergie restante provoque des zones de plastification avec dégradation de l'ouvrage

La formulation de ce modèle est plus complète que le précédent. D'une part, il tient compte de phénomènes mécaniques divers, notamment de la dissipation par rayonnement des ondes élastiques dont on ne doit pas tenir compte pour le calcul de l'énergie que l'ouvrage doit réellement dissiper. D'autre part, le profil de rupture est plus complexe faisant intervenir des plans de glissement oblique plus conformes à l'expérimentation [Montani 1998].

Parallèlement à son étude, l'auteur indique l'importance que peut avoir la vitesse de rotation de l'impacteur, paramètre pourtant systématiquement négligé. Cette vitesse de rotation est due essentiellement au phénomène de rebond. L'énergie cinétique de rotation correspondante peut être évaluée au dixième de l'énergie cinétique de translation, d'après l'expérimentation [Chau et al. 2002]. Bien qu'elle ne soit jamais considérée dans les études de dimensionnement de merlon, il serait donc important de connaître son incidence sur le phénomène d'impact.

1.4.2.2.3. Modèle cinématique (CETE - Lyon 2006)

Ce modèle est à géométrie bidimensionnelle, contrairement aux deux derniers modèles présentés qui traitaient un cas tridimensionnel. En conséquence, la sollicitation considérée ici revient à un effort linéique infini dans la direction longitudinale pour le modèle actuel [Subrin 2006]. La géométrie de l'ouvrage se caractérise par les grandeurs suivantes (Figure 1.36) : la hauteur du merlon est donnée par h , tandis que sa l'épaisseur en crête est égale à T . Les parements amont et aval sont inclinés suivant les angles respectifs α et β . Le bloc, dont le diamètre est désigné par D , est séparé de la crête par une distance S . Son impact sur l'ouvrage se traduit par une force ponctuelle F appliquée suivant une inclinaison η par rapport à l'horizontale. Le point O , situé à une hauteur H par rapport à la crête, désigne le point de départ de la surface de rupture au niveau du parement amont.

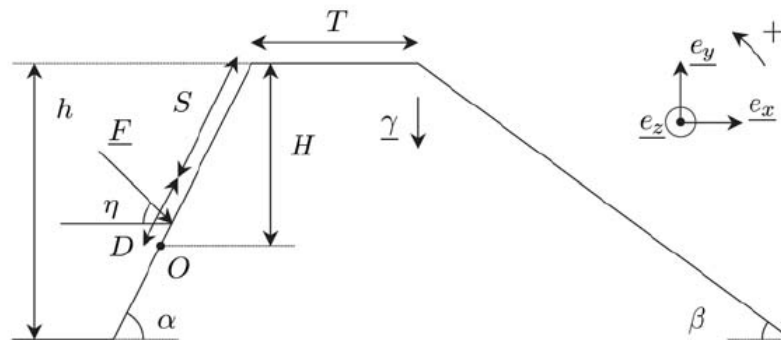


Figure 1.36 Géométrie du modèle bidimensionnel étudié, d'après Subrin 2006.

Les propriétés mécaniques de l'ouvrage sont caractérisées par son poids volumique γ et son comportement à la rupture, régi par sa cohésion c et son angle de frottement ϕ . L'impacteur est considéré rigide. A la différence des deux modèles précédents l'orientation de la surface de rupture n'est pas prédéfinie dans le cas présent. Seul son profil, supposé rectiligne est connu. L'approche statique du domaine de sollicitations supportables par l'intérieur [Salençon 1983] permet alors de déterminer son orientation, caractérisée par l'angle ξ . Le jeu de paramètres du modèle $\{\gamma, F, \eta, \alpha, \beta, D, S, T, c, \phi\}$ peut être exprimé sous forme

adimensionnelle par $\left\{ \frac{F}{\gamma D^2}, \eta, \alpha, \beta, \frac{S}{D}, \frac{T}{D}, \frac{c}{\gamma D}, \phi \right\}$ afin de généraliser les abaques obtenues

[Subrin 2006]. Deux exemples d'abaques sont alors donnés (Figure 1.37). Dans la configuration choisie, les inclinaisons α et β des parements amont et aval sont fixées respectivement à 30° et 60° . L'épaisseur en crête T est égale à 4 m tandis que le diamètre D du bloc vaut 1 m. L'impact est réalisé à une distance $S = 1$ m de la crête. Le poids volumique du sol est pris égal à 20 kN/m^3 , tandis que ses propriétés à la rupture sont variées dans un ordre de grandeur réaliste. On en déduit alors l'effort critique en fonction des propriétés du sol à la rupture et de l'orientation de l'impact (Figure 1.37).

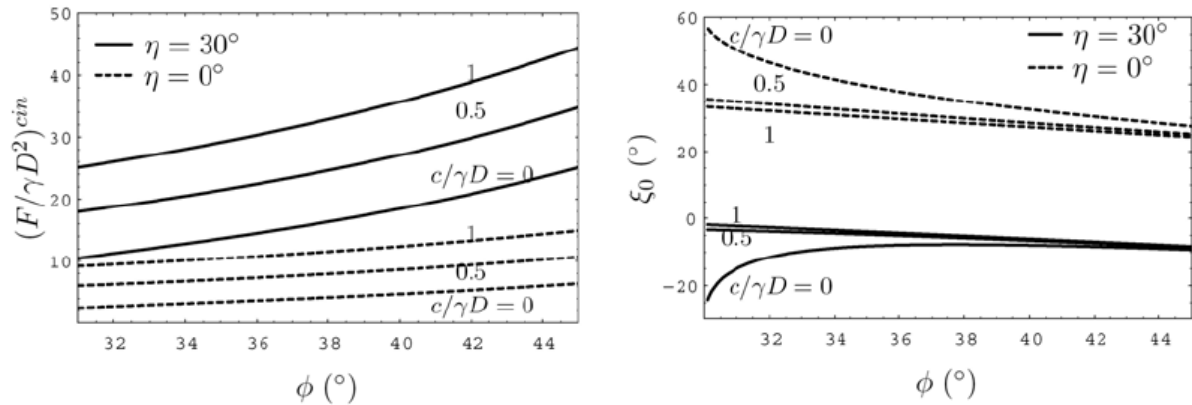


Figure 1.37 Effort critique (à gauche) et orientation de la surface de rupture en fonction des paramètres du modèle (à droite), d'après Subrin 2006.

L'influence de cette dernière est bien illustrée par le profil de rupture résultant (Figure 1.38). Un impact horizontal ($\eta = 0^\circ$) génère des surfaces de rupture localisée dans la partie supérieure du parement amont. Un impact à angle droit avec le parement amont ($\eta = 30^\circ$) provoque une ligne de rupture se propageant jusqu'au parement aval. Le volume de sol concerné est alors plus important, se traduisant par une augmentation de l'effort F à la rupture. De même, l'observation générale montre que l'augmentation des paramètres de rupture du sol augmente le volume du coin instable ainsi que l'effort à la rupture [Subrin 2006].

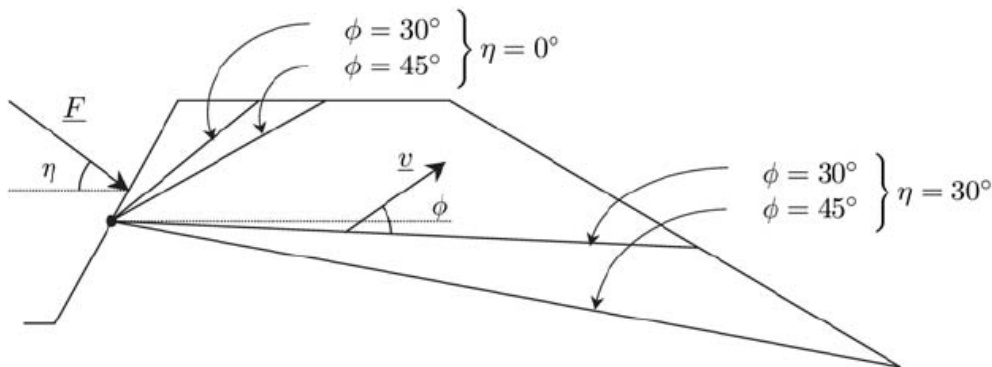


Figure 1.38 Présentation des deux types de ruptures rencontrés, d'après Subrin 2006. Rupture partielle lorsque seule la partie amont de l'ouvrage est rompue, ou rupture globale lorsque le profil de rupture s'étend jusqu'au parement aval (pour $c/\gamma d = 1$).

L'étude réalisée permet de montrer l'importance de l'angle d'impact du bloc sur la stabilité de la structure. On retiendra surtout ce dernier aspect puisque son caractère est totalement imprévisible par le concepteur de l'ouvrage, contrairement aux propriétés mécaniques et géométriques de l'ouvrage, qui peuvent être estimées de manière plus précise.

1.4.2.3. Les approches numériques

1.4.2.3.1. Simulation par éléments finis

Parallèlement aux essais expérimentaux en vraie grandeur réalisés à Meano, une modélisation par éléments finis des impacts sur les merlons a été entreprise [Peila et al. 2002]. Les calculs ont été réalisés à l'aide du code ABAQUS/Explicit, utilisant un schéma de résolution explicite afin de traiter ce problème impliquant un comportement dynamique non linéaire en grandes déformations [Peila et al. 2002].

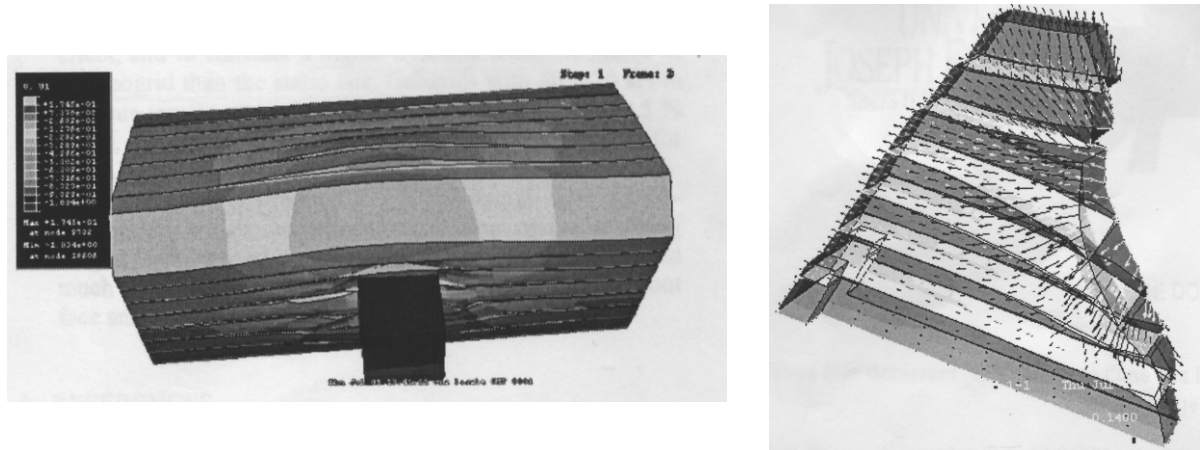


Figure 1.39 Visualisation des déformations du merlon provoquées par l'impact du bloc (à gauche) et visualisation des vecteurs déplacements d'une tranche au droit de l'impact (à droite), d'après Peila et al. 2002.

Les simulations ont fourni les résultats principaux suivants [Peila et al 2002]:

- Conformément à l'expérimental (Figure 1.33), un déplacement par couches est observé lors des simulations (Figure 1.39). Les couches subissant des déplacements importants correspondent aux couches concernées par l'impact [Peila et al. 2002].
- L'impact génère des ondes élastiques se propageant selon une forme approximativement sphérique.
- En conséquence, le sol situé à l'arrière de l'impact subit une compression tandis que les couches supérieures à l'impact subissent une contrainte verticale dirigée vers le haut. Cette dernière induit une diminution de la contrainte verticale dans le sol, et de la contrainte de cisaillement mobilisable au niveau des interfaces [Peila et al 2002]. La dissipation énergétique s'en trouve ainsi réduite.
- Deux zones distinctes apparaissent dans l'ouvrage, conformément aux observations expérimentales (Figure 1.33) : la compaction intervient en amont et la mise en butée en aval. Les deux zones sont séparées par une zone de rupture.
- La présence des géogrilles convertit la forme de l'onde élastique, initialement quasi sphérique en un profil cylindrique orienté horizontalement. Le sol situé à l'extérieur de ce cylindre ne subit quasiment aucun dommage.

Les simulations ont montré des résultats qualitatifs corroborant les essais expérimentaux. Par exemple, le déplacement par couches distinctes, le soulèvement des couches supérieures et l'apparition d'une zone de rupture en crête sont confirmés par les simulations. Peu d'informations sont cependant disponibles sur les valeurs des déformations et déplacements engendrés.

1.4.2.3.2. Simulations par éléments discrets

Modèles discrets bidimensionnels (Lachapelle 2003)

Des simulations bidimensionnelles d'impact sur merlons ont été réalisées à l'aide du logiciel LMGC [Moreau 1994]. Le merlon est représenté par un assemblage triangulaire de disques tandis que le bloc correspond à un unique disque [Lachapelle 2003]. Les parements amont et aval sont inclinés à 33° et l'épaisseur de crête n'est pas modélisée. L'étude paramétrique réalisée porte sur la vitesse d'impact et l'orientation de cette vitesse. L'impact est réalisé à mi-hauteur de l'ouvrage (Figure 1.40).

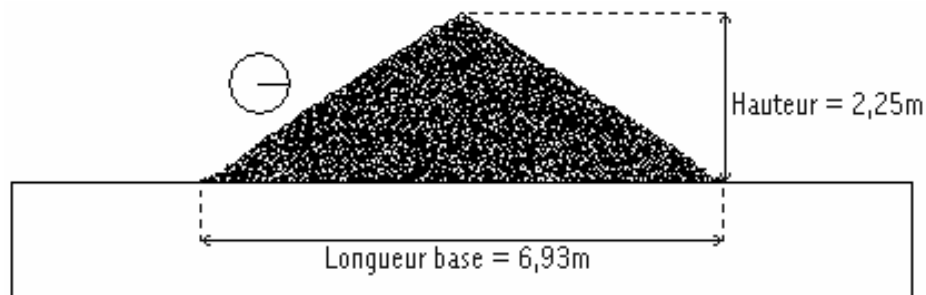


Figure 1.40 Modèle discret de merlon bidimensionnel, d'après Lachapelle 2003. L'ouvrage est représenté par un assemblage triangulaire de disques reposant sur un support rectangulaire. Le bloc est modélisé par un disque seul.

Trois valeurs de vitesse d'impact horizontales sont simulées, à savoir $5m/s$, $10m/s$ et $20m/s$. Les configurations obtenues pour les deux valeurs extrêmes simulées sont présentées (Figure 1.41). L'impacteur animé d'une vitesse de translation égale à $5m/s$ est arrêté par le merlon sans subir trop de dommages [Lachapelle 2003]. En revanche, un impact à $20m/s$ produit une forte déstructuration de l'ouvrage, y compris au niveau du parement aval où les éléments sont désolidarisés. La durée de simulation n'est pas suffisante pour observer un franchissement du merlon par le bloc. L'auteur indique néanmoins que sa vitesse semble suffisante pour que le merlon ne puisse contenir le bloc.



Figure 1.41 Influence de la vitesse d'impact pour un impact horizontal : vitesse $V = 5m/s$ (à gauche) et $V = 20m/s$ (à droite), d'après Lachapelle 2003.

Des simulations d'impact avec une vitesse incidente perpendiculaire au parement amont ont aussi été réalisées (Figure 1.42). Conformément aux résultats où l'impact est réalisé horizontalement, l'ouvrage subit une importante déstructuration à l'amont ainsi qu'une perte de cohésion des éléments à l'aval. En revanche, bien que détruit sous l'impact, le merlon réussit à contenir le bloc et à éviter ainsi son franchissement. L'orientation de la vitesse incidente semble donc jouer un rôle important dans l'efficacité et le comportement de l'ouvrage lors de l'impact.



Figure 1.42 Influence de la vitesse d'impact pour un impact orthogonal au parement amont : vitesse $V = 5m/s$ (à gauche) et $V = 20m/s$ (à droite), d'après Lachapelle 2003.

Le but initial de ce travail était de définir le profil optimal du merlon [Lachapelle 2003]. Bien que ce projet n'ait pu être mené à terme, plusieurs aspects importants ont pu être dégagés. Le merlon est davantage déstructuré lorsque l'énergie cinétique initiale du bloc augmente. Dans le cas d'un impact horizontal, la réaction du merlon provoque un mouvement ascendant du bloc. L'inclinaison du parement amont, évoquée précédemment (Figure 1.17) semble jouer un rôle majeur et sa faible pente pour le modèle présenté ici augmente le risque de franchissement. Enfin, l'orientation de la vitesse d'impact influence fortement le comportement de l'ouvrage et le risque de franchissement. D'après les simulations, le risque est plus élevé pour un impact horizontal que pour un impact orthogonal au parement amont. Etant donné que la trajectoire d'un bloc réel est aléatoire, ce dernier peut impacter le merlon avec une orientation quelconque de vitesse incidente. Les cas critiques doivent donc être établis pour garantir l'efficacité de l'ouvrage.

Modèle en Gabions (Bertrand 2006)

Les structures cellulaires composées de gabions (Figure 1.9) ont été présentées lors de l'énumération des ouvrages types passifs. Le comportement de ces ouvrages est ici modélisé à l'aide des éléments discrets. Une cellule réelle correspond à un caisson cubique en grillage métallique torsadé, dans laquelle des blocs rocheux concassés sont disposés. Un ensemble de cellule est alors disposé conjointement dans les trois directions de l'espace pour former le merlon.

La modélisation de ce type d'ouvrage a été réalisée à trois niveaux [Bertrand 2006] afin d'assurer sa représentativité : la maille du grillage, la cellule – composée du matériau de remplissage et de la cage grillagée – et l'ouvrage en lui-même, pour finir. Il s'agit donc d'une modélisation multi-échelles [Bertrand 2006]. A chacun des deux premiers niveaux énoncés correspond une étape de calibration des paramètres du modèle. Des essais de traction simple sur une maille de grillage réelle sont reproduits numériquement. De même, des essais de compression simple sur cellules sont réalisés expérimentalement. Leurs simulations permettent de définir les paramètres locaux gérant les interactions du matériau de remplissage (Figure 1.43).

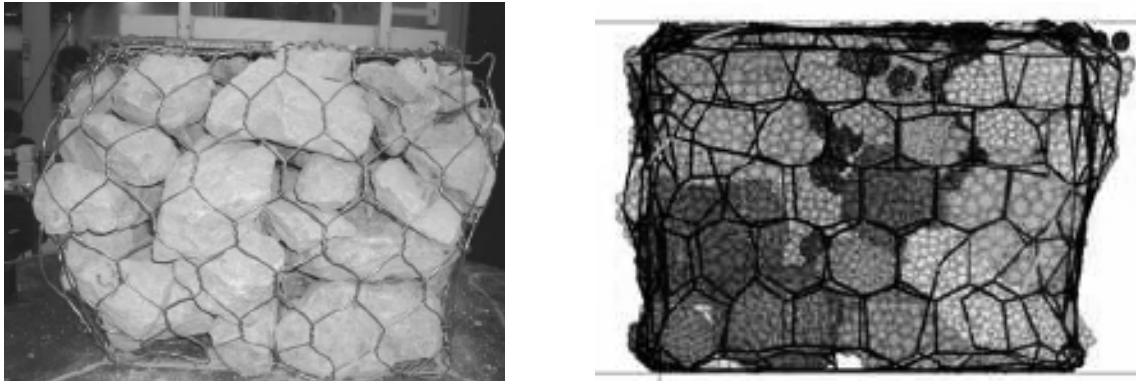


Figure 1.43 Essai de compression simple sur une cellule réelle (à gauche) et numérique (à droite), d'après Bertrand 2006.

Les courbes de sollicitation – réponse de la cellule sont alors exploitées pour y associer une loi du type force – déplacement. Les déplacements de chaque cellule sont alors déterminés par application de cette loi en force – déplacement, appliquée aux efforts extérieurs imposés par les cellules voisines.

Les simulations d'impact réalisées sont alors comparées à un modèle analytique [Tonello 1988]. Les résultats des simulations sont équivalents, en ordre de grandeur, au le modèle cité [Bertrand 2006]. De même que pour les merlons du type digue renforcée, l'absence d'informations sur un impact réel ne permet pas de valider le modèle à partir d'un cas concret.

Modèles discrets de merlons en remblai

Dans le cadre du stage de fin d'études ayant précédé cette thèse, des simulations d'impact des essais de Meano ont été réalisées [Plassiard 2003]. Deux types de modèles ont été créés, se distinguant principalement sur la modélisation des nappes de géotextile. Dans le premier cas, les nappes de géotextile et les géogrilles renforçant le modèle réel ne sont pas distinguées (Figure 1.44). Elles sont toutes deux modélisées par des plaques d'éléments discrets. De plus, les deux couches de géotextile en contact au niveau de l'interface entre des zones de sols confinés (Figure 1.31) ne sont modélisées que par une plaque d'éléments. Le glissement entre deux couches s'opère au niveau de cette interface, ce que le modèle ne peut représenter convenablement. Afin de permettre un glissement couche par couche, conformément aux essais expérimentaux, la résistance à la rupture des plaques latérales a été réduite au niveau de l'insertion des plaques horizontales. Chaque couche est ainsi susceptible de se désolidariser de ses voisines. La calibration des paramètres du modèle s'effectue en deux phases. En connaissance des propriétés mécaniques réelles des nappes de géotextile et des géogrilles, des essais de traction simple semblables à ceux réalisés par Bertrand [Bertrand 2006] permettent de calibrer les paramètres numériques correspondants. La seconde phase de calibration consiste alors à reproduire la cinématique du bloc en faisant varier les paramètres mécaniques du sol modèle.

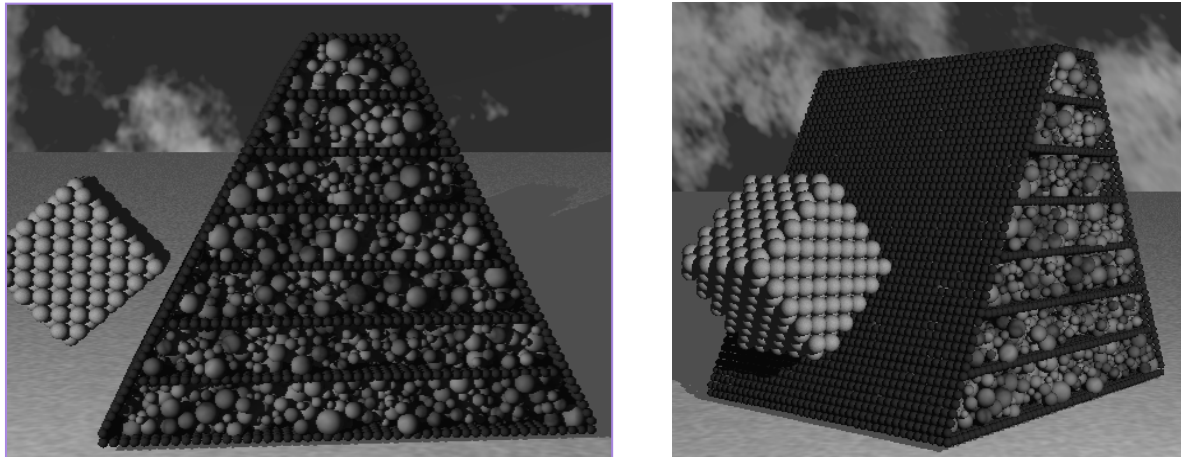


Figure 1.44 Modélisations discrètes des merlons de Meano. Vue en coupe (à gauche) et en biais (à droite) du modèle à renforts solidaires, d'après Plassiard et al. 2004.

Les résultats obtenus concernant la cinématique de l'impacteur sont conformes au comportement réel. Le temps d'impact, caractérisé par la durée nécessaire au bloc pour atteindre sa profondeur de pénétration maximale, et cette même pénétration maximale sont bien estimés par la simulation. Le comportement d'ensemble de l'ouvrage est assez proche du cas expérimental (Figure 1.45). On observe par exemple un soulèvement des couches supérieures, se traduisant ici par la rupture de la nappe supérieure de géotextile. A l'aval, les couches inférieures de sol subissent un déplacement important, comparé aux autres couches. Néanmoins, ce déplacement n'est pas aussi prononcé que lors des essais réels. Inversement, lors des simulations, le déplacement des couches voisines à l'impact est excessif, comparé aux faibles déplacements des couches voisines du cas réel (Figure 1.33).

Bien que la cinématique du bloc réel soit reproduite lors de la simulation, le comportement d'ensemble de la structure n'est pas conforme à la réalité. De plus, la prédictibilité du modèle n'est pas vérifiée : il se peut qu'un impact généré dans une autre configuration d'essai ne reproduise pas l'essai expérimental.

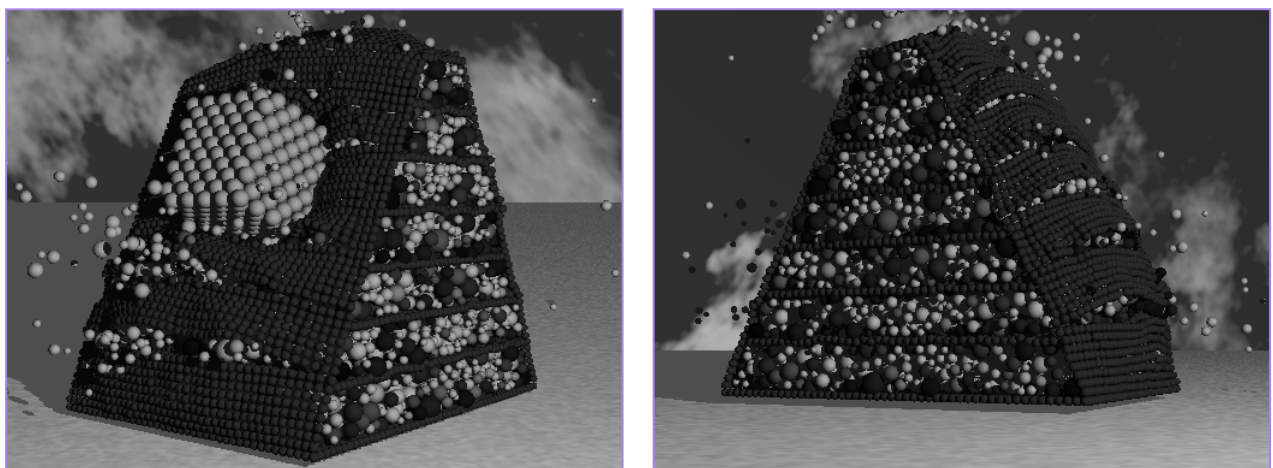


Figure 1.45 Vue du modèle discret de merlon avant impact (à gauche) et après impact (à droite), d'après Plassiard et al. 2004.

Afin d'obtenir un comportement plus conforme à la réalité, un second modèle, plus raffiné, a été créé [Plassiard et al. 2004]. Le nombre d'éléments constitutifs est plus élevé, afin d'améliorer la représentativité du comportement de chaque couche de sol (Figure 1.46). L'apport principal, comparé à l'ancien modèle, consiste en la modélisation de chaque nappe de géotextile. Le remblai se trouve ainsi confiné dans des nappes de géotextile indépendantes, conformément à la réalité. On souhaite ainsi reproduire le déplacement couche par couche obtenu dans la réalité.

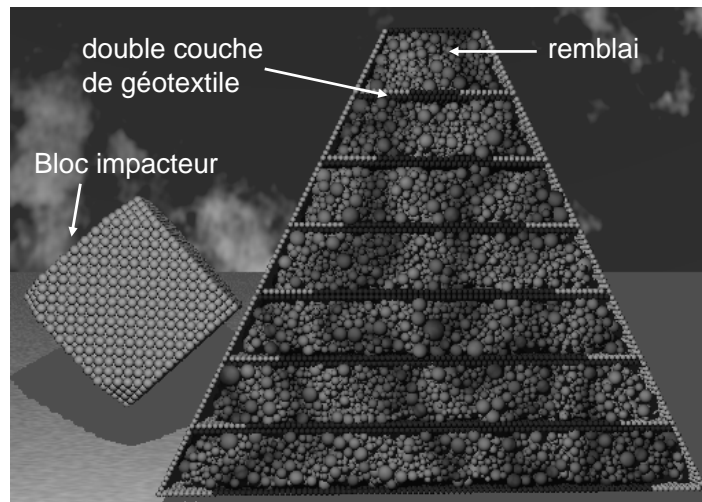


Figure 1.46 Modélisations discrètes des merlons de Meano. Vue en coupe, d'après Plassiard et al. 2004.

Lors des simulations, ce comportement couche par couche est reproduit (Figure 1.47). On retrouve en effet un déplacement distinct des couches impactées, comparé aux autres couches. Il apparaît pour autant moins prononcé que le déplacement réel et généralisé à toute la couche, alors que l'impact réel produit un déplacement localisé au-devant de l'impacteur (Figure 1.33). Enfin, les simulations ont montré que la profondeur de pénétration du bloc est supérieure à la profondeur réelle.

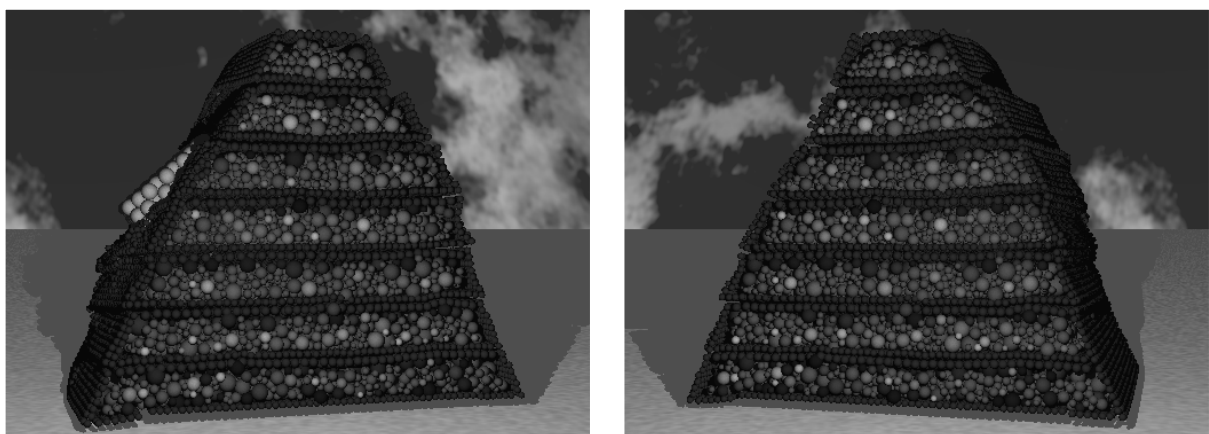


Figure 1.47 Impact du modèle à couches distinctes : pénétration du bloc au niveau du parement amont (à gauche) et déplacement par couche à l'aval (à droite), d'après Plassiard et al. 2004.

Les simulations réalisées ont montré qu'une modélisation discrète est capable de reproduire l'ordre de grandeur du comportement d'essais réels. Les valeurs obtenues ne sont cependant pas suffisamment conformes à l'expérimental pour pouvoir réaliser une étude visant à optimiser l'ouvrage. Une méthode de calibration des paramètres, non développée à ce stade de la modélisation, serait utile afin de vérifier la prédictibilité des résultats pour d'autres énergies d'impact ou d'autres géométries.

1.5. Résumé - Conclusion

Les diverses connaissances dans le domaine de l'impact en milieu granulaire et sur structures type merlons ont été abordées. Les essais expérimentaux présentés font souvent appels à des hypothèses simplificatrices. Extrapoler les résultats acquis sur maquettes afin d'obtenir des conclusions quantitatives pour un ouvrage réel paraît alors peu recommandé. Seuls les essais en vraies grandeurs, réalisés sur le site de Meano donnent une indication sur le comportement d'un ouvrage réel soumis à un impact. Néanmoins, la vitesse incidente des impacteurs est inclinée à 45 degrés par rapport à l'horizontal, ce qui ne correspond apparemment pas au cas le plus défavorable. Les modèles analytiques proposés possèdent aussi des simplifications ne permettant pas de réaliser une étude visant à pouvoir réaliser une optimisation des ouvrages. Un modèle bidimensionnel n'est sans doute pas convenable pour représenter le comportement d'un impact réel et les hypothèses portant sur les surfaces de rupture planes contraignent le comportement et la réponse des modèles. Le manque de connaissance sur le comportement réel de ces ouvrages soumis à un impact incite à considérer des essais plus simples, dans un premier temps. La connaissance de ces essais doit permettre de vérifier que le phénomène d'impact est correctement approché par la modélisation choisie (cf. chapitres 4 et 5). Les modèles de merlons pourront alors être réalisés (cf. chapitre 6) en vue de l'optimisation de l'ouvrage. Les résultats obtenus seront alors comparés aux principaux constats observés lors des essais et des simulations énoncées dans ce présent chapitre. La synthèse suivante regroupe ces constats au sujet de l'ouvrage d'abord, concernant l'impacteur ensuite :

- Le parement amont joue un rôle important dans le processus de dissipation [Long 1993]. Son raidissement diminue la capacité du bloc à franchir l'ouvrage [Corté et al. 1989] tout en augmentant l'effort d'impact. Cette augmentation est accompagnée d'une diminution de la durée d'impact et de la profondeur de pénétration. L'insertion de géotextile accentue encore les variations indiquées. Sa présence augmente non seulement la stabilité statique mais aussi dynamique de l'ouvrage ([Blovsky 2003] et [Long 1993]).
- Le parement aval incliné à 33° fait office de butée lors de l'impact. Elle ne subit pas de dommage important. La présence de géotextile dans ce secteur n'a donc pas d'intérêt [Brandl et al. 2004] en l'absence de déformation. Son inclinaison peut être plus raide, lorsque l'emprise au sol est limitée notamment [LCPC 2001].
- L'épaisseur en crête est égale à 2 m au minimum [LCPC 2001]. La diminution de cette valeur induit une augmentation du risque de rupture lors d'un impact [Corté et al. 1989].
- Les propriétés du remblai joue un rôle important. La compaction de l'ouvrage augmente l'effort et diminue la durée d'impact et la profondeur de pénétration [Blovsky 2003]. Des tendances équivalentes sont obtenues lorsque les propriétés du sol à la rupture sont plus élevées [Peila et al. 2002].

Chapitre 1 : Etat de l'art

- Le profil de rupture se propageant jusqu'au niveau du parement aval est de forme conique [Blovisky 2003]. Le plan de rupture correspondant tend à se propager jusqu'au parement aval lorsque l'angle de frottement du remblai augmente ou que l'orientation d'impact est davantage inclinée [Subrin 2006].
- L'impact produit des ondes sphériques qui provoquent un mouvement vertical ascendant de la partie supérieure de l'ouvrage [Peila et al., 2002].
- Le profil géométrique de l'impacteur influence le comportement à l'impact [Corté et al. 1989]. Les efforts exercés sur l'ouvrage et la profondeur de pénétration sont notamment modifiés en fonction de cette géométrie.
- La vitesse de rotation est considérée favorable à l'ouvrage en augmentant sa stabilité [Tissières 1999]. Au contraire, l'énergie cinétique de rotation correspondante représente un risque de franchissement de l'ouvrage par l'impacteur [Jarrin 2001]. Cette énergie cinétique est de l'ordre du dixième de l'énergie cinétique de translation [Chau et al. 2002].

Chapitre 2 Principes généraux de la méthode des éléments discrets

2.1. Introduction

Le présent chapitre aborde l'outil numérique utilisé pour modéliser l'ensemble des comportements mécaniques que l'on prévoit de présenter dans les chapitres 3 à 6. Les modélisations d'essais triaxiaux (chapitre 3), d'impacts à énergie modérée (chapitre 4) ou élevée (chapitre 5) et pour finir les impacts sur merlons (chapitre 6). Les caractéristiques numériques introduites dans ce chapitre sont donc identiques pour l'ensemble des simulations. En d'autres termes, les paramètres d'une loi de comportement peuvent varier d'un modèle à l'autre, d'un chapitre à l'autre, mais le type de loi de comportement utilisé reste identique.

Le logiciel SDEC est d'abord décrit. Il est replacé dans le contexte des méthodes discrètes en général. La méthode de résolution des équations de la dynamique est ensuite évoquée. Il est alors nécessaire de définir les lois de comportement permettant de définir les efforts s'appliquant sur le système. Elles sont rangées en trois sous section suivant qu'elles interviennent sur le comportement normal ou tangentiel au contact, ou en rotation. Pour finir, la procédure de mise en place d'un assemblage discret et les conditions portant sur la stabilité numérique du modèle sont abordées.

2.2. Méthode des éléments discrets utilisée

2.2.1. Le logiciel SDEC

Le logiciel SDEC (Spherical Discrete Element Code) a été développé par Frédéric Donzé [Donzé et Magnier 1995, 1997] et correspond à une méthode numérique développée depuis une trentaine d'années [Cundall et Strack 1979]. Il fait parti de la classe des méthodes aux éléments discrets, à distinguer de la méthode de la dynamique des contacts ([Moreau 1994] et [Jean 1999]). Cette dernière consiste à imposer la non interpénétrabilité des éléments, supposés rigides parallèlement. Entre deux éléments ne peut intervenir selon la normale au contact qu'un effort avec non interpénétration des éléments ou aucun effort lorsque les éléments sont distants (Figure 2.1). La relation entre effort et contact est donc non régulière au sens mathématique et le problème se résout au niveau de la quantité de mouvement. Pour plus de détail sur cette méthode qui n'est pas utilisée ici, nous renvoyons le lecteur à l'ouvrage de Cambou et Jean [Cambou et Jean 2001].



Figure 2.1 Condition de Signorini entre vitesses et efforts régissant la mécanique d'un contact normal (à gauche) et tangentiel (à droite) dans le cadre de la dynamique des contact.

La méthode aux éléments discrets a initialement été développée voilà une trentaine d'années [Cundall et Strack 1979]. Elle utilise aussi des grains rigides mais qui peuvent se chevaucher légèrement au niveau des points de contact. On peut alors définir la distance d'interpénétration des éléments, à laquelle l'effort peut être lié. La relation entre efforts et déplacements est régulière au sens mathématique. Le problème se résout par intégration du principe fondamental de la dynamique. Une description de la méthode des éléments discrets en général se trouve aussi dans l'ouvrage de Cambou et Jean 2001. Nous aborderons par la suite uniquement les aspects liés au code SDEC.

Tout type d'effort est calculé au niveau des interactions. Leur calcul est par ailleurs déduit du mouvement relatif entre deux éléments, et n'est donc jamais lié à un référentiel externe. Chaque élément a des propriétés intrinsèques, telle qu'une position ou une masse. Lorsqu'une interaction entre deux éléments est établie, il faut définir les paramètres mécaniques régissant la loi de comportement. Celle-ci est évaluée à partir des propriétés mécaniques des deux éléments formant le contact. Cette valeur est déduite par moyenne arithmétique, moyenne harmonique ou utilisation du minimum des valeurs de deux éléments de l'interaction, en fonction du type de paramètre considéré.

2.2.2. Discrétisation du principe fondamental de la dynamique

La méthode de résolution fait intervenir une méthode appelée force – déplacement pour résoudre la seconde loi de Newton. Cette résolution implique la discrétisation en temps du problème mécanique. Le principe consiste à évaluer à chaque pas de temps les efforts exercés sur chaque particule par les particules voisines puis à intégrer le schéma numérique choisi pour déterminer les nouvelles vitesses et positions de l'ensemble des éléments. Les positions obtenues donnent ainsi lieu à une nouvelle cinématique pour chaque interaction, entraînant la modification des efforts mis en jeu à l'itération suivante. On désigne par $F_i^{(t)}$ le bilan des efforts extérieurs appliqués à une particule donnée selon l'axe i du repère principal au temps t . De même, la somme des moments appliqués à cet élément, selon l'axe i est notée $M_i^{(t)}$. Sa masse m et son moment d'inertie I sont respectivement liés aux accélérations de translation $\ddot{x}_i^{(t)}$ et de rotation $\ddot{\theta}_i^{(t)}$ de son centre de gravité par les équations (2.1) et (2.2) :

$$F_i^{(t)} = m\ddot{x}_i^{(t)} \quad (2.1)$$

$$M_i^{(t)} = I\ddot{\theta}_i^{(t)} \quad (2.2)$$

On choisit de résoudre l'équation à l'aide d'un schéma numérique aux différences finies centrées d'ordre deux, ou plus communément appelé schéma type « leap frog ». Si Δt désigne le pas de temps à l'itération courante, alors les vitesses de translation \dot{x}_i et de rotation $\dot{\theta}_i$ se calculent au temps intermédiaire $(t + \Delta t / 2)$ grâce à (2.3) et (2.4):

$$\dot{x}_i^{(t)} = \frac{1}{\Delta t} (\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} - \dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)}) \quad (2.3)$$

$$\dot{\theta}_i^{(t)} = \frac{1}{\Delta t} (\dot{\theta}_i^{(t+\Delta t/2)} - \dot{\theta}_i^{(t-\Delta t/2)}) \quad (2.4)$$

Cette discrétisation est appliquée aux équations de la seconde loi de Newton ((2.1) et (2.2)) pour définir les vitesses ((2.5) et (2.6)):

$$\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{F_i^{(t)}}{m} \right) \Delta t \quad (2.5)$$

$$\dot{\theta}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{\theta}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{M_i^{(t)}}{I} \right) \Delta t \quad (2.6)$$

L'intégration des vitesses de translation ((2.7)) permet d'accéder à la position du centre de gravité de l'élément considéré à l'instant $(t + \Delta t)$:

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (2.7)$$

En revanche, la rotation n'est pas déduite de la vitesse de rotation puisqu'elle n'est pas utilisée lors de la résolution du problème.

2.2.3. Lois de comportement orientées suivant la normale au contact

2.2.3.1. Comportement élastique normal

Le comportement élastique d'un matériau est modélisé par une interaction élastique au niveau des contacts entre éléments. Sous l'hypothèse que les matériaux étudiés sont isotropes, leur comportement est entièrement défini par deux caractéristiques intrinsèques que sont le module de Young et le coefficient de Poisson, notés respectivement E et ν . A l'échelle du contact, plusieurs types d'interactions sont envisageables selon la littérature [Cambou et Jean 2001]. La plus triviale consiste en une interaction élastique dirigée suivant la normale au contact, mais elle ne permet pas de reproduire convenablement à l'échelle globale les deux grandeurs élastiques évoquées ci-dessus. Le modèle local doit donc être contrôlé par deux paramètres élastiques simultanés afin de pouvoir reproduire le comportement global réel. L'interaction est donc constituée par deux paramètres de raideur – ou rigidité - normale au contact, notée k_N , et de raideur tangentielle située dans le plan de contact, notée k_S . Cette dernière sera présentée dans la section relative aux lois de comportement orientées suivant le plan tangent au contact. On note distance d'interaction u_N entre deux sphères la variation de distance entre les centres des sphères D_{AB} vis-à-vis de la distance à l'équilibre D_{eq} (2.8):

$$u_n = D_{eq} - D_{AB} \quad (2.8)$$

En définissant la normale au contact par \mathbf{n} , et par k_N la raideur normale du contact, la relation (2.9) est alors établie pour la partie normale de l'interaction :

$$\mathbf{F}_N = k_N u_N \mathbf{n} \quad (2.9)$$

La valeur de la raideur normale k_N est déduite des paramètres de rigidités normales k_N^A et k_N^B , intrinsèques aux éléments A et B de l'interaction et de leurs rayons respectifs r_A et r_B . Les valeurs de k_N^A et k_N^B sont évaluées à partir des valeurs de K_N^A et K_N^B , paramètres de raideurs introduits par l'utilisateur. On exprime le rayon moyen d'une interaction et la raideur k_N^A de l'élément A respectivement par (2.10) et (2.11):

$$r_{AB} = \frac{r_A + r_B}{2} \quad (2.10)$$

$$k_N^A = K_N^A \cdot r_{AB} \quad (2.11)$$

Plusieurs formulations ont été proposées pour définir la relation entre raideur des éléments et de l'interaction. Elles se regroupent en deux approches distinctes, suivant qu'une relation type élasticité linéaire ou non linéaire soit utilisée. Dans le premier cas, la raideur normale k_N est constante, de la création jusqu'à la suppression du contact. L'élasticité non linéaire locale fait dépendre la valeur de k_N de la distance d'interaction u_N suivant le modèle du contact de Hertz. Le présent travail a été réalisé selon la première méthode, déjà utilisée par différents auteurs pour des simulations du comportement de géomatériaux avec le code SDEC ([Camborde 1999] et [Hentz 2003]). Mais la formulation liant les raideurs d'interaction et les raideurs d'éléments correspond à une approche légèrement différente de celle utilisée par ces derniers :

$$k_N = \frac{k_N^A k_N^B}{k_N^A + k_N^B} \quad (2.12)$$

L'intervention du rayon d'interaction r_{AB} dans la formulation permet d'homogénéiser le comportement élastique observé à l'échelle de l'assemblage discret. Les propriétés élastiques à l'échelle de l'échantillon, observables entre deux assemblages générés avec des rayons moyens différents sont indépendantes de ce même rayon.

2.2.3.2. Contact avec adhésion normale et adoucissement :

Il est possible d'insérer une résistance à la traction, sous la forme d'une adhésion normale. Cette loi constitutive est enrichie d'un adoucissement en traction. On définit par $D_{AB}^{(init)}$ la distance entre les centres des deux sphères A et B au moment de la création de l'interaction et par $D_{AB}^{(actuel)}$ la distance à l'itération courante. $D_{AB}^{(init)}$ correspond du même coup à la distance d'équilibre $D_{eq}^{(init)}$ initiale (Figure 2.2). $D_{elast}^{(init)}$ désigne la distance pour laquelle le phénomène de traction atteint sa limite élastique et entre en comportement adoucissant. Elle dépend initialement de la raideur normale de l'interaction k_N et de l'effort de traction maximal $F_{elast}^{(init)}$, tolérable par l'interaction (2.13):

$$D_{elast}^{(init)} = D_{eq}^{(init)} - \frac{F_{elast}^{(init)}}{k_N} \quad (2.13)$$

Au-delà de cette distance, la loi de comportement subit un adoucissement. La distance correspondant à la limite élastique initiale $D_{elast}^{(init)}$ est alors remplacée par $D_{elast}^{(actuel)}$ qui correspond à la valeur $D_{AB}^{(actuel)}$ lorsque la condition suivante est rencontrée (2.14):

$$D_{AB}^{(actuel)} > D_{elast}^{(init)} \quad (2.14)$$

Le phénomène d'adoucissement est valable tant que la distance limite D_{rupt} n'est pas franchie, D_{rupt} correspondant à la distance pour laquelle le phénomène d'adoucissement en traction entraîne l'annulation de l'effort normal. Cette valeur limite est fixe pendant la durée de vie de l'interaction considérée. Elle dépend notamment du paramètre d'adoucissement ζ (2.15) :

$$D_{rupt} = D_{elast}^{(init)} \left(\frac{\zeta + 1}{\zeta} \right) - \frac{D_{eq}^{(init)}}{\zeta} \quad (2.15)$$

Pendant la phase adoucissante, la valeur de traction maximale $F_{elast}^{(init)}$ doit alors être actualisée à la valeur $F_{elast}^{(actuel)}$ (2.16). Il en va de même pour la position d'équilibre $D_{eq}^{(init)}$, remplacée par $D_{eq}^{(actuel)}$ (2.17):

$$F_{elast}^{(actuel)} = F_{elast}^{(init)} \cdot \frac{D_{elast}^{(actuel)} - D_{rupt}}{D_{elast}^{(init)} - D_{rupt}} \quad (2.16)$$

$$D_{eq}^{(actuel)} = D_{elast}^{(actuel)} (\zeta + 1) - \zeta \cdot D_{rupt} \quad (2.17)$$

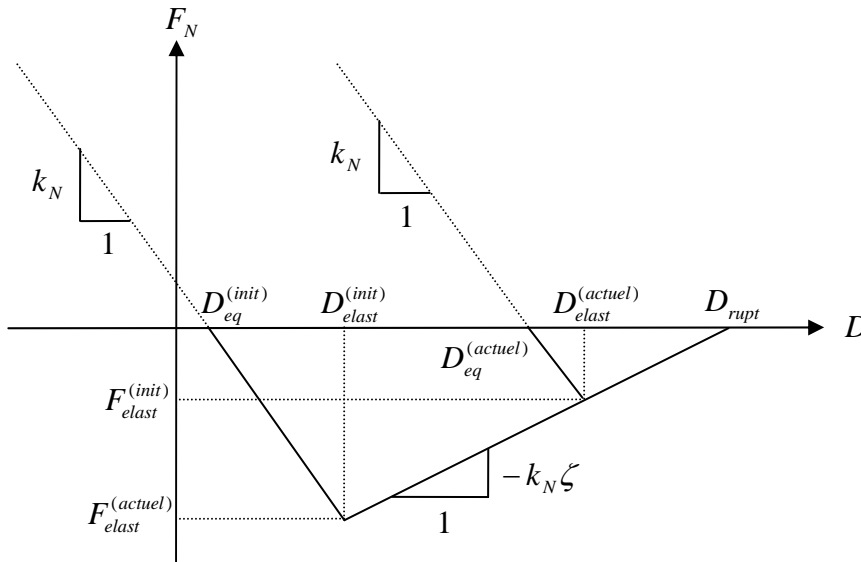


Figure 2.2 Interaction possédant une résistance à la traction et un adoucissement en traction.

L'adhésion normale de l'interaction s'exprime en fonction des adhésions normales respectives, T_A et T_B des deux éléments :

$$T = \min(T_A; T_B) \quad (2.18)$$

Le paramètre ζ est positif. Les valeurs proches de zéro induisent un comportement élastique fragile tandis que les valeurs élevées tendent vers l'élastoplasticité parfaite. La valeur de ζ est établie à partir des valeurs ζ_A et ζ_B , intrinsèques aux éléments (2.19):

$$\zeta = \min(\zeta_A; \zeta_B) \quad (2.19)$$

2.2.3.3. Contact avec endommagement en décharge

Afin de prendre en compte les phénomènes d'irréversibilités pouvant intervenir lors d'une compression (cycles charges - décharges notamment), le modèle est aussi doté d'un comportement avec endommagement en décharge. Cet aspect ne fait pas intervenir de critère de rupture, mais une modélisation non réversible du comportement élastique (Figure 2.3).

On définit par $D_{eq}^{(init)}$ la distance d'équilibre entre deux sphères à la création de leur interaction, comme dans le paragraphe précédent. Lors d'un comportement de charge, la distance d'interpénétration courante $D_{AB}^{(actuel)}$ est reliée à l'effort normal F_N selon l'équation (2.9). Lorsque la décharge intervient, la modélisation de l'endommagement est prise en compte. La distance et la force normale correspondant à ce changement de comportement sont notées $D_{endom}^{(actuel)}$ et $F_{endom}^{(actuel)}$ respectivement. Une nouvelle distance d'équilibre $D_{eq}^{(actuel)}$ est établie, paramétrée par le coefficient d'endommagement en décharge ξ (2.20).

$$D_{eq}^{(actuel)} = D_{endom}^{(actuel)} \left(1 - \frac{1}{\xi} \right) + \frac{D_{eq}^{(init)}}{\xi} \quad (2.20)$$

Tant que la norme de l'effort normal F_N est défini par une distance comprise dans l'intervalle $[D_{endom}^{(actuel)} ; D_{eq}^{(actuel)}]$, sa valeur est alors calculé comme suit (2.21):

$$F_N = \xi K_N \left(D_{AB}^{(actuel)} - D_{eq}^{(actuel)} \right) \quad (2.21)$$

Une valeur $D_{AB}^{(actuel)}$ supérieure à $D_{eq}^{(actuel)}$ correspond alors à une traction et suit donc les lois constitutives liées à ce comportement, si toutefois la liaison est dotée d'une résistance à la traction. Une valeur $D_{AB}^{(actuel)}$ inférieure à $D_{eq}^{(actuel)}$ implique une charge de valeur supérieure à $F_{endom}^{(actuel)}$. Le comportement en charge suit alors la courbe de charge originelle et $D_{eq}^{(actuel)}$ reprend la valeur $D_{eq}^{(init)}$.

Le paramètre ξ peut prendre une valeur comprise dans le domaine $[1.0; +\infty]$. Les valeurs proches de l'unité coïncident avec une décharge selon la pente de charge, le comportement s'apparente alors au cas de l'élasticité réversible. A l'inverse, les valeurs élevées impliquent une décharge selon une pente bien plus raide qu'en charge. La valeur de ξ est établie à partir des valeurs ξ_A et ξ_B , intrinsèques aux éléments (2.22):

$$\xi = \min(\xi_A; \xi_B) \quad (2.22)$$

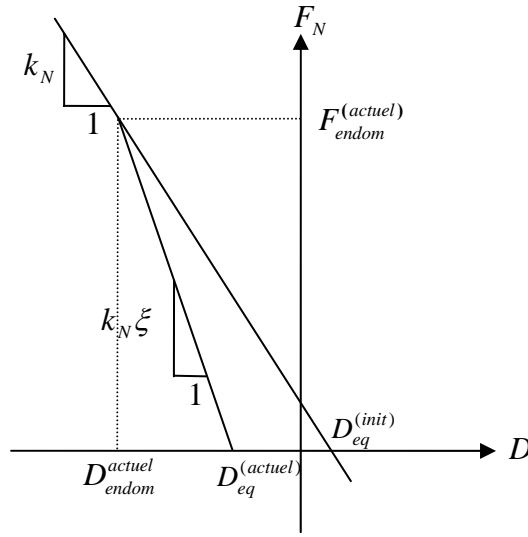


Figure 2.3 Interaction possédant un endommagement en décharge.

2.2.3.4. Contact normal avec limite élastique en compression

Le comportement correspondant est de type élastoplastique parfait selon la normale au contact (Figure 2.4). Le comportement élastique est réversible et de type linéaire en compression. La distance d'équilibre initiale de l'interaction est donnée par $D_{eq}^{(init)}$. On définit par $F_{N\text{limit}}$ la limite élastique de l'effort de compression acceptable par l'interaction. La distance $D_{\text{limit}}^{(init)}$ caractérisant la limite du comportement élastique est définie par (2.23):

$$D_{\text{limit}}^{(init)} = D_{eq}^{(init)} - \frac{F_{N\text{limit}}}{k_N} \quad (2.23)$$

Si l'inégalité suivante n'est pas vérifiée et que le contact est en charge, on actualise la distance de limite élastique à la distance D_{AB} de l'itération courante et le module de l'effort normal F_N est rapporté à la valeur limite $F_{N\text{limit}}$ (2.24) :

$$F_N \geq F_{N\text{limit}} \quad (2.24)$$

La nouvelle distance d'équilibre $D_{eq}^{(actuel)}$ est alors donnée par (2.25):

$$D_{eq}^{(actuel)} = D_{\text{limit}}^{(actuel)} + \frac{F_{N\text{limit}}}{k_N} \quad (2.25)$$

La valeur de limite élastique $F_{N\text{limit}}$ a une valeur positive. Elle est définie à partir des contraintes limites d'élasticité en compression σ_{limit}^A et σ_{limit}^B des deux éléments du contact. En considérant les rayons respectifs r_A et r_B , on peut définir les efforts limites $F_{N\text{limit}}^A$ (2.26) et $F_{N\text{limit}}^B$ (2.27):

$$F_{N\text{limit}}^A = \sigma_{\text{limit}}^A \pi r_A^2 \quad (2.26)$$

$$F_{N\text{limit}}^B = \sigma_{\text{limit}}^B \pi r_B^2 \quad (2.27)$$

La limite élastique du contact en compression est alors donnée par (2.28):

$$F_{N\text{limit}} = \min(F_{N\text{limit}}^A ; F_{N\text{limit}}^B) \quad (2.28)$$

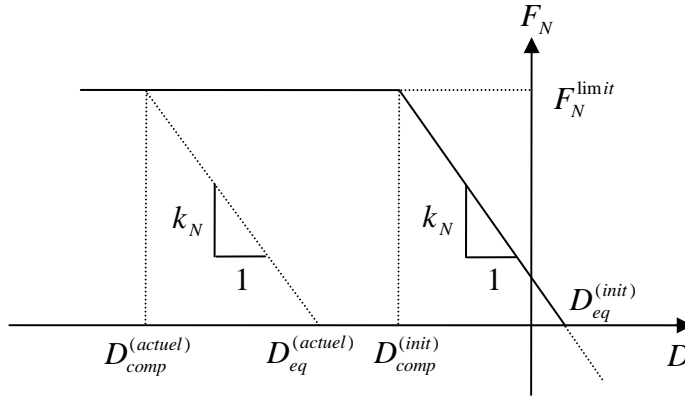


Figure 2.4 Interaction possédant un comportement à limite élastique en compression normale.

2.2.3.5. Contact normal avec dissipation visqueuse non linéaire

L'introduction d'une loi visqueuse permet d'enrichir le modèle d'un effort dépendant de la vitesse, contrairement aux lois présentées jusqu'ici et qui portent les positions relatives des éléments. Parmi les formulations de viscosité possibles, le choix s'est porté sur un modèle visqueux non linéaire et agissant dans la direction normale au contact [Zhang et Whiten 1998]. Une viscosité fonction de la vitesse uniquement aurait le désavantage de générer des discontinuités des efforts mis en jeu lors de la création et la suppression des contacts. Un modèle dépendant de la vitesse du contact et de la distance d'interpénétration permet de s'affranchir de cet inconvénient. On note \dot{u}_{AB} la vitesse relative des éléments de l'interaction considérée et \mathbf{n} , la normale au contact. Cette viscosité agissant selon l'axe normal au contact, le vecteur de vitesse normale au contact $\dot{\mathbf{u}}_N$ à prendre en considération est défini par (2.29):

$$\dot{\mathbf{u}}_N = \dot{\mathbf{u}}_{AB} \cdot \mathbf{n} \cdot \mathbf{n} \quad (2.29)$$

On définit par u_N , k_N , m et r , la distance d'interpénétration des deux éléments vis-à-vis de la position d'équilibre, la raideur normale de contact, la masse moyenne et le rayon moyen des éléments de l'interaction respectivement. Un paramètre noté a_V , intervient dans la formulation visqueuse en tant que paramètre de l'effet visqueux. L'expression de la force visqueuse faisant intervenir les différents paramètres géométrique et mécanique caractérisant les éléments d'un contact est donnée par (2.30):

$$\mathbf{F}_V = -a_V (m k_N)^{1/2} \left(\frac{u_N}{r} \right)^\beta \dot{\mathbf{u}}_N \quad (2.30)$$

Où l'exposant β est indéterminé. La formulation obtenue n'est pas tout à fait équivalente à celle de ses auteurs [Zhang et Whiten 1998], puisque leur modèle fait intervenir une élasticité type contact de Hertz, alors que l'élasticité choisie pour nos simulations est de type linéaire. Le paramètre a_v est adimensionnel, et la valeur du paramètre β est néanmoins choisie égale à 0.25, conformément à la formulation d'origine [Zhang et Whiten 1998]. La valeur attribuée à a_v reste donc le seul terme de \mathbf{F}_v à calibrer pour définir quantitativement les efforts visqueux mis en jeu au niveau de l'interaction.

2.2.4. Lois de comportement orientées suivant le plan tangent au contact

2.2.4.1. Raideur tangentielle

L'effort tangentiel élastique est calculé de manière incrémentale [Donzé et Magnier 1997]. L'effort tangentiel incrémental et la variation de position incrémentale dans le plan de contact sont respectivement définis par $\Delta \mathbf{F}_s$ et $\Delta \mathbf{u}_s$. L'effort tangentiel \mathbf{F}_s est alors obtenu par sommation des incréments $\Delta \mathbf{F}_s$ à chaque itération depuis la création du contact (2.31).

$$\Delta \mathbf{F}_s = -k_s \Delta \mathbf{u}_s \quad (2.31)$$

La valeur de la raideur normale k_s est déduite des paramètres de rigidités normales K_s^A et K_s^B et le rayon moyen r_{AB} des éléments formant le contact, analogiquement à l'élasticité suivant la normale :

$$k_s = \frac{k_s^A k_s^B}{k_s^A + k_s^B} \quad (2.32)$$

2.2.4.2. Contact frottant

La description d'un matériau réel fait éventuellement appel à son comportement hors du domaine élastique. Le comportement frottant est le plus fréquemment utilisé dans les méthodes aux éléments discrets. Il est notamment utilisé pour représenter les matériaux pulvérulents. Il fait intervenir le paramètre μ , coefficient sans dimension, lors du glissement au niveau d'une interaction. L'effort tangentiel \mathbf{F}_s défini dans le cadre élastique doit être modifié si sa valeur ne vérifie pas l'inégalité (2.33):

$$\|\mathbf{F}_N\| \leq \|\mathbf{F}_s\| \cdot \tan \mu \quad (2.33)$$

L'effort tangentiel suit donc la loi de comportement élastique tant que le critère de glissement précédent n'est pas atteint. Le franchissement du critère à une itération donnée implique de considérer la valeur actualisée de l'effort tangentiel $F_s^{(actuel)}$ lors d'un comportement plastique (2.34):

$$\mathbf{F}_s^{(actuel)} = \frac{\mathbf{F}_s}{\|\mathbf{F}_s\|} \|\mathbf{F}_N\| \tan \mu \quad (2.34)$$

Le paramètre de frottement μ de l'interaction est attribué suivant les valeurs de frottement, notées μ_A et μ_B , intrinsèques aux deux éléments. La valeur de frottement local est définie par (2.35), sauf cas particulier précisé dans le texte :

$$\tan \mu = \min(\tan \mu_A; \tan \mu_B) \quad (2.35)$$

2.2.4.3. Contact cohésif : cohésion locale

Par analogie au cas précédent, le comportement à la rupture d'un matériau purement cohésif peut être représenté par une cohésion locale a_s au niveau de l'interaction, dont l'unité est une pression. On définit S_{AB} , la surface de contact entre les deux éléments. Si l'effort tangentiel \mathbf{F}_s ne respecte pas le critère (2.36), il doit être actualisé selon le paramètre de seuil (2.37):

$$\|\mathbf{F}_s\| \leq a_s S_{AB} \quad (2.36)$$

$$\mathbf{F}_s^{(\text{actuel})} = \frac{\mathbf{F}_s}{\|\mathbf{F}_s\|} a_s S_{AB} \quad (2.37)$$

Le paramètre d'adhésion a_s de l'interaction est attribué suivant les valeurs d'adhésions, notées a_s^A et a_s^B , intrinsèques aux deux éléments. La valeur d'adhésion locale est alors définie par (2.38):

$$a_s = \min(a_s^B; a_s^A) \quad (2.38)$$

La surface de contact de l'interaction peut être définie de diverses manières (moyenne arithmétique, moyenne harmonique). On choisit ici d'utiliser le minimum des deux surfaces selon l'équation suivante (2.39).

$$S_{AB} = \min(S_A; S_B) \quad (2.39)$$

2.2.4.4. Contact cohésif-frictionnel

Les géomatériaux modélisés ici ont couramment un comportement frottant et cohésif vis-à-vis d'une sollicitation de cisaillement. Ces deux aspects interviennent alors simultanément dans une seule relation définissant un critère conjugué (2.40):

$$\|\mathbf{F}_s\| \leq \|\mathbf{F}_N\| \tan \mu + a_s S_{AB} \quad (2.40)$$

Si le critère est atteint, l'effort tangentiel est corrigé de manière analogue à précédemment (2.41):

$$\|\mathbf{F}_s\| \leq (\|\mathbf{F}_N\| \tan \mu + a_s S_{AB}) \frac{\mathbf{F}_s}{\|\mathbf{F}_s\|} \quad (2.41)$$

La détermination du frottement μ et de l'adhésion tangentielle a_s de l'interaction suit le même principe que pour les cas de contact frottant et purement cohésif.

2.2.5. Lois de comportement des contacts en rotation

2.2.5.1. Introduction à la loi de transfert de moment (LTM)

L'ensemble des lois de comportement abordées précédemment correspond à une modélisation ponctuelle et unique du contact entre une paire d'éléments. Le comportement de l'assemblage discret est entièrement régi par des forces agissant aux différents points de contact. En conséquence, les vitesses de rotation des éléments sont uniquement modifiées par les efforts tangentiels agissant en chaque point de contact. En revanche, le contact réel entre éléments granulaires est surfacique et pas forcément unique pour chaque paire de grains interagissant. Le torseur représentant l'action d'un grain sur son voisin se compose donc d'un effort et d'un moment dépendant des efforts tangentiels comme des efforts normaux. L'inconvénient majeur des éléments sphériques pour la modélisation du comportement est illustré par cette différence, qui se traduit par un roulement excessif, non représentatif de la réalité. En conséquence, la capacité de résistance au cisaillement est clairement inférieure à celle des matériaux granulaires réels. A titre d'exemple, des simulations d'essais biaxiaux ([Bardet 1994] et [Chareyre 2003]) et triaxiaux [Sibille 2005] montre qu'il est difficile de dépasser une résistance au pic équivalente à un angle de frottement de 25° , alors que les géomatériaux atteignent largement des valeurs de 35° . La modification du code discret est préconisée pour modéliser plus justement le phénomène de cisaillement, acteur de premier plan lors d'un impact en milieu granulaire.

Plusieurs possibilités sont envisageables et séparables en deux catégories : soit la modification géométrique des éléments, soit la modification de la loi de comportement. La première solution consiste en l'utilisation d'éléments à géométrie plus complexe. Les éléments ellipsoïdaux ont une géométrie qui permet de limiter le roulement. Les amas d'éléments, nommés encore clusters [Yade 2006], ont pour but de fournir une rugosité grâce à un profil plus complexe. Outre l'intérêt que représentent ces solutions pour améliorer la modélisation du phénomène de cisaillement, ces méthodes ont des inconvénients d'ordre général ou propre au type de simulations entreprises ici. En contrepartie l'utilisation de ce type de géométrie implique l'utilisation d'un algorithme de calcul plus complexe, au niveau de la détection des contacts ou de la résolution du principe fondamental de la dynamique. Parallèlement, le coût en temps de calculs augmente. D'autre part, les simulations entreprises ici sont à l'échelle de l'ouvrage. L'utilisation de clusters et le nombre d'éléments nécessaires pour modéliser assez finement le merlon ne peuvent convenir à la puissance de calcul offerte par les ordinateurs actuellement.

La seconde option, portant sur la modification de la loi de comportement est à présent considérée. L'inconvénient que l'on souhaite surmonter correspond localement à un roulement excessif des éléments en comparaison au matériau granulaire réel. Une option consiste donc à bloquer les rotations des éléments ([Bardet 1994], [Calvetti et al. 2003] et [Plassiard et al. 2004]). Les résultats obtenus sont corrects à l'échelle de la structure ([Hentz 2003], [Plassiard et al. 2004] et [Calvetti et Nova 2005]) mais le phénomène de cisaillement n'est alors contrôlé localement que par le phénomène de glissement. Cet aspect peut donner lieu à des résultats non réalistes pour les matériaux cohésifs lors de la modélisation d'une poutre de béton [Hentz 2003] ou lors de simulations d'essais triaxiaux sur matériaux pulvérulents [Iwashita et Oda 1998]. De plus ce choix ne semble pas justifiable par les observations expérimentales. La décomposition du mouvement en roulement et glissement lors d'essais triaxiaux expérimentaux a permis de montrer que ce premier joue un rôle au moins égal, sinon prépondérant vis-à-vis du cisaillement [Oda 1982]. L'option retenue ici consiste à introduire un moment opposé au roulement, de manière à le limiter. Elle suit une

idée originellement développée pour un modèle à éléments circulaires, appliquée à la simulation d'essais biaxiaux ([Oda et Iwashita 1997], [Iwashita et Oda 1998] et [Iwashita et Oda 2000]). Son développement tridimensionnel est néanmoins plus complexe qu'à deux dimensions, où moments et rotations sont tous perpendiculaires au plan contenant les éléments. La loi de comportement, décrite ci-après a été baptisée « loi de transfert de moment » pour sa capacité à générer un couple sur le second élément d'une interaction lorsque le premier subit un moment ou une rotation.

2.2.5.2. Définition du roulement intervenant entre deux éléments

Le phénomène de roulement dépend de la rotation relative entre deux éléments. Dans le cas d'éléments de tailles identiques, le roulement est obtenu par la rotation différentielle entre les deux éléments du contact. Ce n'est plus le cas pour des éléments polydisperses, pour lesquels la taille des éléments intervient.

Les relations suivantes sont exprimées dans un repère global, noté G afin de développer les modifications induites par la loi de transfert de moment – LTM – sur les lois constitutives. Soit deux éléments sphériques A et B en contact (Figure 2.5). On définit par r_A et r_B leurs rayons respectifs. Leurs positions et rotations respectives au pas de temps courant vis-à-vis du repère global G sont notées \mathbf{x}_A , \mathbf{x}_B et ω_A , ω_B . Les vitesses de rotations sont nommées $\dot{\omega}_A$ et $\dot{\omega}_B$ alors que $d\omega_A$ et $d\omega_B$ représentent les incréments de rotations intervenant durant le pas de temps courant. Le contact est défini au point C selon la normale au contact \mathbf{n} , dirigée de l'élément A vers l'élément B . En considérant la configuration au pas de temps ultérieur, les positions des centres A' et B' sont définies par les vecteurs \mathbf{x}'_A et \mathbf{x}'_B . Le contact intervient au point C' , et la nouvelle normale au contact est nommée \mathbf{n}' . On définit par r le rayon moyen des deux éléments de l'interaction (Figure 2.5)

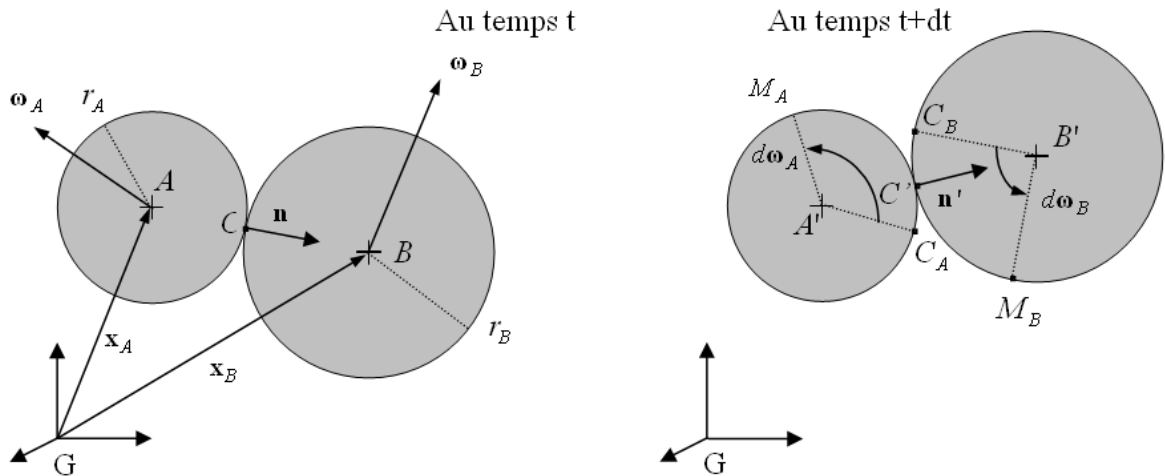


Figure 2.5 Evolution du contact entre les sphères A et B entre deux incréments de temps.

La composante de roulement est accessible lorsque les incréments de rotation et de glissement sont connus. On définit les points C_A et C_B par les relations (2.42) et (2.43):

$$\mathbf{A}'\mathbf{C}_A = \mathbf{A}\mathbf{C} \quad (2.42)$$

$$\mathbf{B}'\mathbf{C}_B = \mathbf{B}\mathbf{C} \quad (2.43)$$

Les vecteurs $\mathbf{C}'\mathbf{C}_A$ and $\mathbf{C}'\mathbf{C}_B$ sont tous deux liés au mouvement de translation et au phénomène de glissement via les équations (2.44) et (2.45):

$$\mathbf{C}'\mathbf{C}_A = r_A(\mathbf{n} - \mathbf{n}') \quad (2.44)$$

$$\mathbf{C}'\mathbf{C}_B = r_B(\mathbf{n}' - \mathbf{n}) \quad (2.45)$$

On définit par point matériel le point confondu avec un élément infinitésimal de matière donné et suivant cet élément tout au long de sa trajectoire. Le point matériel de l'élément A (ou B), repéré par le point C au temps t est situé au point M_A (ou M_B) au temps $t+dt$. Les vecteurs suivants sont définis (2.46) et (2.47):

$$\mathbf{C}_A\mathbf{M}_A = r_A \cdot dt \cdot \dot{\boldsymbol{\omega}}_A \wedge \mathbf{n} \quad (2.46)$$

$$\mathbf{C}_B\mathbf{M}_B = -r_B \cdot dt \cdot \dot{\boldsymbol{\omega}}_B \wedge \mathbf{n} \quad (2.47)$$

La position relative de M_A et M_B , par rapport au nouveau point de contact C' correspond à la somme des vecteurs de translation et de rotation ((2.48) et (2.49)):

$$\mathbf{C}'\mathbf{M}_A = \mathbf{C}'\mathbf{C}_A + \mathbf{C}_A\mathbf{M}_A = r_A((\mathbf{n} - \mathbf{n}') + dt \cdot \dot{\boldsymbol{\omega}}_A \wedge \mathbf{n}) \quad (2.48)$$

$$\mathbf{C}'\mathbf{M}_B = \mathbf{C}'\mathbf{C}_B + \mathbf{C}_B\mathbf{M}_B = r_B((\mathbf{n}' - \mathbf{n}) + dt \cdot \dot{\boldsymbol{\omega}}_B \wedge \mathbf{n}) \quad (2.49)$$

Dans le cas particulier d'assemblages monodisperses de rayon r_{mono} , l'écriture du vecteur de roulement incrémental $d\mathbf{U}_r$ se simplifie à l'expression (2.50).

$$d\mathbf{U}_r = \frac{r_{mono}}{2}(\dot{\boldsymbol{\omega}}_A + \dot{\boldsymbol{\omega}}_B) \wedge \mathbf{n} dt \quad (2.50)$$

Néanmoins, les assemblages discrets utilisés pour représenter les matériaux granulaires sont polydisperses, de manière à limiter l'anisotropie géométrique de l'arrangement. En supposant que la dispersion des rayons n'est pas trop importante, l'expression suivante de l'incrément de roulement est convenable pour un modèle bidimensionnel [Iwashita et Oda 1998]. On supposera par la suite que cette hypothèse reste valable pour le présent modèle tridimensionnel (2.51):

$$d\mathbf{U}_r = \frac{\mathbf{C}'\mathbf{M}_A + \mathbf{C}'\mathbf{M}_B}{2} \quad (2.51)$$

Le phénomène de roulement correspond à la rotation relative des éléments et est défini par le vecteur angulaire de roulement incrémental $d\boldsymbol{\theta}_r$. On définit le vecteur unitaire portant le vecteur angulaire $d\boldsymbol{\theta}_r$ par (2.52):

$$\mathbf{n}_{d\theta_r} = \frac{\mathbf{n}' \wedge d\mathbf{U}_r}{\|\mathbf{n}' \wedge d\mathbf{U}_r\|} \quad (2.52)$$

Le vecteur angulaire incrémental de roulement est alors donné par (2.53):

$$d\boldsymbol{\theta}_r = \frac{\|d\mathbf{U}_r\|}{r} \mathbf{n}_{d\theta_r} \quad (2.53)$$

On définit par $\boldsymbol{\theta}_r$ le vecteur angulaire de roulement, correspondant à la sommation des incréments $d\boldsymbol{\theta}_r$ depuis la création du contact. C'est à partir de ce vecteur angulaire que l'on exprime le moment de rappel destiné à limiter le roulement (2.54):

$$\boldsymbol{\theta}_r = \sum d\boldsymbol{\theta}_r \quad (2.54)$$

La LTM doit permettre de représenter les grandes classes de comportement du matériau granulaire sec : élasticité et plasticité. La première est liée au contrôle du roulement par la LTM, le second intervient sous la forme d'un frottement de roulement provenant d'une valeur limite imposée au moment de roulement. C'est cet aspect qui offre au modèle une capacité de comportement irréversible, telle que celle observée dans les géomatériaux. Afin de définir si le comportement en roulement de l'interaction est élastique ou plastique, il est nécessaire d'exprimer le moment dans un repère local L . Le centre de L est situé au point de contact C , ses axes étant composés du vecteur normal au contact \mathbf{n} , et deux vecteur unitaires arbitraires du plan de contact $\mathbf{t}_1, \mathbf{t}_2$. On définit $\boldsymbol{\theta}_r^L$, le vecteur angulaire de roulement exprimé dans le repère local L (2.55):

$$\boldsymbol{\theta}_r^L = [m_{G-L}] \cdot \boldsymbol{\theta}_r \quad (2.55)$$

Où $[m_{G-L}]$ correspond à la matrice de transition du repère global G dans le repère L . Seules les composantes dirigées selon le plan de contact interviennent dans le calcul du roulement puisque la première composante est orientée selon la normale \mathbf{n} . Cette composante n'est donc pas considérée dans les calculs suivants.

2.2.5.3. Calcul du moment de roulement

On définit par k_r la raideur de roulement, exprimé par un scalaire, sous l'hypothèse d'isotropie du comportement de roulement dans le plan de contact. Le moment généré par le roulement \mathbf{M}_{elast}^L , exprimé dans le repère local L s'écrit (2.56):

$$\mathbf{M}_{elast}^L = k_r \boldsymbol{\theta}_r^L \quad (2.56)$$

Le module de ce moment est à comparer à la valeur de limite élastique A_{lim} attribuée au moment et au-delà de laquelle des irréversibilités apparaissent. On définit par \mathbf{m}_{L-G} matrice de transition du repère global L dans le repère G . Le moment de roulement à appliquer à l'interaction et exprimé dans le repère global est alors donné par (2.57):

$$\mathbf{M}_r = \mathbf{m}_{L-G} \min(\|\mathbf{M}_{elast}^L\| ; A_{lim}) \frac{\mathbf{M}_{elast}^L}{\|\mathbf{M}_{elast}^L\|} \quad (2.57)$$

Suivant le principe de l'action – réaction, le moment $-M_r$ est appliquée à l'élément A tandis que son opposé M_r est attribué à l'élément B .

Les irréversibilités interviennent dans le cas où l'équation suivante est vérifiée (2.58). Ce cas se traduit par un réajustement du vecteur angulaire de roulement θ_r suivant l'équation (2.59). Ce réajustement fait que les éléments d'une interaction ne peuvent revenir à leur configuration initiale même lorsque l'énergie élastique de roulement est entièrement restituée.

$$\min(\|\mathbf{M}_{elast}^L\| ; A_{lim}) = A_{lim} \quad (2.58)$$

$$\theta_r^L = \frac{A_{lim}}{k_r} \frac{\mathbf{M}_{elast}^L}{\|\mathbf{M}_{elast}^L\|} \quad (2.59)$$

2.2.5.4. Choix de paramètres pour les matériaux granulaires peu cohésifs

Le comportement en roulement LTM devient alors soit élastique, soit plastique, suivant qu'il est régi par la raideur en roulement k_r ou la limite élastique en roulement A_{lim} . Ces deux paramètres sont à présent exprimés dans le cadre des matériaux granulaires secs et peu cohésifs, étudiés ici.

Lors de leurs simulations bidimensionnelles [Iwashita et Oda 1998], les auteurs émettent deux hypothèses simplificatrices visant à calibrer la rigidité de roulement de leur modèle. Le contact entre deux éléments provoque sur chacun d'eux un moment incrémental de roulement M_r ainsi qu'un moment incrémental dû à l'effort tangentiel M_s . Leurs valeurs respectives sont décrites par les équations suivantes ((2.60) et (2.61)) :

$$dM_r = k_r \frac{du_r}{r} \quad (2.60)$$

$$dM_s = k_s du_s \quad (2.61)$$

Les auteurs supposent alors qu'au point de contact, le déplacement tangentiel incrémental du_s est du même ordre de grandeur que le déplacement incrémental de roulement du_r . En supposant ensuite l'équivalence des moments incrémentaux induits par le roulement dM_r et le cisaillement dM_s , on accède après simplifications à la relation (2.62):

$$k_r = k_s r^2 \quad (2.62)$$

On suppose que cette relation appliquée au cas bidimensionnels peut être élargie au cas tridimensionnel. La relation précédente a l'avantage d'estimer la raideur en rotation à appliquer, mais ne permet plus de traiter cette valeur comme un paramètre indépendant. Le phénomène de roulement entre grains réel dépend pourtant des propriétés du matériau telles que sa rugosité, angularité, etc. Afin de pouvoir paramétrer cet aspect dans notre modèle,

l'estimation de la rigidité de roulement k_r provenant de l'équation précédente est conservée, mais elle est pondérée par le coefficient de roulement adimensionnel β_r (2.63). La relation obtenue doit ainsi autoriser de prendre en compte les divers aspects géométriques précités. Ce paramètre doit prendre une valeur positive pour respecter le sens physique.

$$k_r = \beta_r k_s r^2 \quad (2.63)$$

Le comportement plastique, appelé aussi frottement de roulement et désigné par A_{lim} est à présent considéré (2.64). Sa valeur peut être liée à la norme de l'effort normal \mathbf{F}_N agissant sur l'interaction et au rayon moyen r [Oda et Iwashita 1997]. La LTM est alors analogue à la loi de frottement de Coulomb, puisque les irréversibilités en roulement dépendent linéairement de l'effort normal du contact. Cette modélisation est utilisée pour représenter le comportement du matériau granulaire. Mais d'autres matériaux, non utilisés ici, comme les métaux ne nécessitent pas forcément cette dépendance. La limite du comportement élastique en roulement est alors régie par une constante [Plassiard et al. 2007]. Tout comme pour la formulation du comportement élastique, un coefficient pondérateur adimensionnel η_r , nommé paramètre de la limite élastique en roulement, est incorporé au modèle. L'intervalle de valeurs attribuable à ce paramètre est positive, comme pour le coefficient de raideur en roulement β_r .

$$A_{\text{lim}} = \eta_r \|\mathbf{F}_n\| r \quad (2.64)$$

Le couple de valeur $(\beta_r ; \eta_r)$ régit donc le comportement du modèle en roulement à l'échelle locale. Ces valeurs sont à définir suivant le matériau modélisé, mais une illustration succincte des comportements obtenus pour les valeurs limites de ce couple est possible. Un coefficient de raideur en roulement nul implique que le moment de roulement est nul pour tout angle de roulement. Cette configuration est donc équivalente au cas sans LTM, où les rotations sont contrôlées par les efforts de cisaillement au niveau des contacts. Le constat est le même si le paramètre du frottement de roulement est nul, puisque la limite élastique du moment de roulement est alors nulle. Le dernier cas limite correspond au cas où $\beta_r \rightarrow \infty$ et $\eta_r \rightarrow \infty$ simultanément, ce qui revient à n'avoir aucun roulement entre les éléments. Ce cas correspond donc à une configuration où les rotations par rapport au repère global sont empêchées.

2.2.6. Procédure de mise en place du modèle

2.2.6.1. Génération d'un assemblage aléatoire représentatif

Le modèle discret correspond à un assemblage aléatoire d'éléments qu'il est nécessaire de générer. A l'échelle globale, la géométrie du modèle correspond à l'ouvrage réel. A l'échelle locale, le milieu est représenté par un ensemble de sphères. L'assemblage constitué est généralement polydisperse, de manière à favoriser la création d'un arrangement géométrique à l'anisotropie limitée. Il existe plusieurs méthodes de mise en place, comme la pluviation [Calvetti et al. 1997], le dépôt au hasard [Cambou et Jean 2001], la génération aléatoire par méthode géométrique [Jodrey et Torry 1985], ou encore par méthode dynamique [Potyondy et al. 1996]. Cette dernière option est retenue car l'expérience montre que c'est elle qui induit la plus petite anisotropie géométrique ainsi que la meilleure homogénéité dans le modèle, tout en se révélant très efficace du point de vue temps de calcul. Un autre avantage indéniable de son utilisation vis-à-vis des autres possibilités est offert par l'obtention de la porosité choisie par son utilisateur.

Dans la version du logiciel SDEC utilisé pour nos simulations, la création de la géométrie se présente par les étapes successives suivantes. Les éléments ont un arrangement initial ordonné selon un modèle cubique à faces centrées afin de créer les géométries basiques du modèle étudié. Afin de limiter les directions privilégiées favorisées par cet arrangement, on effectue la procédure de génération du désordre, à présent décrite :

- A la première itération du processus, le rayon de tous les éléments du milieu à désordonner sont réduits d'un même facteur.
- Il est ensuite multiplié par un facteur compris dans un intervalle donné, généralement $[0.5;2.0]$ dans les simulations présentées ici.
- Ce facteur est établi aléatoirement selon une loi de Weibull. On définit le rayon d'élément r_w issu de la distribution de Weibull, r_{\max} et r_{\min} les bornes inférieures et supérieures de la distribution, α et γ sont des paramètres et $rand_{[0;1]}$ est un nombre aléatoire compris dans l'intervalle $[0;1]$. Chaque rayon est alors calculé par la formulation suivante (2.65):

$$r_w = r_{\min} + (r_{\max} - r_{\min})(-\alpha \ln(1 - rand_{[0;1]}))^{\frac{1}{\gamma}} \quad (2.65)$$

- Les éléments sont alors grossis à chaque pas de temps par multiplication de leur rayon d'un facteur légèrement supérieur à 1 (entre 1.00001 et 1.00005). Cette opération est répétée jusqu'à atteindre la porosité souhaitée par l'utilisateur.
- Les tailles d'éléments sont alors conservées et l'assemblage entre en phase de stabilisation. Pendant les processus de grossissement et de stabilisation, les éléments entrent en contact et se réorganisent sous l'effet des lois élastiques.

Les conditions de mises en place impliquent généralement d'utiliser des éléments à masses élevées pour limiter l'énergie cinétique, avec des rigidités normales et tangentielles relativement faibles. On utilise aussi un léger frottement aux contacts dont le but est de dissiper l'énergie cinétique du système. Afin de s'approcher d'un milieu homogène et isotrope, cette phase de mise en place s'effectue sans gravité.

2.2.6.2. Conditions de validation du modèle

Les conditions suivantes seront systématiquement vérifiées avant que l'assemblage dont le désordre a été généré puisse être utilisé pour une simulation. L'énergie cinétique du système, qui a tendance à augmenter pendant la phase de grossissement des éléments, doit devenir marginale. Cette exigence signifie que le système a trouvé une situation stable, dans laquelle l'ensemble des éléments est en condition d'équilibre. Les efforts mis en jeu aux contacts en fin de mise en place correspondent à une interpénétration des sphères. Ce chevauchement n'étant pas pris en compte lors de la phase de simulation ultérieure au grossissement, il doit rester faible pour avoir une influence limitée, sur les effets de dilatance notamment. Un critère d'évaluation de cet aspect est défini en calculant la moyenne du rapport entre distance d'interpénétration et somme des rayons des sphères de l'interaction. Le critère est jugé respecté si ce rapport est inférieur à 1%.

2.2.7. Conditions de convergence des simulations

2.2.7.1. Détermination du pas de temps critique

Les codes à éléments discrets en général et plus particulièrement les simulations entreprises ici sont réalisées à l'aide d'un schéma numérique explicite. L'absence d'inversion de matrice, comme dans le cas des schémas implicites, et la modélisation de phénomènes physiques dynamiques comme les impacts représentent deux raisons essentielles dans son utilisation. En revanche, le pas de temps critique doit être déterminé afin que le schéma numérique utilisé reste stable durant la simulation. Plusieurs méthodes sont envisageables. Mais les sollicitations de type impact peuvent provoquer une forte réorganisation des contacts, ce qui nécessite de calculer fréquemment le pas de temps critique. La recherche des pulsations propres du système est donc prohibitive du point de vue du temps nécessaire pour leurs calculs. De même, considérer la période de pulsation définie par la plus petite masse et la plus grande rigidité du modèle donnerait un pas de temps trop restrictif. Dans le cas du logiciel SDEC, une solution simplifiée est adoptée. Pour le comportement en translation, elle est basée sur le calcul, pour chaque élément, de la raideur équivalente k_{eq} , définie par la contribution des rigidités normale k_N et tangentielle k_S de chaque interaction suivant les axes du repère principal. La valeur de pulsation de chaque élément est alors calculée d'après l'équation suivante, en fonction de la masse m de l'élément considéré. La plus petite valeur obtenue sur l'ensemble des éléments est alors désignée comme pas de temps critique du modèle (2.66).

$$\Delta t_{crit} = \delta \sqrt{\frac{m}{k_{eq}}} \quad (2.66)$$

Le coefficient sans dimension δ est destiné à réduire la valeur du pas de temps critique Δt_{crit} , suivant que les simulations entreprises soient de type quasi-statiques ou dynamiques. Dans le premier cas, une valeur de l'ordre de 0.8 est suffisante pour assurer la convergence numérique des simulations. Les sollicitations dynamiques provoquent des interpénétrations d'éléments donnant lieu à des efforts éventuellement conséquents. La valeur de δ peut alors être choisie proche de 0.1. On cherchera dans ce cas à trouver le compromis entre la valeur limitant le temps de simulation sans pour autant affecter la nature des résultats.

Le pas de temps critique doit aussi être plus petit que la plus petite pulsation propre en rotation. Cette condition est généralement vérifiée lors des simulations entreprises par la suite. Une estimation de la validité de cet argument est donnée par l'argumentation suivante : on considère à nouveau le pas de temps critique calculé en translation Δt_{crit} . Les contributions des rigidités normales et tangentielles ne sont pas équivalentes. L'obtention d'un coefficient de Poisson correct à l'échelle globale est conditionnée par l'utilisation de rigidités normales k_N en ordre de grandeur cinq fois supérieures aux rigidités tangentielles k_S . Le pas de temps critique en translation d'un élément n'ayant qu'une seule interaction peut être approximé par (2.67):

$$\Delta t_{crit} \approx \delta \sqrt{\frac{m}{k_N}} \quad (2.67)$$

Le pas de temps critique en rotation est régi par la grandeur $\sqrt{\frac{I}{k_r}}$, où I correspond au moment d'inertie de l'élément et k_r à la rigidité en roulement. Dans le cas d'éléments sphériques, l'inertie d'un élément est égale à $\frac{2}{5}mr^2$, où r correspond au rayon de l'élément. Ces considérations indiquent que la stabilité numérique du système n'est pas remise en cause par le comportement en rotation si la condition suivante est vérifiée (2.68):

$$\sqrt{\frac{I}{k_r}} > \delta \sqrt{\frac{m}{k_N}} \quad (2.68)$$

Cette dernière inégalité peut être mise sous la forme :

$$\sqrt{\frac{\frac{2}{5}mr^2}{\beta_r \frac{k_N}{5} r^2}} > \delta \sqrt{\frac{m}{k_N}} \quad (2.69)$$

Ce qui équivaut après simplifications à (2.70):

$$\beta_r < \frac{2}{\delta^2} \quad (2.70)$$

Comme le montreront les simulations ultérieures, cette condition sera toujours vérifiée, aussi bien pour les simulations quasi-statiques que dynamiques.

2.2.7.2. Utilisation de l'amortissement en effort

Hormis les simulations d'essais quasi-statiques d'essais triaxiaux ou d'impact, certaines simulations de mise en condition du modèle sont nécessaires. Par exemple, le grossissement dynamique, la phase de compression isotrope d'un essai triaxial ou encore la mise sous gravité d'un merlon figurent parmi les cas intervenant lors de ce travail. Ces étapes ne constituent néanmoins que des simulations intermédiaires, permettant d'accéder à la configuration initiale nous intéressant. Il n'est donc pas indispensable d'être représentatif de du comportement réel pendant ces étapes. Afin de tendre plus rapidement vers la solution permanente de ces configurations, un amortissement en effort est introduit [Cundall 1987]. Il pondère la résultante appliquée à chaque élément d'un coefficient λ suivant (2.71):

$$(1 + \lambda \cdot \text{sign}(\dot{u}_i \cdot F_i)) \quad (2.71)$$

Où \dot{u}_i désigne la composante de la vitesse et F_i la résultante suivant l'axe i du repère. En résumé, cet amortissement réduit le travail moteur et augmente le travail résistant s'exerçant sur un élément. Il est d'ailleurs à noter que cette méthode est présentée séparément de l'ensemble des lois de comportement introduites jusqu'ici. Son action portant directement sur les éléments, elle est à distinguer des véritables lois de comportement qui sont appliquées au niveau des interactions. Cette méthode d'amortissement ne pourra donc pas être utilisée lors des simulations dynamiques, car les résultats en seraient fortement altérés.

Chapitre 3. Simulation du comportement d'un sol sous sollicitation quasi-statique

3.1. Introduction

Le matériau granulaire formé du tout venant est le composant prépondérant du merlon, les pneus et les géotextiles étant de moindre importance en volume. Cet aspect implique que sa modélisation soit rigoureuse si l'on souhaite avoir correspondance entre essais expérimentaux et simulations numériques. Avant de modéliser le comportement en sollicitations dynamiques, nous souhaitons vérifier la représentativité du modèle en comportement quasi-statique. La suite de ce chapitre propose une méthode par étapes visant à déterminer la relation entre le comportement du sol et le modèle numérique. En premier lieu, on définit les paramètres mécaniques réels que l'on souhaite modéliser. L'essai expérimental modélisé en vue de l'identification des paramètres numériques est ensuite présenté. On établit ensuite la liste de comportements que le modèle discret doit reproduire pour simuler le comportement d'un sol. L'influence de chaque paramètre local du modèle est alors étudiée séparément afin de pouvoir finalement accéder à une méthode de calibration. Cette dernière est résumée par une procédure à étapes en fin de ce chapitre.

3.2. Caractéristiques principales du comportement à modéliser

Dans le contexte actuel, on ne s'occupe que des sollicitations de type quasi-statique. En raison du type de sollicitations que l'on souhaite représenter, le modèle aux éléments discrets utilisé doit être capable d'approcher le comportement du matériau réel, aussi bien pour les petites que pour les grandes déformations. Il est donc nécessaire de reproduire le comportement du sol pour trois phases principales : en petites déformations, à la rupture et à l'état résiduel. Ces trois états sont généralement caractérisés par des grandeurs critiques. Lors d'une sollicitation, le comportement initial est qualifié de pseudo-élastique. En prenant l'hypothèse d'un milieu homogène et isotrope, ce comportement peut alors être caractérisé par un module pseudo-élastique et un coefficient de Poisson. La limite élastique correspond à l'état de contrainte déviatoire supportable par le matériau. A cet état sont rattachés un angle de frottement interne et une cohésion. On définit aussi l'angle de dilatance, lié au comportement volumique de l'échantillon pour cet état de rupture. L'état résiduel correspond à l'état de déformation à partir duquel les caractéristiques mécaniques du matériau n'évoluent plus. On lui associe généralement un angle de frottement résiduel et une variation volumique résiduelle. L'essai expérimental que l'on modélise doit être capable de représenter et quantifier chacun de ces aspects. La réalisation de son équivalent numérique doit alors permettre de définir les paramètres du modèle discret permettant la reproduction du comportement de matériau réel.

3.3. Ouvrages, essais expérimentaux et leurs modélisations numériques

Afin de garantir la stabilité d'un merlon, les propriétés du sol constitutif doivent être évaluées. Cette stabilité de l'ouvrage doit être vérifiée en mode statique et à l'impact. Les essais de caractérisation expérimentaux utilisés à cet effet correspondent la plupart du temps à l'essai à la boîte de cisaillement et l'essai triaxial de révolution (Figure 3.1). L'essai à la boîte de Casagrande soumet le sol à un cisaillement par déplacement relatif des deux demi-boîtes rigides contenant le matériau étudié, après application d'une contrainte normale verticale. Lors de l'essai, on observe une déformation privilégiée dans la zone centrale de l'échantillon située à l'interface des deux demi-boîtes, ainsi qu'une rotation des axes principaux de contraintes. Pour ces raisons, L'essai n'est pas homogène et on ne peut en déduire qu'une relation du type effort - déplacement, et non une loi de comportement du matériau proprement dite [Nova 2005]. Dans la pratique, cet essai est surtout utilisé pour estimer le seuil de rupture en cisaillement.

L'essai triaxial de révolution est couramment utilisé pour déterminer les propriétés à la rupture du matériau pulvérulent et/ou cohésif. Pour un matériau granulaire type sable ou argile, deux essais réalisés à pressions de confinement distinctes sur le matériau étudié sont généralement suffisants pour déduire l'ensemble des caractéristiques évoquées précédemment. A la différence de l'essai à la boîte de Casagrande, il est possible de conserver un état relativement homogène et isotrope, au moins pendant la phase de avant rupture de l'éprouvette. La loi de comportement du matériau peut ainsi être déduite.

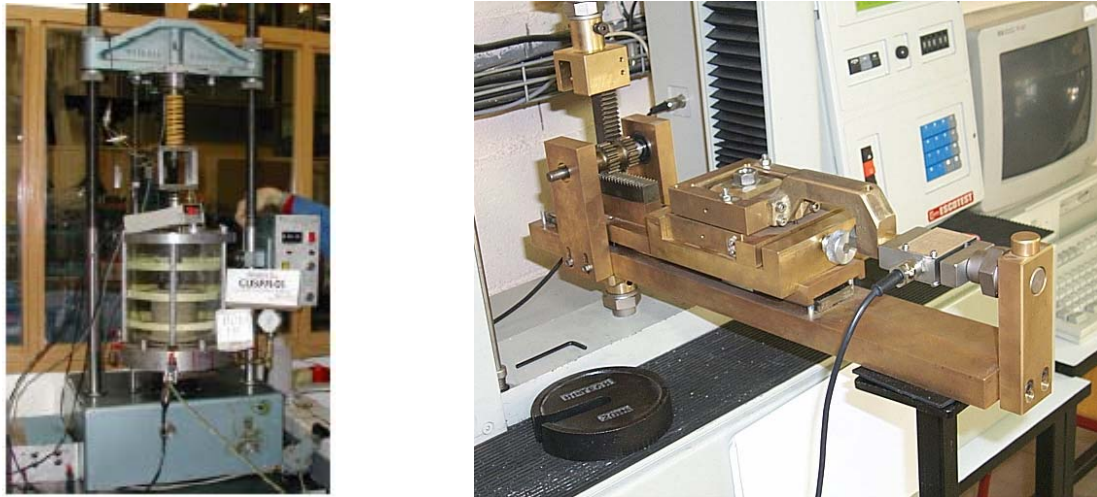


Figure 3.1 Essai triaxial de révolution (à gauche) et essai à la boîte de cisaillement (à droite).

Parmi les essais possibles, l'essai triaxial cubique, appelé aussi triaxial véritable peut aussi être utilisé (Figure 3.2). L'échantillon parallélépipédique est soumis à l'état de contrainte par l'intermédiaire de six parois rigides qui définissent trois directions principales normales à chaque paroi. Dans chacune de ces directions est appliqué un déplacement à vitesse de déformation donnée, ou une contrainte, pilotée par un asservissement avec correction en déplacement. Les parois sont lisses, de manière à minimiser le frottement avec l'échantillon. De ce fait, les pressions appliquées par les parois coïncident avec les contraintes principales de l'échantillon. Cet essai permet d'étudier les matériaux granulaires soumis à trois contraintes principales distinctes. Le rôle de la contrainte principale intermédiaire peut

notamment être étudié. Lorsque deux contraintes principales égales sont imposées, les conditions sont proches d'un essai triaxial de révolution. Des trois essais de caractérisation présentés, l'essai triaxial de révolution est le plus couramment utilisé [Degny 1984]. Il permet de reproduire les conditions in situ que subissent les sols isotropes ou orthotropes.

Si les modélisations de l'ouvrage et de l'essai de caractérisation sont entreprises, la comparaison entre expérimental et numérique intervient à deux niveaux (Figure 3.3). Le modèle d'essai de caractérisation doit tout d'abord être représentatif de l'essai de caractérisation réel. En d'autres termes, on souhaite savoir si le comportement du modèle de sol est semblable à celui du sol réel. Si cette correspondance est vérifiée, les caractéristiques du modèle de sol peuvent être insérées dans un modèle d'ouvrage. Les comportements de l'ouvrage réel et de son modèle peuvent alors être comparés.



Figure 3.2 Appareil triaxial véritable.

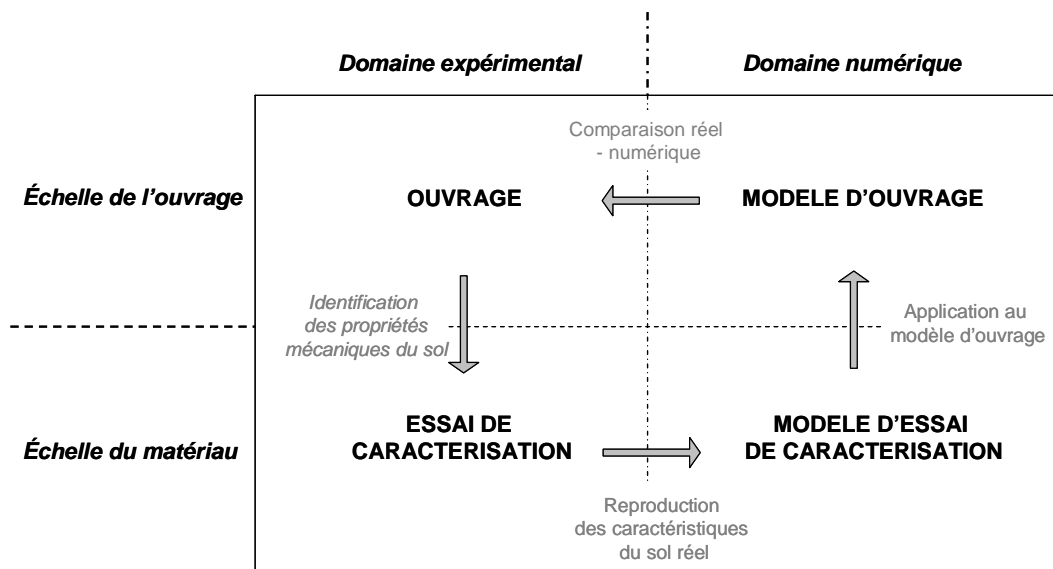


Figure 3.3 Relations entre les essais de caractérisation et les ouvrages, réels et numériques.

L'étape de modélisation est à présent abordée. Comme pour l'essai de caractérisation expérimentale, le choix du type de modélisation est soumis à des hypothèses. Dans le cas où le comportement de l'ouvrage réel peut être considéré plan, une modélisation bidimensionnelle est généralement utilisée. Les modèles de l'ouvrage et de l'essai de

caractérisation peuvent alors être bidimensionnels. On considèrera par la suite que les modèles d'ouvrage et d'essai de caractérisation impliquent le même nombre de dimensions dans l'espace. C'est le cas de l'étude de stabilité de talus ancré et de l'essai de caractérisation présentés ci-après (Figure 3.4).

Dans le cadre des merlons, le choix du type de modèle à utiliser dépend de l'aspect considéré. Sa stabilité sous l'effet du poids propre est évoquée dans un premier temps, le cas d'un impact de bloc est ensuite étudié. L'ouvrage réel est élancé, son épaisseur et sa hauteur sont très inférieures à sa longueur (figure 1.10). Les déformations sont principalement situées dans une section verticale de l'ouvrage. A nouveau, une modélisation bidimensionnelle peut être utilisée pour cette étude.

Lorsque le merlon est soumis à un impact, la modélisation bidimensionnelle du phénomène revient à considérer que l'impacteur correspond à un bloc de dimension infinie dans la troisième direction ([Lachapelle 2003] et [Subrin 2006]). Dans notre travail le choix est de considérer que le choc d'un bloc provoque des phénomènes tridimensionnels sur l'ouvrage. L'une des raisons concerne la taille de l'impacteur qui est nettement inférieure à l'épaisseur ou à la hauteur du merlon. L'ouvrage n'est donc nulle part soumis à un état de déformations planes. D'autre part, si les déformations ne sont pas planes, les géotextiles ne sont pas sollicités de façon uniforme dans la direction de la longueur. L'effet des renforts est favorable à la stabilité de l'ouvrage aussi bien en mode statique qu'à l'impact [Long 1993]. La modélisation tridimensionnelle de l'ouvrage paraît donc indiquée et sera entreprise lors des études qui suivent.

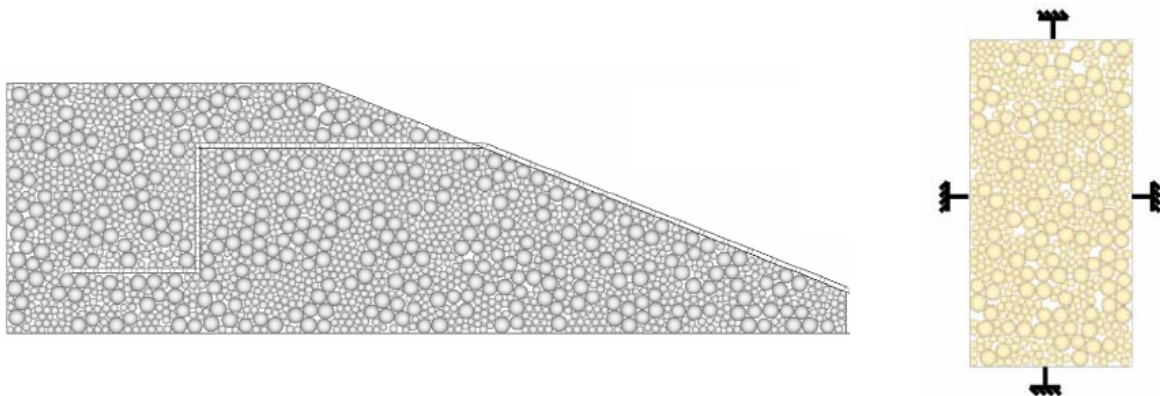


Figure 3.4 Modélisation discrète d'ouvrages composites sol-géosynthétique (à gauche) et modèle d'essai de caractérisation des propriétés mécaniques du modèle de sol correspondant (à droite), d'après Chareyre 2003.

L'essai de caractérisation des paramètres est aussi modélisé en trois dimensions. En première intention, un modèle d'essai de caractérisation correspondant à l'essai expérimental devrait être utilisé. Il permet de s'affranchir de l'influence que peut avoir le type d'essai de caractérisation sur l'identification des paramètres. On considère par la suite que les essais triaxiaux de révolution sont les essais les plus couramment utilisés [Degny 1984]. Un modèle de ce type d'essais a été créé [Salot 2004]. L'essai triaxial de révolution est représenté par un échantillon cylindrique soumis à une pression de confinement appliquée par une membrane (Figure 3.1), conformément à l'essai expérimental. La membrane est modélisée par un cylindre creux d'éléments sphériques, sur lequel la pression de confinement est exercée. L'auteur a mis en évidence la difficulté de simuler un comportement adéquat de la membrane. Si ses propriétés élastiques sont faibles, l'écartement pouvant survenir entre les éléments

formant la membrane permet aux éléments modélisant le matériau granulaire de s'échapper du secteur confiné, ce qui revient à une perforation de la membrane. A l'inverse, un modèle de membrane trop rigide présente l'inconvénient de générer un réseau de force vertical dans la membrane, dont l'action n'est plus assimilable à une transmission de pression de confinement. Cette modélisation ne représente pas correctement le comportement réel et nécessite des améliorations afin de pouvoir être utilisée convenablement.

La caractérisation des paramètres du modèle nécessite la modélisation d'un autre type d'essai expérimental. Cette modification implique que l'essai triaxial de révolution et l'essai de caractérisation que l'on modélise fournissent des propriétés équivalentes pour un même sol. L'essai à la boîte de Casagrande ne semble pas être un choix judicieux, en raison des inconvénients évoqués précédemment. Le choix se porte sur la modélisation des essais triaxiaux véritables. Des essais comparatifs ont été réalisés sur une presse triaxiale de révolution et sur la presse triaxiale cubique du laboratoire 3S de Grenoble [Degny 1984]. Le comportement est semblable d'un type de presse à l'autre si l'on considère la phase déviatoire avant localisation (Figure 3.6). Cependant le comportement résiduel n'est pas reproductible d'un échantillon à l'autre [Degny 1984]. La variation volumique n'est pas prédictible, dès l'apparition de la bande de cisaillement. En revanche, le phénomène de localisation a peu d'influence sur l'angle de frottement résiduel d'un sable. Cette valeur est par ailleurs proche de celle obtenue pour un échantillon restant homogène pendant l'intégralité de l'essai [Biarez et Hicher 1994]. Le tout venant du merlon à modéliser s'apparentant à un matériau granulaire faiblement cohésif, on considère par la suite qu'il respecte ce dernier point. Seule la variation volumique à l'état résiduel n'est pas prédictible pour un matériau réel. La méthode de calibration ne porte donc pas sur cet aspect. Finalement, la comparaison des grandeurs expérimentales et numériques concerne le module élastique et le coefficient de Poisson à l'origine, le déviateur de contrainte et la dilatance au pic, ainsi que le déviateur de contrainte à l'état résiduel.



Figure 3.5 Modélisations tridimensionnelles de l'essai triaxial de révolution avec membrane latérale flexible, d'après Salot 2004. Exemples de maillage carré (à gauche) ou hexagonal (à droite) de la membrane.

On considère à présent une modélisation de l'essai triaxial véritable. Celle-ci est plus aisée que celle de l'essai précédent puisque les six parois rigides et l'application d'une contrainte par asservissement sur ces parois peuvent facilement être représentées numériquement (Figure 3.7). C'est vers ce modèle que plusieurs études du comportement à la rupture de matériaux granulaires ont porté ces dernières années ([Calvetti et al. 2003], [Sibille et al. 2005], [Plassiard et al. 2005]). Les modèles réalisés par ces auteurs possèdent les points communs suivants : l'effet de la gravité n'est pas modélisé puisqu'il est supposé jouer un rôle négligeable sur la réponse de l'échantillon. Les éléments constituant l'échantillon sont donc

non pesants. L'échantillon est englobé dans un domaine parallélépipédique défini par six parois parallèles deux à deux. Aucun frottement n'intervient entre parois et échantillon, conformément au cas expérimental. Les déformations de l'échantillon sont directement déduites des déplacements des parois, comparés à leur position initiale. De même que pour l'essai expérimental, le confinement de l'éprouvette est assuré par un asservissement des parois.

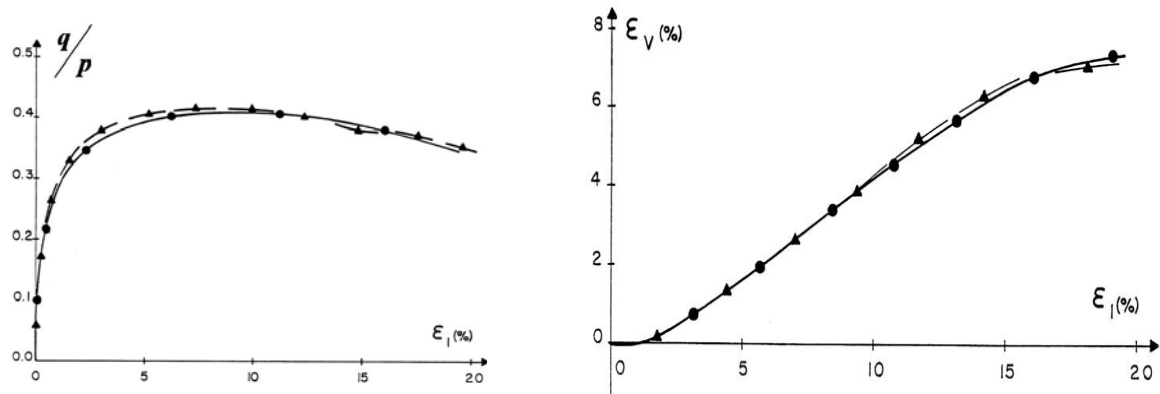


Figure 3.6 Comparaison de la phase déviatoire d'essais triaxiaux sur presse triaxiale de révolution et presse triaxiale véritable, d'après Degny 1984.

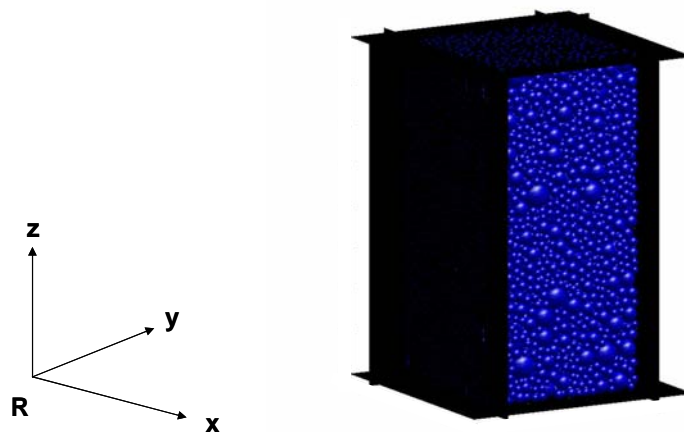


Figure 3.7 Modélisation tridimensionnelle de l'essai triaxial véritable, d'après Sibille 2005 (une paroi n'apparaît pas afin de pouvoir visualiser l'échantillon formé ici de 10 000 éléments). L'échantillon est placé dans le repère \mathcal{R} , selon les axes x , y et z .

L'étude réalisée a montré que le phénomène d'impact de bloc sur un merlon peut être considéré tridimensionnel. En conséquence, le modèle d'ouvrage est aussi à trois dimensions, de même que modèle d'essai de caractérisation. L'essai triaxial de révolution expérimental, à partir duquel les caractéristiques mécaniques du matériau sont déterminées, ne peut être modélisé convenablement. Un modèle alternatif est nécessaire, un modèle d'essai triaxial véritable est créé en ce but. Cette méthode est cohérente puisque les essais expérimentaux type triaxial de révolution et triaxial véritable donne des caractéristiques mécaniques équivalentes. L'ensemble de ces aspects est résumé dans la Figure 3.8.

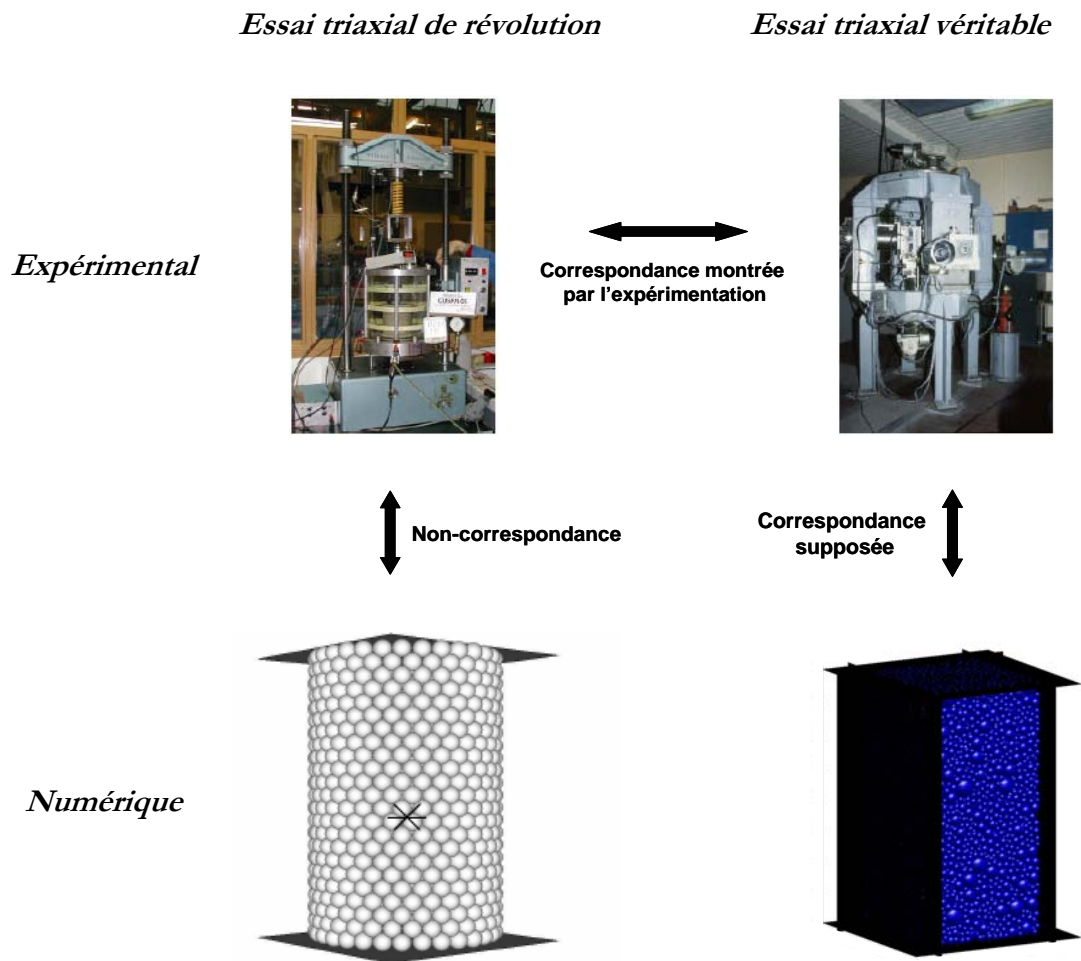


Figure 3.8 Essais triaxiaux expérimentaux de révolution (en haut à gauche) et véritables (en haut à droite) et leurs équivalents numériques respectifs (en bas à gauche et en bas à droite).

3.4. Caractérisation du comportement d'un échantillon réel sous sollicitation triaxiale

On considère un essai triaxial de révolution réel. Le matériau, étudié en conditions drainées, est de type granulaire. Il est supposé frottant, avec ou sans cohésion lors de cette étude. On souhaite définir les aspects de l'expérimentation, que la simulation doit ensuite reproduire pour être jugée représentative du comportement réel.

Lors d'un essai triaxial de révolution, l'échantillon est tout d'abord soumis à une pression de confinement σ_3 , appliquée à l'ensemble de la surface de l'éprouvette. Le rapprochement des plateaux inférieur et supérieur à une vitesse donnée permet d'appliquer une contrainte σ_1 en base et en tête de l'échantillon. Le matériau granulaire se comporte alors suivant un mode lâche ou dense durant la phase déviatoire, en fonction de son état initial (Figure 3.9). Sur le plan volumique, le matériau lâche a tendance à subir une contractance continue au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une variation de volume limite. Le matériau dense atteint aussi une limite dans son comportement volumique, mais la phase initiale de contractance est suivie par le phénomène de dilatance. Le déviateur de contrainte $\sigma_1 - \sigma_3$ dépend aussi nettement de la

caractéristique lâche ou dense. Dans le cas lâche, la contrainte verticale applicable à l'échantillon atteint une valeur limite de manière asymptotique. Le comportement dans le cas dense est, lui caractérisé par les contraintes au pic et la contrainte à l'état résiduel. Si le matériau respecte le critère de Mohr-Coulomb, un seul essai suffit pour caractériser le comportement du matériau pulvérulent. En revanche, la présence de cohésion implique de réaliser deux essais à pression de confinement distincte pour déterminer la droite de Mohr-Coulomb régissant la rupture en cisaillement.

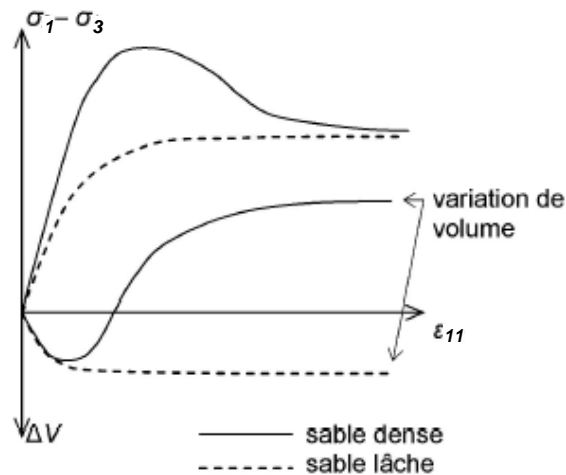


Figure 3.9 Réponses théoriques d'un échantillon de matériau granulaire soumis à une sollicitation déviatoire lors d'un essai triaxial, d'après Chareyre 2003.

3.5. Simulation d'essai triaxial cubique

3.5.1. Génération d'un échantillon numérique

3.5.1.1. Considérations générales

On considère par la suite une éprouvette composée de 10 000 éléments environ (Figure 3.7). La génération de l'éprouvette est abordée dans un premier temps. Son aptitude à représenter le comportement d'un matériau est ensuite discutée. Cet échantillon sera alors baptisé *échantillon de référence*, car c'est à partir de cette configuration que seront réalisées la plupart des études paramétriques qui suivent. Les aspects tels que la reproductibilité ou le comportement qualitatif de l'assemblage discret sont ensuite abordés. L'influence des paramètres locaux du modèle est étudiée pour dégager des relations entre les échelles locale et globale. Pour finir, une méthode de calibration est alors proposée.

3.5.1.2. Méthode de génération de l'échantillon

On souhaite créer un modèle représentatif des aspects qualitatifs et quantitatifs qui suivent. Sur le plan qualitatif, on souhaite reproduire les propriétés d'homogénéité et d'isotropie du modèle. Le quantitatif, quant à lui, correspond aux grandeurs physiques ou mécaniques que le modèle doit approcher au mieux. Plusieurs méthodes de génération d'un échantillon aléatoire de sphères sont possibles. Les méthodes de dépôt au hasard [Cambou et Jean 2001] et de dépôt par gravité [Calvetti et al. 1997] permettent de mettre en place des éléments dont la distribution de tailles est initialement fixée. Si ces méthodes sont respectivement plus et moins rapides, elles ne rendent pas possible le contrôle de la porosité du milieu. Le dépôt par

gravité peut même générer des milieux anisotropes, ce qui ne correspond pas au cahier des charges de notre modèle.

Une méthode développée dans SDEC [Donzé et al. 2001] et utilisée précédemment ([Hentz 2003], [Plassiard et al. 2004]), consiste à utiliser un algorithme dit géométrique. Cette méthode est rapide et permet de générer des milieux proches de l'isotropie [Jodrey et Torry 1985]. En revanche, elle ne permet pas de contrôler la porosité. Lors de la modélisation d'essais triaxiaux, elle peut néanmoins être utilisée, puisque la porosité voulue peut être atteinte par rapprochement des parois latérales [Sibille 2006]. Ce déplacement des parois ne paraît pas applicable à l'échelle d'un modèle d'ouvrage. En effet, ces derniers possèdent des dimensions prédéfinies par l'ingénieur et ne doivent donc pas varier au cours de la modélisation. La porosité de l'ouvrage modèle n'est alors pas forcément égale à celle des éprouvettes ayant permis la calibration lors des simulations d'essais triaxiaux. On ne peut envisager de faire converger les porosités, sinon en modifiant la taille caractéristique du modèle d'ouvrage, ce qui n'est pas envisageable. La calibration de paramètres locaux réalisée lors d'essais triaxiaux n'est alors plus représentative lorsqu'elle est utilisée à l'échelle de l'ouvrage. Une autre méthode doit donc être utilisée, afin que les inconvénients présentés ci-dessus puissent être évités.

On choisit d'avoir recours à une méthode dite de grossissement dynamique [Potyondy et al. 1996]. La génération de l'assemblage aléatoire a été présentée au chapitre 2. On présente l'évolution de la porosité et du rayon moyen obtenu pendant la phase de grossissement dynamique (Figure 3.10). Certains aspects du modèle peuvent être modifiés pour optimiser la qualité du grossissement. Par exemple, il est possible de diminuer le frottement local s'exerçant entre les éléments de l'échantillon [Chareyre 2003] afin de donner plus de degrés de liberté au modèle et qu'il trouve une configuration stable facilement.

Cette méthode présente l'avantage d'être rapide, tout en remplissant les critères d'isotropie et d'homogénéité souhaitées, comme montré par la suite. En revanche, d'autres aspects tels que l'interpénétration des sphères après grossissement ou l'énergie cinétique résiduelle doivent être abordés.

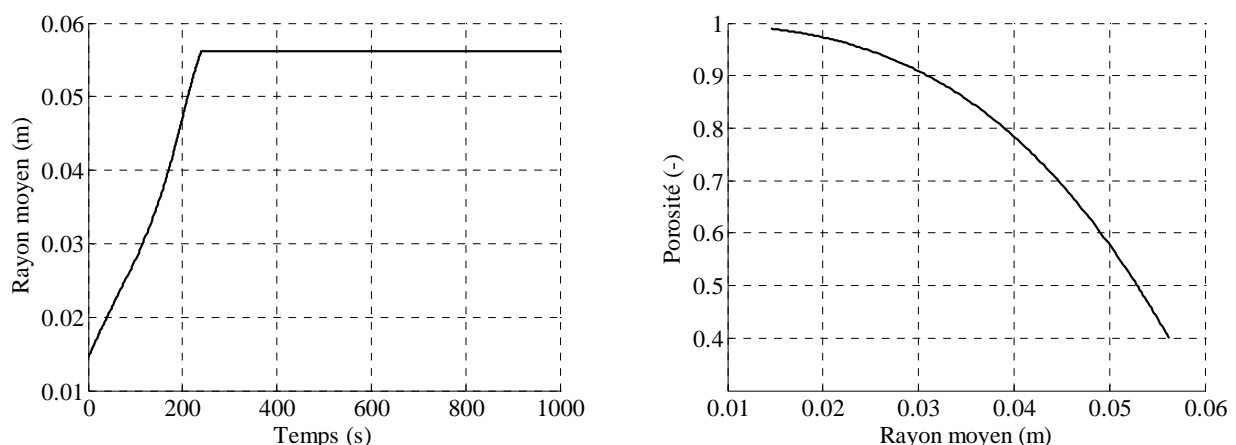


Figure 3.10 Evolution de la porosité et du rayon moyen au cours de la phase de grossissement dynamique

3.5.1.3. Condition de validation de l'éprouvette

3.5.1.3.1. Relaxation de l'assemblage

La méthode de grossissement énoncée ci-dessus a pour but de générer des échantillons représentatifs donc homogènes et isotropes. Il est fondamental que l'échantillon trouve une configuration stable en fin de procédure de grossissement. Si l'énergie cinétique résiduelle est importante, cela signifie que les éléments sont en mouvement perpétuel. Ce dernier est conditionné par la présence des parois dont l'effet sur l'orientation des contacts peut augmenter l'anisotropie et la non-homogénéité de l'échantillon. Par conséquent, on vérifiera toujours que l'énergie cinétique du système tend à s'annuler en fin de phase de grossissement (Figure 3.11). Certains procédés peuvent être utilisés pour dissiper cette énergie et amener plus rapidement le système à sa configuration finale. L'atténuation en effort peut être utilisée ici, puisque l'on veut limiter les effets d'un régime transitoire pour obtenir la relaxation du système. En fonction de la porosité que l'on souhaite atteindre, le frottement local peut aussi être modifié. On a alors tendance à diminuer sa valeur lorsque la porosité voulue est faible.

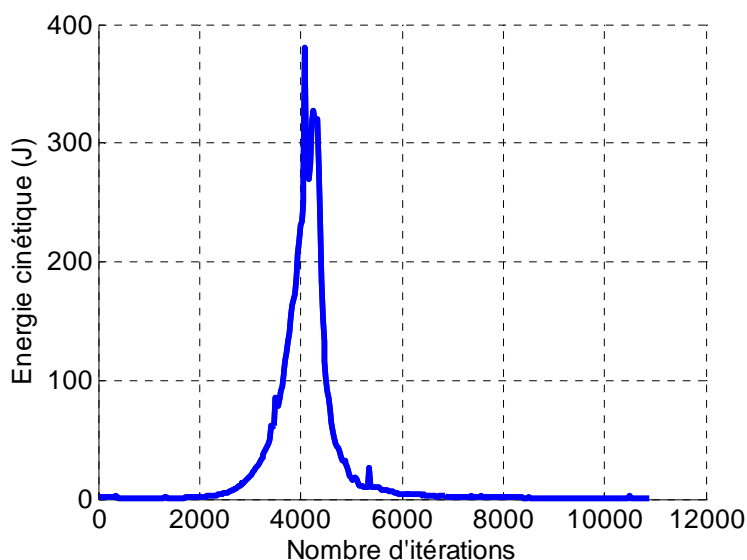


Figure 3.11 Evolution de l'énergie cinétique du système pendant le grossissement dynamique.

3.5.1.3.2. Chevauchement des sphères

Pendant la phase de grossissement, les sphères se réorganisent tout au long de la phase de relaxation. Un réseau de force est nettement observable pour peu que la porosité atteinte soit faible. Contrairement à la méthode de grossissement dynamique développée initialement [Potyondy et al. 1996], les interpénétrations entre éléments et les efforts en résultant ne sont pas pris en compte dans la suite de la simulation. En effet, les positions d'équilibre attribuées en fin de phase de grossissement sont ajustées aux distances séparant les centres des éléments.

Néanmoins, un chevauchement initial trop important entraîne l'apparition de deux inconvénients. Tout d'abord, dans le cas d'une interpénétration moyenne trop importante, le volume de superposition entre les éléments en contact n'est plus négligeable devant le volume total des éléments. Dans ce cas, la porosité atteinte lors du grossissement ne correspond plus à porosité voulue. De plus, la réorganisation des contacts intervenant pendant un cisaillement pourrait créer une dilatance artificielle. En raison du chevauchement toléré en fin de

grossissement, les éléments entrant en contact durant la simulation ont une interpénétration moyenne moindre que la valeur initiale. Dans ce cas, l'angle de dilatance observé est une composition entre la véritable règle d'écoulement et cet artéfact de modélisation. Afin de limiter ces deux aspects, on vérifie systématiquement que l'interpénétration moyenne entre éléments est faible en fin de grossissement. La valeur tolérée est généralement inférieure au centième de la somme des rayons des éléments composant l'interaction (Figure 3.12).

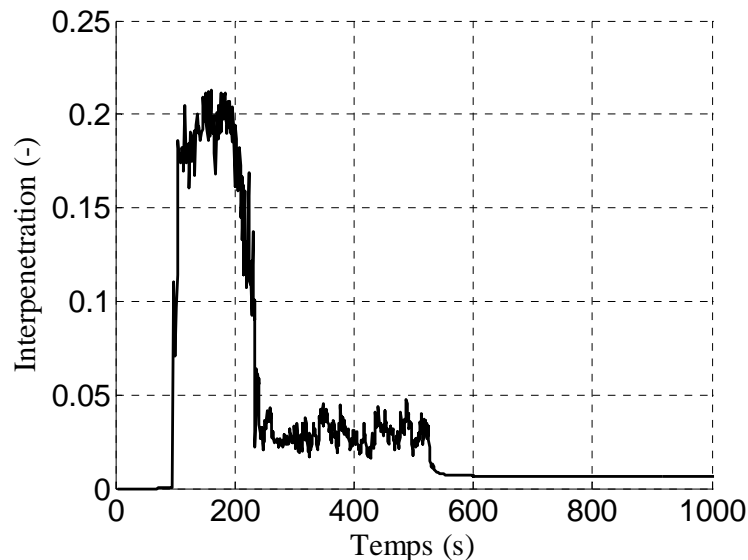


Figure 3.12 Evolution du rapport d'interpénétration moyenne des éléments, défini par la moyenne du rapport entre interpénétration et des rayons des deux éléments formant chaque interaction.

3.5.1.3.3. Homogénéité

Le modèle discret doit avant tout être représentatif du comportement du matériau modélisé. L'homogénéité est un des aspects que l'échantillon doit reproduire pour que l'étape de calibration des paramètres mécaniques soit cohérente. La Figure 3.13 présente des coupes horizontale et verticale des chaînes de forces normales s'exerçant au sein de l'échantillon de référence, après confinement isotrope à une valeur de 100 kPa. Chaque trait est défini par une orientation et une épaisseur. L'orientation correspond à la direction du contact, projeté dans le plan considéré – horizontal ou vertical –, alors que l'épaisseur est relative à l'effort normal s'exerçant dans le lien considéré. Les contacts ne semblent pas organisés selon une ou plusieurs directions privilégiées. Leur intensité ne paraît pas non plus favoriser une quelconque zone de l'éprouvette. Les contacts dans l'échantillon de référence sont suffisamment uniformes pour que l'échantillon soit considéré homogène.

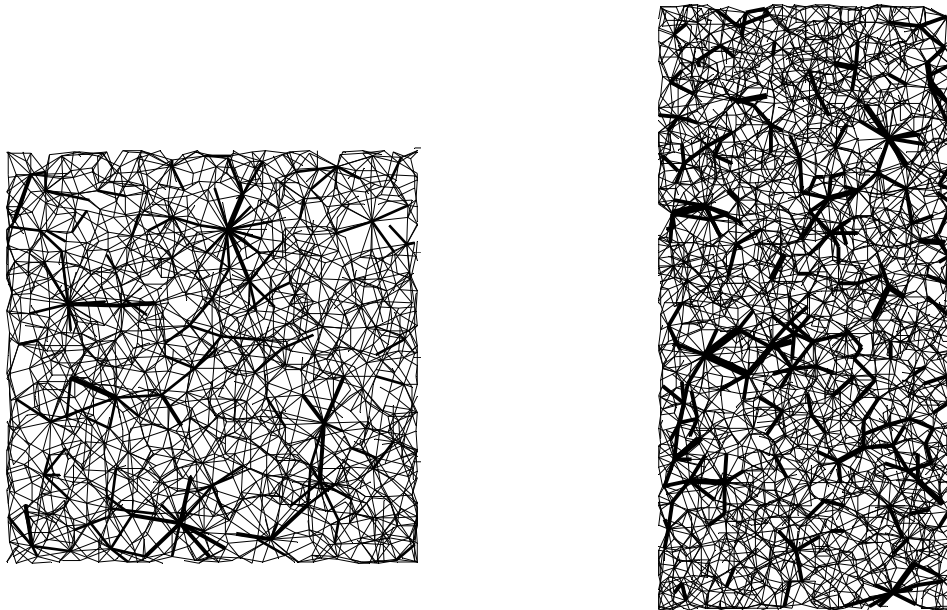


Figure 3.13 Sections horizontale (à gauche) et verticale (à droite) des contacts dans l'échantillon

3.5.1.3.4. Degré d'anisotropie

Le modèle numérique utilisé ici fait appel à une discrétisation spatiale aléatoire. Il est donc improbable d'obtenir des arrangements complètement isotropes. On parlera de degré d'anisotropie du modèle par la suite. On distingue l'anisotropie géométrique de l'anisotropie mécanique [Biarez et Hicher 1994]. L'anisotropie géométrique concerne la proportion du nombre de contacts orientés selon une direction donnée, indépendamment de l'intensité des efforts leur étant appliqués. Un échantillon correctement mis en place doit posséder une faible anisotropie géométrique, telle que soumis à un état de contrainte isotrope, cet échantillon ait une réponse en déformation aussi isotrope. Dans le cas contraire, l'anisotropie géométrique implique une anisotropie mécanique, se traduisant par des déformations inégales selon les axes de sollicitations [Biarez et Hicher 1994]. La Figure 3.14 indique les orientations de contact entre éléments de l'échantillon de référence, selon les trois plans principaux de l'espace. Ce diagramme correspond à l'arrangement obtenu en fin de phase de grossissement. Il correspond donc à l'état non sollicité de l'échantillon. On remarque que la distribution des contacts n'est pas complètement uniforme, des directions privilégiées étant observables pour les orientations de modulo $\pi/2$ par rapport à l'orientation 0° de chaque figure. Cet aspect est discuté par la suite.

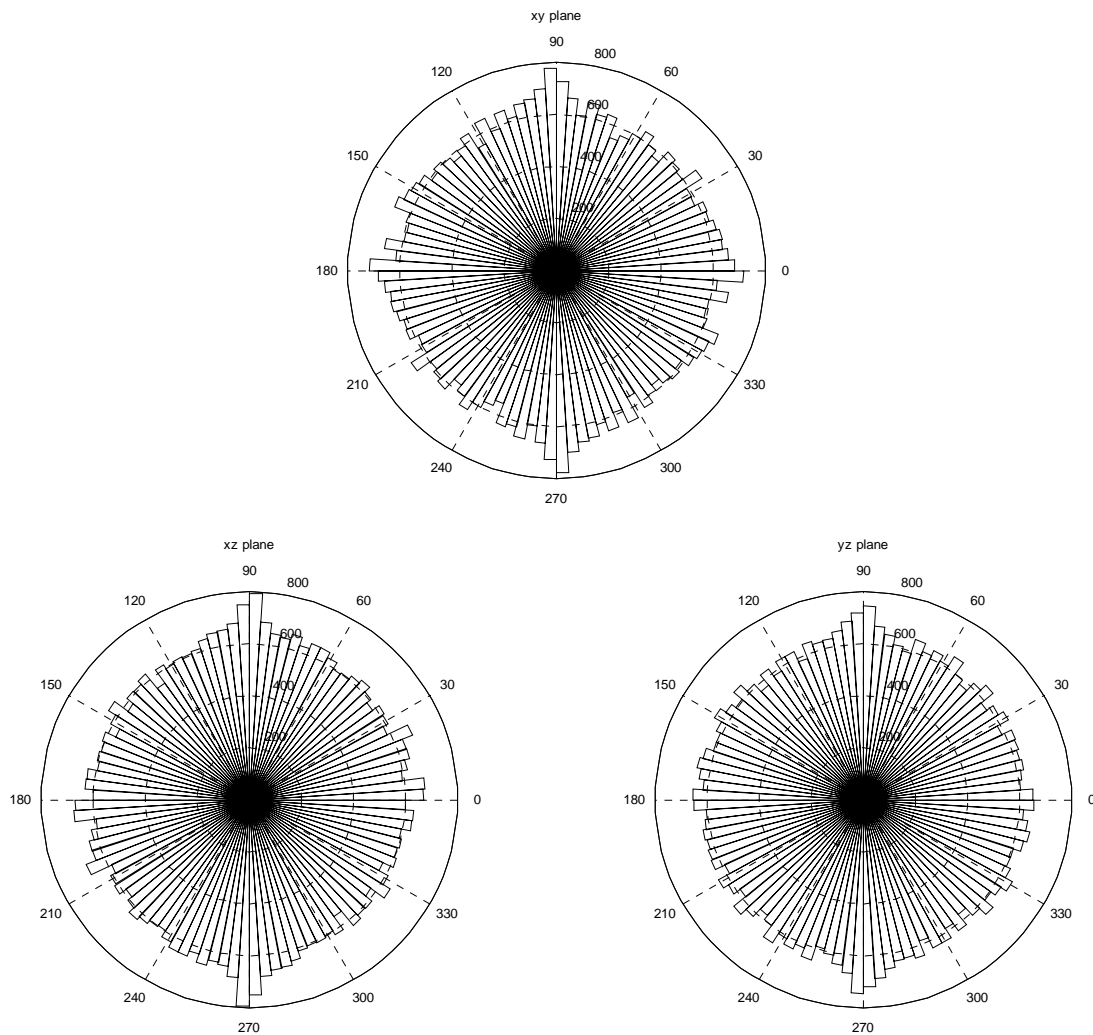


Figure 3.14 Orientations des contacts de l'échantillon de référence avec effet des parois (plans x-y, x-z, y-z)

La Figure 3.15 présente la même distribution des orientations de contacts obtenue en ne considérant que les interactions d'éléments de l'éprouvette n'ayant pas de contact avec une paroi. Tout contact avec ces dernières n'est plus pris en compte. L'anisotropie géométrique est nettement moindre, les directions privilégiées observées dans la Figure 3.14 sont donc dues à l'influence des parois. On conclut à l'existence d'une zone située au contour de l'échantillon, où les contacts sont davantage orientés selon les normales aux parois. La zone centrale de l'échantillon (Figure 3.15) présente en revanche une anisotropie modérée, où les orientations à nombre de contacts plus élevés n'apparaissent plus organisées. Cet aspect montre l'efficacité de la procédure de mise en place pour générer un échantillon géométriquement isotrope.

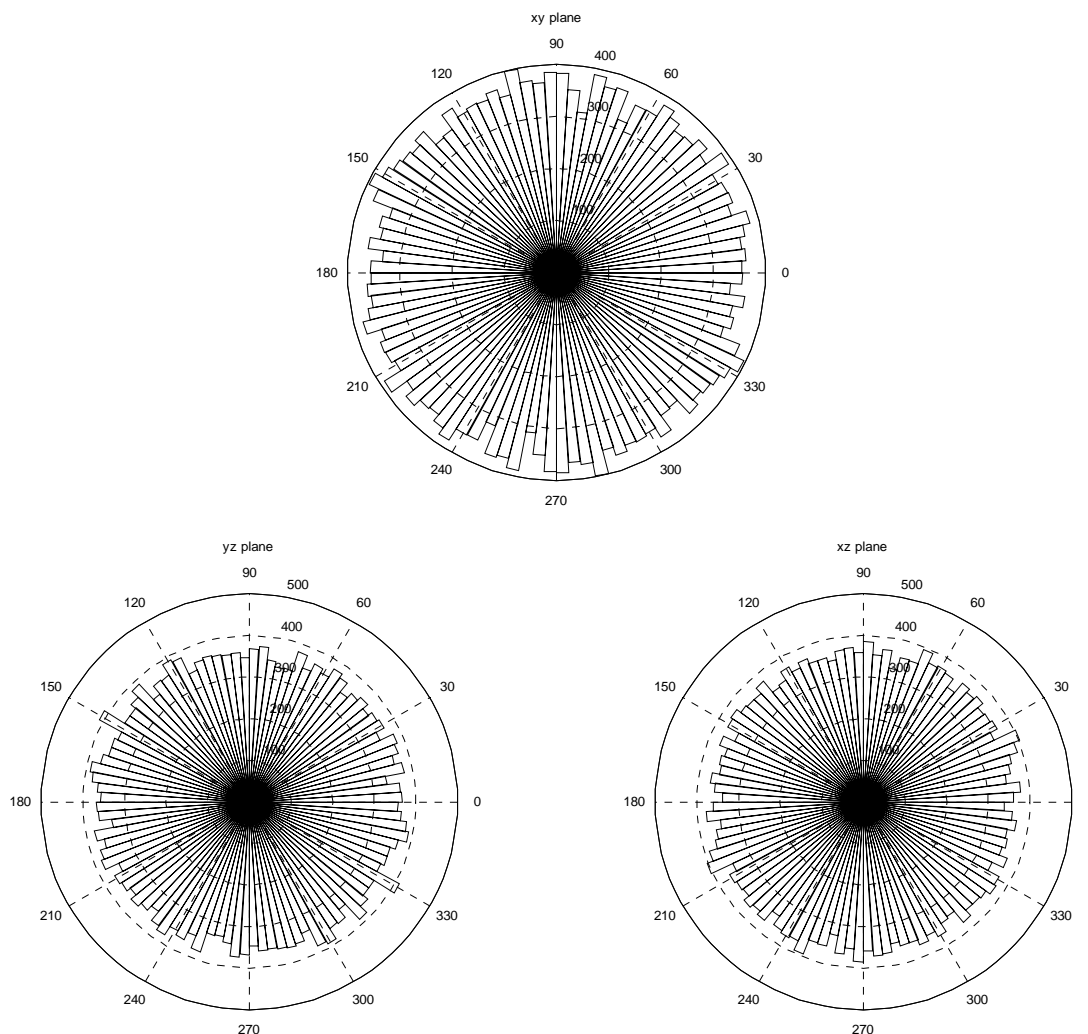


Figure 3.15 Orientations des contacts du cœur de l'échantillon de référence (plans x-y, x-z, y-z). Le cœur de l'échantillon est défini par l'ensemble des éléments n'ayant aucun contact avec les parois

On souhaite à présent vérifier que l'échantillon de référence est isotrope mécaniquement, en plus d'être isotrope géométriquement. L'échantillon est soumis à une compression isotrope à 100 kPa. On considère les déformations constatées selon les trois directions principales (Tableau 3.1). Une différence de 6 % est constatée entre les déformations selon les directions y et z. La variation observée suivant les axes x et y est inférieure au pourcent. La contrainte exercée sur chaque face de l'éprouvette est égale à 100 kPa, aux fluctuations quasi-statiques près. Les trois déformations principales étant approximativement équivalentes, on déduit que les modules élastiques apparents selon chaque direction principale sont proches. On considère par la suite que l'échantillon de référence est apte à représenter un milieu mécaniquement isotrope.

Axe considéré	x	y	z
Déformation (%)	0,1586	0,1579	0,1619

Tableau 3.1. Déformations constatés dans les directions principales de l'échantillon après application d'une compression isotrope à 100 kPa

3.5.1.3.5. *Coordinnence*

L'arrangement généré lors de la phase de grossissement, résulte en un nombre de contacts moyen par élément, appelé nombre de coordination ou coordinnence. Cette valeur est initialement faible en raison du nombre restreint de contacts en début de grossissement. Sa valeur augmente jusqu'à se stabiliser (Figure 3.16). On parle de coordinnence globale de l'échantillon, en considérant l'ensemble des contacts de tous les éléments de l'échantillon. On peut aussi définir la coordinnence interne, à partir de l'ensemble des contacts entre éléments de l'échantillon qui ne sont pas en contact avec une paroi. Cette dernière paraît mieux caractériser l'échantillon puisqu'elle ne tient pas compte des effets de bords. Il est aussi possible de caractériser une coordinnence effective en ne prenant en compte que les éléments ayant au minimum deux contacts ([Thornton 2000] et [Roux et Chevoir 2005]). Cette coordinnence joue un rôle prépondérant sur les caractéristiques mécaniques à l'échelle globale, aussi bien concernant le comportement élastique que le comportement à la rupture [Roux et Chevoir 2005]. La coordinnence n'est pas utilisée comme un indicateur du comportement de l'échantillon dans la suite de ce travail. Elle sert néanmoins de critère de comparaison de deux échantillons réputés identiques. Ces derniers doivent donc avoir une coordinnence équivalente. Les échantillons étudiés auront généralement une coordinnence située entre 6,0 et 7,0, intervalle de valeurs obtenu lors de travaux précédents [Roux et Chevoir 2005].

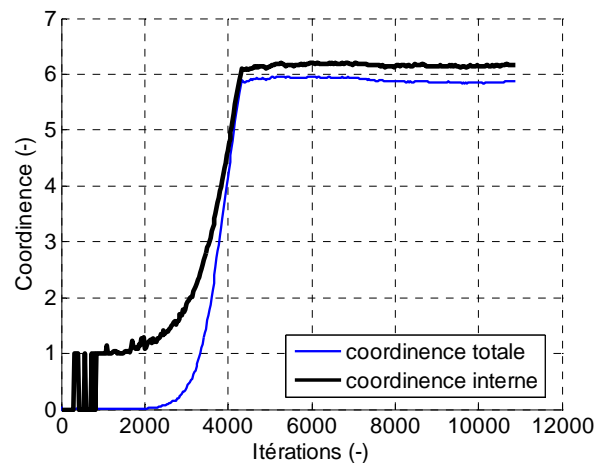


Figure 3.16 Evolution de la coordinnence lors de la phase de grossissement – la coordinnence globale comprend l'ensemble des éléments de l'échantillon, la coordinnence interne ne comptabilise que les contacts des éléments n'ayant aucun contact avec les parois.

3.5.1.3.6. *Conclusions sur la méthode de grossissement*

En résumé, la génération d'une éprouvette avec la méthode de grossissement dynamique présentée ci-dessus sera utilisée lors des simulations ultérieures si :

- Le système tend vers une position stable en fin de procédure de grossissement. Son énergie cinétique converge vers zéro dans ce cas.
- Le chevauchement moyen intervenant au niveau des contacts est faible. Sa valeur ne doit pas excéder le centième de la somme des rayons d'une interaction.
- L'éprouvette doit être proche d'un état homogène et isotrope. On vérifiera notamment que l'anisotropie géométrique est tolérable, ce qu'on traduit alors par une anisotropie mécanique modérée.

3.5.2. Condition de simulation de l'essai de compression triaxiale

3.5.2.1. Méthode d'asservissement des parois

La méthode d'asservissement de la contrainte a été développée conjointement avec L. Sibille [Sibille 2006]. Elle est notamment inspirée de [Itasca 2003]. Les parois sont considérées rigides vis-à-vis du comportement en flexion. Les éléments d'une même paroi subissent toujours des déplacements égaux selon la normale à celle-ci. La modification de l'algorithme de détection des contacts a permis de créer des éléments plaques qui sont utilisés pour modéliser les parois (Figure 3.17). Le comportement des parois s'apparente alors à celui de l'essai triaxial véritable, puisque les efforts générés sur les éléments composant l'éprouvette sont toujours normaux à la paroi considérée.

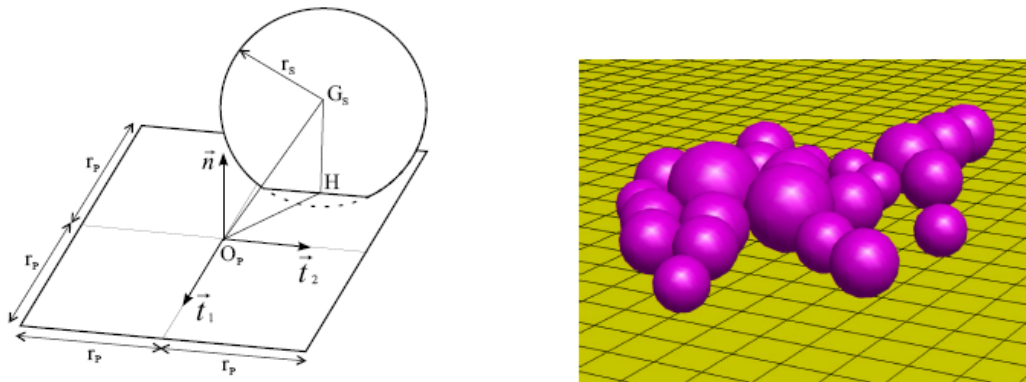


Figure 3.17 Représentation schématique de l'intersection entre un élément plaque et un élément sphère (gauche) et vue en 3D d'éléments sphères posés sur une paroi formée d'éléments plaques (droite), d'après Sibille 2006.

Deux types de sollicitations peuvent être appliqués indépendamment sur chaque couple de parois opposées. Le contrôle porte soit sur la contrainte appliquée, soit sur la vitesse de sollicitation. Dans les deux cas, la sollicitation n'est pas appliquée brutalement mais de manière itérative, afin de limiter les effets dynamiques. La phase de compression isotrope s'effectue par un asservissement en déplacement selon la méthode suivante :

- La contrainte que la paroi doit appliquer sur l'échantillon est calculée. On définit en cela la contrainte s'exerçant en début de simulation σ_{init} , la contrainte à atteindre σ_{final} . La simulation est aussi régie par le nombre d'itérations transitoires n_{trans} pour passer de la contrainte initiale à la contrainte finale et le nombre d'itérations totales de la simulation n_{total} . En connaissance de l'itération courante $n_{courant}$, la contrainte à appliquer à l'échantillon $\sigma_{appliqué}$ est alors donnée par :

$$\sigma_{appliquée} = \min(\sigma_{init} + (\sigma_{final} - \sigma_{init}) \left(\frac{n_{courant}}{n_{trans}} \right); \sigma_{final}) \quad (3.1)$$

- La raideur globale équivalente $K_{éq}$, correspondant à l'ensemble des contacts entre la paroi considérée et l'échantillon est établie. On désigne le nombre de contacts $n_{contacts}$ formant cet

ensemble. Chaque contact est régi par une rigidité normale k_n^i , où l'indice i désigne l'indice du contact considéré. La raideur globale est alors donnée par :

$$K_{paroi} = \sum_{i=1}^{i=n_{contacts}} k_n^i \quad (3.2)$$

- En connaissance des efforts s'exerçant entre l'échantillon et la paroi considérée, à l'itération courante, on détermine la contrainte correspondante $\sigma_{avant correction}$.
- On applique le déplacement de la paroi $u_{asservissement}$ donné par :

$$u_{asservissement} = \pm \frac{\sigma_{appliquée} - \sigma_{avant correction}}{K_{eq}} \quad (3.3)$$

Où le signe \pm dépend du repère global dans lequel on décrit la simulation et de la paroi gérée.

Si le comportement d'un couple de parois est régi en déplacement, elles se déplacent à vitesses égales mais en sens opposés. Initialement nulle, la vitesse v augmente linéairement en fonction du temps jusqu'à atteindre la vitesse de déformation imposée par l'utilisateur v_0 . Cette phase de mise en vitesse permet de limiter les effets d'inerties. On considèrera par la suite que le nombre d'itérations la régissant est suffisant pour garantir la maîtrise des effets dynamiques. En revanche, il est nécessaire de vérifier que la vitesse de sollicitation v_0 appliquée à l'échantillon durant le reste de la simulation vérifie aussi ce principe.

3.5.2.2. Choix d'une vitesse de sollicitation

La phase déviatoire d'un essai triaxial expérimental consiste à appliquer une compression supplémentaire à l'échantillon selon son axe vertical, au moyen du déplacement des parois horizontales. Leurs déplacements sont effectués à une vitesse considérée quasi-statique, de l'ordre du millimètre par minute. Reproduire cette vitesse lors des simulations numériques serait trop pénalisant du point de vue du temps de calcul. Les simulations d'essais biaxiaux ou triaxiaux sont généralement réalisées à des vitesses bien supérieures ([Hentz 2003], [Chareyre 2003] et [Belheine et al. 2007]). Celles-ci possèdent néanmoins une limite supérieure puisqu'une vitesse de sollicitation trop élevée augmente les effets d'inertie de manière conséquente. Les efforts alors exercés par l'échantillon sur les parois ne peuvent plus être considérés quasi-statiques et toute propriété mécanique déduite de l'essai réalisé est influencée. Une étude poussée a été réalisée afin définir l'influence de la vitesse de sollicitation [Chareyre 2003], mais aussi d'autres paramètres tels que la pression de confinement ou l'angle de frottement local (Figure 3.18). L'auteur aboutit au constat que l'erreur commise sur le pic de contrainte $\Delta\sigma_{pic}$ dépend linéairement de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$, lorsque celle-ci n'est pas trop élevée. Ce résultat permet notamment d'effectuer deux essais à vitesses distinctes $\dot{\epsilon}_1$ et $\dot{\epsilon}_2$ proche de cette limite. La valeur de contrainte au pic σ_{pic} dans des conditions quasi-statiques peut alors être déduite par interpolation.

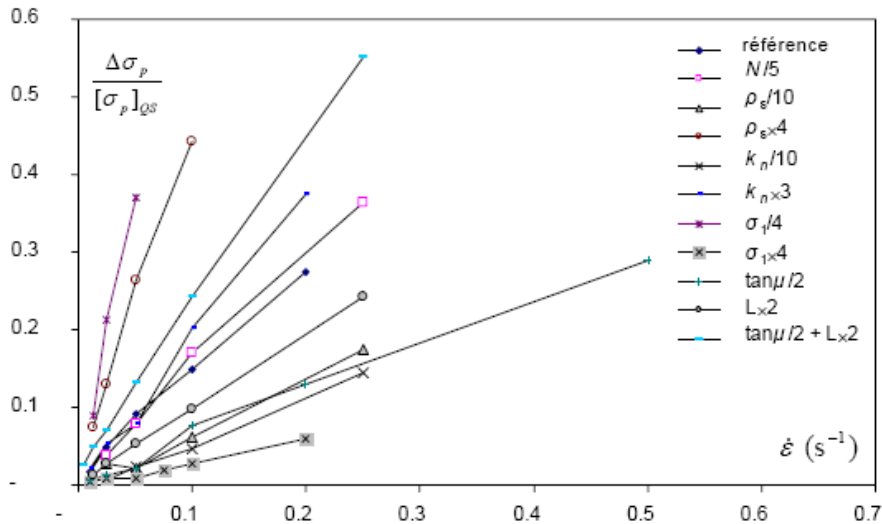


Figure 3.18 Influence de la vitesse de sollicitation $\dot{\epsilon}$ sur la valeur observée de la contrainte au pic σ_{pic} lors de simulation d'essais biaxiaux, d'après Chareyre 2003. $\Delta\sigma_p$ et $[\sigma_p]_{QS}$ correspondent à l'erreur commise sur la contrainte au pic à la vitesse donnée et à la véritable contrainte au pic en mode quasi-statique. N , ρ_s , k_N , σ_1 , μ et L , désignent le nombre d'éléments constituant l'échantillon, la masse volumique des éléments, la raideur normale, la contrainte de confinement, le frottement local et la taille caractéristique de l'échantillon respectivement.

Une méthode alternative consiste à multiplier la masse volumique des éléments par un facteur très élevé et d'appliquer une vitesse de déformation de l'ordre de la vitesse quasi-statique expérimentale [Thornton 2000]. L'augmentation importante de la masse des éléments permet d'augmenter considérablement le pas de temps. A notre connaissance, ces deux approches sont les seules utilisées pour simuler les essais triaxiaux. Leur comparaison serait probablement utile en vue de définir laquelle favorise l'obtention de résultats adéquats en un temps limité. Dans l'ensemble de notre étude, seule la première méthode a été utilisée. L'influence de la vitesse de déformation de l'échantillon a été étudiée sur l'échantillon de référence (Figure 3.19).

Les vitesses de déformation testées indiquent que les effets dynamiques sont non négligeables pour les vitesses supérieures à $\dot{\epsilon} = 0,015 \text{ s}^{-1}$. Les courbes des essais réalisés à $\dot{\epsilon} = 0,0045 \text{ s}^{-1}$ et $\dot{\epsilon} = 0,0015 \text{ s}^{-1}$ sont visiblement confondues et l'écart constaté sur les valeurs de q^{pic} correspondantes est de l'ordre de 0,2 %. La dépendance du déviateur au pic q^{pic} vis-à-vis de la vitesse de déformation est quasiment linéaire (Figure 3.20), ce résultat ayant déjà été obtenu précédemment en simulation bidimensionnelle [Chareyre 2003]. Une régression linéaire réalisée sur les valeurs présentées indique que la valeur obtenue pour $\dot{\epsilon} = 0,0015 \text{ s}^{-1}$ est approximativement égale à l'ordonnée à l'origine de la droite de régression. En conséquence, on considère par la suite que la valeur de q^{pic} obtenue pour cette vitesse de déformation est équivalente à la valeur obtenue en conditions quasi-statiques.

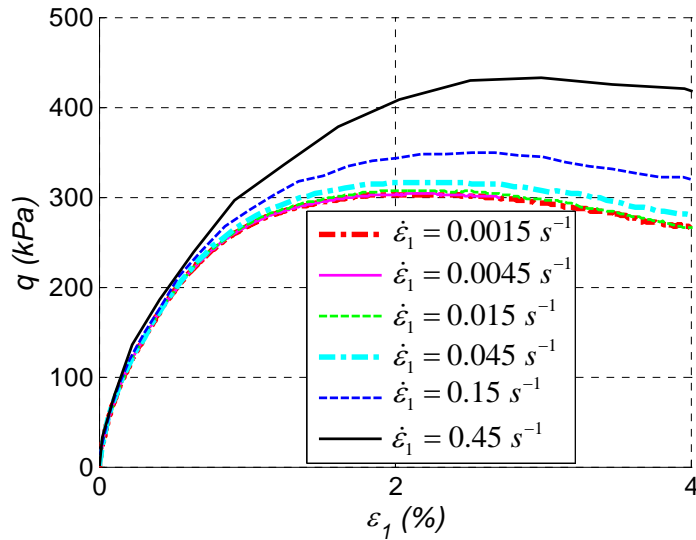


Figure 3.19 Influence de la vitesse de déformation $\dot{\varepsilon}$ imposée à l'échantillon sur l'évolution de la contrainte mesurée aux parois.

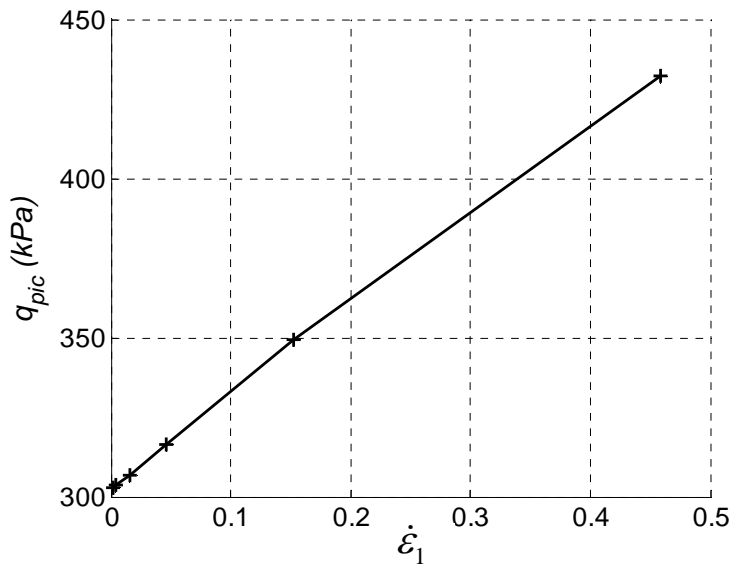


Figure 3.20 Dépendance linéaire de la valeur constatée de q^{pic} en fonction de la vitesse de déformation $\dot{\varepsilon}_1$.

La vitesse de déformation n'influence pas seulement la valeur du déviateur q mais aussi la déformation au pic constatée ε_1^{pic} (Figure 3.19). Par ailleurs, les simulations présentées sont réalisées pour quelques pourcents de déformations, alors que les simulations projetées doivent décrire le comportement à l'état résiduel, obtenu autour de 35 % de déformation. Le compromis à définir entre exactitude des résultats et temps de simulation a indiqué que la valeur $\dot{\varepsilon} = 0,015 \text{ s}^{-1}$ convient. Comparé à la valeur constatée avec $\dot{\varepsilon} = 0,0015 \text{ s}^{-1}$, l'écart obtenu sur la valeur de q^{pic} est de 5 kPa environ, soit un centième de la valeur de q^{pic} . Ce résultat se traduit par une erreur de l'ordre de 0,2 degré sur l'angle de frottement au pic, ce qui semble satisfaisant.

3.5.3. Influence de l'amortissement non visqueux

Les simulations d'essais triaxiaux sont toujours réalisées en utilisant l'amortissement non visqueux λ . Son emploi a pour but de dissiper l'énergie du système pour le faire tendre vers sa solution d'équilibre plus rapidement. Plusieurs valeurs ont été testées en vue de définir l'influence de ce paramètre (Figure 3.21). Si les courbes sont plutôt superposées jusqu'au pic du déviateur q^{pic} , des irrégularités apparaissent davantage durant la phase d'adoucissement jusqu'à l'état résiduel. Ces irrégularités sont d'autant plus prononcées que la valeur d'amortissement λ est faible.

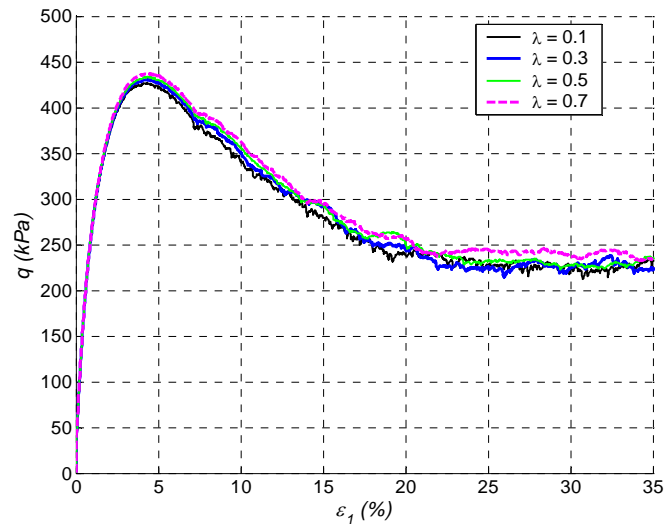


Figure 3.21 Influence de l'amortissement non visqueux sur le comportement en phase déviatoire.

La variation de q^{pic} en fonction de l'amortissement λ s'apparente à une relation linéaire, si l'on tient compte que la sauvegarde des données n'est pas effectuée à chaque itération du calcul. Ce constat, déjà observé en simulations biaxiales [Chareyre 2003], signifie que la valeur de q^{pic} , obtenue sans amortissement serait proche de 425 kPa. En prenant $\lambda = 0,1$, on commet donc une erreur inférieure au pourcent sur la valeur de q^{pic} , se caractérisant dans notre cas à une erreur inférieure à 0,1 degré sur l'angle de frottement au pic.

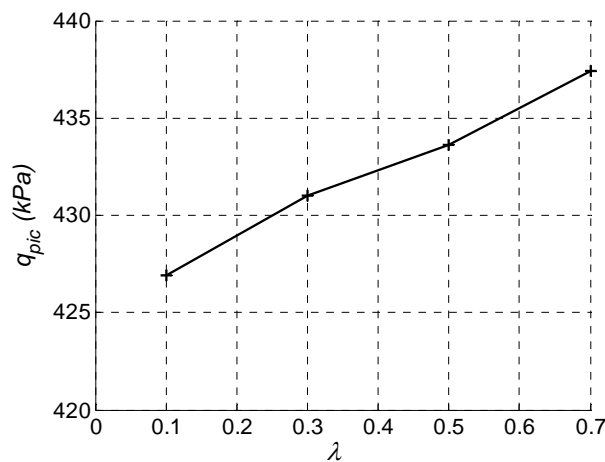


Figure 3.22 Dépendance linéaire de la valeur q^{pic} par rapport à la valeur d'amortissement λ .

On note que les irrégularités observées pour les faibles valeurs d'amortissement deviennent importantes dans le comportement post pic (Figure 3.21). Seule la simulation réalisée avec $\lambda = 0,7$ se distingue des trois autres, qui sont relativement équivalentes. L'utilisation d'une valeur de λ égale à 0,1 est donc suffisante pour représenter correctement le comportement. Cette valeur sera par conséquent adoptée dans l'ensemble des simulations d'essais triaxiaux entreprises par la suite, tout en sachant qu'elle aura une influence minimale sur les résultats

3.5.4. Représentativité de l'éprouvette numérique

3.5.4.1. Introduction

La partie précédente de ce chapitre a été dédiée à la présentation de la simulation de l'essai triaxial véritable et à la capacité de l'échantillon de référence de modéliser certains aspects qualitatifs de base du matériau. Il importe désormais de savoir si cet échantillon est capable de simuler quantitativement le comportement d'un sol. Une première partie de l'étude porte sur les effets d'échantillonnage et de tailles pouvant intervenir dans les simulations. Une fois ces aspects vérifiés, une étude paramétrique proprement dite peut être menée afin de saisir l'influence de chaque paramètre local sur le comportement global de l'échantillon. Les variables prépondérantes et leurs domaines d'influence sont alors dégagés en vue d'établir une procédure de calibration.

La plupart des études réalisées avec les éléments discrets concerne le comportement à la rupture. C'est en effet dans ce type de configuration que la méthode aux éléments discrets présente des avantages, en comparaison de la méthode des éléments finis. Pour cette raison, il est demandé au modèle de représenter l'état de contrainte à la rupture principalement, puisque c'est ce dernier qui conduit à la ruine d'un ouvrage. En revanche, l'évolution des déformations est peu prise en compte, à cause de la difficulté que représente sa modélisation. Ce constat est d'autant vrai que les éléments ont une géométrie simple. Nous nous efforcerons de dresser un bilan des résultats obtenus autant sur le comportement en contraintes qu'en déformations.

Afin de définir les avantages et inconvénients de la LTM (cf. chapitre 2), les simulations présentées par la suite permettent la comparaison des résultats obtenus pour des éléments sphériques à rotations libres ou avec utilisation de la LTM. Une comparaison préliminaire est présentée ci-dessous afin d'indiquer les différences principales apparaissant entre ces deux configurations. On suppose que l'on doit modéliser le comportement d'un matériau granulaire dont l'angle de frottement au pic est égal à 43° . Cette valeur a été choisie puisqu'il s'agit approximativement de l'angle de frottement du remblai à modéliser (cf. chapitre 1). Les comportements au pic à l'état résiduel de ces deux types de modèles sont comparés. Les paramètres des deux simulations sont présentés (Tableau 3.2). La Figure 3.23 présente la contrainte déviatoire q et la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 , classiquement utilisées lors d'essais expérimentaux (Figure 3.9).

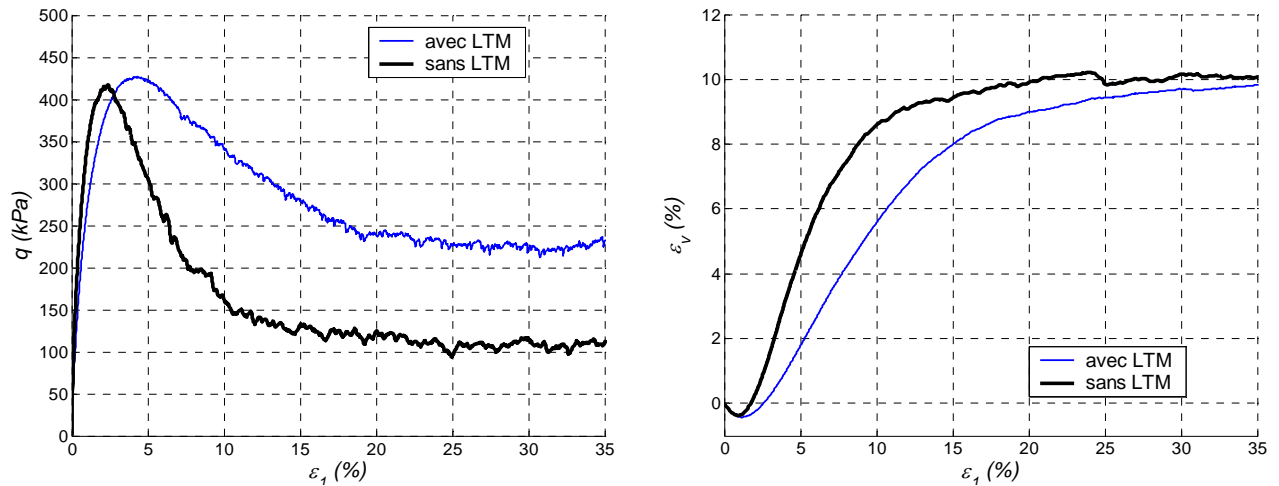


Figure 3.23 Comparaison d'une simulation d'essai triaxial avec et sans utilisation de la LTM. Evolution du déviateur de contrainte (à gauche) et de la déformation volumique (à droite) en fonction de la déformation axiale.

	<i>sans LTM</i>	<i>avec LTM</i>
<i>raideur normale K_N (MNm^{-2})</i>	200	200
<i>Raideur tangentielle K_S (MNm^{-2})</i>	40	40
<i>Frottement local μ ($^\circ$)</i>	50	17
<i>Coefficient de raideur en roulement β_r (-)</i>	0,0	1,0
<i>Coefficient de limite élastique en roulement η_r (-)</i>	0,0	1,0

Tableau 3.2. Paramètres de simulations d'essais triaxiaux avec et sans utilisation de la LTM

Les valeurs du déviateur de contrainte au pic q_{pic} sont équivalentes pour les deux simulations (Figure 3.23) et l'angle de frottement correspondant est bien égal à 43° . Les deux modèles sont donc capables d'être représentatifs des valeurs de frottement rencontrées en réalité. Le modèle comportant la LTM semble pourtant mieux représenter trois aspects :

- On constate que la déformation axiale à la rupture est obtenue pour $\varepsilon_1 = 2,4\%$ pour les simulations ne faisant pas intervenir la LTM. La valeur issue du cas utilisant la LTM est proche de 4% , ce qui correspond davantage aux valeurs expérimentales situées autour de 5% [Bousquet et al. 1994]. Bien que cet aspect ne fasse pas partie des critères nous servant à valider le jeu de paramètres locaux, il pourra être vérifié dans l'ensemble des simulations présentées ci-après.
- Une deuxième limitation correspond à la divergence existant sur la valeur de la contrainte déviatoire au palier. L'angle de frottement résiduel obtenu pour le cas à rotations libres est égal à 21° alors qu'une valeur de 32° ressort de la simulation avec LTM. Cette dernière valeur est nettement plus en accord avec l'expérimentation [Bousquet et al. 1994].

- L'évolution de la variation volumique indique une dilatance plus prononcée pour la simulation n'utilisant pas la LTM. L'angle de dilatance au pic correspond dans ce cas à $22,9^\circ$ tandis que l'on obtient $16,9^\circ$ lorsque la LTM est utilisée. Cette dernière valeur est aussi plus conforme à l'expérimentation.

L'angle de frottement global constaté pour la simulation sans LTM est situé bien au-delà de la valeur limite, considérée habituellement proche de 25° . Il semble donc possible d'atteindre des angles de frottement au pic réalistes avec des éléments sphériques, en augmentant le frottement local, combiné à une porosité suffisamment faible. En revanche, ce résultat est obtenu au détriment d'autres aspects énoncé ci-dessus à l'échelle de l'échantillon, mais aussi à l'échelle locale puisque les simulations ne semblent alors pas respecter le constat généralement obtenu sur les frottements local et global.

Trois avantages de la LTM dans le cadre de la simulation d'essais triaxiaux ont été présentés. A l'échelle de l'échantillon, une déformation axiale au pic, un angle de frottement résiduel et une dilatance plus réalistes sont obtenus. Le frottement local utilisé pour le cas à rotations libres n'est pas conforme aux constats réels ou numériques de la littérature. Les deux premiers aspects sont d'autant plus importants que l'on veut au final étudier le phénomène d'impact, dans lequel la dissipation énergétique est un acteur majeur. Par conséquent, modéliser quantitativement l'évolution en contraintes et en déformations du matériau paraît nécessaire. L'unique inconvénient de l'utilisation de la LTM, constaté jusqu'ici se traduit par un temps de calcul plus élevé. La différence reste cependant acceptable car elle implique un temps de calcul environ 1,3 fois plus élevé que dans le cas d'une simulation n'utilisant pas la LTM.

L'étude qui suit permet de dégager des tendances sur les relations entre paramètres du modèle et comportement global. L'éprouvette numérique est caractérisée par des grandeurs mesurables à l'échelle globale et à l'échelle du contact. Pour cette raison, on commence par étudier l'impact des aspects globaux tels que la porosité. Le rôle des paramètres régissant le contact est ensuite abordé. Il ne s'agit néanmoins que de tendance puisque ces relations sont établies dans un intervalle caractérisant le comportement du matériau granulaire. Les comparaisons effectuées par la suite sont valables pour un matériau granulaire faiblement cohésif et toute application à un matériau autre (béton) devrait faire l'objet d'une étude préliminaire équivalente.

3.5.4.2. Reproductibilité

Après avoir vérifié que l'échantillon de référence possède les qualités requises sur le plan géométrique (faible anisotropie, homogénéité...), il convient de vérifier que sa réponse mécanique lors d'une sollicitation triaxiale est reproductible. C'est-à-dire que deux échantillons générés parallèlement traduisent le même comportement mécanique, à l'échelle de l'échantillon. Cet aspect dépend du nombre d'éléments minimal requis afin que la condition précédente soit garantie. Cette propriété est d'autant plus importante lors de l'étude de l'influence d'un paramètre nécessitant d'utiliser des éprouvettes différentes, comme lors de l'étude de l'influence de la porosité.

De nombreuses recommandations sur le choix du nombre d'éléments requis pour limiter la variabilité sont disponibles aussi bien au niveau expérimental que numérique. La taille de l'échantillon doit être au moins dix fois plus importante que la taille de la plus grande particule [Biarez et Hicher 1994]. Cette recommandation est aussi citée pour les simulations [Achmus et Abdel-Rahman 2003]. La variabilité est d'autant plus réduite que le nombre de tirages augmente et indique que l'allure de la distribution de taille joue aussi un rôle. D'autres

études numériques utilisent un nombre donné d'éléments sans que l'influence du caractère aléatoire ne soit expressément discutée. Pour les simulations bidimensionnelles, des études ont été menées avec 2 000 éléments [Bardet 1994], voire 1 000 éléments ([Sitharam 1999] et [Boutt et Mc Pherson 2001]). Pour des simulations tridimensionnelles, 3 500 et 10 000 éléments ont été utilisés pour représenter des échantillons cubiques ([Calvetti et al. 2003] et [Sibille 2006] respectivement). Finalement l'étude systématique de la variabilité en fonction du nombre d'éléments paraît la méthode la plus indiquée. Cette méthode a été utilisée pour des simulations bidimensionnelles [Chareyre 2003]. L'auteur a quantifié l'écart-type du déviateur de contrainte au pic en fonction du nombre d'éléments et indique que celui-ci diminue proportionnellement à $N^{-1/2}$, où N correspond au nombre d'éléments. Une étude sur échantillons tridimensionnels a été menée pour définir la variabilité d'un assemblage de 2 000 éléments [Hentz 2003]. La variance observée est très importante, si bien qu'un facteur de correction a été utilisé pour diminuer les fluctuations. A notre connaissance, aucune étude de l'influence du nombre d'éléments n'a été menée pour les simulations tridimensionnelles. Nous choisirons donc un nombre d'éléments en fonction des exemples cités précédemment et du cahier des charges que doit vérifier l'échantillon, à savoir :

- L'échantillon doit posséder un nombre d'éléments tel que des échantillons n'ayant pas le même arrangement aléatoire puissent reproduire des comportements mécaniques équivalents.
- L'échantillon doit posséder un nombre d'éléments suffisamment modeste pour que l'ouvrage puisse être modélisé avec des éléments de même taille caractéristique, sans que le nombre de particules modélisant l'ouvrage soit prohibitif.

L'isotropie mécanique lors de sollicitations élastiques, a été vérifiée précédemment dans les trois directions principales de l'échantillon de référence. Ce résultat représente une indication importante selon laquelle 10 000 éléments semblent suffisants pour que la variabilité soit acceptable. Une série d'essais triaxiaux a été réalisée sur des échantillons de 10 000 éléments où seul l'assemblage diffère de l'un à l'autre. Les résultats indiquent que l'écart maximal observable sur le déviateur de contrainte au pic correspond à une valeur de 25 kPa. Cette incertitude se traduit par une erreur de 1° sur l'angle de frottement interne du matériau. En conséquence, l'échantillon de 10 000 éléments semble suffisant pour être représentatif et assurer la reproductibilité des résultats.

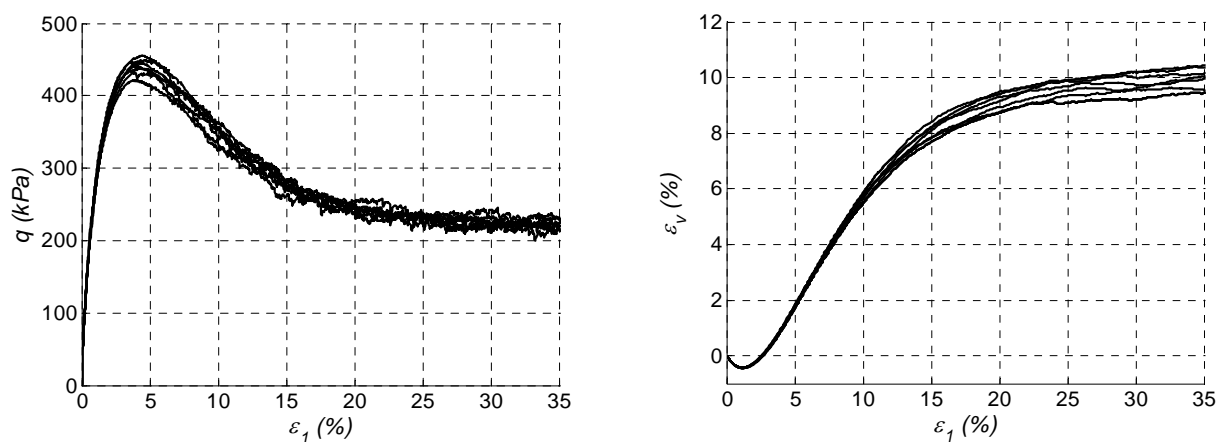


Figure 3.24 Essais triaxiaux sur huit éprouvettes de 10 000 éléments générés de manière équivalente. Seule l'organisation de l'assemblage diffère d'une éprouvette à l'autre.

3.5.4.3. Influence de la taille moyenne des éléments

Les études menées en modélisation discrète du matériau granulaire peuvent généralement se regrouper en deux familles. Celle visant à caractériser le comportement local des matériaux ([Bardet 1994], [Sitharam et al. 2000] et [Calvetti et al. 2003]). Dans ce cas, les éléments sont de taille caractéristique correspondant à la taille du matériau considéré. La seconde famille, dans laquelle se place notre étude, souhaite étudier le comportement d'ouvrages après calibration des paramètres locaux du modèle discret ([Calvetti et al. 2006], [Chareyre 2003], [Hentz 2003] et [Deluzarche 2004]). Les éléments utilisés dans ce cadre ne peuvent correspondre en taille à la dimension des particules réelles, en fonction de la puissance limitée des ordinateurs notamment. La loi de comportement du modèle est alors calibrée par simulation d'essais triaxiaux réalisés sur des échantillons dont la taille est nettement supérieure à celle de l'essai expérimental correspondant. Il est donc nécessaire de vérifier que la taille moyenne des particules n'a pas d'influence sur le comportement global. Ce résultat a été démontré lors d'études bidimensionnelles [Chareyre 2003], mais doit être confirmé sur le plan tridimensionnel. Deux méthodes sont alors possibles : le recours à une homothétie de la configuration de base permet de mener cette étude. Nous avons plutôt choisi de faire varier le nombre d'éléments à l'intérieur d'un même volume, provoquant la variation de la taille moyenne des particules. Il a été montré précédemment que la reproductibilité des essais est approximativement obtenue à partir de 10 000 éléments pour la configuration d'essai retenu. En conséquence, les essais réalisés ici sont effectués pour des nombres d'éléments supérieurs. L'étude porte sur une décade environ, car il est inutile de vérifier le comportement au-delà de 100 000 éléments en raison de la limitation de l'outil numérique.

Le comportement initial est partiellement influencé par le nombre d'éléments d'après l'observation des résultats (Figure 3.25). Le comportement paraît moins raide lorsque seulement 10 000 éléments sont utilisés. On considère les échantillons de 10 000, 30 000 et 90 000 éléments, ces trois tailles correspondant à des intervalles d'un rapport 3 en nombre de particules. La variation entre 10 000 et 30 000 éléments est prépondérante par rapport à celle observable entre 30 000 et 90 000 éléments. Il ne s'agit donc vraisemblablement pas d'une dépendance de l'élasticité par rapport à la taille caractéristique de la particule. On attribue plutôt cette observation au biais statistique du caractère aléatoire de l'assemblage, qui se réduit lorsque la taille de l'échantillon augmente, d'après la loi des grands nombres. On observe par ailleurs que ce résultat qualitatif est observable, que la LTM soit utilisée ou non.

Des aspects équivalents sont observables pour les déformations plus importantes, à savoir que l'allure des courbes tend à se confondre pour les échantillons dont le nombre d'éléments est au moins égal à 30 000 (Figure 3.26). La variabilité de contrainte déviatoire au pic lorsque les rotations sont laissées libres se présente comme l'aspect variant le plus. Elle correspond néanmoins à un écart de l'ordre du demi degré sur l'angle de frottement interne, ce qui sera considéré acceptable si l'on veut déterminer l'angle de frottement à l'unité près.

Il ressort des études entreprises, que le comportement ne dépend pas de la taille des particules. Ce résultat est vérifié pour le cas à rotations libres où seul le paramètre de frottement local intervient. Il est aussi validé lorsque la LTM est utilisée, même en présence de deux nouveaux paramètres caractérisant le comportement irréversible, à savoir la rigidité de roulement et le frottement de roulement. En conclusion, le comportement quasi-statique est considéré indépendant de la taille des éléments pour la suite de cette étude.

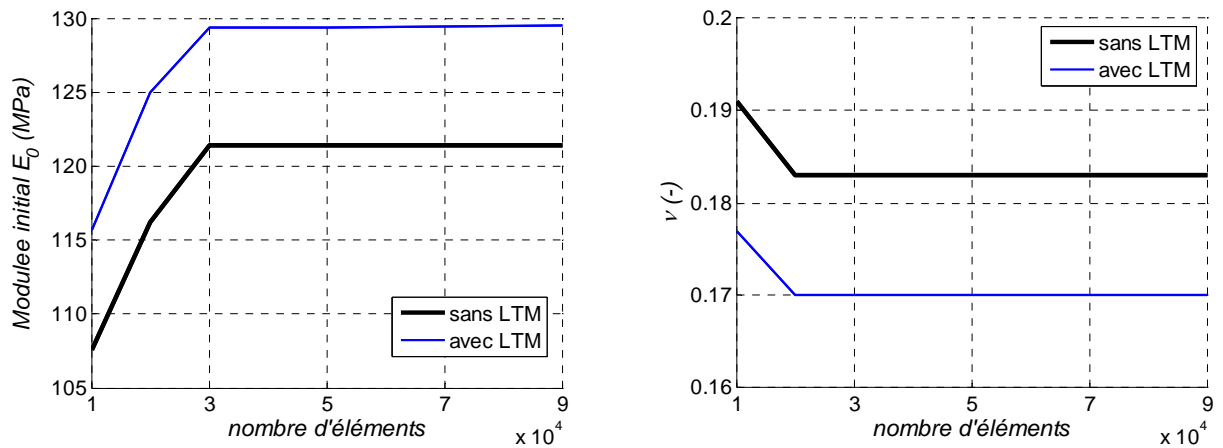


Figure 3.25 Influence de la taille des éléments sur le comportement initial

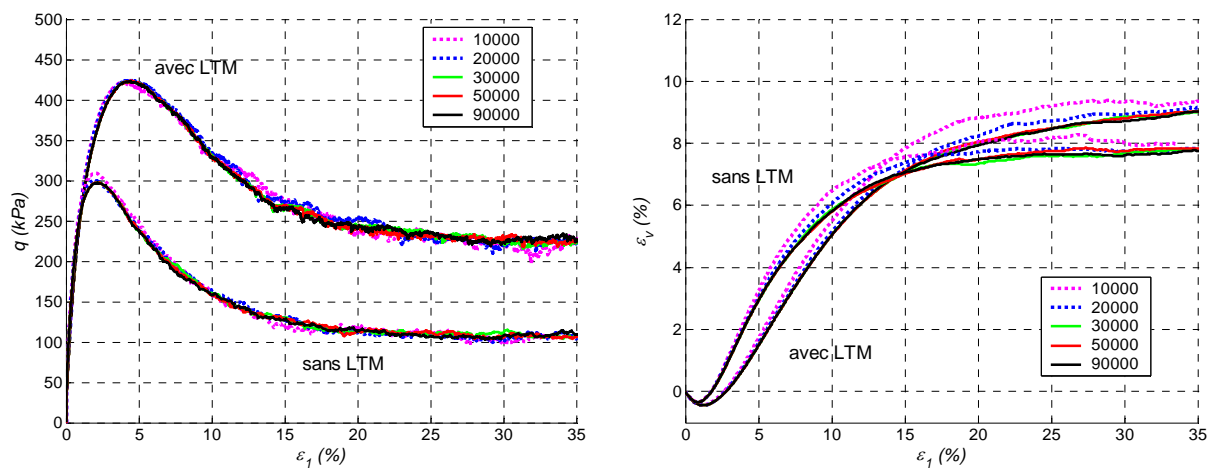


Figure 3.26 Indépendance comportementale de la phase déviatoire vis-à-vis de la taille des éléments. Les échantillons sont constitués de 10 000, 20 000, 30 000, 50 000 et 90 000 éléments.

3.5.4.4. Influence de la distribution de tailles des éléments

La distribution de tailles est un aspect supplémentaire à prendre en compte dans le cadre de la calibration. En effet, l'ensemble des résultats présentés jusqu'ici considère des éprouvettes à distribution de tailles proches les unes des autres, définies par une loi de Weibull dont les deux paramètres de formes sont toujours identiques. La variabilité, qui provient du tirage aléatoire, diminue quand le nombre d'éléments constituant l'éprouvette augmente. On vérifie par ailleurs que les distributions de tailles d'échantillons différents, comportant 10 000 éléments, sont équivalentes (Figure 3.27). Le nombre d'éléments constituant l'échantillon de référence est donc suffisant pour obtenir la reproductibilité de la distribution de taille.

Néanmoins, le sol réel est un milieu complexe, formé de grains dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont variables d'une dimension caractéristique à une autre. Par exemple, aux petites échelles, les argiles ont une tendance à l'organisation sous forme de réseaux et possèdent un comportement cohésif. En revanche, les sables et limons n'ont pas d'organisation locale particulière et leur arrangement global est régi mécaniquement par un angle de frottement. On considèrera que le tout venant peut s'apparenter à un matériau dont les propriétés géométriques et géologiques sont définies et conservées identiques tout au long de ce travail. La courbe granulométrique d'un tout venant, obtenue sur des tamis passant allant de 0 à 35 mm, est présentée à titre illustratif (Figure 3.28).

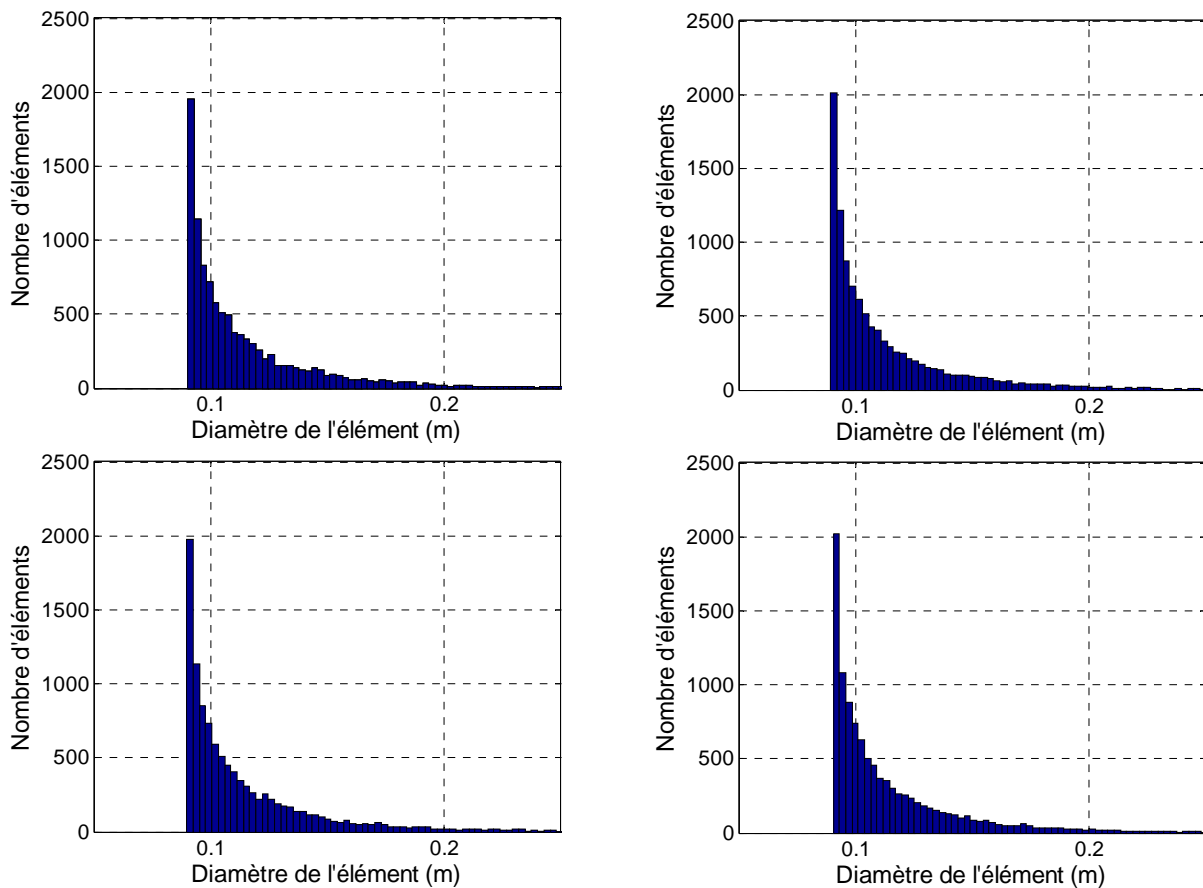


Figure 3.27 Distributions de tailles de quatre éprouvettes réputées identiques. Chaque échantillon comporte 10 000 éléments dont la granulométrie est définie par la même loi de Weibull ($\alpha = 0,15$ et $\gamma = 0,75$).

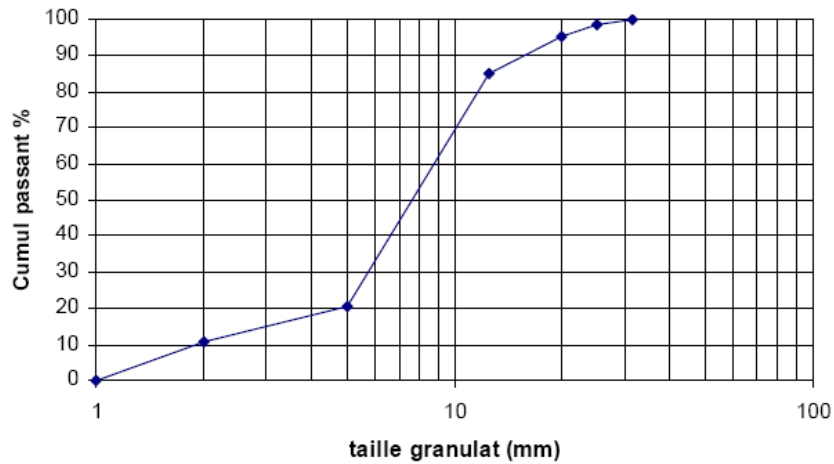


Figure 3.28 Courbe granulométrique d'un tout venant de type grave, d'après Lorentz 2007.

Si la courbe granulométrique réelle est supposée avoir une influence modeste sur le comportement mécanique d'un tout venant, il faut pour autant définir la courbe de distribution de tailles de l'assemblage discret. La correspondance entre distribution de tailles réelle et numérique n'est pas toujours évoquée lors des modélisations. Les Figure 3.27 et Figure 3.28 montrent pourtant que la distribution de tailles de l'assemblage discret est plus étroite que la distribution réelle. Cette distinction provient de la limite de l'outil numérique qui ne peut représenter qu'un nombre restreint de degrés de liberté. La distribution de taille réelle est alors modélisée par une courbe équivalente mais dont les extrémités sont tronquées. Certains auteurs ont cherché à faire coïncider l'allure de la courbe granulométrique réelle et modèle ([Hainbüchner et al. 2003] et [Sibille 2006]), par une homothétie des tailles d'éléments. Cette procédure est à rattacher à l'indépendance comportementale du modèle vis-à-vis de la taille moyenne des particules ([Chareyre 2003] et [Hainbüchner et al. 2003]), permettant la translation de la distribution réelle pour obtenir son pendant numérique (Figure 3.29).

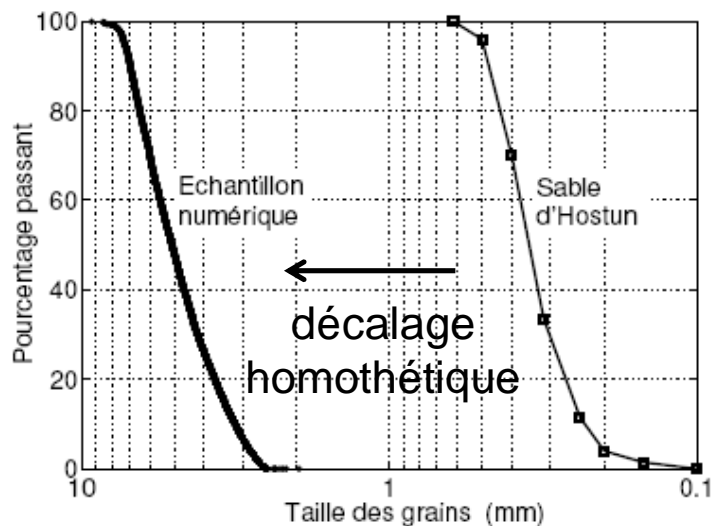


Figure 3.29 Exemple de décalage de la courbe de distribution réelle vers les tailles d'éléments plus importantes pour le modèle numérique, d'après Sibille 2006.

La distribution de tailles de l'échantillon de référence est arbitraire, issue de la considération selon laquelle les matériaux granulaires sont composés de beaucoup de petits éléments et d'un nombre modeste de gros [Hentz 2003]. Les courbes de distributions correspondant à

l'échantillon de référence respectent ce principe (Figure 3.27). En revanche, rien n'indique si la distribution choisie peut représenter convenablement le matériau et que ce choix n'influence pas les résultats. Une série d'éprouvettes a été générée selon des distributions de tailles différentes, mais en conservant systématiquement un nombre important de petits éléments. Les distributions de tailles correspondantes sont présentées (Figure 3.30), ainsi que les simulations de phases déviatoires d'essais triaxiaux (Figure 3.31). Il ressort de ces essais que l'influence sur le comportement déviatoire est faible pour les quatre distributions présentées. L'écart maximal observé sur le pic du déviateur de contrainte correspond à une erreur de 1,5 degrés, commise sur l'angle de frottement interne. On n'observe en revanche aucune influence sur le déviateur de contrainte à l'état résiduel. Cet aspect indique que la contrainte résiduelle ne dépend pas de la courbe de distribution. D'après une formulation adimensionnelle [Chareyre 2003] appliquée par extension pour nos simulations tridimensionnelles, le seul facteur géométrique l'influencant reste la forme des éléments. Le comportement volumique présente une distinction plus importante à l'état résiduel, mais la dilatance au pic ne semble pas affectée par la granulométrie.

La distribution de tailles des éléments a peu d'influence sur le comportement mécanique, si la proportion de petits éléments reste prépondérante. La distribution de tailles de l'échantillon de référence convient pour notre étude et l'ensemble des analyses qui suivent peuvent donc être réalisées sur des échantillons possédant une distribution de tailles équivalente.

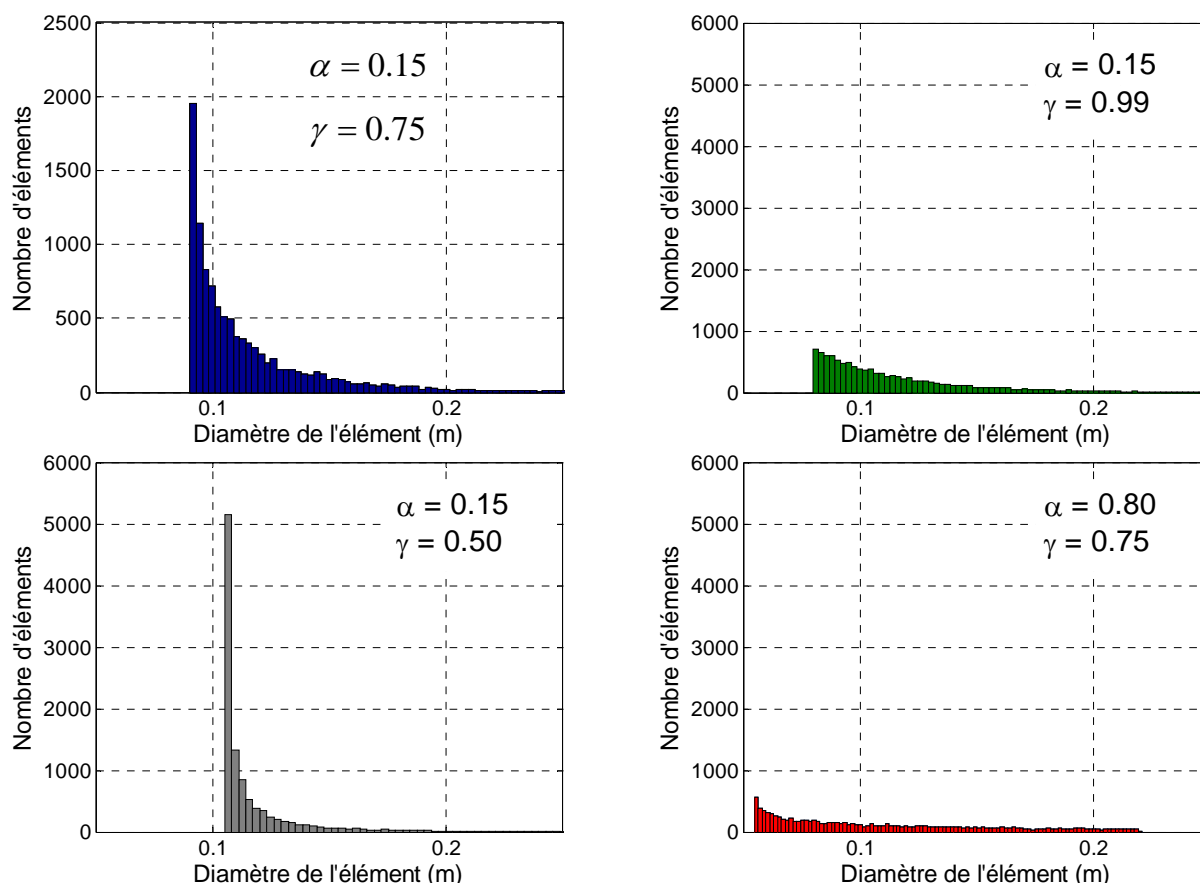


Figure 3.30 Distributions de tailles autres que celle choisie pour l'échantillon de référence.

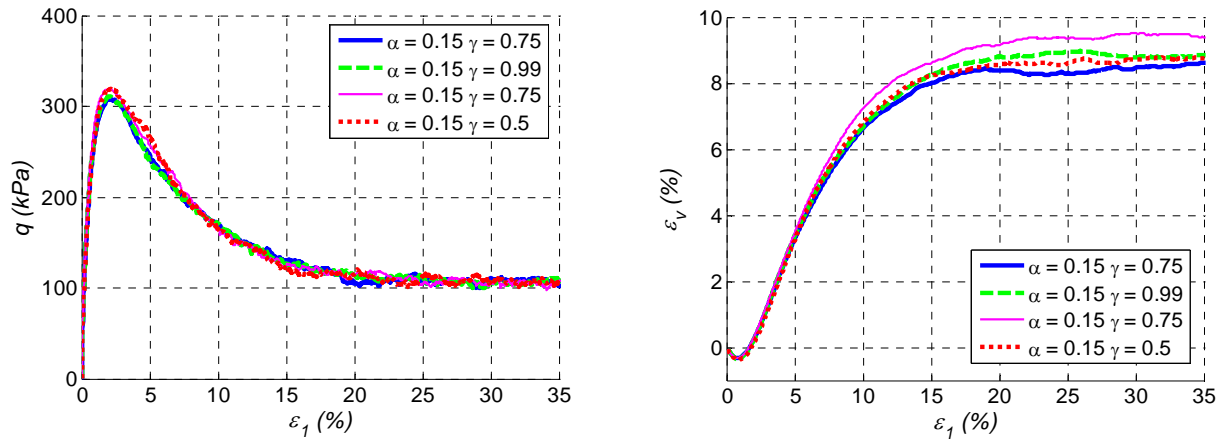


Figure 3.31 Influence de la distribution de tailles lors de la phase déviatoire. Les essais triaxiaux sur les échantillons avec les distributions représentées Figure 3.30 et Figure 3.27 sont représentés.

3.5.4.5. Conclusions

Les études précédentes ont cherché à estimer la cohérence du modèle sur le comportement de l'échantillon discret. Il a été vérifié que l'échantillon formé de 10 000 éléments est suffisant pour que la variabilité structurelle joue un rôle maîtrisé. Les aspects de base recherchés impliquent que l'échantillon doit être suffisamment homogène et avoir une anisotropie faible, ce qui est vérifié. Le choix de la distribution de tailles d'éléments montre que le comportement mécanique d'échantillons distincts est semblable, si l'on respecte la prépondérance des éléments de petites tailles. Ce dernier résultat permet par la suite de choisir la porosité numérique égale à la porosité du milieu modélisé. Ce résultat permet notamment de fixer un paramètre que certaines études choisissent de considérer comme paramètre du modèle. La variation du nombre d'éléments constitutifs indique que les résultats varient peu avec l'augmentation du nombre d'éléments, corroborant ainsi la reproductibilité des résultats via l'échantillon de référence. Cette partie montre aussi que le comportement mécanique est indépendant de la taille des éléments. Il est donc possible de changer de taille caractéristique d'éléments tout en utilisant les paramètres d'un modèle calibré auparavant.

L'arrangement structural et le nombre d'éléments choisis pour l'échantillon de référence sont suffisants pour obtenir la fiabilité des résultats. Etudier l'influence des paramètres mécaniques du modèle sur la réponse de l'échantillon peut à présent être entrepris.

3.6. Lois de passage local - global

3.6.1. Introduction

Les paragraphes précédents ont permis de dégager l'influence due à l'aspect géométrique de l'échantillon. La suite de l'étude consiste à étudier l'impact de chaque paramètre local sur le comportement global. Dans ce but, deux types d'études sont menés tour à tour pour chaque paramètre. La première a pour but d'étudier le comportement en petites déformations obtenu lorsque le déviateur de contrainte commence à être appliqué à l'échantillon. On définit un module dit « élastique » $E_{1\%}$, correspondant au module apparent dans une section horizontale de l'échantillon lorsque le déviateur appliqué atteint 1 % de la pression de confinement. De

même, on définit le coefficient de Poisson $\nu_{1\%}$, correspondant à cette même configuration. Ce type de comportement est appelé par la suite *comportement pseudo élastique*.

Les propriétés élastiques dans la partie initiale d'une sollicitation déviatoire ont été observées tant expérimentalement [Biarez et Hicher 1994] que numériquement [Roux et Chevoir 2005]. Dans ces deux cas, le comportement est considéré purement élastique pour une déformation inférieure à 10^{-4} . Il a été montré expérimentalement que le module élastique constaté était constant pour les valeurs de déformations moindres [Biarez et Hicher 1994], justifiant ainsi l'hypothèse de comportement élastique. Par soucis de cohérence, on vérifiera lors des simulations entreprises, que la contrainte déviatoire imposée engendre une déformation au plus égale à cette valeur limite de 10^{-4} . Le second type d'essais correspond à une phase déviatoire réalisée jusqu'à rupture. Par l'intermédiaire de ces deux types d'essais, on évalue l'influence du paramètre local étudié sur le comportement global. Dans les cas favorables, il sera même envisageable de quantifier cette influence, et de déduire une méthode de calibration plus rapide.

3.6.2. Propriétés mécaniques de l'échantillon de référence

La relation entre comportement à l'échelle de l'échantillon et paramètres locaux s'effectue par variation indépendante de chacun de ces paramètres. L'étude suivante ne met pas en relation les échelles locale et globale uniquement, puisqu'elle comprend aussi l'influence de la porosité et de la pression de confinement qui correspondent à des grandeurs mesurées à l'échelle de l'échantillon. Ces deux aspects font pour autant partie des grandeurs dont on peut mesurer l'influence lors des tests expérimentaux, pour cette raison ils ont été joints à l'étude paramétrique qui suit.

Le tableau 3.3 regroupe les grandeurs principales de l'échantillon dont les variations vont être réalisées tour à tour. Deux échantillons géométriquement identiques, mais se distinguant par leur loi de comportement locale sont étudiés, l'un utilisant la LTM, l'autre non. Le choix des valeurs du tableau 3.3 a été guidé par les propriétés de l'échantillon de sol que l'on souhaite représenter (cf. chapitre 1), ou aux valeurs par défaut de paramètres dont on ne connaît pas encore la portée ($\beta_r = 1,0$ et $\eta_r = 1,0$).

Pour ces deux échantillons, l'influence de la porosité et de la contrainte de confinement est présentée dans un premier temps. Le comportement obtenu lors de la variation des raideurs de contacts normales ou tangentielles, ainsi que du frottement local est ensuite abordé. L'impact des deux paramètres constitutifs de la LTM est ensuite quantifié. Pour finir, l'adhésion tangentielle que l'on prévoit d'utiliser à la fin de ce chapitre est aussi jointe à cette étude.

	<i>sans LTM</i>	<i>avec LTM</i>
<i>Porosité n (-)</i>	<i>0,35</i>	<i>0,35</i>
<i>Contrainte de confinement σ_3 (kPa)</i>	<i>100</i>	<i>100</i>
<i>raideur normale K_N (MNm⁻²)</i>	<i>200</i>	<i>200</i>
<i>Raideur tangentielle K_S (MNm⁻²)</i>	<i>40</i>	<i>40</i>
<i>Frottement local μ (°)</i>	<i>30</i>	<i>17</i>
<i>Coefficient de raideur en roulement β_r (-)</i>	<i>0,0</i>	<i>1,0</i>
<i>Coefficient de limite élastique en roulement η_r (-)</i>	<i>0,0</i>	<i>1,0</i>
<i>Adhésion tangentielle a_s (kPa)</i>	<i>0,0</i>	<i>0,0</i>

Tableau 3.3. Paramètres de simulations d'essais triaxiaux avec et sans utilisation de la LTM pour l'échantillon de référence

3.6.2.1. Influence de la porosité initiale de l'échantillon

L'influence de la porosité est étudiée dans une première configuration utilisant la LTM, et une seconde sans. Cinq valeurs de porosité sont testées, avec une variation de la porosité initiale comprise entre 0,3 et 0,4. Les résultats obtenus aux petites déformations indiquent que le matériau dense possède un module initial plus élevé et un coefficient de Poisson plus faible (Figure 3.32). Le premier aspect s'explique par une augmentation de la coordinance qui correspond à une valeur de 4,2 dans le cas le plus lâche ($n = 0,4$) et à 7,07 dans le cas le plus dense ($n = 0,3$). On note par ailleurs que l'influence de la LTM n'est pas prépondérante sur le comportement initial, hormis aux valeurs de porosité élevées, où le coefficient de Poisson diverge nettement d'une simulation à l'autre. En rappelant que l'étude de l'influence de la porosité initiale implique de générer un nouvel échantillon pour chaque valeur de porosité étudiée, un biais dû au caractère aléatoire de l'assemblage intervient. En conséquence, le module initial et le coefficient de Poisson peuvent être caractérisés par un comportement linéaire vis-à-vis de la porosité initiale.

Les évolutions de la contrainte déviatoire et de la porosité de l'échantillon durant l'essai triaxial sont présentées (Figure 3.33). Bien que la LTM ait une influence sur les résultats obtenus, les deux configurations ont des similitudes qualitatives. On retrouve en effet que la contrainte déviatoire au pic augmente lorsque l'échantillon est densifié, ce qui est en accord avec les résultats expérimentaux [Biarez et Hicher 1994]. De même, la dilatance au pic et la variation volumique augmentent lorsque la porosité initiale diminue.

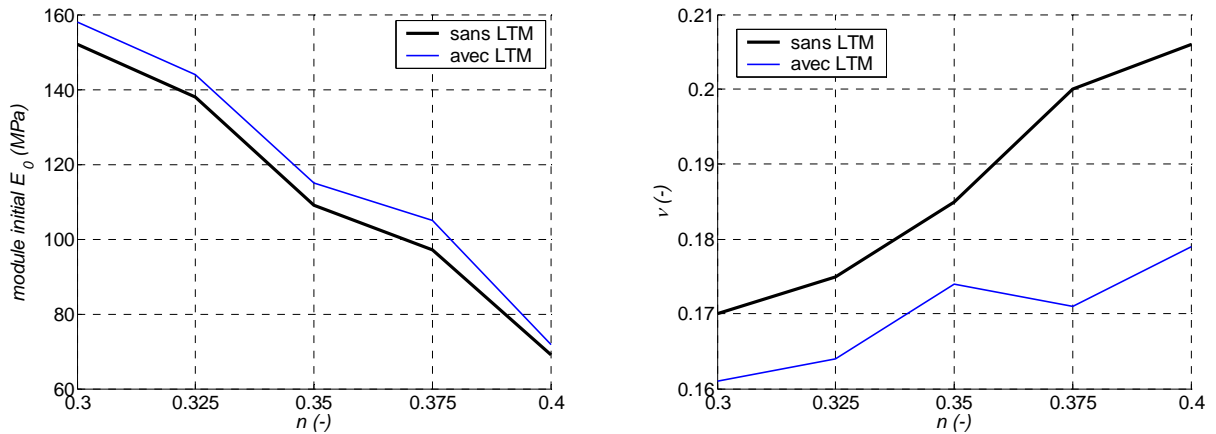


Figure 3.32 Influence de la porosité en sollicitations pseudo-élastiques. Dépendance du module initial et du coefficient de Poisson.

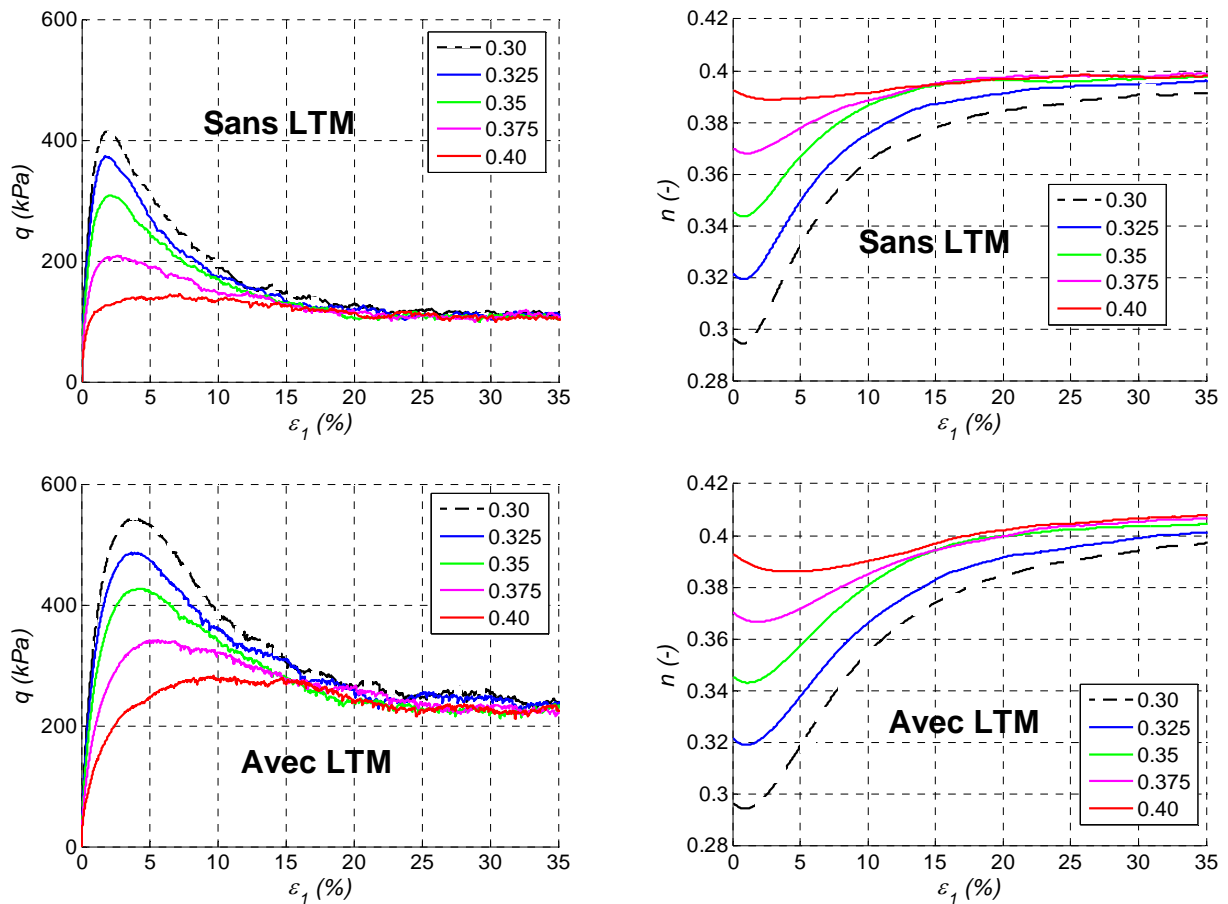


Figure 3.33 Essais triaxiaux réalisés pour différentes porosités initiales. Evolution de la contrainte déviatoire (à gauche) et de la porosité (à droite) en fonction de la déformation axiale, pour des essais réalisés avec LTM (en bas) et sans utilisation de la LTM (en haut).

Pour les valeurs de déformations axiales situées au-delà de 25 %, la contrainte déviatoire tend vers une même valeur pour le cas sans LTM. Les simulations réalisées avec la LTM semblent aussi tendre vers le constat équivalent mais pour une déformation axiale de 35 % et plus. Simultanément, la porosité de l'échantillon tend aussi vers une valeur limite unique. On peut donc parler d'un état critique du matériau, déjà observé précédemment ([Mahboubi et al.

1996]) et [Chareyre 2003]). L'état de contrainte et la porosité sont alors indépendants de la porosité initiale. Ces résultats correspondent, par ailleurs aux observations expérimentales [Biarez et Hicher 1994]. L'angle de frottement résiduel observé à l'échelle de l'échantillon est alors proche de 20° pour le cas sans LTM, ce qui est légèrement plus élevé que la valeur de 17° obtenues en simulations bidimensionnelles ([Mahboubi et al. 1996]) et [Chareyre 2003]). Ce résultat corrobore une étude précédente [Frye et Marone 2002] selon laquelle l'angle de frottement mobilisable est plus élevé pour un assemblage de sphères que de disques. Les simulations réalisées avec LTM donnent une valeur proche de 32° , coïncidant davantage avec les résultats expérimentaux, qu'il s'agisse d'essais sur sable d'Hostun [Biarez et Hicher 1994] ou sur du tout venant [Lorentz 2007]. L'utilisation de la LTM modifie donc la valeur de déviateur à l'état critique. En revanche, la porosité semble tendre vers une même valeur de 0.4 lorsque l'on compare les deux configurations. De même, la relation entre porosité initiale et contrainte déviatoire au pic semble approximativement linéaire dans les deux cas, ceci dans la gamme des valeurs étudiées (Figure 3.34). La variabilité des résultats est probablement imputable au nombre d'éléments du modèle.

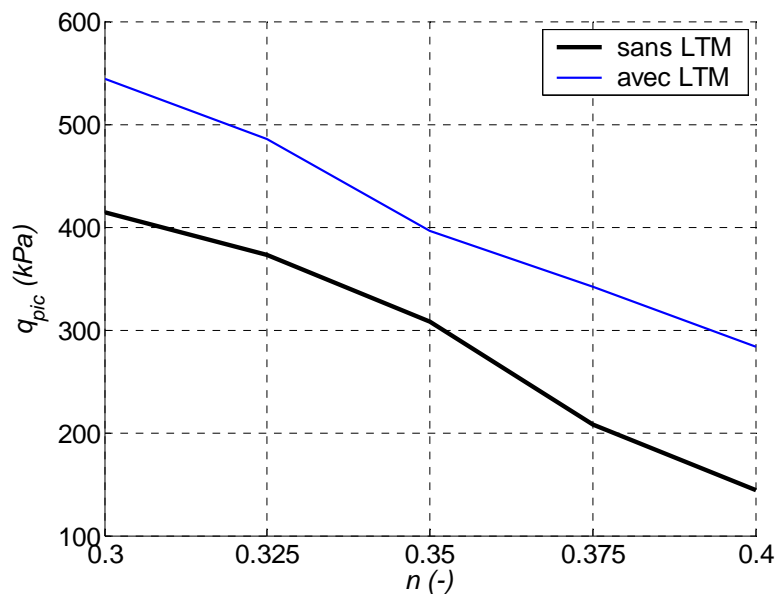


Figure 3.34 Influence de la porosité sur la contrainte déviatoire au pic.

3.6.2.2. Influence de la pression de confinement

Le confinement joue un rôle important dans le comportement d'un matériau granulaire. Expérimentalement, son implication intervient aussi bien pour la phase élastique qu'à la rupture. Le module élastique peut être décrit par le module sécant E_{sec} . Mais les irréversibilités apparaissent déjà pour les déformations ε_1 inférieures à 10^{-4} en ordre de grandeur [Biarez et Hicher 1994]. Cet aspect rend le véritable module élastique E_0 inaccessible avec un appareil triaxial standard, mais il est possible de mesurer des déformations de l'ordre de 10^{-5} avec un appareil plus perfectionné [Biarez et Hicher 1994]. L'expérimentation montre alors que module sécant E_{sec} et module initial E_0 sont confondus pour les déformations de l'ordre de 10^{-5} . Ce module est dépendant de la pression de confinement σ_3 pour les matériaux granulaires selon la formule (0.4), où α est une constante

et n vaut 0.5 pour le sable [Biarez et Hicher 1994]. Par extension, le tout-venant modélisé doit suivre une loi de comportement analogue vis-à-vis de la pression de confinement.

$$E_0 = \alpha \sigma_3^n \quad (3.4)$$

Le comportement initial (Figure 3.38) semble montrer une augmentation du module élastique pour les confinements croissants. Afin de vérifier cette hypothèse, le comportement initial issu des simulations a été étudié conformément aux indications expérimentales (Figure 3.35). Ces valeurs ont été établies selon le mode décrit précédemment permettant de calculer $E_{1\%}$ et $\nu_{1\%}$, en vérifiant que les déformations correspondantes sont toujours de l'ordre de 10^{-5} . L'influence du confinement sur le module initial s'avère être quasiment nulle. La légère variation observée peut probablement être attribuée à l'augmentation toute aussi modérée de la coordinance. Le nombre de contacts augmente légèrement avec la pression de confinement.

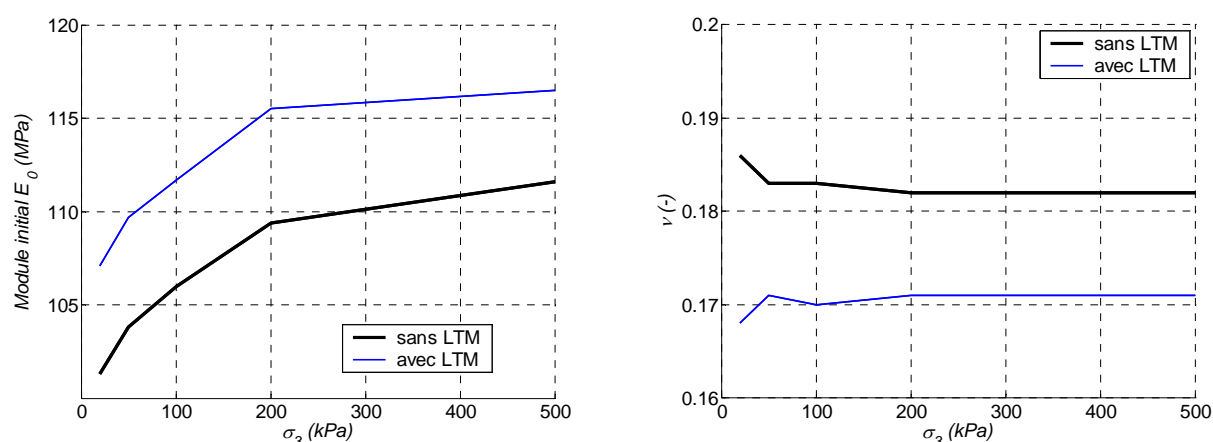


Figure 3.35 Influence de la pression de confinement sur le comportement initial.

Cet aspect illustre l'une des limitations de la loi de comportement élastique linéaire qui régit le contact entre deux éléments. Un contact de Hertz aurait permis d'obtenir une dépendance de l'élasticité vis-à-vis du confinement. En vérifiant la dépendance du module initial par rapport au confinement, une variation peut alors être trouvée [Roux et Chevoir 2005].

Il est aussi possible d'observer le module sécant E_{sec} obtenu lors des simulations précédentes (Figure 3.36). Le calcul de E_{sec} est réalisé pour une déformation de 0,1 %, valeur faible en comparaison de la déformation à la rupture. Ces modules sécants sont déterminés à partir des courbes représentées dans la Figure 3.36 et qui correspondent à un agrandissement de la partie initiale de la phase déviatoire (Figure 3.38). Le module sécant ainsi obtenu est dépendant de la pression de confinement, comme l'indique la Figure 3.37. En revanche, la dépendance obtenue n'est pas sous forme de puissance, mais logarithmique.

La relation 3.1 s'applique, par ailleurs, au module initial E_0 comme au module sécant E_{sec} [Biarez et Hicher 1994]. La différence réside dans le fait que la puissance n augmente avec la valeur de déformation pour laquelle le module est observé [Biarez et Hicher 1994]. Pour les fortes pressions de confinement, le module sécant du matériau réel est donc plus élevé que son homologue numérique. En conséquence, la calibration du module élastique à une pression donnée ne permet pas d'obtenir une bonne prédiction sur l'évolution de ce module pour les pressions de confinements autres. Pour une pression plus élevée, le comportement initial du

modèle numérique sera moins raide que le module réel. Bien sûr, ces observations sont réalisées pour des déformations telles, que le module élastique et module sécant ne sont plus équivalents. Mais ce résultat indique néanmoins une limitation du modèle, surtout si l'on considère que le terme de puissance n tend à augmenter avec la déformation [Biarez et Hicher 1994].

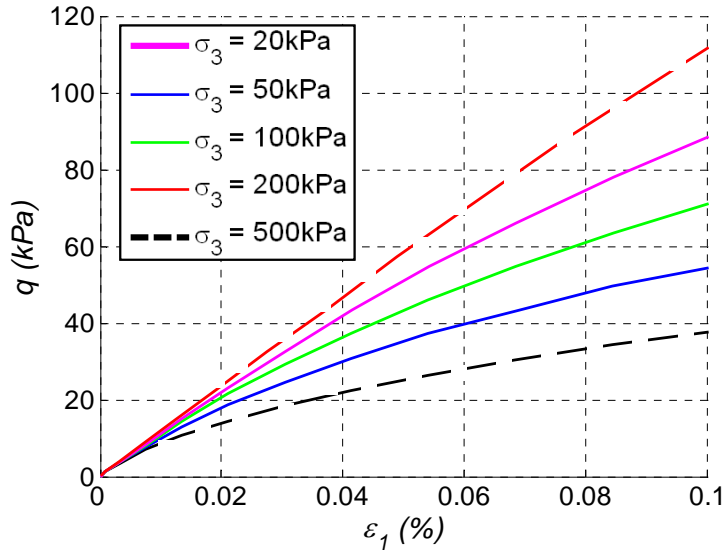


Figure 3.36 Courbes de déviateur de contrainte obtenues jusqu'à 0.1% de déformation, pour des pressions de confinement différentes.

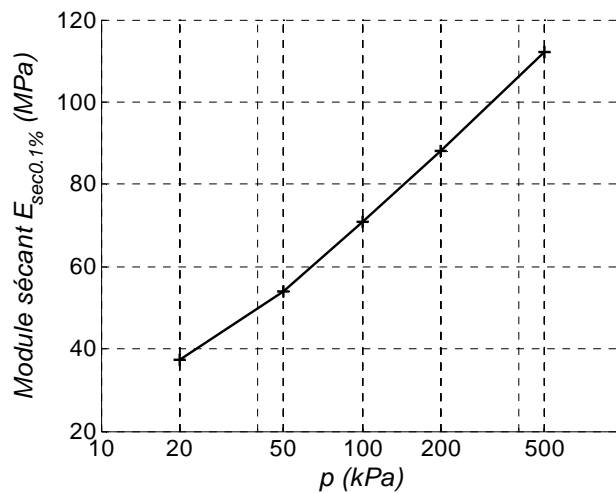


Figure 3.37 Dépendance du module sécant par rapport à la pression de confinement, pour une déformation axiale égale à 0.1%.

Concernant le comportement en grandes déformations, l'expérimentation indique que les courbes $(\varepsilon_1 ; q/p)$ issues de la phase déviatoire d'essais triaxiaux sont superposables pour des pressions de confinement inférieures à 1 MPa [Biarez et Hicher 1994].

On souhaite à présent savoir si le modèle utilisé possède des capacités analogues. Des l'échantillon de référence. On représente les courbes $(\varepsilon_1 ; q/p)$ pour cinq pressions de

confinement comprises dans l'intervalle [50 kPa ; 500 kPa], lorsque la LTM est utilisée ou non (Figure 3.38).

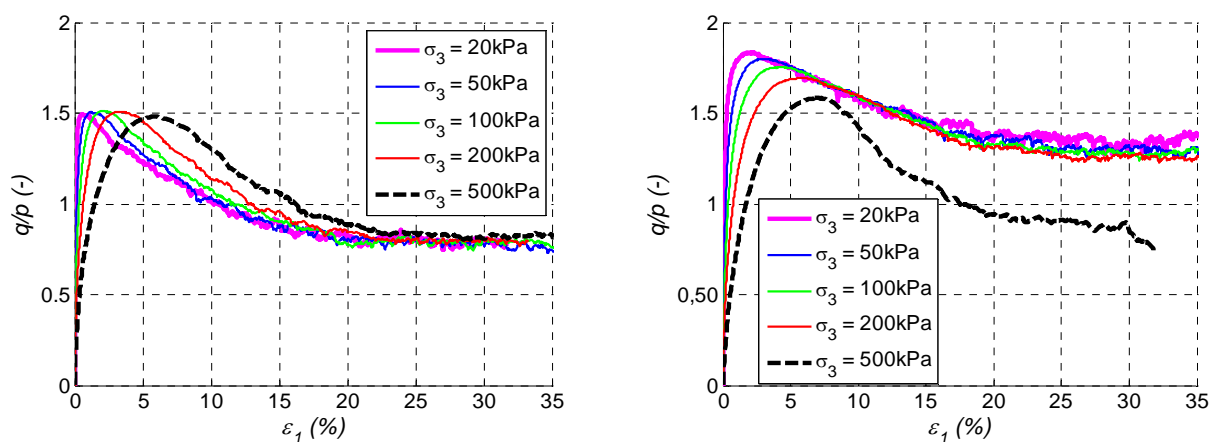


Figure 3.38 Influence de la pression de confinement sur la phase déviatoire d'essais triaxiaux. Les simulations sont réalisées sans utilisation de la LTM (à gauche) et avec la LTM (à droite).

Contrairement à la tendance expérimentale, les courbes issues des simulations ne sont pas superposées. Ce constat est valable pour les simulations des deux types de lois de comportement. La valeur maximale des courbes $\left(\varepsilon_1; \frac{q}{p}\right)$ est plus élevée lorsque la LTM intervient, donc sa présence améliore la capacité de résistance au cisaillement. Néanmoins, on observe que ces valeurs maximales, notées $\frac{q_{pic}}{p_{pic}}$, sont approximativement constantes pour les simulations réalisées sans LTM, alors que ces valeurs diminuent avec σ_3 en présence de la LTM. Les valeurs de $\frac{q}{p}$, obtenues au palier ne semble pas dépendre de la pression de confinement, hormis lorsque σ_3 est égale à 500 kPa pour la simulation avec LTM (Figure 3.38). Dans ce cas, l'échantillon semble avoir un comportement bien distinct de celui observable pour les pressions de confinement inférieures. Alors que la contrainte déviatoire q de palier est atteinte pour une déformation de 25 % pour l'ensemble des autres valeurs de confinement, la valeur de q ne se stabilise pas pour l'essai considéré. Une chute importante de q intervient même au-delà de 30 % de déformation axiale.

Ces résultats peuvent aussi être tracés dans un repère de Mohr (Figure 3.39). Dans le cas sans LTM, le critère de rupture est une droite, passant par l'origine et dont l'angle de frottement correspondant vaut environ 36° . Le modèle de glissement régi localement par le paramètre de frottement μ est capable de représenter convenablement le critère de Mohr-Coulomb d'un l'échantillon au comportement dense. Un constat analogue avait été observé sur des échantillons lâches (Figure 3.40) [Sibille 2006].

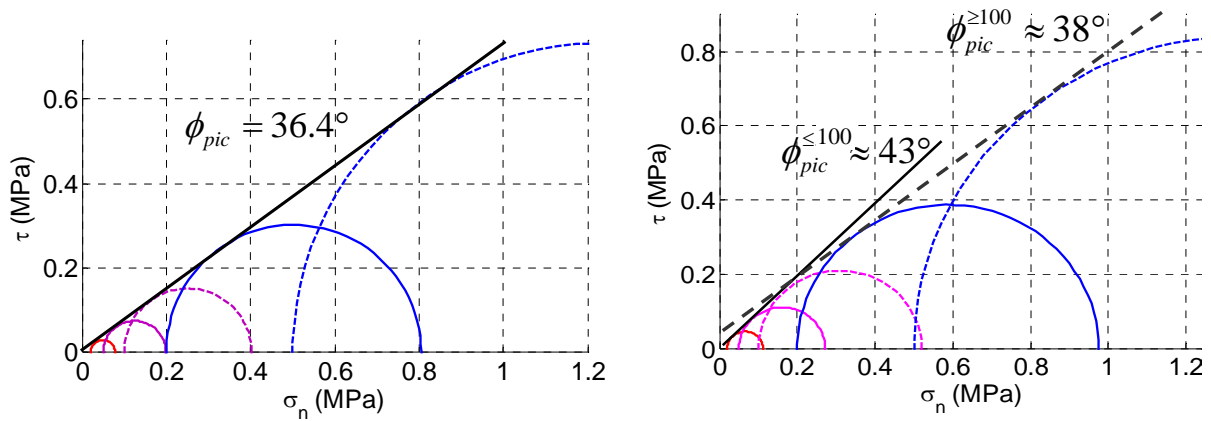


Figure 3.39 Cercles de Mohr et critère de rupture correspondant en fonction de la pression de confinement ($\sigma_3 = [20; 50; 100; 200; 500 \text{ kPa}]$). Les simulations sont réalisées sans LTM (à gauche) et avec LTM (à droite).

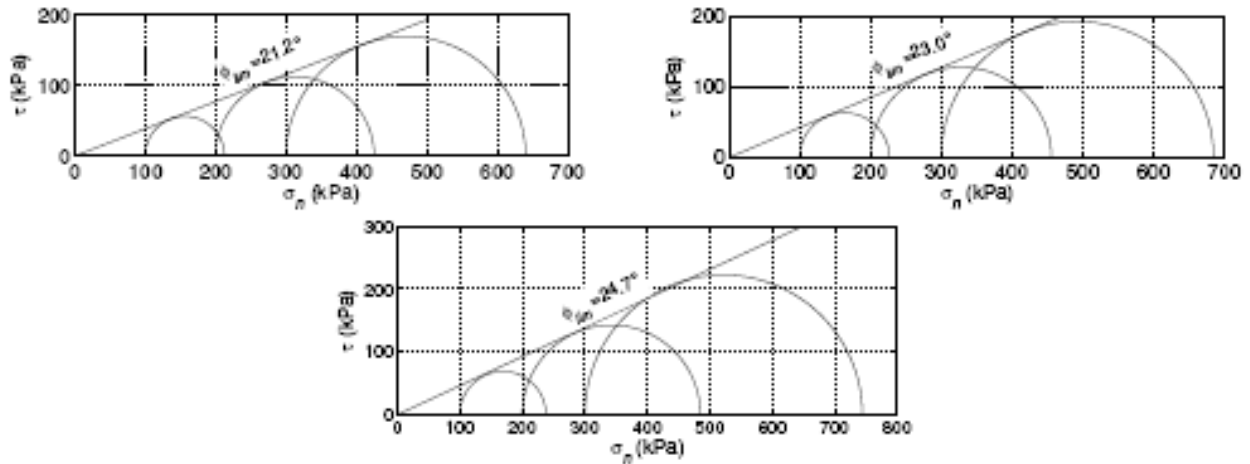


Figure 3.40 Enveloppes de rupture dans le plan de Mohr pour trois échantillons d'éléments discret dont le critère de rupture en cisaillement est uniquement régi par le frottement local μ , d'après Sibille 2006.

En revanche, le critère de rupture obtenu pour les simulations comportant la LTM ne s'apparente plus à une droite. Sa forme a tendance à s'incurver vers le bas, conformément à la chute du rapport $\frac{q_{pic}}{p_{pic}}$ observé précédemment (Figure 3.38). Il est possible de distinguer deux zones pour lesquelles le critère de rupture est approximativement décrit par une droite. En considérant les pressions de confinement de 20, 50 et 100 kPa, une droite passant par l'origine tangente les trois cercles correspondants. L'angle de frottement $\phi_{pic}^{\leq 100}$ y étant relatif est proche de 43° . Cette droite ne convient plus pour les pressions de confinement supérieures. On peut à nouveau définir le critère de rupture par une droite pour les pressions de confinement de 100, 200 et 500 kPa. Mais la droite ne passe pas par l'origine du repère de Mohr dans ce cas. Cela ne signifie pas que le milieu est cohésif pour autant, mais que le critère de rupture s'apparente à une enveloppe de forme courbe. L'angle de frottement $\phi_{pic}^{\geq 100}$ déduit pour les pressions de confinement supérieures à 100 kPa est proche de 38° , ce qui correspond à un écart de 5° par rapport à la valeur obtenue pour les confinements inférieurs.

Les deux lois de comportement ne permettent donc pas d'obtenir le même type de critère de rupture. Pour les pressions de confinement considérées, les simulations sans LTM respectent un critère de rupture défini par une droite, tandis que ce critère à l'allure d'une courbe pour les simulations faisant intervenir la LTM. Expérimentalement, la courbe enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est en accord avec les simulations comportant la LTM. Le critère de rupture a tendance à s'incurver lorsque la pression de confinement augmente. Les résultats obtenus avec la LTM sont en accord avec des essais réalisés sur un mélange de sable et gravier (Figure 3.41). On observe une incurvation de la courbe enveloppe dès les pressions de confinement situées autour de 50 kPa. Les angles de frottement déduits (46° et 37°) sont proches des valeurs obtenues lors des simulations avec la LTM (43° et 38°) indiquant que la baisse de l'angle de frottement avec la pression de confinement constatée lors des essais impliquant la LTM est réaliste.

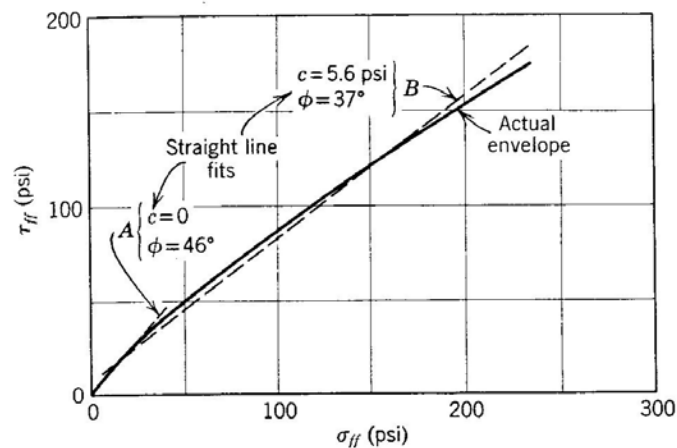


Figure 3.41 Enveloppe de Mohr des essais réalisés par Holtz et Gibbs 1956 sur un mélange sable – gravier et approximation de l'enveloppe de Mohr , d'après Lambe et Whitman, 1969.

Dans le cadre quasistatique, les simulations que l'on souhaite effectuer par la suite font intervenir des pressions de confinement n'excédant pas 100 kPa. En conséquence, le critère de rupture pourra être approximé par une droite, que les simulations fassent intervenir la LTM ou non.

3.6.3. Etude paramétrique entre paramètres locaux et comportement global

3.6.3.1. Influence de la raideur normale

On veut connaître l'influence de la raideur normale locale sur le comportement de l'échantillon. La Figure 3.42 présente l'évolution du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν en fonction de la rigidité K_N , les autres paramètres étant par ailleurs fixés. L'évolution de E en fonction de K_N , tracée en échelle logarithmique pour ces deux variables, est proche d'une droite. La Figure 3.42 présente aussi l'évolution du coefficient de Poisson ν constaté, toujours en fonction de la rigidité normale locale K_N . L'évolution de ν est importante pour les valeurs de K_N inférieures à 10^7 N.m^{-2} . En revanche, elle devient marginale pour les valeurs supérieures.

Le module élastique d'un tout-venant réel est compris dans l'intervalle $[10^7 Pa ; 10^8 Pa]$ en ordre de grandeur [Philipponnat et Hubert 2002]. Cet intervalle correspond à une gamme de valeurs de K_N comprises entre $10^7 N.m^{-2}$ et $3.10^8 N.m^{-2}$. Dans ce domaine la dépendance est quasi-linéaire entre $\log(K_N)$ et $\log(E_0)$. Par ailleurs, le coefficient de Poisson est relativement indépendant de K_N dans l'intervalle correspondant.

La valeur à attribuer à K_N se déduit par interpolation dans le graphe $(K_N ; E_0)$, tandis que ce choix ne doit pas avoir d'influence caractérisée sur le coefficient de Poisson.

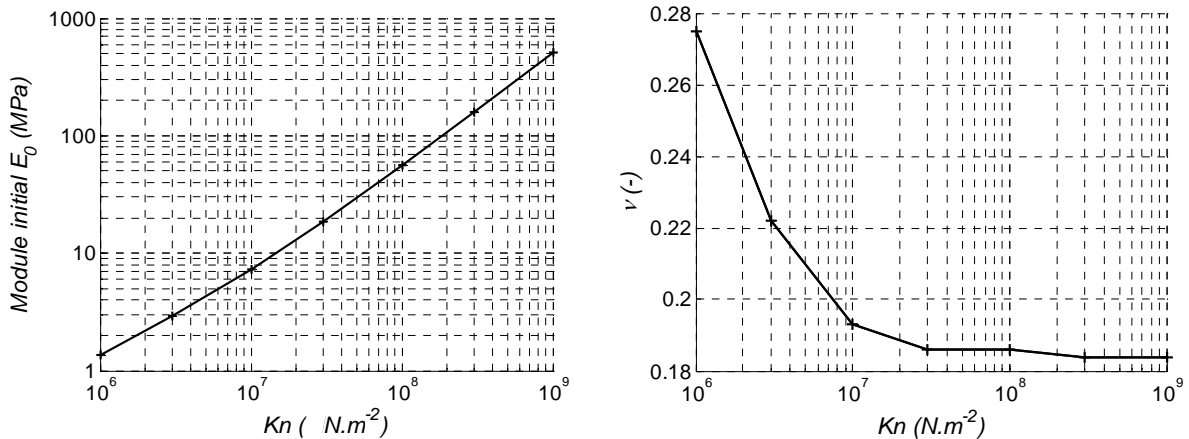


Figure 3.42 Influence de la rigidité normale locale K_N sur le comportement élastique global. Dépendance du module élastique constaté E_0 (gauche) et du coefficient de Poisson ν (droite).

Le comportement lors de la phase déviatoire indique qu'une quasi-indépendance du déviateur de contrainte q vis-à-vis de la rigidité normale est obtenue pour les valeurs supérieures à la valeur critique $K_N = 10^8 Nm^{-2}$ (Figure 3.43). Le niveau de raideur des éléments κ [Combe 2001] lié à cette observation est donné par le rapport $\kappa = K_N / \sigma_3$, où σ_3 correspond à la contrainte de confinement. La valeur de $\kappa = 37\ 000$ indiquée dans [Roux et Chevoir 2005] est obtenue par simulations d'essais sur billes de verre. Nos simulations indiquent que la valeur critique est telle que $\kappa = 2\ 000$, soit un ordre de grandeur 20 fois moindre. Même si la contrainte déviatoire au pic n'est pas tout à fait constante pour les rigidités normales supérieures à la rigidité critique, elle correspond à une erreur de l'ordre d'un demi degré sur l'angle de frottement au pic. Cette approximation sera considérée comme négligeable par la suite. En conséquence, dans la gamme des valeurs examinées, la rigidité normale locale K_N a une influence sur le comportement initial et sur la déformation du matériau, mais ni sur la contrainte à la rupture, ni sur la contrainte résiduelle.

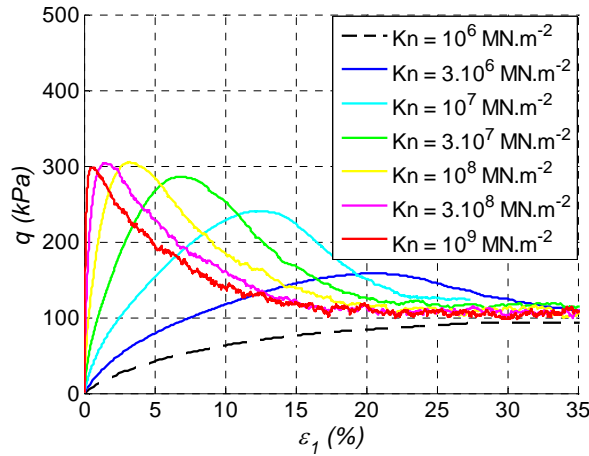


Figure 3.43 Evolution du déviateur de contrainte q en fonction de la rigidité normale locale K_N .

3.6.3.2. Influence de la raideur tangentielle

La raideur tangentielle K_s correspond au second paramètre régissant le comportement élastique en translation. Les valeurs attribuées à K_s sont généralement du même ordre de grandeur que K_N , mais toujours inférieures à K_N pour conserver un coefficient de Poisson ν positif. On définit la variable α comme étant le rapport des deux raideurs :

$$\alpha = \frac{K_s}{K_N} \quad (3.5)$$

La Figure 3.44 montre la dépendance des paramètres élastiques à l'échelle de l'échantillon vis-à-vis du rapport de rigidités locales α . Le module d'Young constaté varie linéairement en fonction de α . Le coefficient de Poisson possède une dépendance linéaire vis-à-vis du logarithme de ce rapport. La calibration de K_s reproduisant le coefficient de Poisson voulu est donc aisée. Les valeurs obtenues pour ν sont cependant inférieures à 0,25 dans le modèle discret utilisé, résultat déjà constaté précédemment [Hentz 2003]. Le coefficient de Poisson rencontré dans les géomatériaux possède une valeur située autour de 0,3 [Lambe et Whitman 1969]. Le modèle n'est donc pas représentatif de l'effet Poisson des matériaux réel.

L'influence du rapport de rigidités locales α est à présent vérifiée sur le comportement à la rupture (Figure 3.45). L'évolution du déviateur de contrainte et de la variation volumique indique une variation négligeable vis-à-vis de α . Seule la valeur du déviateur de contrainte au pic q_{pic} pour la valeur $\alpha = 0,1$ se distingue des autres valeurs présentées. Aux déformations supérieures, les courbes paraissent superposées aussi bien en contraintes qu'en déformations. Cet aspect traduit la quasi indépendance du comportement à la rupture et à l'état résiduel vis-à-vis de α . Cet aspect signifie que la raideur tangentielle K_s n'influe pas sur le comportement en grandes déformations si l'on choisit $\alpha \geq 0,2$.

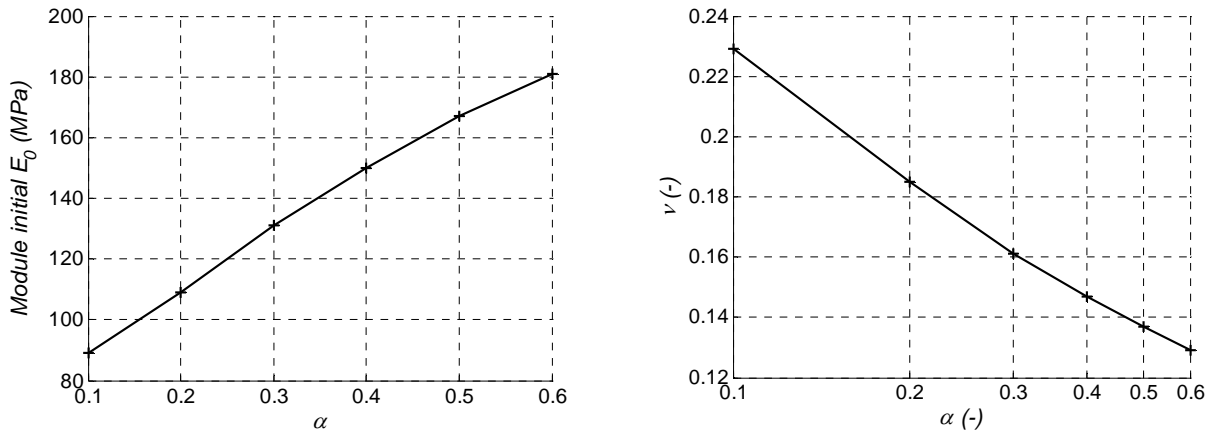


Figure 3.44 Influence de la rigidité tangentielle locale K_s sur le comportement élastique global. Dépendance du module élastique constaté E_0 (gauche) et du coefficient de Poisson ν (droite).

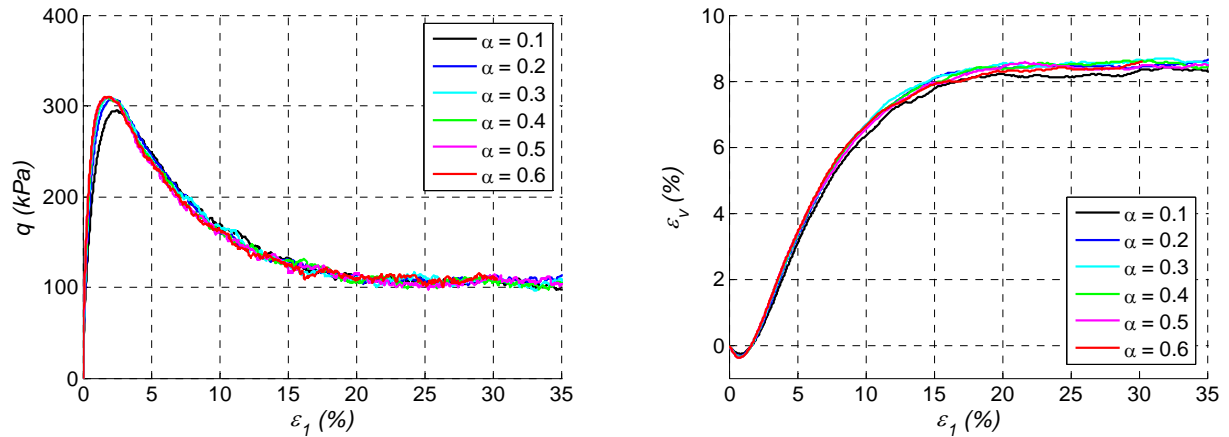


Figure 3.45 Simulation d'essais triaxiaux avec variation de la rigidité tangentielle locale K_s . Evolution du déviateur q (gauche) et de la variation volumique ϵ_v (droite).

3.6.3.3. Influence du frottement local

Le frottement local est un paramètre intervenant lors de l'apparition d'irrégularités en glissement. En ce sens, le module initial et le coefficient de Poisson sont indépendants de la valeur de frottement, par définition de l'élasticité. Les simulations entreprises pour définir le module initial $E_{1\%}$ et le coefficient de Poisson $\nu_{1\%}$ indiquent une quasi-indépendance pour une large gamme d'angles de frottement local (Figure 3.46). La légère divergence implique que la plastification est introduite, même pour des déformations a priori très faibles. Néanmoins, cet aspect ne devrait pas avoir d'influence puisque le frottement local utilisé généralement est de l'ordre de 30° . Cette valeur est bien située en dehors de la zone influencée par la valeur du frottement local.

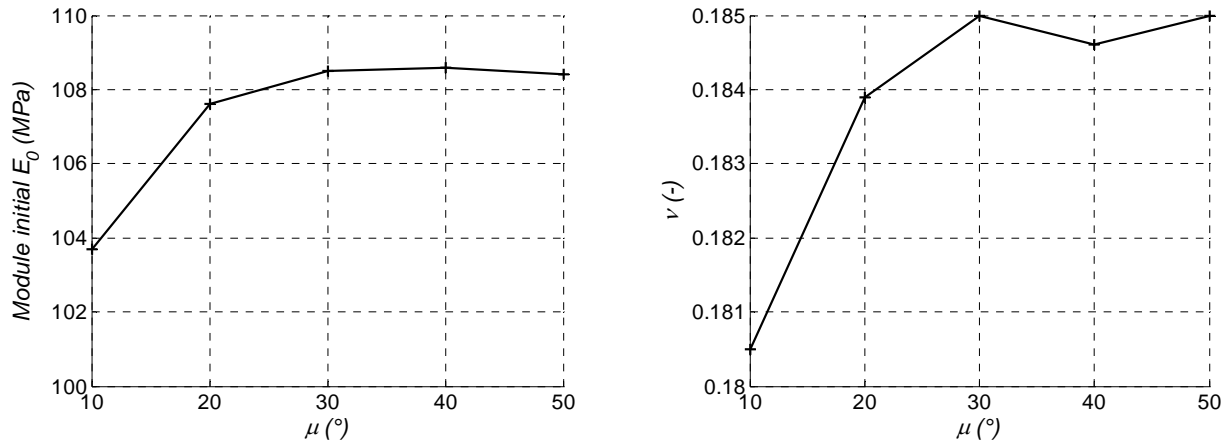


Figure 3.46 Influence du frottement local μ sur le module initial E_0 et le coefficient de Poisson ν .

Des études précédentes ont cherché à relier le paramètre de frottement local à l'angle de frottement au pic, constaté à l'échelle de l'échantillon ([Emeriault et al. 1996] et [Chareyre 2000]). Les formulations obtenues sont complexes dans le premier cas, tandis que le second considère une relation affine entre ces paramètres des deux échelles pour les assemblages à maillages réguliers. Néanmoins, le regroupement des résultats effectué ultérieurement ([Mahboubi et al. 1996] et [Chareyre 2003]) indique que cette relation ne peut être considérée linéaire pour des particules sphériques aux rotations libres (Figure 3.47). En revanche, la linéarité semble vérifiée pour des éléments circulaires dont les rotations sont bloquées. Même si ce constat a été réalisé lors d'études bidimensionnelles [Camborde 1999], il serait intéressant d'estimer sa validité pour les assemblages tridimensionnels. Cet aspect pour le moins favorable ne sera pas vérifié ici puisqu'on se place dans le cadre des éléments sphériques à rotations libres ou à rotations contrôlées par la LTM.

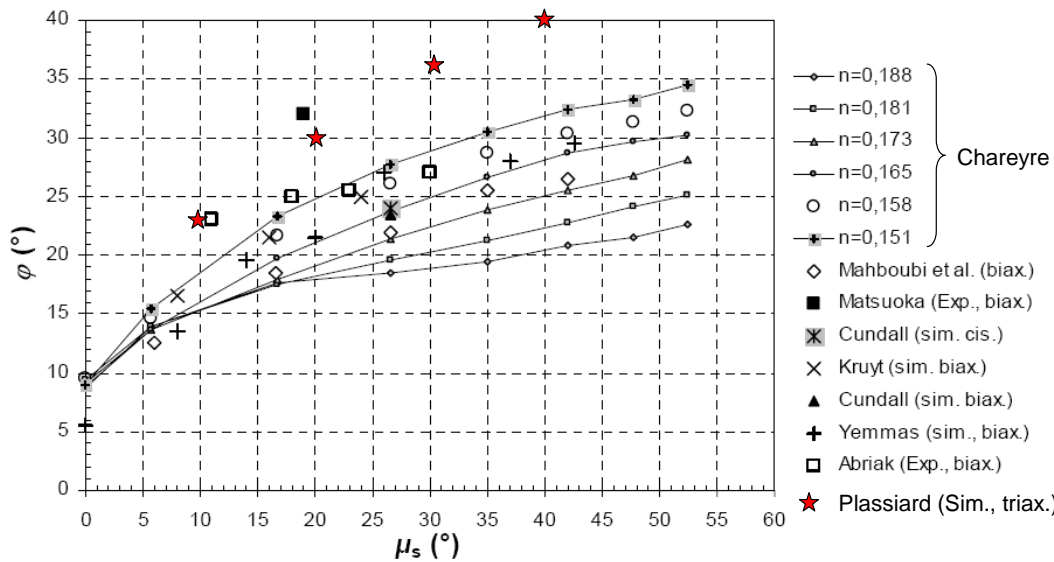


Figure 3.47 Dépendance du frottement global φ vis-à-vis du frottement local μ , expérimentale et numérique. Les simulations numériques considérées font intervenir des éléments sphériques simples, aux rotations laissées libres. Regroupement de résultats d'après Mahboubi et al. 1996, Chareyre 2003 et les résultats obtenus lors des simulations sans LTM – Plassiard (Sim., triax.).

Certaines tendances peuvent néanmoins être présentées. En premier lieu, on observe une forte dépendance de la contrainte déviatoire et de la dilatance au pic vis-à-vis du frottement local (Figure 3.48). Lors de la sollicitation déviatoire, le cisaillement à l'échelle globale se traduit par du glissement et du roulement à l'échelle locale. Lorsque le frottement local est élevé, le phénomène de glissement est moindre et le roulement est le seul mécanisme pouvant intervenir. Ce dernier ne peut survenir lorsque la coordinance est élevée. L'échantillon a alors tendance à dilater, et le nombre de contacts diminue, rendant le roulement possible.

L'état résiduel montre la quasi-indépendance de la contrainte déviatoire et de la porosité vis-à-vis du frottement local (Figure 3.48). Ce résultat a aussi été observé précédemment autant sur le plan numérique ([Mahboubi et al. 1996], [Chareyre 2003] et [Sibille 2006]) que sur le plan expérimental [Mahboubi et al. 1996]. On note néanmoins que les valeurs de contrainte déviatoire au palier obtenues numériquement avec des éléments sphériques sont bien en deçà des valeurs expérimentales lorsque la LTM n'est pas intégrée. En effet, comme il a déjà été évoqué précédemment, l'angle de frottement au palier correspondant aux simulations vaut 21° tandis que la valeur correspondante du matériau granulaire réel est de l'ordre de 35° . Le modèle discret a donc besoin d'un phénomène supplémentaire au simple glissement local. La modification de la géométrie des éléments (polygones, clusters ...) ou de la loi de comportement avec l'insertion un contrôle du roulement grâce à un moment résistant ([Itasca 2003] et [Belheine et al. 2007]) permettent de corriger cet aspect.

L'étude du frottement local sur le comportement de l'échantillon a montré que la résistance au pic et la dilatance sont fortement dépendants de la valeur de ce paramètre. L'effet est cependant négligeable sur le comportement à l'origine, ainsi que sur la contrainte déviatoire à l'état résiduel.

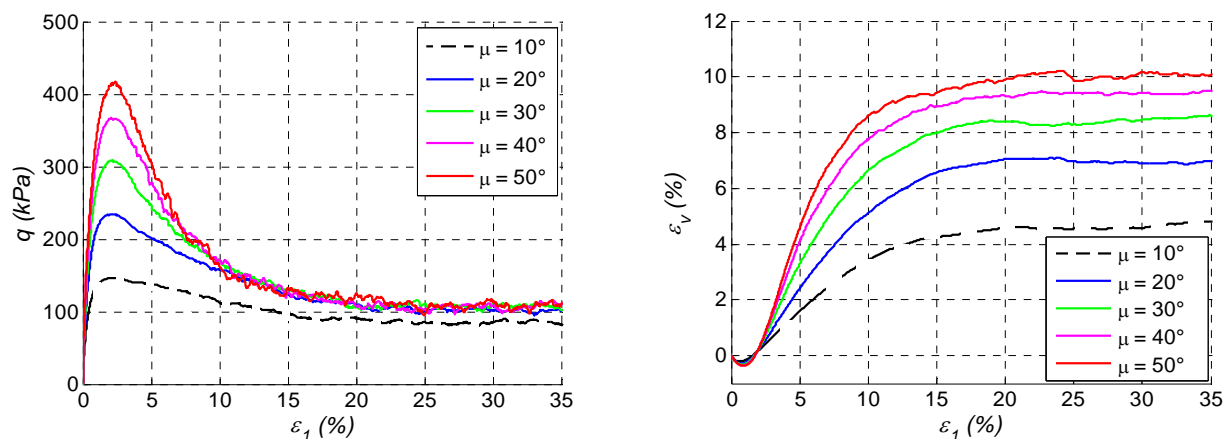


Figure 3.48 Influence du frottement local μ lors d'une sollicitation déviatoire pour un échantillon n'utilisant pas la LTM.

3.6.3.4. Influence de la raideur de roulement

Le premier paramètre constitutif de la LTM correspond au paramètre adimensionnel de rigidité en roulement β_r (cf. chapitre 2). Les études précédentes ont montré que l'utilisation de la LTM peut avoir une influence sur le comportement initial (Figure 3.32, Figure 3.34 et Figure 3.35), mais celle-ci reste modérée. En effet, cet aspect peut être vérifié en observant le comportement pseudo élastique obtenu lorsque le coefficient de raideur en roulement β_r est varié (Figure 3.49). Le coefficient β_r possède bien une influence sur le comportement pseudo-élastique, autant pour le module élastique E_0 que sur le coefficient de Poisson ν . Ces deux grandeurs subissent une variation de l'ordre de 10 % dans la gamme des valeurs testée de β_r . L'influence est donc modérée, comparée à celle exercée par les raideurs normales et tangentielles (Figure 3.42 et Figure 3.44). De plus, l'intervalle de valeur de β_r ici présenté est large, et les valeurs utilisées lors des simulations sont généralement comprises entre 0,1 et 3,0 ([Plassiard et al. 2006], [Belheine et al. 2007]).

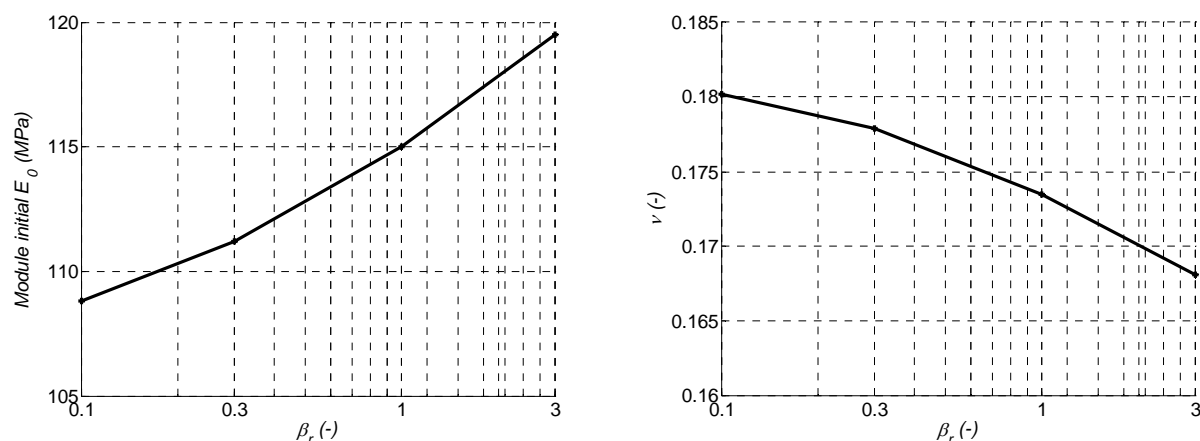


Figure 3.49 Influence du paramètre de raideur en roulement β_r sur le module initial E_0 (gauche) et le coefficient de Poisson ν (droite).

Le comportement à la rupture est désormais abordé (Figure 3.50). Dans la gamme des valeurs de β_r testées, on observe une forte influence de ce paramètre, autant sur le déviateur de contrainte au pic qu'au palier. En revanche, la pente de la courbe ($\varepsilon_1 ; \varepsilon_v$) est relativement indépendante du paramètre de raideur en roulement. Le phénomène de dilatance n'est donc pas contrôlé par β_r , aspect qui pourra être utilisé pour simplifier l'étape de calibration.

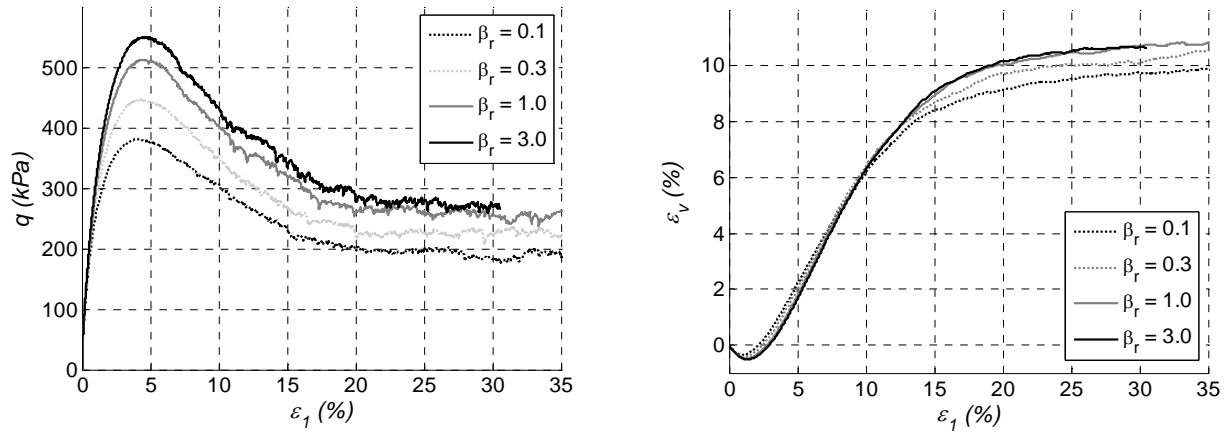


Figure 3.50 Influence du paramètre de raideur en roulement β_r sur le comportement déviatoire.

3.6.3.5. Influence de la limite élastique en roulement

Le second paramètre régissant la LTM correspond au frottement de roulement, dont le comportement est défini par le paramètre adimensionnel de limite élastique en roulement η_r . Concernant le comportement élastique, ce paramètre a peu d'influence (Figure 3.51). Les variations induites sur le module élastique E_0 et le coefficient de Poisson ν sont de l'ordre du centième pour toute la gamme des valeurs testées. Ce paramètre a une influence négligeable, comparée à celle des raideurs normales et tangentielles. Tout comme pour le paramètre de raideur en roulement β_r , l'intervalle de valeurs du paramètre η_r correspond à $[0,1 ; 3,0]$ ([Plassiard et al. 2006], [Belheine et al. 2007] et [Lorentz 2007]). En conséquence, la calibration des caractéristiques élastique de l'échantillon peut être réalisée indépendamment du paramètre de la limite élastique en roulement η_r .

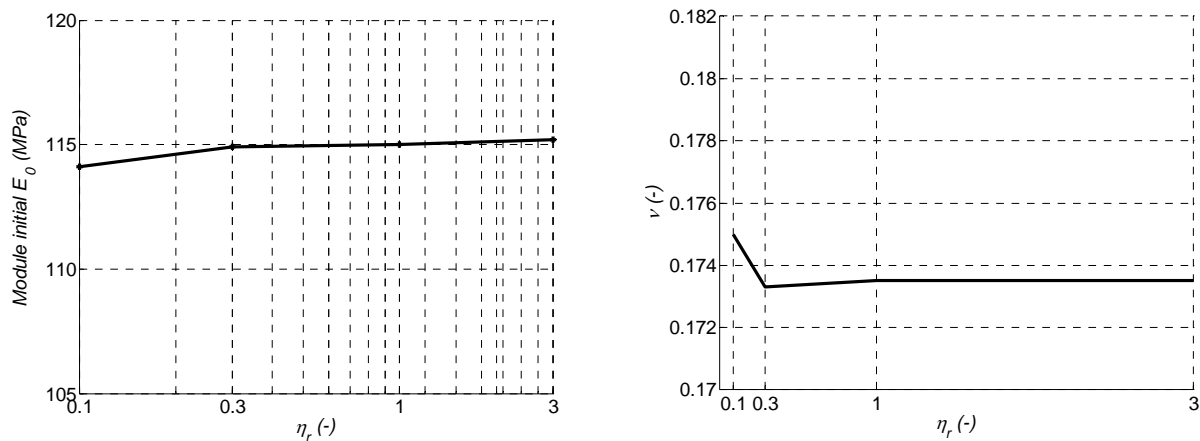


Figure 3.51 Influence du paramètre adimensionnel de limite élastique en roulement η_r sur le module initial E_0 (gauche) et le coefficient de Poisson ν (droite).

En grandes déformations, le comportement à la rupture est grandement influencé par le paramètre η_r (Figure 3.1). Ici, le déviateur au pic q_{pic} semble tendre vers une valeur limite puisque les courbes relatives à $\eta_r = 1,0$ et $\eta_r = 3,0$ sont quasiment confondues. En revanche, les courbes tendent toutes vers la même valeur de déviateur à l'état résiduel. La variation

volumique est peu influencée par la valeur de η_r . La dilatance au pic, en particulier n'est pas régie par le paramètre de limite élastique en roulement. Ce constat est analogue à celui observé concernant la raideur en roulement (Figure 3.50).

En conclusion, le paramètre de roulement η_r n'a pas d'influence notable sur le comportement initial de l'éprouvette, ni sur la dilatance et la contrainte résiduelle. Parmi les aspects du comportement nous intéressant en vue d'une calibration des paramètres, son influence ne porte que sur la valeur de résistance au pic.

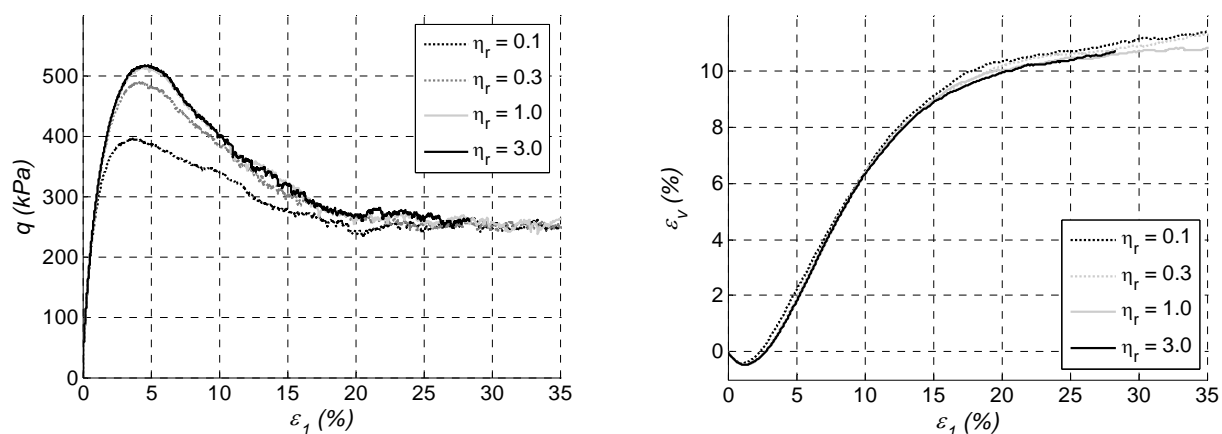


Figure 3.52 Influence du paramètre adimensionnel de limite élastique en roulement η_r sur le comportement déviatoire

3.6.3.6. Influence de la cohésion locale

Non considérée jusqu'ici afin de simplifier l'étude du modèle lors de son étude, la cohésion locale a_s est maintenant abordée. Au niveau du contact entre deux éléments, elle limite le glissement local, mais contrairement au frottement local μ , son influence sur le glissement ne dépend pas de l'effort normal s'exerçant au niveau du contact. Il a été montré précédemment que le frottement local n'a pas d'influence véritable sur le comportement initial de l'échantillon lors d'une simulation de phase déviatoire d'essai triaxial (Figure 3.46). En d'autres termes, le comportement initial est indépendant du critère de rupture en cisaillement. L'adhésion locale, intervenant dans ce critère, n'a donc pas d'influence non plus sur le comportement pseudo-élastique.

La contrainte déviatoire au pic q_{pic} , est influencée par la valeur de cohésion locale. En revanche, la contrainte à l'état résiduel ainsi que le comportement volumique ne sont pas modifiés. La cohésion locale n'influence que la valeur de q_{pic} et n'intervient ni en petites déformations, ni à l'état résiduel.

On souhaite à présent quantifier l'influence de la cohésion locale a_s sur le comportement à la rupture à l'échelle de l'échantillon. L'étude portant sur la pression de confinement a montré que le critère de rupture en cisaillement s'apparente au frottement de Coulomb dans le cas où seul le frottement local μ régit le glissement au niveau du contact (Figure 3.38). En présence

de la cohésion locale a_s , il est nécessaire de vérifier l'influence de ce nouveau paramètre sur le critère de rupture.

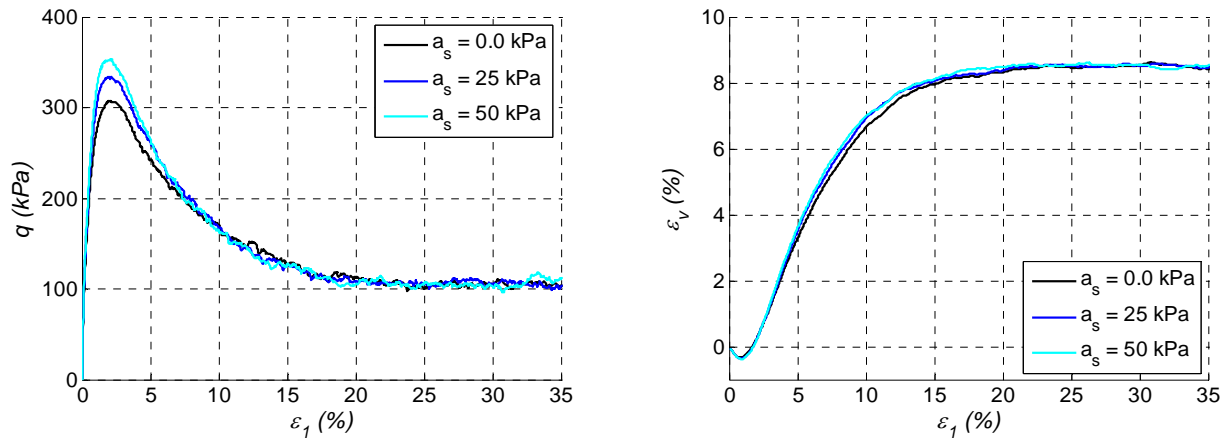


Figure 3.53 Influence de la cohésion locale a_s sur le comportement déviatoire.

Dans ce but, des essais à pressions de confinement distinctes ont été entrepris sur des échantillons dont la cohésion locale vaut 0, 5, 10 et 20 kPa. Deux pressions de confinement sont utilisées, à savoir 50 kPa et 100 kPa. Les simulations indiquent une augmentation approximativement linéaire de la cohésion c avec la valeur de cohésion locale a_s . On constate par ailleurs que la valeur de c correspond à une valeur de 7 kPa lorsque a_s est nulle (Figure 3.1). Par ailleurs, l'angle de frottement au pic ne semble pas dépendre de la cohésion locale dans la gamme des valeurs testées (Figure 3.1).

Des études précédentes ont montré que le critère de rupture en cisaillement correspond à une droite passant par l'origine du plan de Mohr lorsque le glissement est régi par le frottement local μ uniquement (Figure 3.40 et Figure 3.39). L'obtention d'une valeur de cohésion non-nulle lorsqu' a_s est nul n'est donc pas en accord avec ce résultat (Figure 3.1).

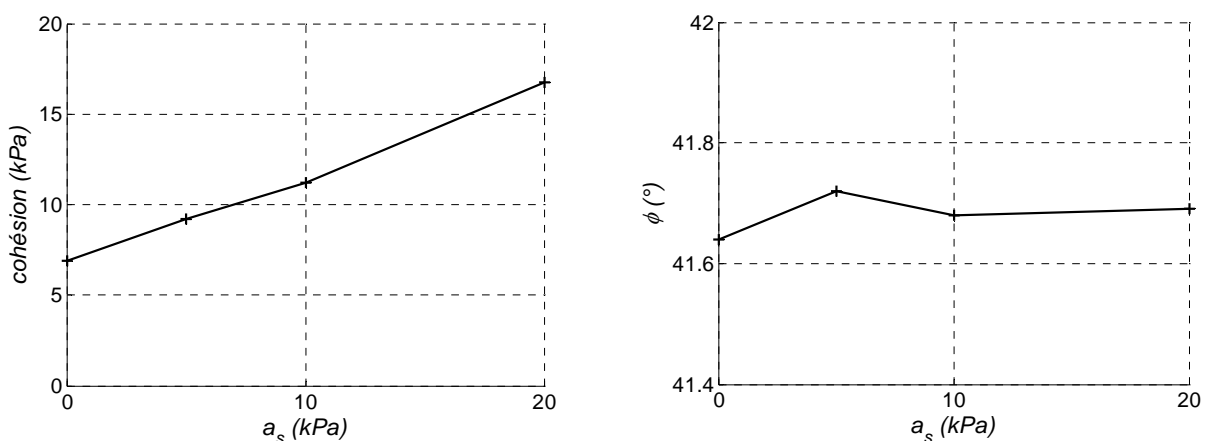


Figure 3.54 Influence de la cohésion locale a_s sur le critère de rupture défini par la cohésion c et l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} , le frottement local μ étant constant.

Cependant, il a été montré que la vitesse de déformation choisie pour nos simulations génère une erreur proche de 5 kPa sur la valeur de q_{pic} (Figure 3.20). Ce résultat induit une erreur de l'ordre de 0.2 degré sur l'angle de frottement ϕ_{pic} , ce qui est négligeable. Les effets d'inertie n'ont donc quasiment pas d'influence sur l'angle de frottement constaté et l'erreur commise se répercute directement sur la valeur de cohésion constatée. L'estimation de la valeur de cohésion c s'obtient par translation verticale de la droite reliant a_s et c jusqu'à intersecter l'origine des axes (Figure 3.55). Les résultats sont ainsi affranchis des effets d'inertie tout en obtenant bien une cohésion macroscopique nulle lorsque la cohésion locale est nulle. Les effets d'inertie ayant une influence négligeable sur l'angle de frottement macroscopique, aucune modification n'est opérée concernant la relation entre a_s et ϕ_{pic} . L'indépendance du frottement macroscopique par rapport à la cohésion locale est donc vérifiée.

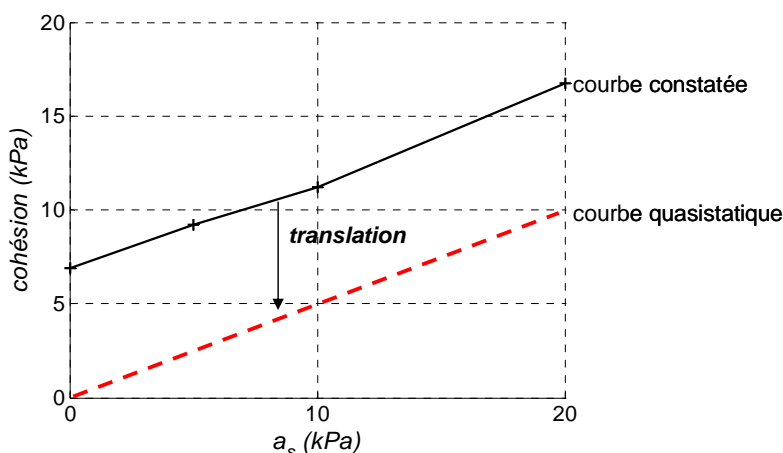


Figure 3.55 Détermination de la relation entre la cohésion locale a_s et la cohésion globale c pour des sollicitations quasi-statiques.

Pour l'échantillon considéré, la valeur de cohésion macroscopique c correspond au double de la valeur de cohésion locale a_s attribuée (Figure 3.55). La calibration de ce dernier paramètre cité paraît donc aisée et réalisable sans induire de modification autre que l'ajout d'un comportement cohésif au matériau. Sa valeur peut donc être calibrée sans perturber le jeu de paramètres établi lors des étapes de calibration précédentes.

3.6.3.7. Rappel des principaux résultats

Les études réalisées ont eu pour but de définir les domaines d'influence des divers paramètres locaux sur le comportement global d'un l'échantillon numérique soumis à une sollicitation triaxiale. Il a été montré que la distribution de tailles n'a pas d'influence sur le comportement si certaines hypothèses sont respectées. En conséquence, nous avons choisi de fixer la porosité à la valeur réelle, fixant ainsi la valeur de l'un des paramètres constitutif du modèle. Le comportement pseudo élastique, régi par le module initial E_0 et le coefficient de Poisson ν ne dépend que des raideurs locales K_N et K_S . Le module initial E_0 dépend à la fois de K_N et K_S . Toujours dans l'intervalle de valeurs aptes à modéliser le comportement d'un sol, la raideur normale K_N n'a pas d'influence notable sur le coefficient de Poisson ν . En conséquence, ce dernier ne dépend que de la raideur tangentielle K_S . De même que seules les rigidités locales K_N et K_S influent sur le comportement initial, K_N et K_S ne contrôlent ni le

comportement à la rupture, ni le comportement résiduel. Le déviateur de contrainte q_{pic} dépend à la fois du frottement local μ , de la cohésion locale a_s et des paramètres de la LTM β_r et η_r . L'angle de dilatance ψ_{pic} est contrôlé par le frottement local μ uniquement. Le déviateur de contrainte observé au palier ne dépend que du paramètre de raideur en roulement β_r . Pour finir, la cohésion locale a_s modifie la valeur de contrainte au pic uniquement. Elle implique une modification de la cohésion à l'échelle de l'échantillon mais n'influence pas l'angle de frottement constaté.

3.6.4. Proposition d'une méthode de calibration

Les derniers résultats présentés amènent à un constat simple, souvent utilisé implicitement ([Calvetti et al. 2003] et [Sibille 2006]) : la calibration des comportements élastique et à la rupture sont indépendants l'un de l'autre et peuvent être réalisés dans un ordre arbitraire. En effet, il a été montré que le couple de raideurs locales K_N et K_S n'influence que le comportement initial, tandis que les paramètres μ , a_s , β_r et η_r n'influencent que le comportement à la rupture. Nous choisirons de calibrer le comportement élastique en premier lieu, suivi du comportement à la rupture, même si l'ordre inverse est aussi possible [Calvetti et al. 2003]. Il est d'ailleurs plausible que ce dernier choix présente un avantage sur le plan du temps de calcul, puisque les simulations peuvent être réalisées avec des valeurs de raideurs normales K_N inférieures à la valeur obtenue par calibration. Le pas de temps critique de simulation s'en trouve augmenté, diminuant du même coup le temps de simulation. La raideur normale K_N choisie doit être suffisamment élevée pour ne pas avoir d'influence sur le comportement à la rupture, conformément aux observations précédentes (Figure 3.43). Dans le cas d'un matériau pulvérulent, la méthode de calibration proposée est la suivante :

- Calibration de la rigidité tangentielle K_S qui contrôle le coefficient de Poisson ν . La dépendance n'est pas linéaire, ce qui implique de réaliser une série d'essais-erreurs pour déterminer la valeur appropriée.
- Ajustement de la valeur de raideur normale K_N dont le module initial E_0 dépend de manière quasiment linéaire. Deux essais à valeurs de K_N distinctes, suivie d'une interpolation doivent permettre de définir la bonne valeur de K_N .
- Calage du coefficient de raideur en roulement β_r pour correspondre à la valeur de contrainte déviatoire à l'état résiduel.
- Ajustement du frottement local μ en fonction de la dilatance ψ_{pic} caractérisant le matériau modélisé.
- Calibration du coefficient de frottement de roulement η_r selon la contrainte déviatoire q_{pic} obtenue expérimentalement.

Dans le cas d'un matériau frictionnel et cohésif, il n'est plus possible de raisonner en terme de contrainte déviatoire au pic et au palier. Si le matériau est supposé respecter le critère de

Chapitre 3 : Simulation du comportement d'un sol sous sollicitation quasi-statique

rupture de Coulomb, le raisonnement porte sur les angles de frottement au pic ϕ_{pic} et au palier $\phi_{rés}$, ainsi que de la cohésion c . La méthode de calibration est identique pour les deux premières étapes, seule la partie relative à la rupture est modifiée. Mais il est alors nécessaire d'effectuer deux essais à pressions de confinement distinctes pour définir les paramètres du critère de Mohr-Coulomb :

- Calage du coefficient de raideur en roulement β_r pour correspondre à la valeur d'angle de frottement à l'état résiduel $\phi_{rés}$.
- Ajustement du frottement local μ en fonction de la dilatance ψ_{pic} caractérisant le matériau modélisé.
- Calibration du coefficient de frottement de roulement η_r selon l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} obtenue expérimentalement.
- Calibration de la cohésion locale a_s correspondante à la valeur de cohésion c souhaitée.

Un récapitulatif des grandes tendances observées dans la relation entre paramètres locaux et comportement global est présenté (Tableau 3.4). Ces résultats sont à utiliser pour les gammes de paramètres présentées tout au long de l'étude, leur application à toute autre type de matériau impliquerait d'être vérifié avant utilisation.

	E_0	ν	ϕ_{pic}	$\phi_{rés}$	ψ_{pic}	c
K_N	O	-	-	-	-	-
K_S	O	O	-	-	-	-
μ	-	-	O	-	O	-
β_r	-	-	-	O	O	?
η_r	-	-	O	-	-	?
a_s	-	-	-	-	-	O

Tableau 3.4. Rappel des dépendances entre paramètres locaux (en vertical) et réponse à l'échelle de l'échantillon (en horizontal) constatées pour les gammes de valeurs testées. La dépendance avérée est signalée par « O », l'indépendance par « - » et les aspects encore à vérifier sont indiqués par « ? ».

3.6.5. Application à la calibration d'un matériau type tout venant

L'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre a permis de créer une méthode de calibration efficace. Cette dernière a été utilisée pour calibrer divers matériaux granulaires tels que le sable d'Hostun [Belheine et al. 2007] et le tout venant à l'état lâche [Lorentz 2007]. Elle est désormais évaluée avec la modélisation d'un tout venant dont les caractéristiques sont indiquées par la suite (Tableau 3.5). Les propriétés mécaniques de ce matériau ne sont pas issues d'un essai triaxial expérimental, mais de la littérature présentée au chapitre 1. En parallèle sont présentées les valeurs observées sur l'échantillon numérique, après avoir utilisé la méthode de calibration pour définir les paramètres locaux du modèle (Tableau 3.6). Enfin, les courbes des essais triaxiaux simulés sur ce matériau à des pressions de confinement de 50 et 100 kPa sont présentées (Figure 3.56).

	<i>Expérimental</i>	<i>Numérique</i>
<i>Module initial E_0 (MPa)</i>	100	100.
<i>Coefficient de Poisson ν (-)</i>	0,3	0,18
<i>Angle de frottement interne ϕ_{pic} ($^\circ$)</i>	43	43,5
<i>Cohésion c (kPa)</i>	10	9
<i>Angle de dilatance ψ_{pic} ($^\circ$)</i>	15	16
<i>Angle de frottement résiduel $\phi_{rés}$ ($^\circ$)</i>	35	33

Tableau 3.5. Paramètres caractérisant le tout venant à modéliser et valeurs constatées sur l'échantillon numérique.

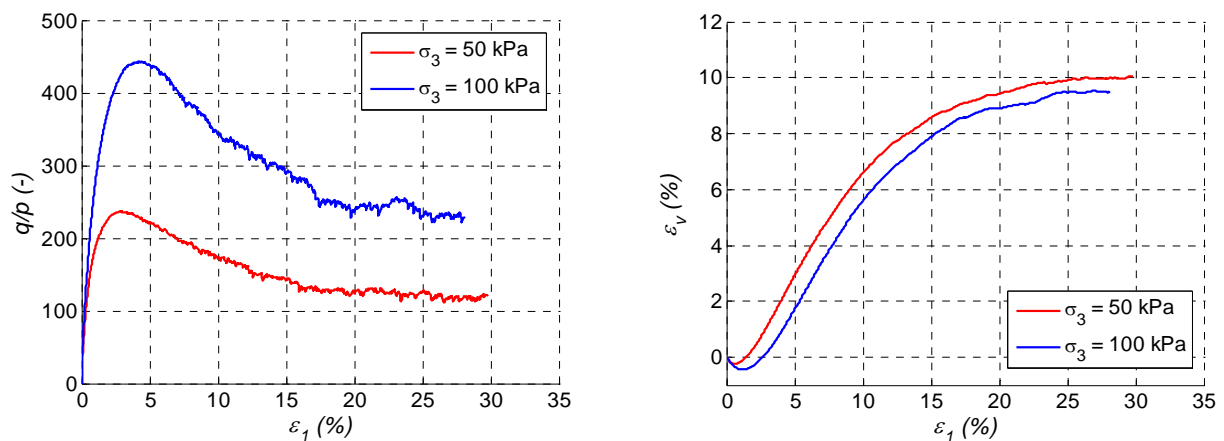


Figure 3.56 Comportement sous sollicitation triaxiale de l'échantillon numérique modélisant le tout-venant. Essais réalisés pour deux pressions de confinement distinctes pour lesquelles les évolutions du déviateur de contrainte et de la variation volumique sont présentées.

<i>Raideur normale locale K_N ($MN.m^{-2}$)</i>	<i>170</i>
<i>Raideur tangentielle locale K_S ($MN.m^{-2}$)</i>	<i>35</i>
<i>Angle de frottement local μ ($^\circ$)</i>	<i>17</i>
<i>Cohésion locale a_s (kPa)</i>	<i>20</i>
<i>Coefficient de rigidité en roulement β_r (-)</i>	<i>1,8</i>
<i>Coefficient de limite élastique en roulement η_r (-)</i>	<i>1,8</i>

Tableau 3.6. Paramètres locaux du modèle de tout-venant.

La méthode de calibration proposée a permis de définir les paramètres locaux à utiliser dans le modèle pour que le comportement de ce dernier corresponde aux grandeurs expérimentales. Les valeurs obtenues sont tout à fait satisfaisantes car très proches des valeurs souhaitées. Seul le coefficient de Poisson diverge vis-à-vis de son homologue réel. On considérera que cet écart est secondaire, puisque la raideur tangentielle K_S choisie ne joue aucun rôle en grandes déformations. La méthode de calibration utilisée n'incorpore pas la cohésion locale a_s . Néanmoins, la valeur de cohésion observée sur le matériau réel est faible. Il a été montré qu'une cohésion locale de 20 kPa est suffisante pour obtenir une cohésion environ égale à 10 kPa à l'échelle de l'éprouvette, sans que l'angle de frottement observé s'en trouve modifié. Les comportements élastique et plastique du matériau modèle ont donc été calibrés pour des sollicitations quasi-statiques.

Les résultats présentés ont surtout porté sur le comportement d'un matériau dense puisque c'est le type de comportement correspondant au sol à modéliser. La modélisation du comportement lâche peut être obtenu en considérant que les contraintes déviatoires au pic et résiduelle sont identiques. Cela revient à considérer que ϕ_{pic} et $\phi_{rés}$ sont aussi équivalents. Par cette considération, la méthode de calibration n'est donc pas modifiée. Des études précédentes ont par ailleurs nécessité la modélisation d'un comportement lâche. Le premier simulait un sable de Labenne [Belheine et al. 2007] et le second un tout-venant [Lorentz 2007]. Les résultats obtenus ne seront pas davantage développés ici, mais leurs concordances avec le comportement réel est tout à fait satisfaisantes [Plassiard et al. 2006].

3.6.6. Unicité du jeu de paramètres

Les valeurs identifiées permettent de représenter le comportement attendu, l'unicité de ce jeu de paramètres n'est pas pour autant prouvée. Si l'on souhaite vérifier que le jeu de paramètre est unique, une première possibilité serait d'établir les relations mathématiques liant les paramètres locaux aux paramètres globaux.

Une alternative consiste à utiliser les indépendances établies précédemment entre certains paramètres locaux et la réponse à l'échelle de l'échantillon. Par la méthode suivante, on parvient à isoler un à un les paramètres locaux vis-à-vis d'un comportement spécifique à l'échelle de l'échantillon :

Les comportements élastique et plastique peuvent être traités séparément. La calibration élastique a montré que le coefficient de Poisson ν ne dépend pas de K_N , mais uniquement de K_S . Après avoir calibré la valeur de ce dernier, le module d'Young ne dépend plus que de K_N , si l'on admet que l'effet de la raideur en roulement est secondaire. Le couple de paramètres régissant le comportement élastique est par conséquent unique. Le comportement en grande déformation a permis d'observer que la dilataance au pic ψ_{pic} et l'angle de frottement résiduel $\phi_{rés}$ sont respectivement dépendants du frottement local μ et du paramètre de raideur en roulement β_r , uniquement. Leurs valeurs sont donc fixées et l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} peut finalement être calibré grâce au paramètre de limite élastique en roulement η_r . Enfin, dans le cas d'un comportement cohésif, on peut calibrer la cohésion locale a_s de manière à reproduire la cohésion souhaitée.

Cette méthode de calibration indique que les paramètres locaux régissant le comportement élastique et plastique ne peuvent prendre qu'une seule valeur, dictée par les lois de dépendances établies précédemment et les valeurs réelles à modéliser. Le jeu de paramètres locaux établi peut donc être considéré unique.

3.7. Conclusion

L'ensemble de l'étude présentée a permis de garantir d'une part, la fiabilité de la méthode employée, la détermination des paramètres du modèle d'autre part. Concernant le premier point, les études portant sur l'influence des aspects géométriques ont montré que la reproductibilité, l'homogénéité et une anisotropie négligeable sont correctement représentées pour l'échantillon de référence. De plus, la distribution de tailles joue un rôle mineur sur le comportement mécanique, dès lors que l'échantillon est composé de beaucoup de petits éléments. Ce résultat a permis d'adopter une distribution de tailles donnée et de fixer la porosité du modèle à la valeur réelle. La porosité numérique ne fait ainsi plus partie des variables, ce qui constitue une simplification de l'étape de calibration.

L'influence de chaque paramètre local du modèle, mais aussi de la pression de confinement ou de la porosité a été vérifiée. Pour ces deux derniers aspects, la comparaison entre comportement mécanique d'essais triaxiaux expérimentaux et numériques a été réalisée. Un comportement analogue est obtenu concernant la porosité, sa valeur initiale n'influençant pas le comportement résiduel. La variation de la pression de confinement reproduit un critère de Mohr Coulomb pour la gamme de pression de confinement nous intéressant. L'observation des échelles locale – globale a généralement permis d'obtenir les domaines d'influence ou les indépendances entre chaque paramètre et les grandeurs observées. Le comportement élastique peut être calibré indépendamment du comportement plastique, et vice versa. Une méthode de calibration est proposée pour définir les paramètres locaux d'un modèle de sol pulvérulent et/ou légèrement cohésif. Cette méthode a été ensuite testée afin d'identifier les valeurs locales permettant de reproduire le comportement attendu pour trois matériaux granulaires donnés.

Concernant une amélioration possible du modèle, trois points importants se dégagent de cette étude. Le comportement élastique en fonction de la pression de confinement ne représente pas

correctement l'expérience, la dépendance du module élastique avec le confinement n'étant pas reproduite. Le modèle serait peut être à modifier car l'intérêt d'une raideur normale du type contact de Hertz semble pouvoir améliorer la représentativité. En revanche, cette modification impliquerait de revoir la méthode de calibration des paramètres élastiques. La cohésion locale a été insérée dans la méthode de calibration, mais les résultats sont obtenus pour les faibles valeurs de cohésion nous intéressant. Si cette méthode doit être étendue à la modélisation de géomatériaux fortement cohésifs - roche, argile ou béton - il serait primordial de vérifier que la calibration de ce paramètre peut encore être réalisée indépendamment des autres variables. Enfin, pour que la méthode soit plus efficace, les relations locales-globales pourraient être quantifiées. C'est d'ores et déjà le cas pour certains paramètres, pour lesquels une relation mathématique visant à les calibrer, a été obtenue. Des relations supplémentaires pourraient être identifiées, concernant la relation entre frottement local et dilatance par exemple. Plus particulièrement, la LTM a montré son aptitude à reproduire bon nombre d'aspects du comportement réel. Il serait aussi intéressant de quantifier l'influence de ses deux paramètres constitutifs sur le comportement d'ensemble et obtenir ainsi une méthode de calibration rapide et efficace.

Chapitre 4 Modélisation d'impacts à énergie modérée

4.1. Introduction

Le chapitre 3 a permis de calibrer le modèle discret pour une sollicitation quasi-statique. On souhaite à présent vérifier sa capacité à représenter le comportement du matériau granulaire lorsque les effets dynamiques d'un impact entrent en jeu. Ce chapitre regroupe des simulations d'essais à énergie modérée ne dépassant pas les énergies d'impacts de 50 kJ. Cette valeur est faible, comparée aux énergies pour lesquelles le merlon peut être dimensionné et qui peuvent atteindre 50 000 kJ. Etant donné le peu de données existant sur les impacts à énergie aussi élevée, nous nous tournons vers les énergies plus faibles pour lesquelles des essais instrumentés sont disponibles. Le comportement du modèle va pouvoir être évalué aux basses énergies par comparaison avec les données expérimentales, avant que le chapitre suivant n'aborde les énergies plus élevées.

4.2. Modélisation d'impacts en grandeur nature

4.2.1. Contexte

Face au risque de chute de blocs en régions montagneuses, l'Office Fédéral des routes, les Chemins de Fer Fédéraux suisses (CFF) et l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ont été conduits à entreprendre une étude du comportement des structures de protection à l'impact [Descoeurdes 1997]. Les essais réalisés ont eu pour but de modéliser le comportement d'ouvrages type galeries d'avalanches (Figure 4.1). Ces galeries sont constituées de béton armé puis recouvertes de matériau granulaire et permettent :

- De dissiper l'énergie d'impact en mobilisant le remblai
- De répartir spatialement la quantité de mouvement communiquée par l'impacteur
- De répartir temporellement la transmission de cette quantité de mouvement

Le dimensionnement des galeries dépend principalement de l'effort transmis par la couche dissipative lors d'un impact. Le travail réalisé à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne a donc pour but d'optimiser les caractéristiques de la couche granulaire, en premier lieu. D'autres aspects tels que l'influence d'un impact sur paroi inclinée ou celui de la présence d'une dalle considérée non rigide sous le remblai ont été étudiés, mais ne seront pas abordés ici. L'ensemble de l'étude expérimentale a permis de définir des expressions analytiques visant à prédire les caractéristiques d'impact (accélération maximale du bloc, profondeur de pénétration, effort transmis à la dalle) en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques de l'essai (hauteurs de remblai et de chute du bloc, masse du bloc). Les formules empiriques obtenues ne sont pas non plus utilisées dans notre travail dont le but principal est de vérifier la convergence des simulations et des essais expérimentaux réalisés et valider ainsi notre approche discrète du phénomène d'impact.

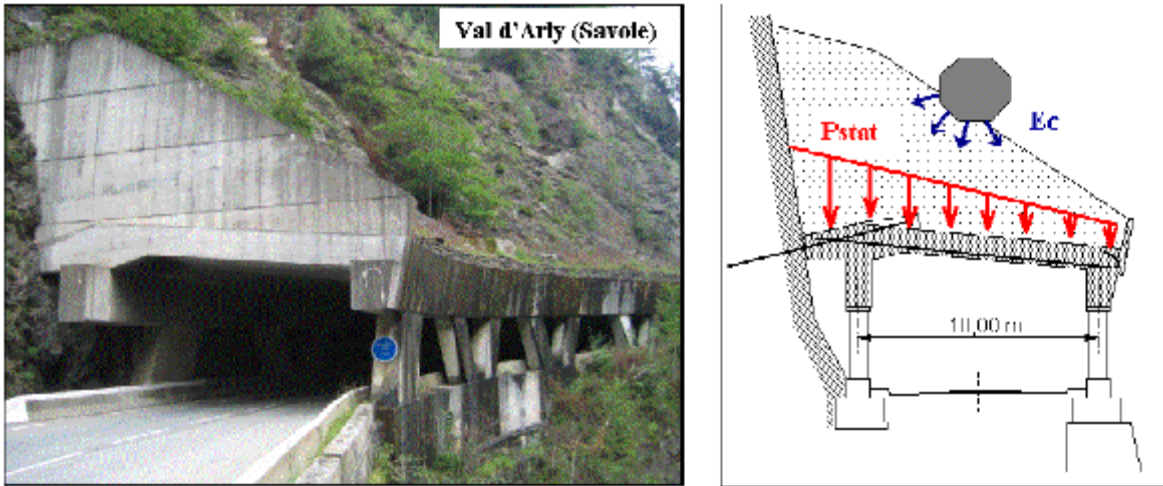


Figure 4.1 Exemple de galerie de protection (à gauche) et coupe schématique représentative (à droite), d'après le LOCIE .

4.2.2. Description de l'appareillage

Le dispositif d'essai comprend principalement trois composants principaux, la cuve contenant le matériau impacté, formée d'une dalle en béton, le matériau granulaire ou remblai et le bloc impacteur (Figure 4.2).

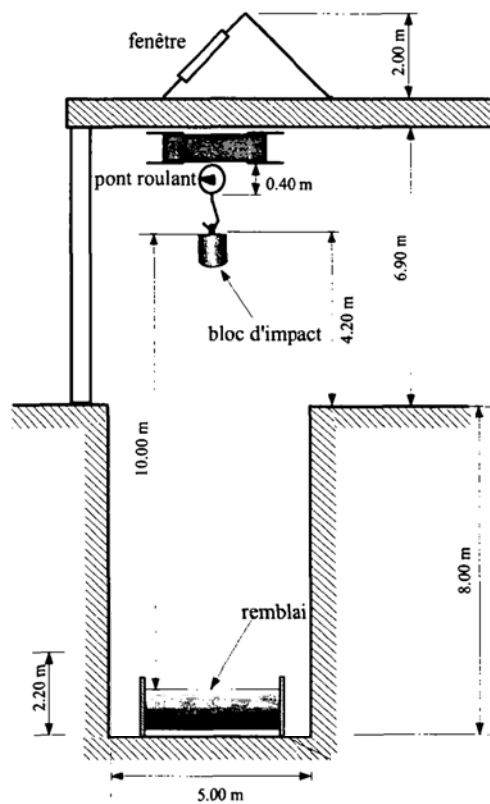


Figure 4.2 Schéma illustratif du dispositif d'essais, d'après Montani 1998.

La cuve contient le matériau granulaire qui doit être soumis à l'impact. Cette cuve possède un fond de forme carrée mesurant 3,4 m de côté. L'épaisseur de la dalle le constituant est telle que l'on peut considérer que son comportement est rigide vis-à-vis de la série d'impacts qu'elle doit subir.

Le matériau dissipatif est constitué de l'un des trois types de sols choisis pour les essais : du gravier, un matériau provenant d'un cône de déjection ou des déchets rocheux. Les effets d'épaisseur et du compactage de la couche sont aussi étudiés. Les deux hauteurs de remblais utilisées correspondent à 0,5 et 1 m. Les essais sont réalisés avec trois types d'impacteurs différents, tous trois constitués de béton renforcé par un coffrage métallique (Figure 4.3). Il s'agit de cylindres à bases sphériques dont les masses valent 100, 500 et 1 000 kg, suivant les dimensions de l'impacteur en question (Tableau 4. 1). Diverses énergies d'impact sont testées au moyen de lâchers pour lesquels hauteur et masse du bloc varient (Tableau 4. 2).

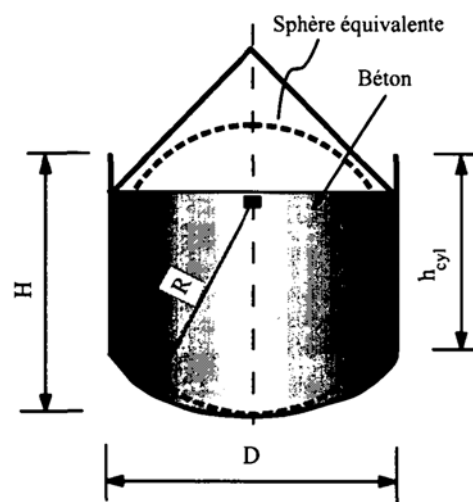


Figure 4.3 Schéma représentatif du bloc impacteur, d'après Montani 1998.

Tableau 4. 1 Caractéristiques géométriques des impacteurs, d'après Montani 1998.

Bloc d'impact	R (m)	D (m)	h_{cyl} (m)	H (m)
100 kg	0,30	0,42	0,28	0,37
500 kg	0,52	0,72	0,50	0,65
1 000 kg	0,60	0,90	0,62	0,82

Tableau 4. 2 Energies et vitesses d'impact en fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc.

Hauteur de chute (m)	1 m	4 m	7 m	10 m
E_c pour 100 kg (kJ)	1	4	7	10
E_c pour 500 kg (kJ)	5	20	35	50
E_c pour 1 000 kg (kJ)	10	40	70	100
Vitesse d'impact (m/s)	4,47	8,94	11,83	14,14

Le dispositif de mesure comprend des informations relatives au contact entre bloc impacteur et couche granulaire mais aussi entre cette dernière et la dalle. Un accéléromètre placé dans l'impacteur permet de quantifier l'accélération verticale a_{bloc} subie par le bloc en fonction du temps. On accède en particulier au temps caractéristique de l'accélération Δt_{acc} , pendant lequel la valeur de a_{bloc} est significative. La connaissance de l'accélération à des temps donnés permet de déduire la cinématique du bloc par intégration temporelle. La profondeur de pénétration finale d_{bloc}^{calcul} ainsi calculée peut être comparée à la valeur mesurée par l'expérimentateur après essai d_{bloc}^{mes} . Le temps caractéristique d'impact Δt_{impact} est évalué par la durée séparant le contact initial du bloc avec la couche dissipative et sa stabilisation. Enfin, des capteurs de pression reliés à la dalle retranscrivent l'effort $F_{transmis}$ transmis par la couche dissipative à la dalle par intégration spatiale (Figure 4.4). Le temps caractéristique de l'effort transmis $\Delta t_{transmis}$ peut être évalué de manière analogue à celui définissant l'accélération de l'impacteur.

On remarque que les capteurs de pression n'ont pas été placés uniformément sur la structure. Ils sont séparés par un intervalle de 30 cm jusqu'à une distance de 1,2 m du centre de la structure. L'effort dans le milieu granulaire est transmis par une zone localisée sous l'impact (Figure 4.5). L'application de capteurs de pression en bordure de la dalle n'a donc pas paru nécessaire aux auteurs des essais. D'autre part, ces capteurs sont situés suivant une seule demi-médiane de la dalle (Figure 4.5). Les auteurs supposent que la répartition de l'effort s'exerçant sur la dalle est axisymétrique autour de l'axe vertical passant par le centre de la dalle. La mesure suivant une direction peut alors être intégrée sur la surface pour connaître l'effort transmis à la dalle.

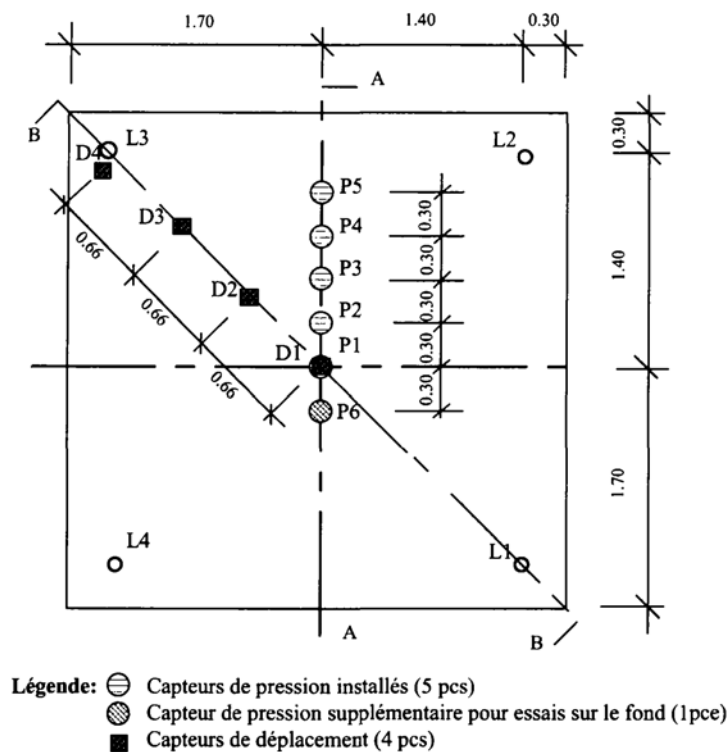


Figure 4.4 Dispositif de mesure de l'effort transmis au moyen de pressiomètres, d'après Montani 1998. Les capteurs sont placés selon une demi-médiane et espacés de 30 cm chacun.

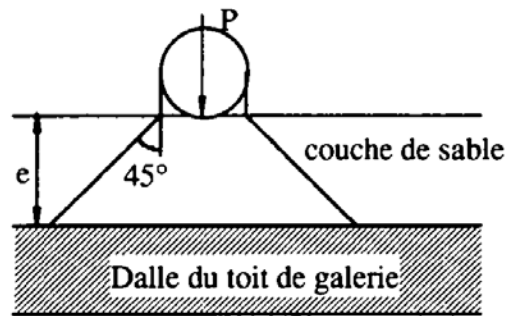


Figure 4.5 Représentation de l'impact d'un bloc sur une structure granulaire et de la zone de transmission des efforts, d'après Montani 1998.

4.2.3. Impacts à différentes énergies

La configuration étudiée par la suite correspond à la série 44 des essais entrepris à l'EPFL [Montani 1998]. L'impact est réalisé dans le remblai de type gravier, dont l'épaisseur est égale à 0,5 m pour cette série d'essais. L'impacteur de 500 kg est utilisé à des hauteurs de chutes de 1, 4, 7 et 10 m [Montani 1998], correspondant à des vitesses d'impact présentées précédemment (Tableau 4. 2). Le dispositif de mesure donne accès à l'évolution de l'accélération et à la position de l'impacteur ainsi qu'à l'effort transmis en fonction du temps (Figure 4.6).

Les graphes montrent une augmentation de l'accélération maximale, de la profondeur de pénétration ainsi que de l'effort transmis suivant la hauteur de chute. L'augmentation d'énergie à l'impact fait donc croître ces valeurs. On remarque en revanche que les temps d'accélération et d'effort transmis sont quasiment identiques pour les quatre hauteurs de chute (Figure 4.6), conclusion déjà constatée précédemment [Descoedres 1997]. Ces temps sont respectivement égaux à 20 et 15 millièmes de seconde en première approximation. La position finale du bloc, déduite par intégration du signal d'accélération et par mesure après essai est à présent comparée (Tableau 4. 3).

Un écart important est observé par comparaison des valeurs obtenues pour les quatre hauteurs de chute. On constate aussi que la position de l'impacteur évolue encore après 250 millièmes de seconde pour les hauteurs de chute égales à 7 m et 10 m. L'intégration du signal d'accélération sur la durée d'impact ne permet pas de converger vers la profondeur de pénétration mesurée après essai d_{bloc}^{mes} . En conséquence, la courbe d'évolution de la position en fonction du temps (Figure 4.6) n'est pas fiable. Elle ne peut servir qu'à obtenir une première approximation de l'évolution cinématique de la pénétration.

Tableau 4. 3 Profondeur de pénétration finale de l'impacteur, déduite de la double intégration du signal d'accélération de l'impacteur et de la mesure post-essai, d'après Montani 1998.

Profondeur de pénétration	$h = 1\text{ m}$	$h = 4\text{ m}$	$h = 7\text{ m}$	$h = 10\text{ m}$
par intégration (m)	0,018	0,055	0,119	0,117
mesure (m)	0,08	0,13	0,17	0,20

On remarque enfin que l'impacteur subit un rebond systématique coïncidant temporellement avec la fin du pic d'accélération. On parlera par la suite de la phase initiale d'impact pour l'intervalle de temps correspondant à l'intégralité du pic. La phase secondaire d'impact est elle liée à l'intervalle de temps séparant la fin de la phase initiale et le temps pour lequel l'impacteur s'est stabilisé.

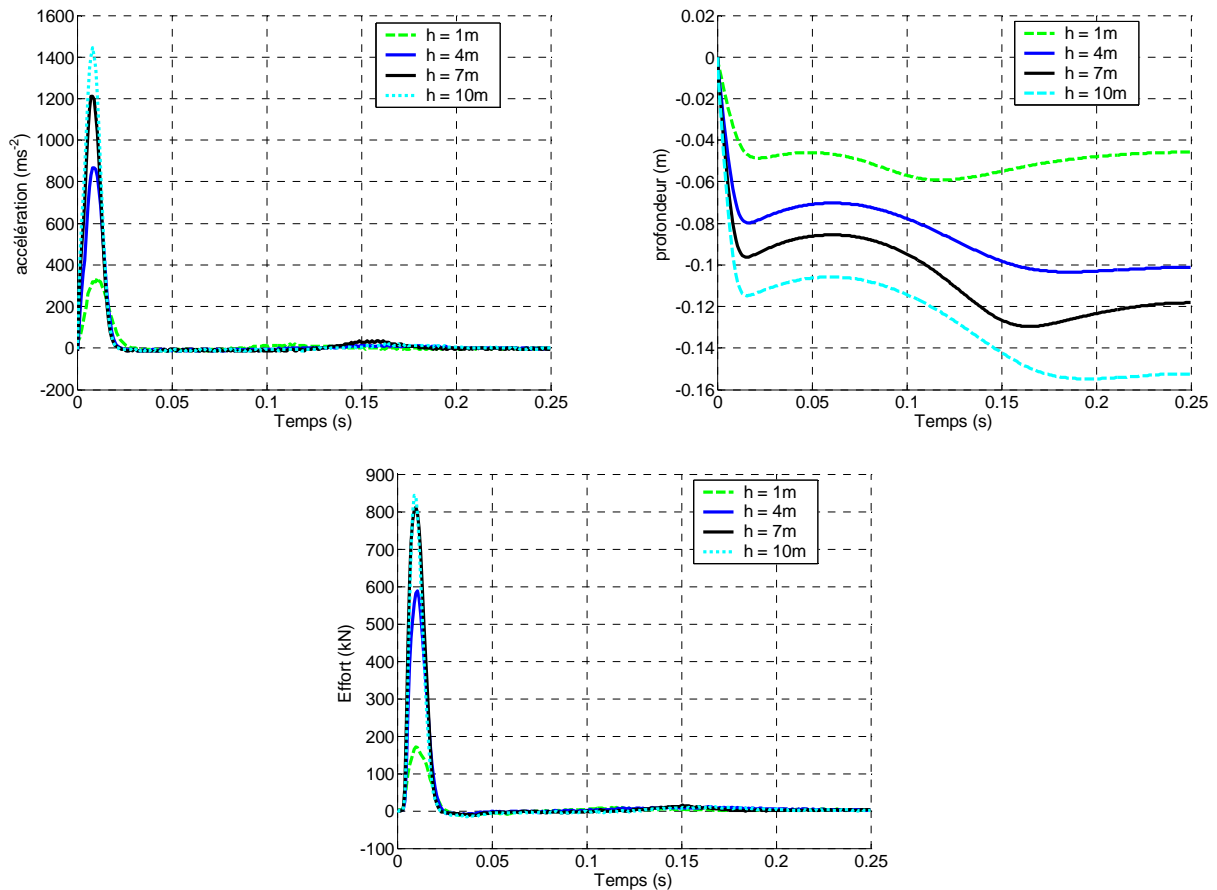


Figure 4.6 Résultats des essais expérimentaux de la série 44, d'après Montani 1998. L'accélération de l'impacteur, sa position déduite par intégration et l'effort transmis en fonction du temps sont présentés pour les quatre hauteurs de chutes testées.

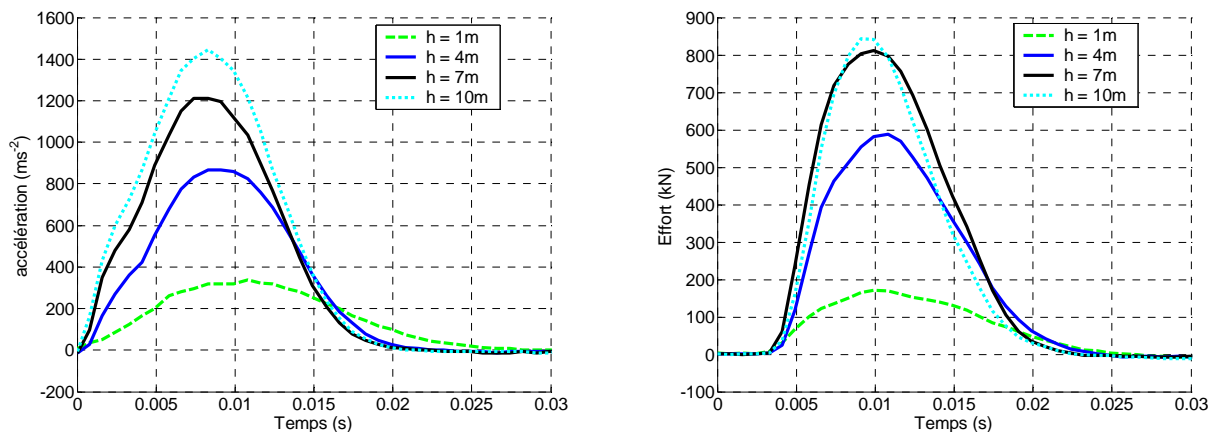


Figure 4.7 Variations initiales de l'accélération et de l'effort transmis (zoom de la Figure 4.6 suivant l'axe temporel), d'après Montani 1998.

4.3. Simulations d'impacts

4.3.1. Présentation du modèle

Lors de la modélisation numérique, les grandeurs géométriques de l'ouvrage et de l'impacteur ont été respectées. Les diamètres des parties cylindrique et sphérique du bloc ont été reproduits, alors que des simulations précédentes considéraient en première approximation un impacteur sphérique ([Donzé et Magnier 2001] et [Shiu et al. 2006]). Une coupe de la géométrie du modèle est représentée (Figure 4.8).

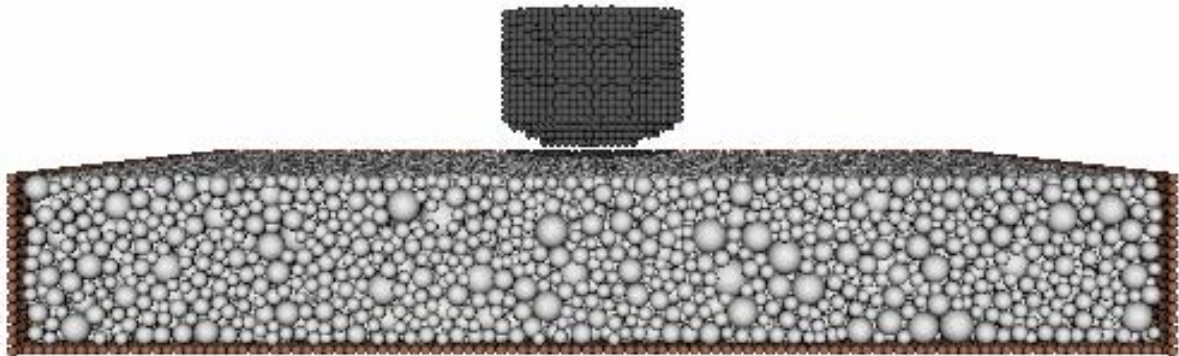


Figure 4.8 Coupe du modèle représentant les essais d'impact de la série d'essais modélisés

Le modèle comprend 84 430 éléments (Tableau 4. 4). Le nombre d'éléments attribué à la modélisation de la cuve ajouté à celui de l'impacteur est approximativement égal à celui de la couche granulaire. En raison du caractère polydisperse des éléments de sol, il faut s'assurer que ces derniers ne traversent pas la cuve en la modélisant par des éléments suffisamment petits. Concernant l'impacteur, la taille des éléments a été choisie pour que la partie sphérique comme la partie cylindrique soient représentées par la discrétisation (Figure 4.8). Des simulations réalisées précédemment avaient approximé l'impacteur par une sphère ([Donzé et Magnier 2001] et [Shiu et al. 2006]). Cette approximation a donné des résultats concordant avec les essais expérimentaux modélisés. L'expérience [Uehara et al. 2003] et la simulation [Donzé et Magnier 2001] ont par ailleurs montré que la pénétration dépend de la taille de l'impacteur. Les profondeurs de pénétration des cas expérimentaux modélisés par la suite font intervenir les parties sphérique et cylindrique de l'impacteur. Suivant que seule la partie sphérique ou aussi la partie cylindrique pénètre dans le milieu impacté, la taille caractéristique de l'impacteur à considérer n'est pas la même. On souhaite donc s'affranchir de l'influence que peut avoir la modélisation d'un impacteur à géométrie complexe par une géométrie simplifiée.

Tableau 4. 4 Nombre d'éléments des structures principales du modèle.

<i>Structure</i>	<i>cuve</i>	<i>gravier</i>	<i>impacteur</i>
<i>Nombre d'éléments</i>	19 144	42 336	19 950

Le matériau granulaire est formé de 42000 éléments environ. Des simulations précédentes portant sur le même type d'études ([Donzé et Magnier 2001], [Shiu et al. 2006] et [Calvetti et al. 2006]) ont utilisé un nombre d'éléments allant de 6 000 à 10 000 respectivement. Le choix d'un nombre d'éléments plus conséquent dans nos simulations a pour but de limiter

l'influence de l'assemblage discret sur la variabilité des résultats. Dans ce but, l'impact doit engendrer une profondeur de pénétration égale à plusieurs fois la taille caractéristique des éléments formant le remblai. D'après l'essai expérimental impliquant la chute de l'impacteur d'une hauteur de 10 m, la profondeur de pénétration atteint 0,2 m (Tableau 4. 3), soit quasiment la moitié de la hauteur de remblai. Sachant que l'épaisseur de la couche est modélisée par 10 éléments environ, la pénétration doit s'approcher d'une distance correspondant à 5 éléments. La limitation de la variabilité évoquée ci-dessus peut alors être supposée, mais sera vérifiée lors de l'analyse critique des résultats.

Les propriétés mécaniques attribuées aux éléments de sol sont équivalentes à celles définies par l'étude du comportement quasi-statique menée au chapitre précédent (Tableau 3.5). La cuve est constituée d'éléments dont la rigidité est prépondérante sur celle du matériau granulaire. Ses éléments sont considérés immobiles à tout instant. L'impacteur est formé d'un ensemble d'éléments indissociables, possédant une rigidité 50 fois plus élevée que celle du matériau granulaire afin que son comportement soit rigide devant le modèle de remblai. L'accélération de l'impacteur est obtenue par considération de la résultante verticale des efforts s'exerçant sur l'ensemble des éléments constituant le bloc, divisée par la masse de ce dernier. L'évolution de sa position verticale est rapportée à la position verticale de l'élément situé à l'extrémité inférieure. La profondeur de pénétration peut ainsi être définie en considérant les positions de cet élément à l'instant du contact initial avec le remblai et après stabilisation. Enfin, l'effort transmis peut être obtenu par la résultante des efforts verticaux s'exerçant sur le fond de la cuve.

4.3.2. Introduction aux simulations d'impacts

Le modèle présenté (Figure 4.8) est soumis à la gravité pour être ensuite impacté. Les quatre hauteurs de chute du bloc sont testées, mais seule la hauteur de 10 m est observée dans un premier temps. La démarche de l'étude consiste à vérifier la concordance entre la simulation et l'expérience pour cette hauteur de chute et d'amener les corrections nécessaires pour les faire converger. Une fois que la simulation représente correctement les phénomènes expérimentaux, les trois hauteurs de chute restantes sont simulées et comparées à l'expérience. Aucune correction supplémentaire du modèle n'est apportée pour les trois simulations correspondantes. La simulation sera considérée représentative de l'expérience si elle correspond à une bonne prédiction du phénomène réel.

Pour ces simulations, le coefficient δ régissant la taille du pas de temps est choisi égal à 0,2. Sa valeur est nécessairement plus faible que celle retenue lors des simulations quasi-statiques d'essais triaxiaux en raison du caractère dynamique des sollicitations. Une première série de simulations a été réalisée pour choisir un pas de temps adapté. Sa valeur doit être suffisamment petite pour garantir la stabilité de l'intégration numérique, mais suffisamment grande pour limiter le temps de calcul. Quatre simulations sont réalisées ici avec variation du coefficient de pas de temps δ , à savoir 0,1, 0,2, 0,4 et 0,8. La Figure 4.9 présente la cinématique et les efforts enregistrés durant la simulation de la phase initiale d'impact.

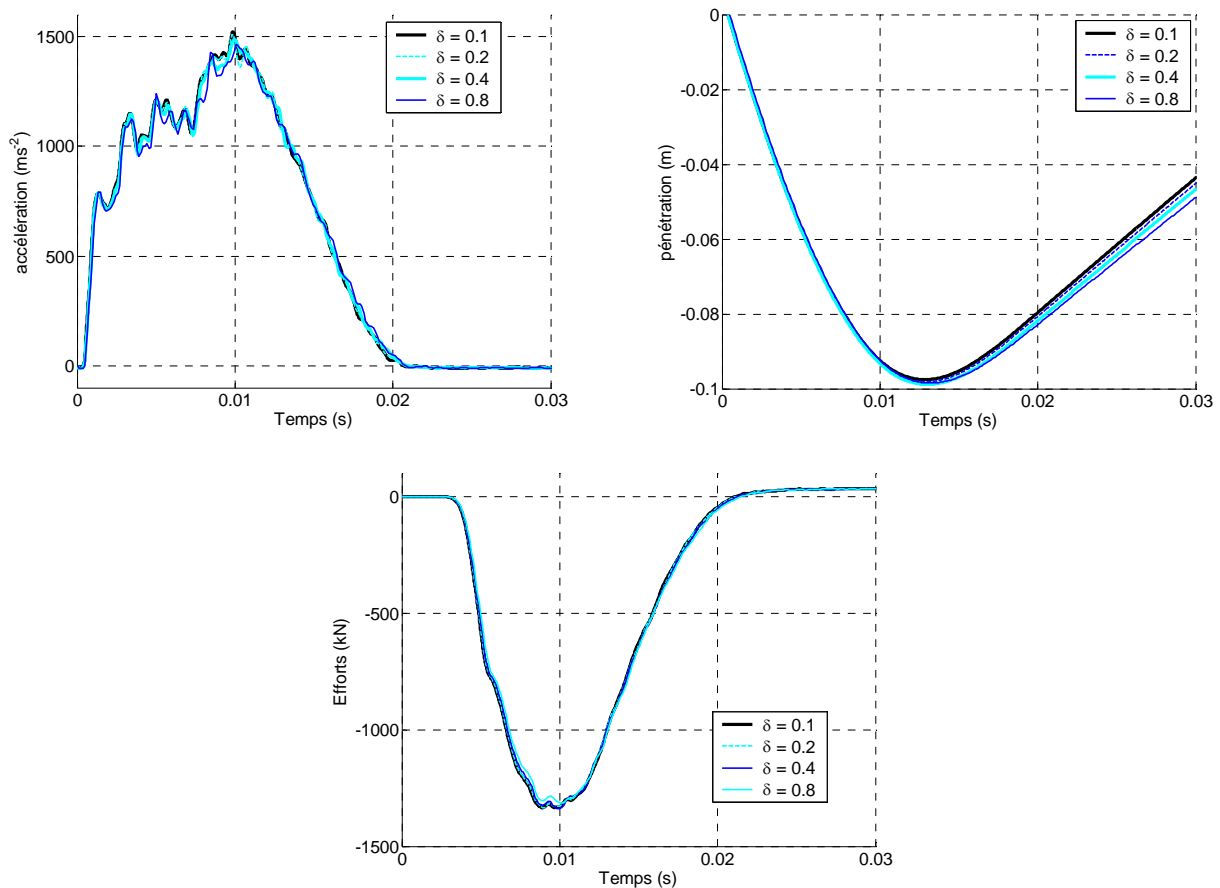


Figure 4.9 Influence du coefficient de pas de temps δ sur l'accélération et la profondeur de pénétration de l'impacteur ainsi que sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

Les courbes d'accélération du bloc et d'effort transmis sont relativement analogues, même si elles ne sont pas complètement équivalentes. La variation de profondeur de pénétration obtenue pour un coefficient δ de 0,8 se distingue davantage de celles obtenues pour les valeurs au plus égales à 0,4. La valeur de 0,4 paraît indiquée afin d'optimiser le temps de calcul, mais les simulations présentées par la suite montrent qu'il est avisé de considérer un coefficient δ de 0,2 par sécurité. Cette valeur sera utilisée systématiquement dans l'ensemble des simulations illustrant l'étude qui suit.

On compare à présent l'essai expérimental et la simulation correspondante avec le coefficient δ choisi égal à 0,2. Bien que l'intégration du signal d'accélération ne fournisse pas une information exacte sur la profondeur de pénétration, la cinématique déduite de cette information sera systématiquement comparée à celle issue des simulations par la suite. Puisqu'il s'agit de la seule information disponible portant sur la cinématique de l'impacteur, elle sera utilisée pour vérifier la validité des simulations en phase initiale. En revanche, la pénétration finale obtenue numériquement sera comparée à la pénétration mesurée (Tableau 4.3). Les courbes d'accélération de l'impacteur et de l'effort transmis sont relativement en accord avec la phase initiale d'impact correspondante. Ce constat vaut autant pour les extremums et que pour les temps caractéristiques de ces deux signaux (Figure 4.10). La simulation surestime le maximum d'accélération d'une valeur de 2 % tandis que celui sur l'effort transmis atteint la valeur plus conséquente de 35 %. Les temps caractéristiques sont bien représentés par la simulation.

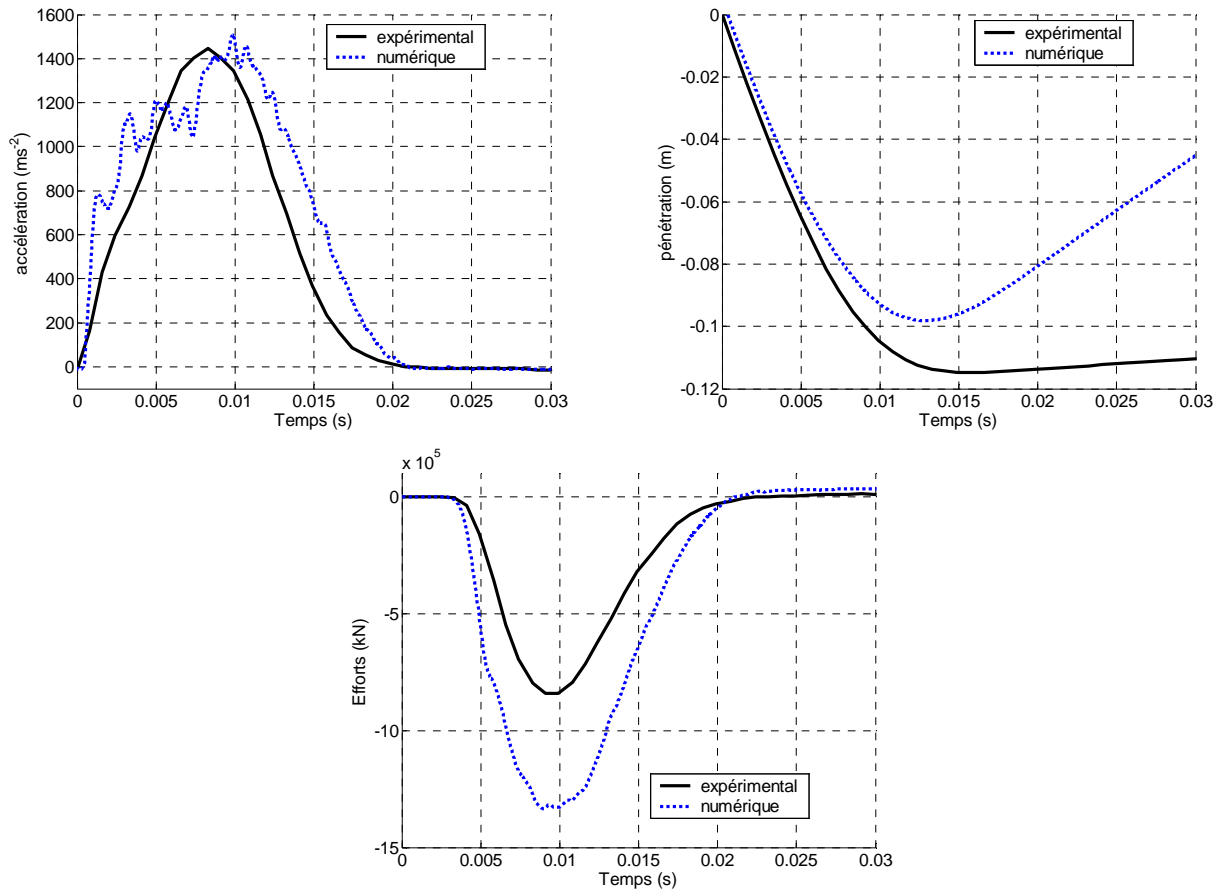


Figure 4.10 Accélération et profondeur de pénétration de l'impacteur et effort transmis en fonction du temps (hauteur de chute 10 m). Comparaison en phase initiale du signal expérimental avec les résultats de la simulation utilisant un coefficient de pas de temps égal à 0,2.

L'évolution de la profondeur de pénétration de l'impacteur dans le milieu granulaire ne corrobore pas les résultats réels (Figure 4.10). D'après la simulation, la réaction du milieu impacté se traduit par un rebond du bloc bien plus important que la valeur obtenue expérimentalement. Même si la cinématique expérimentale du bloc, établie par intégration du signal d'accélération, ne représente pas tout à fait la cinématique réelle, la divergence est trop significative pour que la simulation puisse être validée.

Concernant la simulation, le rebond trop important du bloc indique que l'énergie restituée lors de l'impact de la couche granulaire est également excessive. Ce phénomène est aussi traduit par la transmission d'un pic d'effort à la dalle plus important qu'au cours de l'expérimentation (Figure 4.10). Si l'impacteur peut être assimilé à un solide rigide, comparé au milieu impacté, la dissipation de l'énergie initiale du bloc s'effectue uniquement dans la couche granulaire. En revanche, la répartition des efforts sur la dalle est conforme à celle de l'expérimentation. On représente pour cela la répartition des efforts s'exerçant sur la dalle à l'instant où l'effort transmis atteint son maximum (Figure 4.11). On retrouve une répartition sphérique où les efforts maximums sont observables au centre de la dalle et ces efforts sont significatifs pour une distance équivalente à 1 m. Ce résultat correspond bien à la transmission de l'effort dans la couche granulaire suivant un domaine défini par un cône incliné à 45°, comme constaté expérimentalement (Figure 4.5).

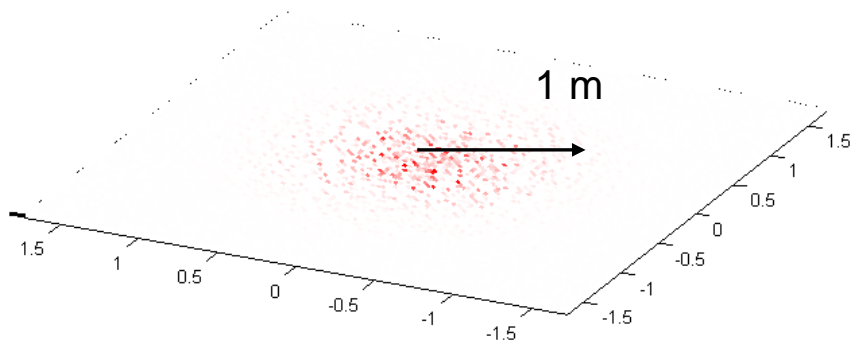


Figure 4.11 Répartition spatiale des efforts verticaux s'exerçant sur les éléments formant la dalle à l'instant de la transmission maximale de l'effort. L'intensité de rouge traduit l'intensité d'effort vertical s'exerçant sur un élément.

L'excès d'effort transmis et le rebond du bloc indiquent que les mécanismes dissipatifs du modèle actuel ne suffisent pas pour simuler correctement une sollicitation dynamique telle qu'un impact. Autrement dit, les caractéristiques mécaniques établies lors de la calibration quasi-statique ne suffisent pas pour représenter correctement le comportement dynamique. Le jeu de paramètres du modèle doit être étoffé au moyen d'une modification de la loi de comportement qui n'intervienne que dans le cadre des sollicitations dynamiques.

4.3.3. Simulations d'impacts avec une loi dissipative complémentaire

4.3.3.1. Les lois dissipatives complémentaires utilisées

Les lois de comportements utilisées jusqu'ici font intervenir une dissipation énergétique par l'intermédiaire du frottement de Coulomb. Afin de distinguer cette dissipation de celles induites par les nouvelles lois utilisées par la suite, on parlera de dissipation par frottement dans le premier cas et de dissipation complémentaire dans le second. Les lois de comportement implémentées dans les calculs suivants ont été présentées au chapitre 2. Trois types de dissipations complémentaires sont expérimentées ici : un comportement avec endommagement en décharge, un palier élasto-plastique en compression et une loi visqueuse non linéaire. Les nouveaux paramètres intervenant dans ces lois complémentaires doivent pour autant n'avoir aucune conséquence sur le comportement quasi-statique calibré et validé préalablement. Si la loi visqueuse n'a pas d'influence en sollicitation quasi-statique, les deux premières sont susceptibles d'intervenir. On vérifie néanmoins que le comportement quasi-statique décrit par une simulation d'essai triaxial ne dépend pas de ces lois de comportement pour la gamme des valeurs testées lors des simulations à suivre.

On note que ces trois modes de dissipation interviennent selon la composante normale au contact, là où aucune dissipation n'intervient dans le modèle utilisé jusqu'à présent. L'effort normal s'en trouve modifié selon la loi utilisée et induit une dissipation de l'énergie élastique emmagasinée par la direction normale au contact. Cette modification de la loi de comportement intervient aussi sur le comportement tangentiel et de roulement puisque leurs critères de plasticité respectifs dépendent notamment de l'effort normal du contact. En résumé, les lois de dissipation complémentaires présentées ici sont implémentées suivant la normale au contact mais interviennent sur la dissipation selon le comportement normal, tangentiel et de roulement.

4.3.3.2. Utilisation de la loi avec endommagement en décharge

Cette loi permet de distinguer le comportement de charge et de décharge en compression (cf. Chapitre 2). La décharge s'effectue avec une raideur plus importante, induisant une dissipation d'énergie élastique contenue selon la normale au contact ainsi qu'une interpénétration résiduelle des éléments lors du retour à l'équilibre. L'évolution temporelle de l'effort normal s'exerçant entre deux éléments en situation de décharge dépend donc du paramètre d'endommagement. La dissipation par Coulomb peut par conséquent être modifiée. Cet aspect ne sera pas quantifié ici pour autant puisque ces lois sont utilisées pour être représentatif du comportement à l'échelle de la structure et non au niveau de l'interaction.

Cette loi de comportement semble jouer un rôle sur l'accélération du bloc à l'impact et sur l'effort transmis à la dalle (Figure 4.12). Dans les deux cas, l'augmentation de la valeur de ξ se traduit par une diminution des maximums des courbes d'accélération du bloc a_{bloc}^{max} et de l'effort transmis $F_{transmis}^{max}$. Leurs diminutions étant simultanées, approcher la valeur expérimentale de $F_{transmis}^{max}$ se fait donc au détriment de celle de a_{bloc}^{max} . On aussi observe une diminution des temps caractéristiques d'accélération de l'impacteur et de l'effort transmis. L'augmentation de la raideur normale en décharge induite par ξ fait revenir un contact en décharge plus rapidement à sa position d'équilibre.

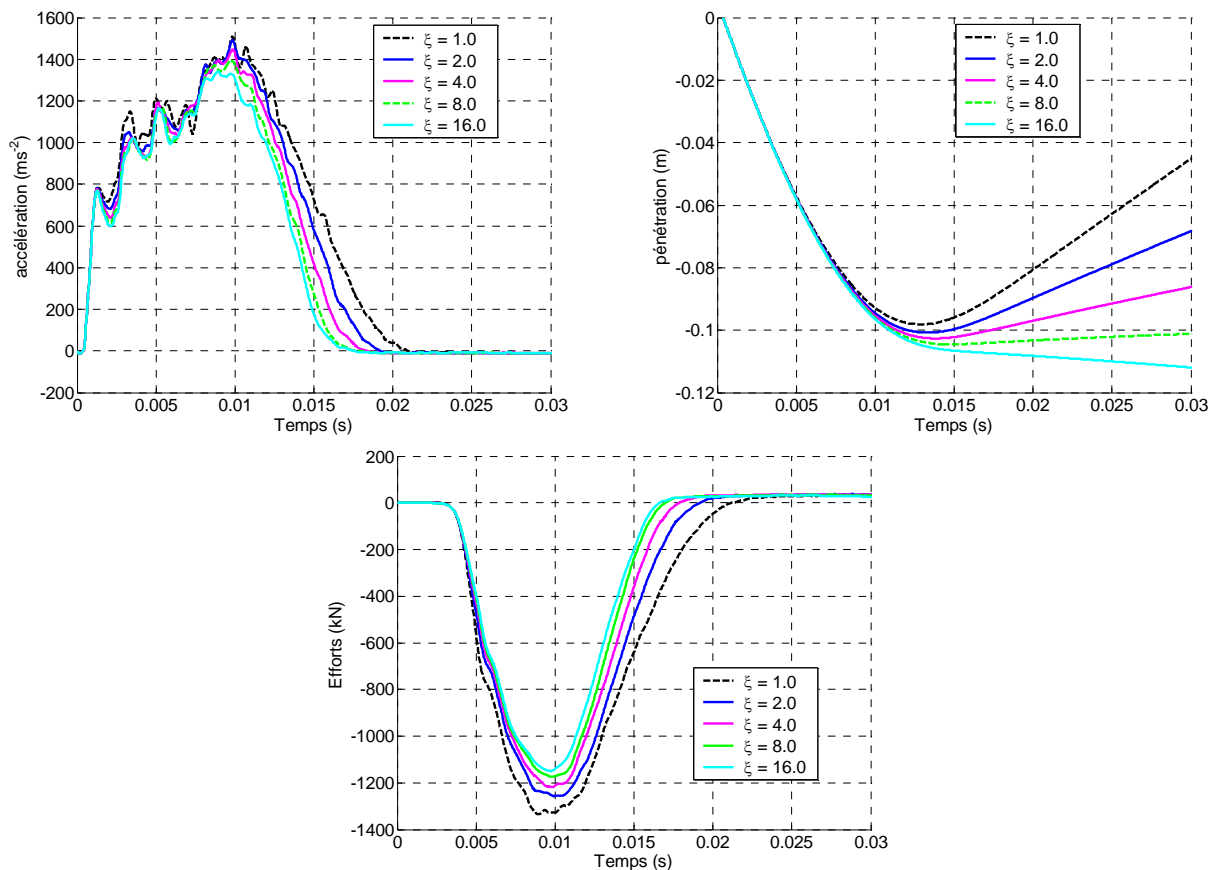


Figure 4.12 Influence du paramètre d'endommagement sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

La pénétration finale du bloc est sensible au paramètre ξ (Figure 4.13). Elle permet en premier lieu de distinguer les cas où le bloc subit un rebond des cas où ce-dernier est suivi d'une stabilisation dans la couche granulaire. Le paramètre ξ a un rôle sur la phase initiale d'impact (Figure 4.12) mais aussi sur le long terme puisque la pénétration finale dépend de ce paramètre.

Concernant le long terme, on cherche à reproduire une profondeur de pénétration numérique qui soit équivalente à la profondeur expérimentale mesurée après essai. L'intérêt de la loi avec endommagement est mis en évidence par l'évolution de la profondeur de pénétration en fonction du temps (Figure 4.12 et Figure 4.13). Les résultats sont comparés à ceux de la simulation de référence et à l'expérimentation. On remarque que le cas de référence correspond à une simulation utilisant la loi avec endommagement pour laquelle $\xi = 1,0$.

L'augmentation du paramètre ξ se traduit par une diminution de la restitution d'énergie à l'impacteur. La valeur $\xi = 8,0$ correspond approximativement à la valeur la plus faible pour laquelle on observe un rebond. Elle correspond donc quasiment à une transition séparant le cas où le bloc est sujet au rebond du cas où il pénètre de manière monotone dans le milieu impacté. Par ailleurs, cette valeur critique est celle reproduisant le plus fidèlement l'expérimentation (Figure 4.14). La profondeur de pénétration finale est voisine de 0,25 m, ce qui correspond à une erreur de 25 % par rapport à la profondeur de pénétration expérimentale de 0,20 m. Le coefficient ξ a aussi une influence sur l'accélération du bloc et sur l'effort transmis, puisque ces deux derniers diminuent lorsque ξ augmente. Par comparaison avec le calcul réalisé sans endommagement, la simulation avec $\xi = 8,0$ induit respectivement une diminution de 8 % de l'accélération maximale, passant de $1\,509\text{ ms}^{-2}$ à $1\,394\text{ ms}^{-2}$. L'effort transmis est quant à lui diminué de 1,5 %, variant de 1 335 kN à 1 173 kN. L'accélération maximale expérimentale est égale à $1\,445\text{ ms}^{-2}$ tandis que l'effort transmis atteint un pic à 843 kN. Dans cette configuration, la comparaison avec l'essai expérimental indique que l'accélération maximale est cette fois sous estimée de 6 %. L'effort transmis est par contre toujours surévalué, de 23 % cette fois.

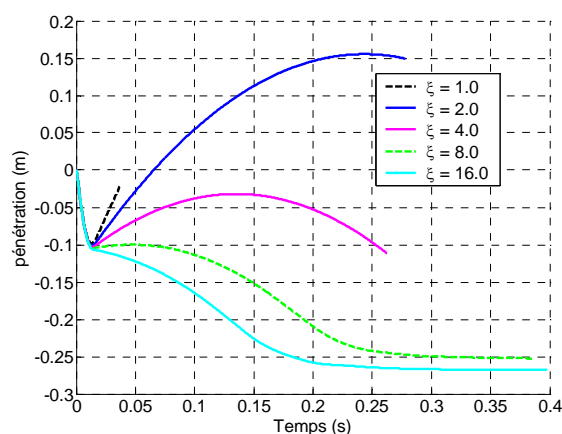


Figure 4.13 Influence du paramètre d'endommagement sur la pénétration de l'impacteur durant la phase intégrale de l'impact (hauteur de chute 10 m).

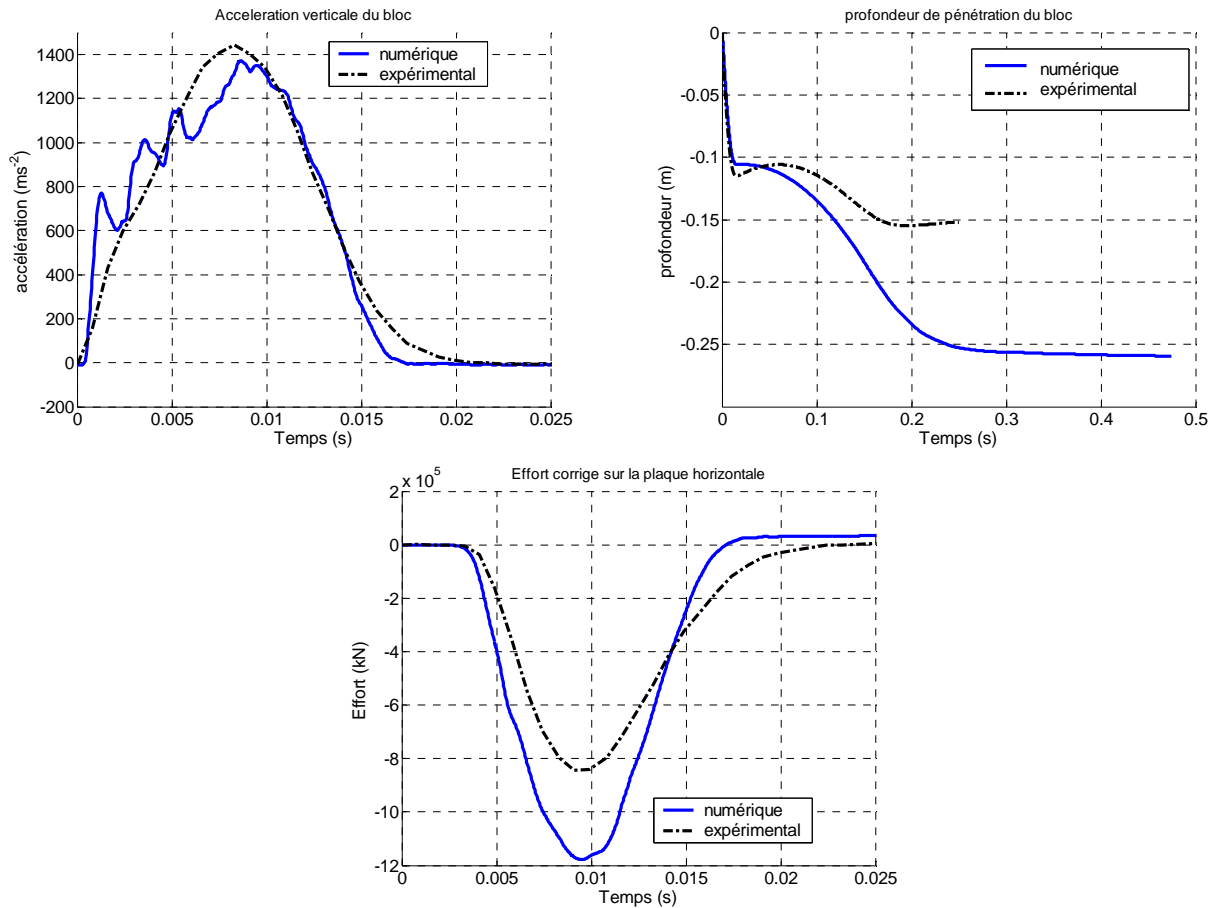


Figure 4.14 Accélération et profondeur de pénétration de l'impacteur et effort transmis en fonction du temps (hauteur de chute 10 m). Comparaison du signal expérimental avec les résultats de la simulation utilisant la loi avec endommagement telle que $\xi = 8,0$.

Afin de comprendre l'influence de la loi avec endommagement sur la simulation, l'évolution du pourcentage de contacts en charge est à présent étudié. Ces rapports ne prennent en compte que les contacts faisant intervenir au moins un élément modélisant le sol. L'évolution de ce rapport, nommé κ_{charge} en fonction du temps et de la profondeur de pénétration est présentée pour la phase initiale d'impact (Figure 4.15).

L'évolution en fonction du temps indique que ce ratio est proche de 0,5 initialement. Les proportions de contacts en charge et en décharge sont donc équivalents lorsque le modèle de remblai est soumis à la gravité et que l'impact n'est pas encore intervenu. Ce rapport κ_{charge} augmente au début de l'impact pour atteindre sa valeur maximale avant 0,01 s. Hormis dans le cas $\xi = 16,0$, on remarque que κ_{charge} augmente avec le paramètre ξ . Le maximum de κ_{charge} varie entre 0,7 et 0,8, environ trois quarts des contacts sont en charge à cet instant. Le rapport κ_{charge} diminue alors jusqu'à atteindre un minimum situé approximativement à 0,35. Les temps établis pour atteindre les valeurs extrêmes de κ_{charge} ne correspondent ni au temps pour lequel le pic d'accélération du bloc est atteint, ni au temps caractéristique de l'accélération du bloc (Figure 4.12). Il n'est donc pas possible de relier directement le ratio κ_{charge} et la cinématique de l'impacteur.

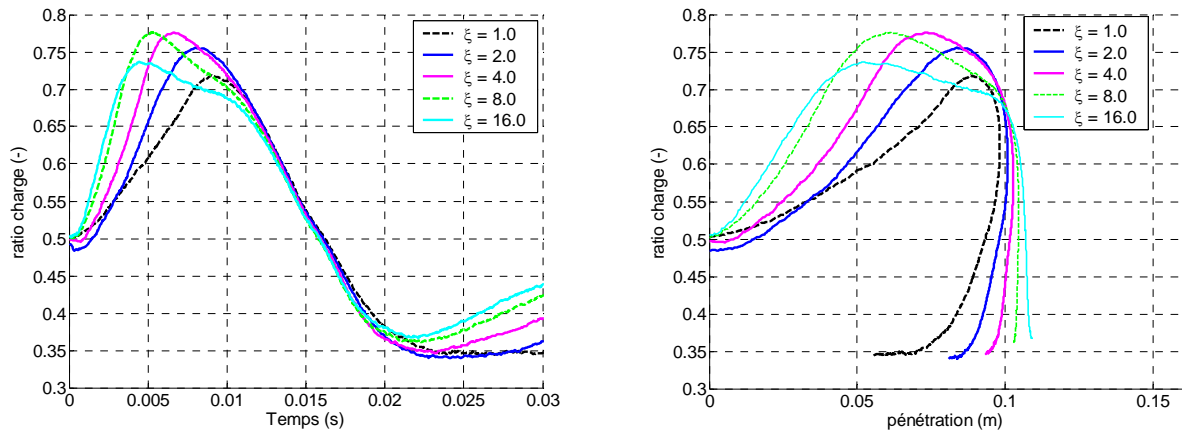


Figure 4.15 Evolution du rapport de contacts en charge κ_{charge} en fonction du temps (à gauche) et de la profondeur de pénétration de l'impacteur (à droite), (hauteur de chute 10 m). $\kappa_{charge} = 0,0$ et $\kappa_{charge} = 1,0$ signifient que tous les contacts sont respectivement en décharge ou en charge.

Le graphe exprimant le ratio κ_{charge} en fonction de la profondeur de pénétration d est à présent considéré. Pendant la phase initiale d'impact, la pénétration s'amorce et l'augmentation du nombre de contacts en charge augmente. Hormis pour le cas $\xi = 16,0$, on remarque que κ_{charge} devient plus conséquent lorsque le paramètre ξ augmente. Par ailleurs, la valeur maximale de κ_{charge} intervient pour une profondeur de pénétration d'autant plus éloignée de la pénétration maximale que la valeur du paramètre d'endommagement ξ augmente. La Figure 4.13a indiquent que le rebond du bloc est quasiment inexistant pour les cas où $\xi = 8,0$, conformément à l'expérimentation (Figure 4.10).

Ce constat d'une meilleure convergence des simulations vers l'expérimental lorsque ξ augmente, indique que la loi avec endommagement en décharge permet de s'approcher du comportement réel. Si la phase initiale n'est pas beaucoup perturbée en raison de la propension de contacts en charge, l'influence de ξ sur le phénomène de rebond et sur la pénétration finale du bloc permet de mieux modéliser l'intégralité de la phase d'impact (Figure 4.13). La profondeur de pénétration finale reste malgré tout excessive dans ce cas aussi puisque la simulation indique une valeur de 0,26 m contre 0,20 m en expérimental (Tableau 4. 3). Une conclusion équivalente est obtenue concernant l'effort transmis.

4.3.3.3. Loi élasto-plastique en compression

La deuxième loi de dissipation complémentaire testée ici fait intervenir une plastification parfaite selon la normale au contact. En charge, la transition entre comportements élastique et plastique est régie par la contrainte de limite élastique, nommée σ_{EP} . Les valeurs attribuées à σ_{EP} sont comprises dans l'intervalle [1 MPa ; 10 MPa]. Il apparaît que ce dernier est suffisant pour obtenir une variation importante du comportement à l'impact (Figure 4.16).

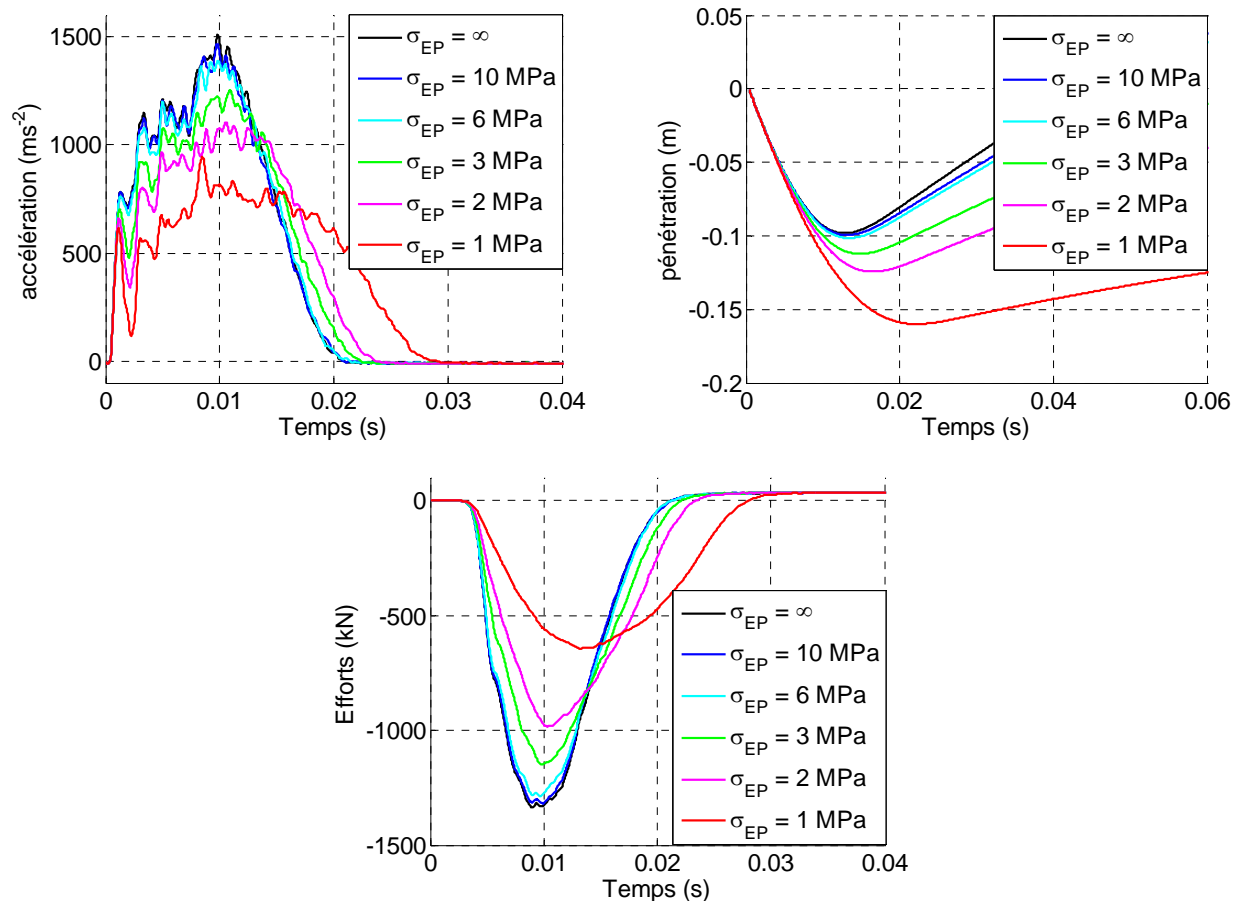


Figure 4.16 Influence de la limite élasto-plastique sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

A titre de comparaison la simulation réalisée sans dissipation complémentaire, qui correspond à une limite élasto-plastique infinie est associée à ces simulations. Le comportement obtenu lorsque la limite élastique est égale à 10 MPa est proche de celui du cas sans modèle dissipatif complémentaire. Cet aspect indique que la contrainte normale s'exerçant entre les éléments lors de l'impact a pour valeur maximale 10 MPa en ordre de grandeur. En revanche, les simulations entreprises pour des valeurs de limite élastique inférieures indiquent un changement radical de comportement avec une même conclusion dans tous les cas : la diminution de la limite σ_{EP} induit une diminution des pics d'accélération du bloc a_{bloc}^{max} et de l'effort transmis F_{trans}^{max} . Enfin, la profondeur de pénétration constatée après la phase initiale augmente.

La conclusion relative à l'influence exercée par cette loi de dissipation sur l'accélération du bloc a_{bloc} et sur l'effort transmis F_{trans} est identique à celle portant sur la loi impliquant l'endommagement en décharge. Cette loi atténue simultanément les pics des deux grandeurs considérées et l'augmentation de la limite élasto-plastique accentue encore cette atténuation. En revanche, la phase secondaire de l'impact n'est pas correctement modélisée par la loi élasto-plastique. Le rebond est encore important, hormis pour la valeur $\sigma_{EP}=1$ MPa. La profondeur de pénétration avant rebond est excessive dans ce cas et les courbes d'accélération du bloc et de l'effort transmis à la dalle ne sont plus représentatives du phénomène modélisé. Inversement, la simulation réalisée avec $\sigma_{EP}=3$ MPa s'approche de l'essai réel, du point de

vue de l'accélération du bloc et de l'effort transmis. Mais son utilisation n'apporte pas réellement d'amélioration de la phase secondaire d'impact, le rebond du bloc étant encore trop important.

En conséquence, la loi élasto-plastique en compression ne semble pas étoffer le modèle de manière à le faire converger vers l'essai expérimental considéré. Cette solution de dissipation additionnelle ne sera donc pas utilisée pour les simulations suivantes.

4.3.3.4. Loi visqueuse non linéaire

On observe à présent l'effet de la loi visqueuse non linéaire sur le comportement du bloc à l'impact. En comparaison de la loi de comportement de base, la viscosité provoque au niveau du contact une augmentation de l'effort normal en chargement et une réduction en décharge. La dissipation énergétique est donc induite par ces deux phases, contrairement à la loi avec endommagement ou la loi élasto-plastique qui impliquaient une dissipation supplémentaire respectivement en décharge et en charge. La cinématique de l'impacteur ainsi que l'effort transmis sont présentés (Figure 4.17) pour différentes valeurs attribuées au coefficient α de la loi visqueuse. On note que la valeur $\alpha = 0,0$ correspond à la simulation de référence.

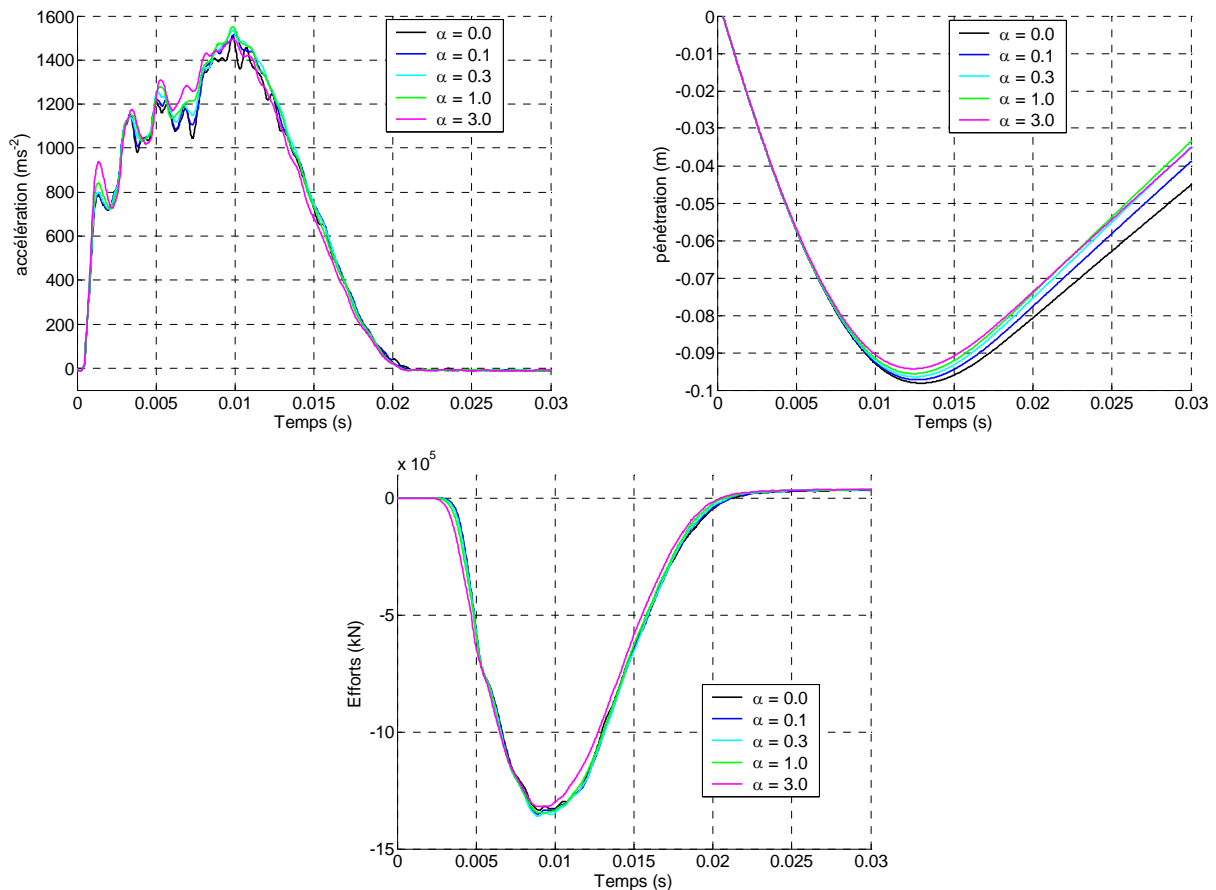


Figure 4.17 Influence de la loi visqueuse sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

Les courbes sont relativement semblables pour les différentes valeurs de α . L'influence sur les extrema n'est cependant pas monotone. Le pic d'accélération est augmenté pour les valeurs inférieures à $\alpha = 3,0$ tandis qu'à cette dernière correspond une valeur plus faible. De

même, l'effort transmis par le matériau granulaire augmente pour $\alpha \leq 0,3$ puis diminue pour les valeurs supérieures. La profondeur de pénétration maximale obtenue lors de la phase initiale d'impact décroît monotonement lorsque α augmente. Il n'est cependant pas possible de lier cet aspect à la restitution de l'énergie cinétique du système puisque le rebond augmente pour les valeurs $\alpha \leq 1,0$ mais diminue pour $\alpha = 3,0$. La non monotonie des grandeurs observées est à lier au caractère non linéaire de la loi visqueuse. En effet, la dissipation engendrée par cette loi dépend notamment coefficient adimensionnel α et de l'interpénétration des éléments. Cette dernière évolue durant la simulation. Il est donc difficile d'établir la dépendance du phénomène de dissipation en fonction de α . L'utilisation ultérieure de cette loi implique de faire une série d'essai afin d'estimer la valeur appropriée à la modélisation de l'impact.

L'évolution du pourcentage de contacts en charge dans le milieu granulaire est représenté en fonction du temps et de la profondeur de pénétration (Figure 4.18). Les valeurs minimale et maximale du ratio κ_{charge} respectivement diminuent et augmente avec le coefficient α . L'effet de la loi visqueuse sur les valeurs extrêmes de κ_{charge} produit d'ailleurs une diminution plus importante sur le minimum que sur l'augmentation du maximum. L'évolution temporelle de κ_{charge} est aussi modifiée par la loi visqueuse puisque la valeur maximale est atteinte plus rapidement lorsque la loi visqueuse est utilisée. En revanche, le temps d'atteinte du minimum ne semble pas être influencé. Cette valeur minimale correspond à un palier, contrairement à la valeur maximale montrant un pic. En considérant que la phase initiale d'impact dure 0,03 s, on constate alors que l'effet de la loi visqueuse intervient aussi pendant la phase secondaire. Enfin, l'évolution de κ_{charge} en fonction de la profondeur de pénétration indique que la valeur maximale de κ_{charge} coïncide quasiment avec la pénétration maximale. Ce constat tend cependant à moins se vérifier pour une valeur de α supérieure à 1,0.

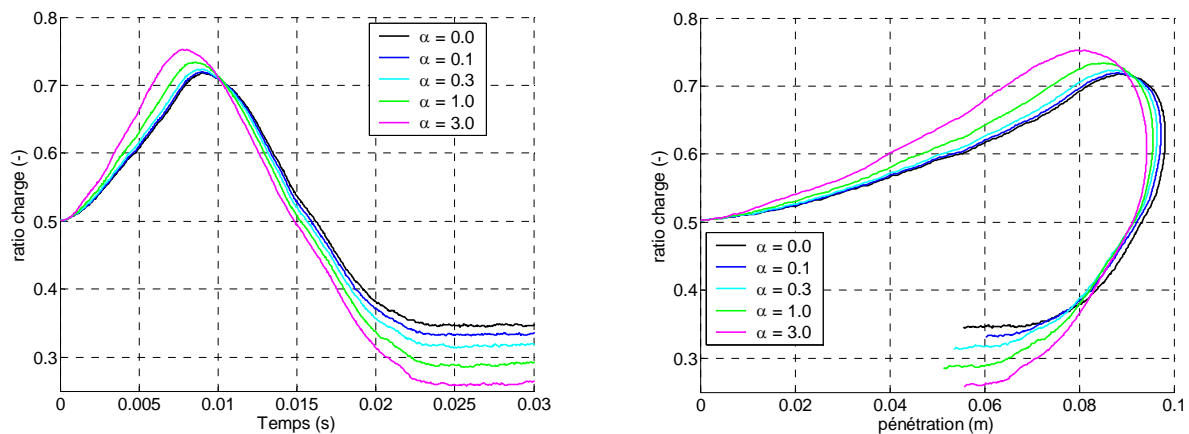


Figure 4.18 Evolution du rapport de contacts en charge κ_{charge} en fonction du temps (à gauche) et de la profondeur de pénétration de l'impacteur (à droite), (hauteur de chute 10 m). $\kappa_{charge} = 0,0$ et $\kappa_{charge} = 1,0$ signifient que tous les contacts sont respectivement en décharge ou en charge.

L'utilisation de la loi visqueuse fournit des résultats proches du cas ne faisant pas intervenir de dissipation complémentaire. Ce constat est observable sur les grandeurs liées à la cinématique de l'impacteur et à l'effort transmis. En revanche, le paramètre visqueux α

semble pouvoir influencer le comportement en phase secondaire d'impact puisque les valeurs de κ_{charge} varient de 0,35 à 0,27 au temps de 0,03 s (Figure 4.18). Une simulation pour une durée plus importante serait nécessaire afin de vérifier les effets de la loi visqueuse à plus long terme. Son effet est plus significatif sur le ratio de liens en charge κ_{charge} , que la valeur de paramètre visqueux α semble influencer en phase secondaire d'impact (Figure 4.18).

4.3.3.5. Conclusions sur les lois dissipatives complémentaires

Les trois lois présentées ont pour point commun de dissiper l'énergie selon la normale au contact, contrairement au cas de référence ne faisant intervenir que le frottement de Coulomb – intervenant dans le plan de contact. Nous n'avons pas cherché à quantifier la dissipation ni selon la loi de dissipation utilisée, ni selon le paramètre s'y rattachant. Cet aspect n'a pas été jugé nécessaire puisque l'on cherche à être représentatif à l'échelle de l'ouvrage. La loi élasto-plastique permet d'obtenir une stabilisation de l'impacteur dans le milieu granulaire. Mais elle provoque une baisse importante du pic d'accélération subi par l'impacteur et aussi une pénétration excessive. Elle ne peut donc pas convenir dans la modélisation du phénomène. La loi visqueuse non linéaire implique un changement limité du comportement en phase initiale d'impact et un rebond du bloc est toujours observable. Seule la loi avec endommagement en décharge permet de s'orienter vers le comportement expérimental. Malheureusement, la profondeur de pénétration est encore éloignée de 30 % de la valeur réelle ce qui ne paraît pas satisfaisant pour effectuer un dimensionnement de merlons à l'impact. Une solution alternative doit être envisagée.

4.3.4. Combinaison des lois dissipatives complémentaires

D'après les simulations entreprises précédemment, la loi avec palier élasto-plastique n'est pas favorable à une approche du comportement expérimental. La loi visqueuse non linéaire perturbe peu le comportement en phase initiale d'impact, même si l'énergie cinétique restituée au bloc en dépend. De même, la phase initiale d'impact est très peu modifiée par la loi avec endommagement lorsqu'elle est utilisée seule. Son influence est surtout perceptible dans la cinématique du bloc à partir du rebond et en phase secondaire. Les simulations suivantes consistent à associer les deux dernières lois évoquées afin de vérifier si une meilleure convergence des résultats est obtenue dans ce cas.

Les valeurs du paramètre d'endommagement ξ comprises dans l'intervalle $[1,0 ; 16,0]$ permettent d'obtenir des comportements radicalement différents, allant du rebond prononcé à l'enfoncement monotone suivi d'une stabilisation de l'impacteur (Figure 4.13). Parmi les valeurs de ξ testées, le comportement expérimental est assez bien approché par la simulation réalisée avec $\xi = 8,0$ (Figure 4.14). Le couplage de la loi avec endommagement et de la loi visqueuse est par la suite réalisé avec cette valeur de $\xi = 8,0$ et le paramètre adimensionnel de viscosité non linéaire α est choisi égal à 1,0 dans un premier temps (Figure 4.19).

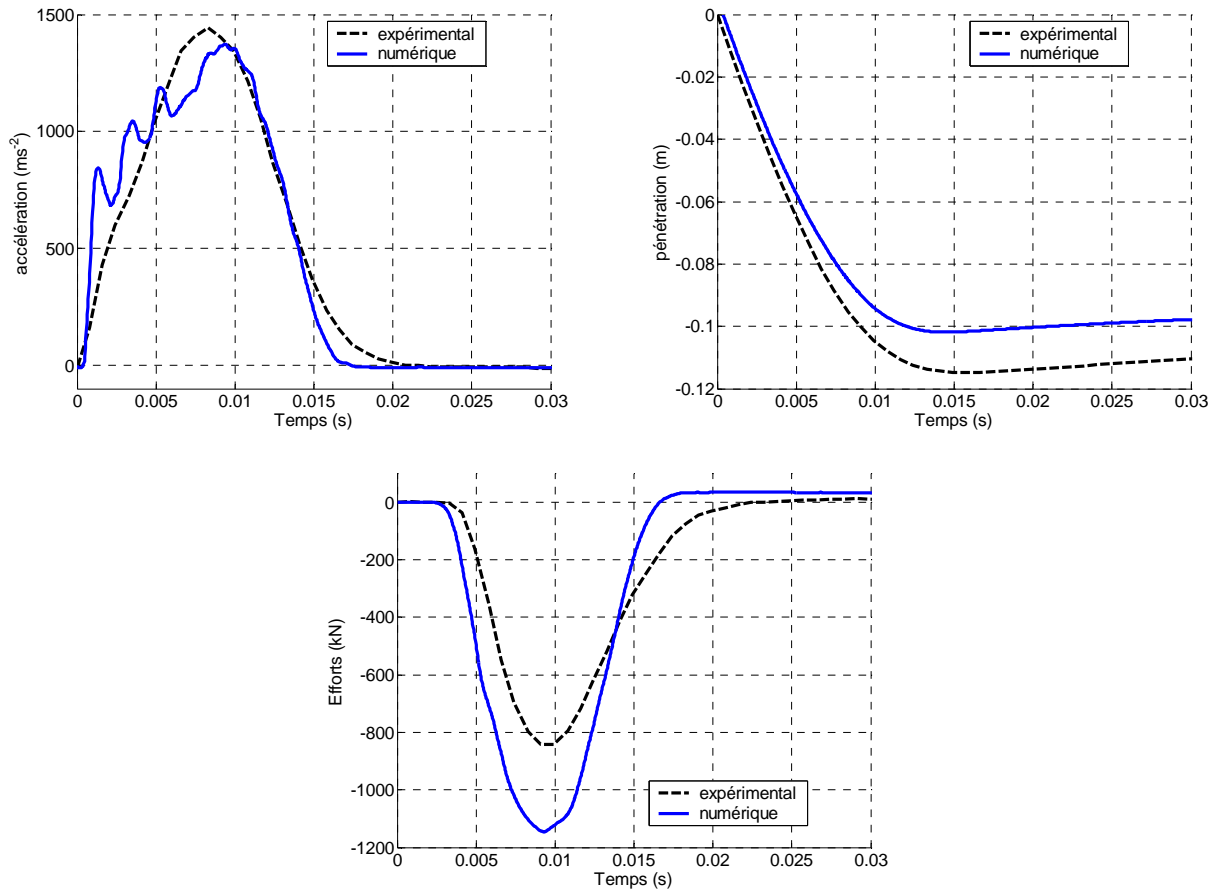


Figure 4.19 Influence du couplage loi visqueuse – loi avec endommagement sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation numérique avec $\xi = 8,0$ et $\alpha = 1,0$ (hauteur de chute 10 m).

La phase initiale d'impact obtenue numériquement lors du couplage des deux lois est comparée au comportement expérimental (Figure 4.19). Le couplage des deux lois entraîne peu de changement sur l'accélération de l'impacteur et l'effort transmis, comparé à la simulation ne faisant intervenir que la loi avec endommagement (Figure 4.14). L'effort transmis est encore surévalué vis-à-vis de l'effort réel, montrant que la dissipation du matériau modèle n'est pas complètement équivalente à la dissipation réelle. Cette surestimation reste de l'ordre de 30 %. De même, on retrouve une sous-estimation des temps caractéristiques d'accélération de l'impacteur et de l'effort transmis, observée précédemment (Figure 4.14).

En revanche, l'association des lois dissipatives permet de mieux approcher le comportement en phase secondaire. On observe en effet une pénétration du bloc convergeant davantage vers l'expérimental dans ce cas (Figure 4.20). L'impacteur se stabilise pour une profondeur de pénétration égale à 0,21 m, tandis que la profondeur mesurée par l'expérimentateur vaut 0,20 m (Tableau 4. 3). La simulation n'impliquant que la loi avec endommagement donne une profondeur de pénétration finale de 0,26 m, soit une différence de 20 %. L'unique différence entre les deux simulations consiste en l'utilisation de la loi visqueuse ou non. Cette loi a donc une influence modérée en phase initiale d'impact (Figure 4.17), mais elle génère une dissipation sur le long terme, provoquant la stabilisation de l'impacteur pour une profondeur de pénétration plus réduite.

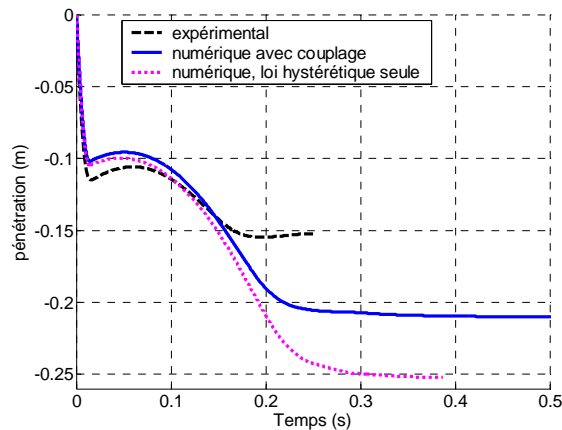


Figure 4.20 Influence du couplage loi visqueuse – loi avec endommagement sur la pénétration de l'impacteur en phases initiale et secondaire d'impact. Comparaison entre l'expérimental et la simulation numérique avec $\xi = 8,0$ et $\alpha = 1,0$ (hauteur de chute 10 m).

Cette simulation avec couplage des lois de dissipations complémentaires indique que le comportement global du bloc est convenablement approché. Le phénomène d'accélération et la profondeur de pénétration sont similaires à ceux obtenus expérimentalement. Seule l'amplitude d'effort transmis ne converge pas vers la valeur expérimentale. Cet aspect est donc le seul, parmi nos critères de validations des simulations, à ne pas représenter correctement l'essai réel. Bien que la loi visqueuse ne semble pas jouer de rôle fondamental sur le comportement en phase initiale (Figure 4.17), différentes valeurs du paramètre α ont été testées afin de vérifier cette hypothèse. Ces calculs permettent parallèlement d'évaluer l'influence de ce paramètre de viscosité sur la profondeur de pénétration (Figure 4.21).

Les résultats obtenus sont relativement semblables concernant l'accélération de l'impacteur et l'effort transmis. Ce résultat avait déjà été obtenu précédemment avec le cas où la loi visqueuse est utilisée seule (Figure 4.17) et indique que son effet à court terme est négligeable. Elle exerce cependant une influence sur le phénomène de rebond et la cinématique du bloc jusqu'à sa stabilisation. Le rebond est plus prononcé dans le cas d'une viscosité élevée ($\alpha = 3,0$) et la stabilisation est obtenue pour une profondeur de pénétration moins importante. Inversement, une valeur plus faible entraîne un rebond moins prononcé survenant pour une pénétration en phase initiale et une profondeur de pénétration finale plus importantes. Le temps caractéristique de stabilisation de l'impacteur est surestimé dans ce cas vis-à-vis du temps de 0,25 s observable expérimentalement (Figure 4.14). La stabilisation n'est pas complètement obtenue pour les cas $\alpha = 0,3$ et $\alpha = 3,0$, comparés au cas $\alpha = 1,0$. Les écarts observés sur cette profondeur de pénétration sont de l'ordre de 5 % sur les trois valeurs de viscosité présentées. Il semble donc difficile de se prononcer quant à la simulation la plus proche du comportement expérimental. La simulation réalisée avec $\alpha = 1,0$ ne présente cependant ni rebond prononcé, ni stabilisation tardive. Ces aspects nous indiquent que la valeur $\alpha = 1,0$ semble la plus à même de modéliser correctement l'expérimentation. La simulation réalisée avec le paramètre d'endommagement $\xi = 8,0$ et le paramètre de viscosité $\alpha = 1,0$ est celle que nous retiendrons par la suite pour valider notre approche. Après avoir observé la cinématique de l'impacteur et l'effort transmis lors d'un impact, le comportement du matériau granulaire est abordé.

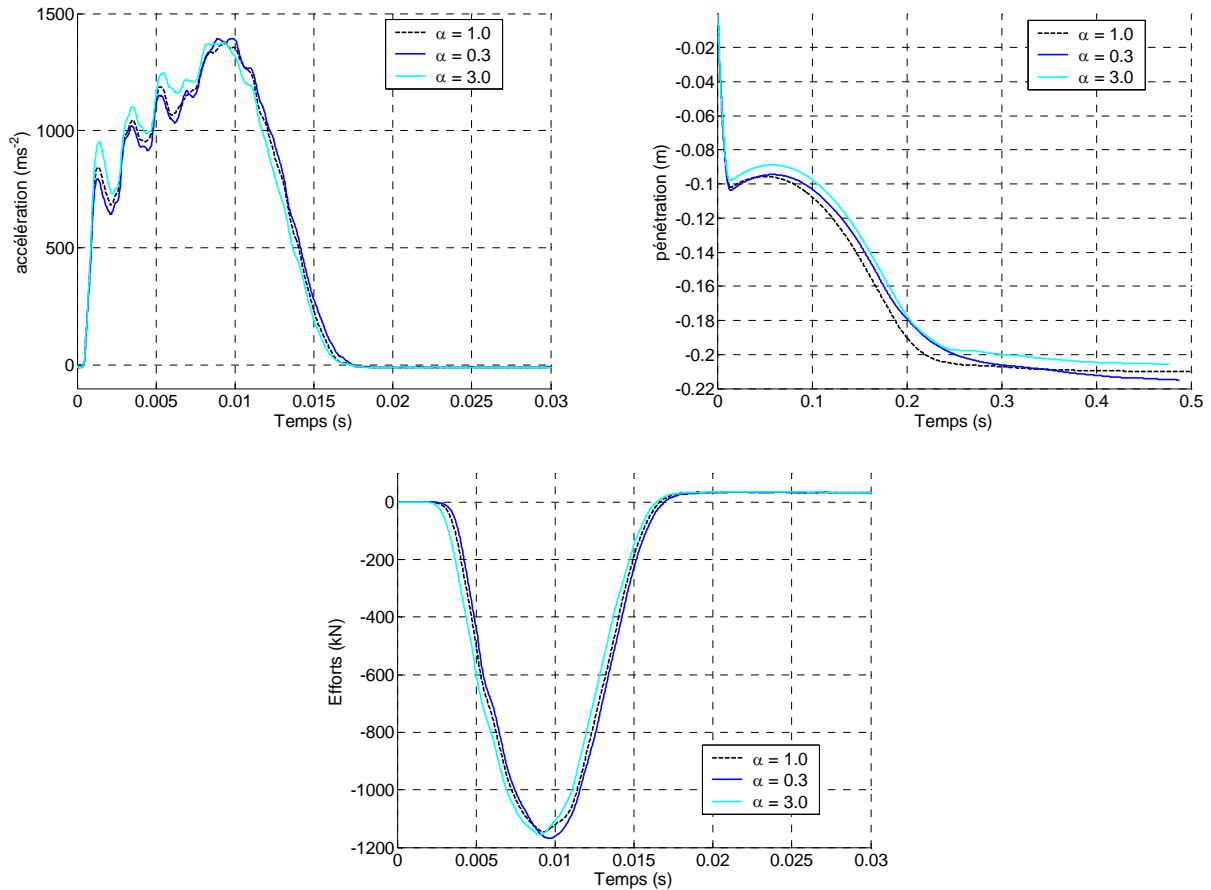


Figure 4.21 Influence du paramètre de viscosité α sur l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

On considère à présent que les paramètres mécaniques du modèle ont été totalement déterminés. Les simulations d'essais triaxiaux du chapitre 3 ont permis de valider le jeu de paramètres quasi-statiques tandis que les simulations d'impacts précédentes ont indiqué les lois de comportement et les paramètres à appliquer en dynamique. Par la suite, les calculs utilisant l'ensemble de paramètres quasi-statiques et dynamiques ainsi définis se réfèrent au modèle ou à la simulation dits « amélioré ». On vérifie à présent la prédictibilité des résultats numériques par simulations d'impacts à hauteurs de chute différentes. Ces valeurs correspondent aux trois hauteurs de 1 m, 4 m et 7 m testée expérimentalement (Tableau 4. 3). On vérifie alors si les simulations convergent aussi vers les résultats expérimentaux en utilisant les mêmes critères de validation que lors des essais à 10m de hauteur de chute. On présente dans un premier temps les résultats obtenus pour la hauteur de chute de 7 m, ces résultats étant comparés à l'expérimentation (Figure 4.22).

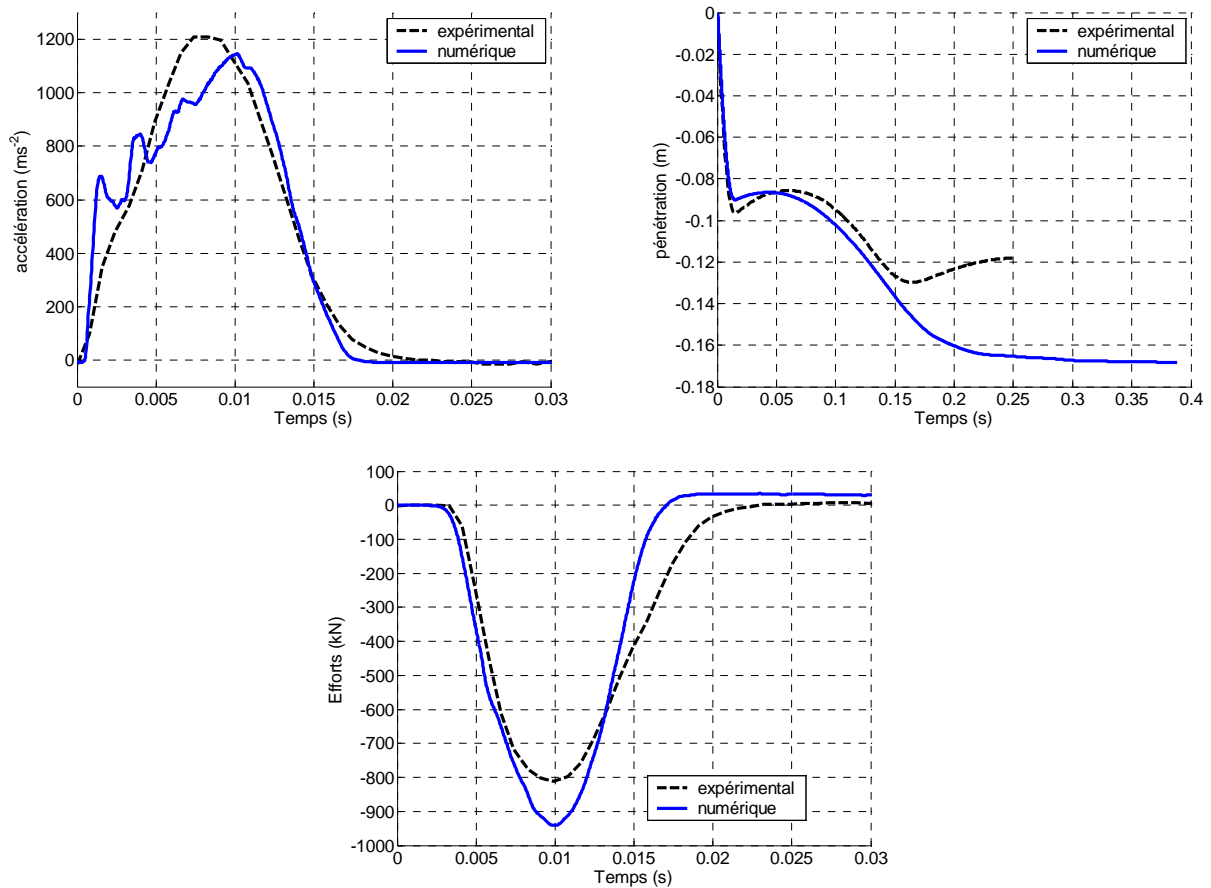


Figure 4.22 Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation améliorée pour une hauteur de chute de 7 m.

Les résultats numériques sont relativement en accord avec l'expérimental. Ils sont de plus, qualitativement équivalents aux observations faites pour la simulation à 10 m de hauteur de chute. L'écart observé sur le pic d'accélération de l'impacteur est minime, tandis que le temps caractéristique de ce signal est légèrement sous-évalué. Les signaux de profondeur de pénétration du bloc ne convergent pas mais la stabilisation de l'impacteur est obtenue numériquement pour une profondeur de 0,17 m, soit la valeur mesurée lors de l'expérimentation. L'effort transmis est encore surévalué, mais l'écart constaté se limite à ici 15 %. Le temps caractéristique de l'effort transmis est toujours sous-évalué. Les résultats obtenus pour la hauteur de chute de 7 m sont donc très satisfaisants et fournissent une bonne approximation du comportement réel.

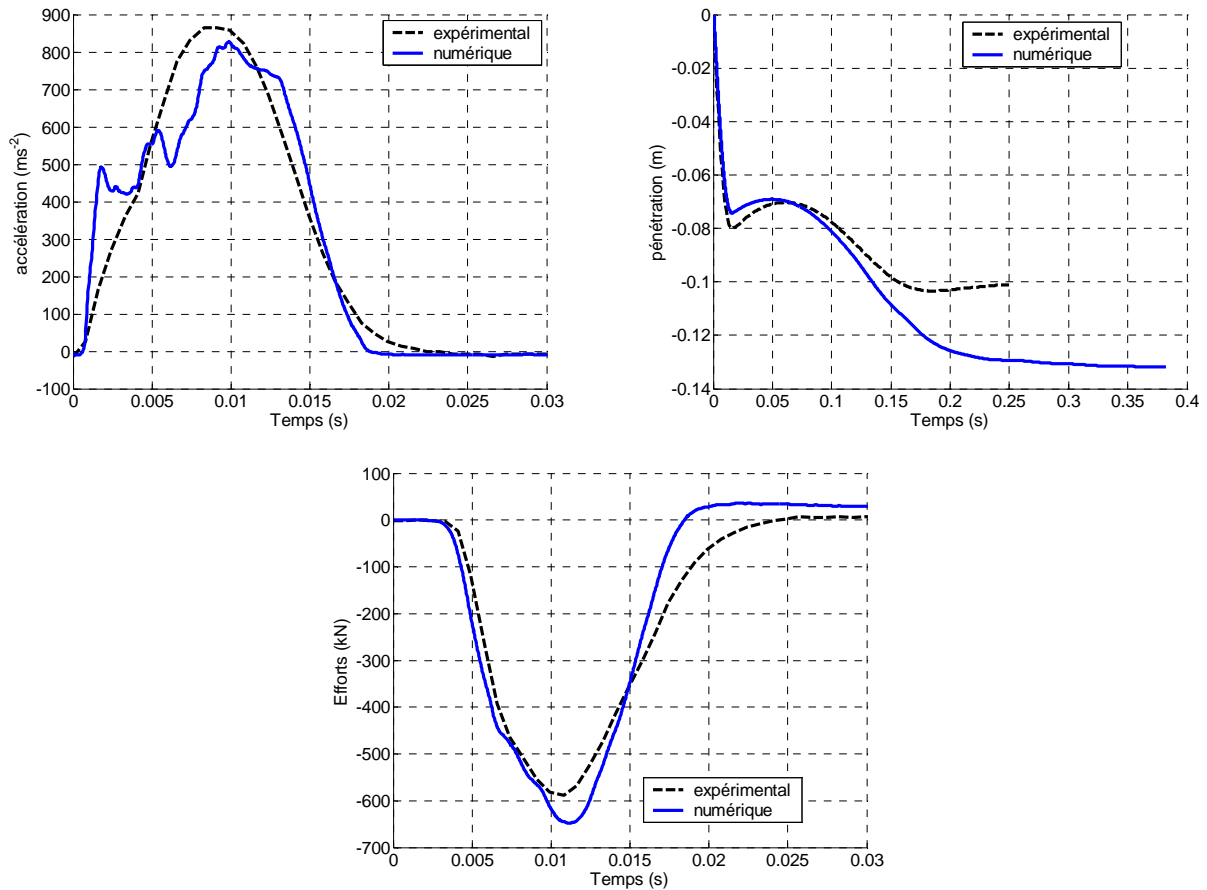


Figure 4.23 Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation améliorée pour une hauteur de chute de 4 m.

Les simulations réalisées pour les hauteurs de chutes de 4 m et 1 m corroborent ces résultats (Figure 4.23 et Figure 4.24). On observe dans les deux cas une bonne correspondance de l'évolution de l'accélération du bloc. Les profondeurs de pénétrations obtenues pour 4 m et 1m de hauteurs de chute sont respectivement égales à 0,13 m et 0,07 m respectivement. Ces valeurs sont très proches des valeurs expérimentales de 0,13 m et 0,08 m (Tableau 4. 3). Le signal d'effort transmis est approché à 10 % près pour le cas à $h = 7$ m, mais cet écart augmente à la valeur de 30 % pour $h = 1$ m.

La prédictibilité des simulations a été testée pour trois hauteurs de chute distinctes de la hauteur pour laquelle les paramètres du modèle ont été calibrés au préalable. Dans ces trois cas, une correspondance très satisfaisante a été retrouvée concernant la cinématique de l'impacteur, autant pour le signal d'accélération que pour la profondeur de pénétration finale. L'effort transmis par le milieu granulaire reste cependant surévalué, fait également constaté auparavant pour la hauteur de chute de 10 m. L'écart observé entre la simulation et l'expérimentation diminue pour les hauteurs de 7 m et 4 m, mais augmente pour $h = 1$ m.

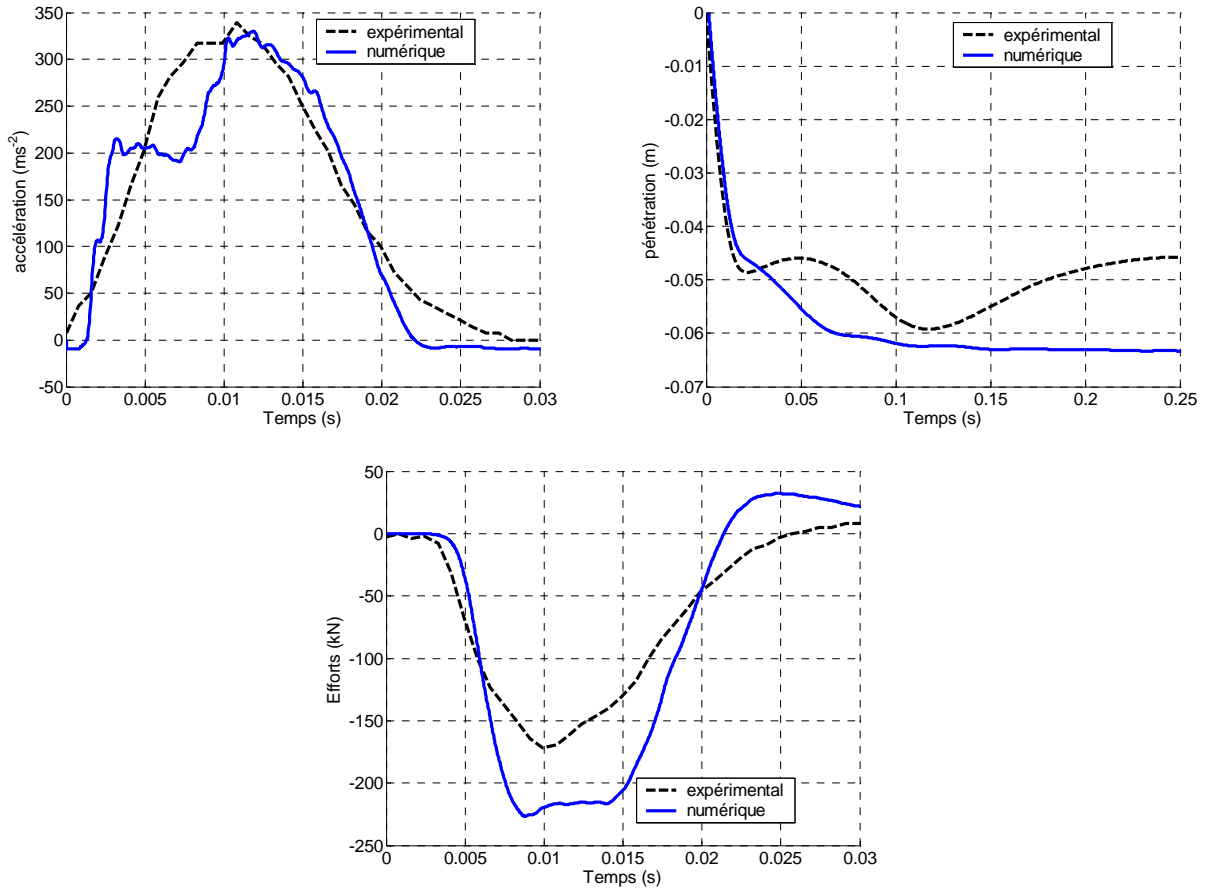


Figure 4.24 Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle. Comparaison entre l'expérimental et la simulation améliorée pour une hauteur de chute de 1 m.

4.3.5. Influence de l'arrangement granulaire

Afin de connaître la prédictibilité des résultats liés à l'aspect géométrique, la variabilité due à l'assemblage constituant la couche granulaire a été testé. Le modèle n'est composé que d'une dizaine d'éléments dans la profondeur, la pénétration de l'impacteur s'effectue donc sur une distance équivalente à quelques éléments.

Afin de vérifier cet effet, il aurait été possible de générer quatre modèles se distinguant uniquement par leur assemblage représentant la couche granulaire. Cette méthode prend cependant beaucoup de temps dû au nombre d'éléments du modèle considéré ici et une solution alternative a été adoptée. L'impacteur est décalé d'une distance égale à 0,05 m dans le plan horizontal suivant chaque direction, par rapport à la position de référence. On obtient ainsi quatre décalages possibles (Tableau 4. 5). L'impact est donc toujours réalisé à une distance de 0,071 m de celle du cas de référence, ce qui est supérieur à la taille caractéristique des éléments de la couche granulaire. Cette méthode nécessite l'hypothèse que l'impact a lieu assez loin des conditions limites pour que leur influence puisse être négligé. La répartition de l'effort transmis par la couche granulaire corrobore cette hypothèse (Figure 4.11).

La simulation de référence n'a pas été insérée dans cette analyse. Cet aspect n'a pas été jugé nécessaire puisque ses résultats sont compris dans le fuseau décrit par les quatre impacts

présentés en Figure 4.25. On observe une certaine dispersion des résultats obtenus pour ces quatre configurations. Les dispersions des maxima d'accélération et d'effort transmis correspondent à 4 % et 6 % respectivement de la valeur obtenue en configuration de référence. La cinématique de l'impacteur n'est pas non plus uniforme puisque le rebond en phase initiale d'impact n'est pas systématiquement obtenu. La variation de la profondeur de pénétration obtenue à la stabilisation est de l'ordre de 20 %.

Ces derniers résultats montrent que la modélisation de la couche granulaire par une dizaine d'éléments en épaisseur est acceptable si l'on admet que les résultats soient prédictibles à une marge de 20 % près. Ce résultat n'a rien d'aberrant puisqu'il est difficile d'obtenir une reproductibilité des essais expérimentaux avec une variabilité inférieure à celle-ci.

Tableau 4. 5 Décalage de l'impacteur suivant les deux directions horizontales.

	<i>Simulation 1</i>	<i>Simulation 2</i>	<i>Simulation 3</i>	<i>Simulation 4</i>
<i>Décalage en x (m)</i>	0,05	0,05	-0,05	-0,05
<i>Décalage en y (m)</i>	0,05	-0,05	0,05	-0,05

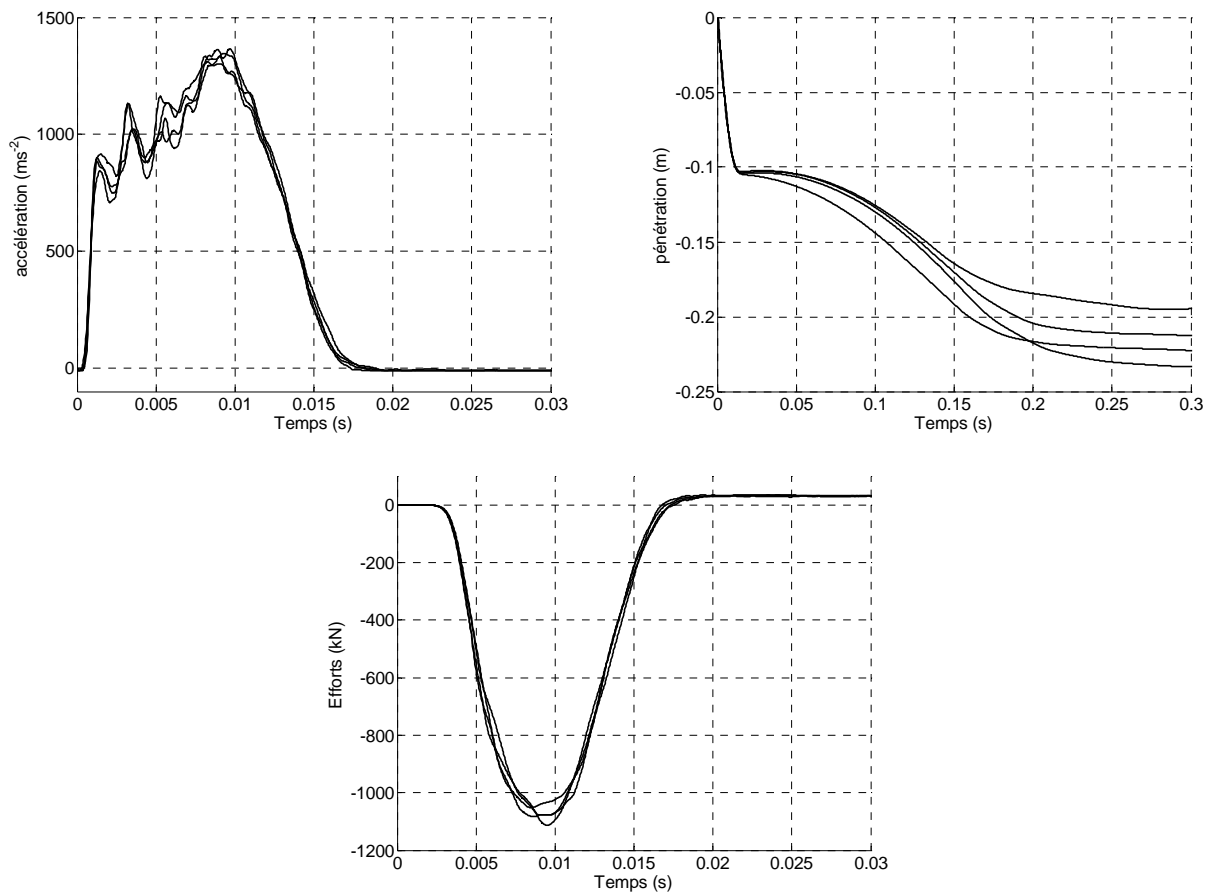


Figure 4.25 Influence de l'assemblage des éléments constitutifs de la couche granulaire. Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

4.3.6. Influence de la taille des éléments

Les résultats obtenus lors des simulations précédentes sont proches du comportement expérimental. Cette étude nous a permis de valider les lois de comportement régissant un contact ainsi que les paramètres s'y référant. En raison de la puissance limitée des ordinateurs, on ne peut guère utiliser convenablement un modèle dont le nombre d'élément excède 100 000. La taille caractéristique utilisée lors des simulations précédentes n'est pas applicable pour la modélisation de merlon car le nombre d'éléments serait trop grand. Il est donc nécessaire d'augmenter la taille moyenne des éléments pour pouvoir créer un tel modèle. Cette modification géométrique peut cependant induire des effets de tailles. Ces derniers se traduisent par une variation de la réponse du modèle lorsque la taille caractéristique des éléments est modifiée, les paramètres régissant la loi d'interaction étant par ailleurs identiques. En d'autres termes, si un effet de taille intervient, la conservation de réponses équivalentes entre deux modèles implique de calibrer les paramètres pour chaque taille caractéristique utilisée. C'est précisément cet aspect que l'on souhaite éviter. Après avoir montré que le comportement quasi-statique du modèle ne dépend pas de la taille des éléments (cf. chapitre 3), on souhaite vérifier si un résultat équivalent est obtenu en dynamique.

Deux modèles supplémentaires ont été créés. Seule la taille caractéristique des éléments formant la couche granulaire a été modifiée d'un modèle à l'autre. Les nombres et les tailles caractéristiques des éléments représentant la couche granulaire des trois modèles considérés sont présentés (Tableau 4. 6). Comparé aux deux nouvelles géométries, le modèle de référence possède une taille caractéristique d'éléments intermédiaire. Les modèles B et C correspondent respectivement à un modèle grossier et raffiné (Figure 4.26), comparé au modèle de référence (Figure 4.8). La taille caractéristique des éléments varie d'un facteur proche de 2 entre les modèles grossier et raffiné (Tableau 4. 6). Les propriétés mécaniques sont celles retenues pour le modèle dit « amélioré », qui est aussi appelé modèle de référence par la suite.

L'ensemble des propriétés mécaniques est identique d'un modèle à l'autre, l'impact est donc généré dans des conditions équivalentes. Les caractéristiques d'impact sont présentées ci-après (Figure 4.27).

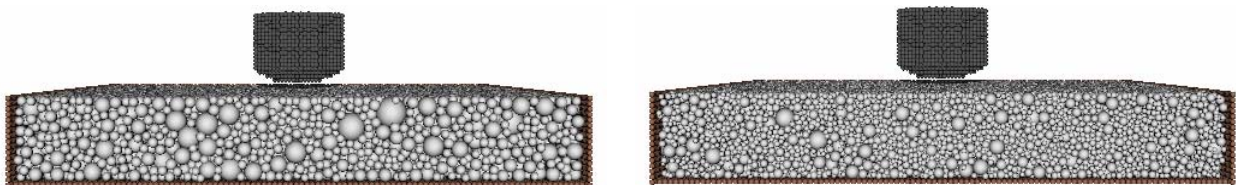


Figure 4.26 Représentation des deux modèles grossier (modèle B) et fin (modèle C).

Tableau 4. 6 Caractéristiques géométriques des éléments constituant la couche granulaire. Le modèle de référence correspond au modèle A.

<i>Modèle considéré</i>	<i>Modèle A</i>	<i>Modèle B</i>	<i>Modèle C</i>
<i>Nombre d'éléments</i>	42 336	23 120	100 352
<i>Taille caractéristique</i>	0,0506	0,0618	0,038

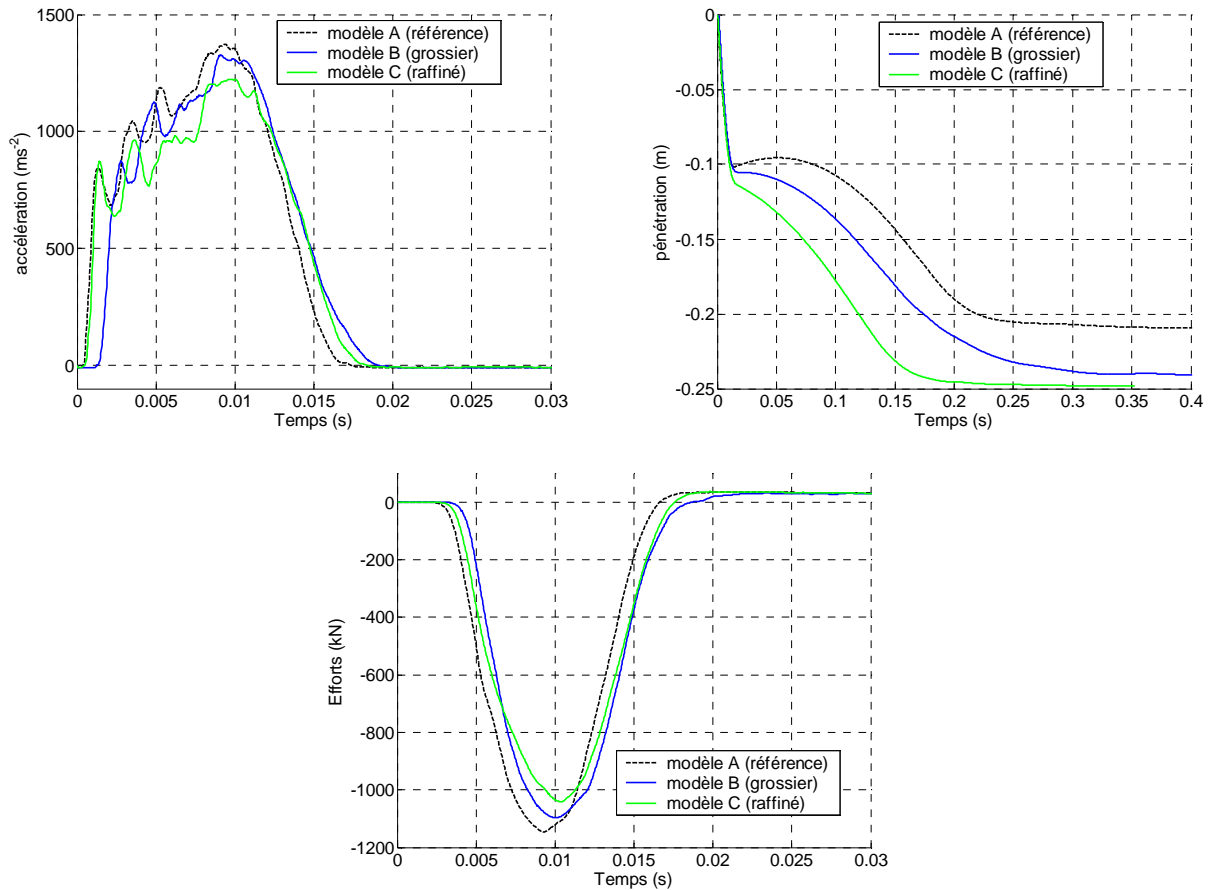


Figure 4.27 Influence de la taille caractéristique des éléments constitutifs de la couche granulaire. Evolutions temporelles de l'accélération et la pénétration de l'impacteur et sur l'effort transmis à la dalle (hauteur de chute 10 m).

Bien que les tendances des courbes soient proches, il existe des différences notoires. Le modèle C (raffiné) présente un pic d'accélération inférieur aux deux autres modèles, ainsi qu'un effort transmis maximal de valeur moindre. L'écart constaté sur ces deux grandeurs, comparées à celle obtenues avec le modèle A est de l'ordre de 10 %. Les profondeurs de pénétrations obtenues sont plus importantes pour les modèles raffiné et grossier que pour le modèle de référence. Le phénomène de rebond est aussi moins prononcé pour ces deux nouvelles configurations. Ces résultats ne sont pas équivalents à ceux trouvés lors de simulations précédentes [Calvetti et al. 2006] et pour lesquels la taille des éléments ne semblait pas jouer sur les résultats.

Il est cependant difficile de conclure à un effet de taille. En effet, les valeurs maximales d'accélération, d'effort transmis ainsi que la pénétration minimale sont obtenues pour la configuration de référence. Cette dernière qui correspond à la taille caractéristique intermédiaire d'éléments, n'est pas la réponse mécanique intermédiaire. Il ne s'agit donc pas d'un effet de taille, a priori. En considérant les résultats obtenus lors de l'étude de la variabilité due à l'arrangement granulaire, on constate que les écarts sont du même ordre de grandeur. La présence envisageable d'un effet de taille n'est pas véritablement constatable et l'on supposera par la suite que les paramètres dynamiques peuvent être utilisés pour une autre taille d'éléments sans modifier le comportement mécanique de l'assemblage de manière significative.

4.4. Conclusion

Afin de vérifier la fiabilité des paramètres mécaniques définis lors des simulations d'essais quasi-statiques, le comportement de l'assemblage discret a été vérifié lors de sollicitations dynamiques. Une série d'essais d'impacts expérimentaux a été modélisée puis comparée. Bien que l'accélération de l'impacteur et sa pénétration en phase initiale soient correctement estimées, le rebond trop prononcé de l'impacteur a indiqué que le modèle de référence n'est pas apte à modéliser correctement le phénomène d'impact. Une loi de dissipation supplémentaire doit être ajoutée parmi les possibilités proposées au chapitre 2 : la loi élastoplastique en comportement de charge, la loi de comportement avec endommagement en décharge, et la loi visqueuse non linéaire. Finalement, la combinaison des deux dernières permet d'approcher convenablement le comportement expérimental. L'accélération et la cinématique de l'impacteur sont bien représentées, de même que la répartition spatiale des efforts transmis par la couche granulaire. Seul l'effort transmis reste excessif et surestime la valeur expérimentale de 30 %. La prédictibilité du modèle a été vérifiée pour différentes hauteurs de chute et le phénomène d'impact est aussi bien représenté, hormis l'effort transmis qui reste surévalué. Enfin, une étude portant sur la géométrie de l'assemblage indique que les effets de tailles ne semblent pas intervenir pour une étude dynamique et que l'influence de la discrétisation sur les résultats peut être évaluée à une variation de 20 % environ.

La vérification du comportement dynamique du modèle a montré la nécessité d'introduire deux nouveaux paramètres au modèle, un pour la loi avec endommagement et l'autre pour la loi visqueuse non linéaire. Mais ces paramètres peuvent être calibrés par comparaison à des essais expérimentaux pour ensuite être utilisés dans un modèle plus général. On considère que le jeu de paramètres formé des paramètres quasi-statique et dynamique définit entièrement le type de comportement d'un sol soumis aux sollicitations d'impact. Ce jeu de paramètres peut à présent être inséré dans un autre modèle afin de vérifier sa validité. Il peut aussi être utilisé pour modéliser le comportement de merlons de protection soumis à un impact de bloc. Ces deux aspects sont développés tour à tour dans les chapitres qui suivent.

Chapitre 5. Modélisation d'impacts à énergie élevée

5.1. Introduction

Le chapitre 4 abordait le comportement dynamique du matériau granulaire et sa modélisation par les éléments discrets. Il concluait que le modèle discret régi par les paramètres quasi-statiques établis au chapitre 3 ne pouvait reproduire seuls le comportement réel et qu'une loi dissipative complémentaire devait être ajoutée au modèle pour s'approcher des résultats expérimentaux. Il a alors été possible d'obtenir une bonne représentation des essais réels par le modèle discret incluant les lois de dissipation complémentaires (cf. chapitre 4), ainsi qu'une bonne prédictibilité sur, l'effort d'impact, l'effort transmis ainsi que sur la profondeur de pénétration. Cependant, la gamme d'énergies d'impact testée est limitée à 50 kJ. Elle reste bien inférieure aux valeurs de 50 000 ou 100 000 kJ pour lesquelles les merlons réels peuvent être dimensionnés ([Brandl 2004] et [LCPC 2001]). Afin de connaître la validité de l'approche discrète à hautes énergies, une nouvelle série d'essais expérimentaux d'impacts en milieu granulaire est à présent modélisée.

Les essais présentés ici correspondent à des énergies d'impacts nettement plus élevées que celles présentées au chapitre 4, puisqu'elles sont supérieures à 800 kJ. L'étude réalisée par les auteurs indique qu'il est possible d'extrapoler les résultats obtenus pour des énergies atteignant 20 000 kJ.

Les lois de comportement et les paramètres définis aux chapitres 3 et 4 sont à nouveau utilisés. Les simulations d'essais à énergie plus élevée doivent permettre de vérifier la validité du modèle numérique. Cette dernière porte essentiellement sur la profondeur de pénétration des impacteurs, seule grandeur mesurée au cours des essais expérimentaux considérés. L'effort d'impact ainsi que la durée d'impact qui ont été simplement estimés [Pichler 2003], seront, eux aussi, comparés aux résultats numériques.

5.2. Présentation des essais expérimentaux

5.2.1. Mode opératoire et essais expérimentaux

Les essais réalisés par Bernard Pichler lors de cette campagne ont pour but de déterminer les capacités dissipatives d'un remblai. Ce dernier est destiné à protéger une conduite enfouie contre les chutes de blocs rocheux (Figure 5.1). Un matériau type gravier a été choisi en raison de sa capacité dissipative et de la répartition des efforts qu'il génère lors de sa sollicitation [Pichler 2003].

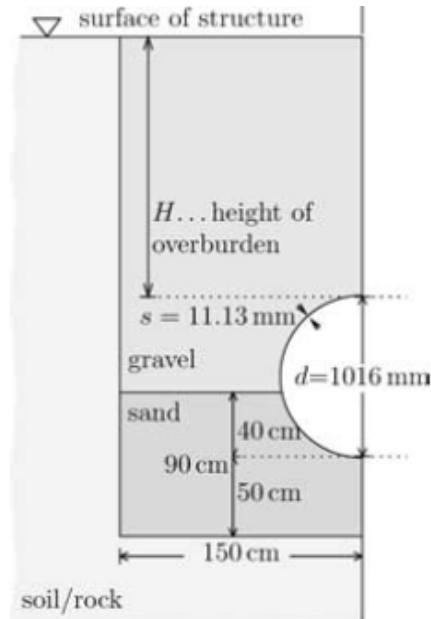


Figure 5.1 Section droite représentant une conduite enfouie dans une tranchée et recouverte de matériau granulaire type remblai, d'après Pichler 2003.

Bien que l'étude réalisée ait pour but d'évaluer la sollicitation transmise à une conduite, les essais entrepris ne prennent pas en considération sa présence. Une tranchée est réalisée dans le substratum qui correspond à un sol ou de la roche (Figure 5.2). L'excavation est entreprise sur une épaisseur de 3 m pour 4 m de large et 6 m de long.

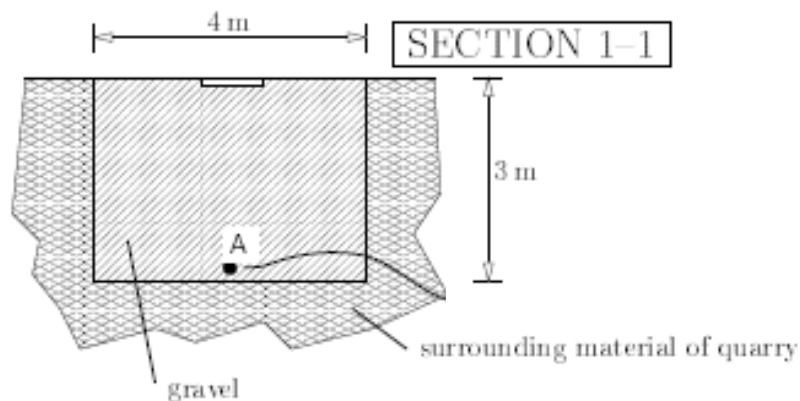


Figure 5.2 Tranchée réalisée dans le substratum et remplie de gravier, d'après Pichler 2003.

La tranchée est réalisée dans un sol au comportement rigide, comparé à celui de la couche granulaire. Le matériau granulaire s'apparente à du gravier sableux (Figure 5.3). La mise en place est réalisée itérativement par remblayage de couches de 0,25 m d'épaisseur suivie du compactage de la couche. La masse volumique du matériau une fois mis en place est définie par $\rho_G = 1\,800\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$. En considérant la masse volumique solide des grains constituant le sol $\rho_S = 2\,650\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$, on peut déduire la valeur approximative de la porosité n du milieu mis en place à 0.33.

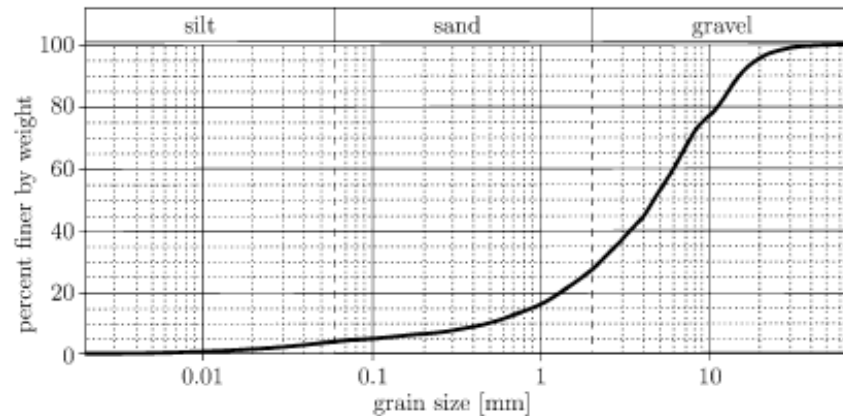


Figure 5.3 Courbe granulométrique du matériau servant de remblai, d'après Pichler 2003.

Les blocs utilisés sont constitués de granite et pourront être assimilés à un matériau rigide, comparé au matériau granulaire. Par ailleurs, on considère la masse volumique du granite, $\rho_B = 2\,700\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$. Les impacteurs possèdent trois masses m_b distinctes valant 4 380 kg, 10 160 kg et 18 260 kg respectivement. Afin de limiter les effets de la géométrie de l'impacteur sur le phénomène d'impact [Forrestal et al. 1994], les blocs ont tous été choisis pour leurs allures cubiques (Figure 5.4). La mesure des efforts verticaux s'exerçant sur l'impacteur est réalisée par un accéléromètre placé en tête du bloc. Cette instrumentation n'a pas pour autant été réellement exploitée par les expérimentateurs. Afin de suivre l'évolution visuelle du bloc durant l'impact, le dispositif expérimental est muni d'une caméra dont la fréquence vaut 25 Hz.

La campagne d'expérimentale comprend dix essais d'impact. La profondeur de pénétration peut être évaluée de deux manières, soit par double intégration du signal provenant de l'accéléromètre, soit par mesure de la pénétration du bloc après impact. La première option se révèle inapte à estimer correctement la pénétration du bloc, ce qui a déjà été constaté [Montani 1998] pour les essais d'impacts à énergie modérée (cf. chapitre 4). De plus, lors de la moitié des essais, le bloc a subi un phénomène de versement latéral suite à l'impact, rendant inaccessible la mesure de la profondeur de pénétration. En conséquence, seuls les cinq essais dont les caractéristiques sont regroupées dans le Tableau 5. 1 seront considérés par la suite.



Figure 5.4 Profil des impacteurs de 4 380 kg, 10 160 kg et 18 260 kg, d'après Pichler 2003.

Tableau 5. 1 Caractéristiques des essais d'impact considérés, d'après Pichler 2003. Présentation de la masse m_b , de la taille caractéristique l et de la hauteur de chute h_f du bloc, de l'énergie d'impact E_I et de la profondeur de pénétration X .

Essai	m_b (kg)	l (m)	h_f (m)	E_I (kJ)	X (m)
A	10 160	1,56	2,00	199	0,26
B	10 160	1,56	8,55	852	0,51
C	18 260	1,89	8,62	1544	0,65
D	18 260	1,89	18,67	3344	0,82
E	18 260	1,89	18,85	3377	0,85

5.2.2. Approche analytique du phénomène d'impact

Les auteurs des essais souhaitent générer des impacts puis comparer les résultats expérimentaux avec des formules analytiques permettant d'estimer les caractéristiques d'impacts telles que la profondeur de pénétration ou le temps d'impact [Forrestal et al. 1994]. L'impacteur est considéré rigide comparé au remblai, si bien que seules les propriétés mécaniques de ce remblai sont à évaluer.

La loi de comportement attribuée au matériau granulaire est établie suivant les caractéristiques élastiques et plastiques suivantes. D'après une étude statistique réalisée sur leur propre remblai, les auteurs des essais ont établi que l'élasticité est gérée par un module d'Young moyen $\bar{E} = 196 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson moyen $\bar{\nu} = 0,366$. En revanche, le comportement plastique est établi d'après l'étude bibliographique, notamment à partir d'une collection d'essais triaxiaux réalisés sur matériaux granulaires [Penumadu et Zhao 1999]. D'après cette étude, le comportement plastique régissant le matériau granulaire à la rupture peut être rapporté au critère type Cap-Model [DiMaggio et Sandler 1971]. Ce dernier se résume en trois secteurs distincts (Figure 5.5). La limite du domaine d'élasticité peut être atteinte en traction, en cisaillement ou en compression. On définit le premier et deuxième invariant de contrainte respectivement par I_1 et $\|s\|$, établi à partir du tenseur de contrainte σ .

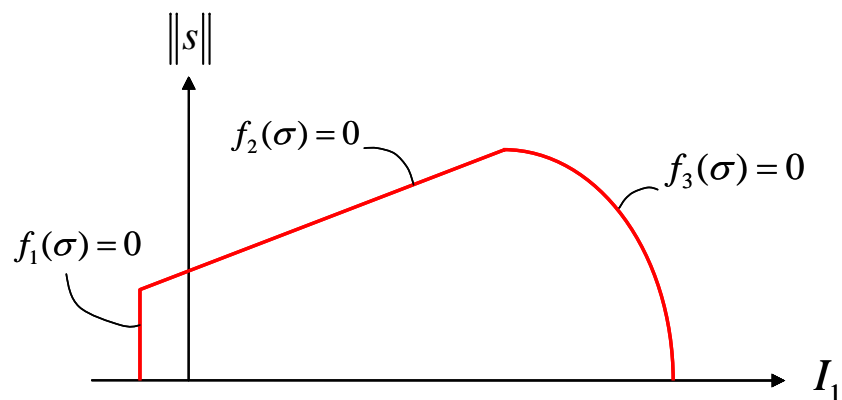


Figure 5.5 Représentation du critère de rupture type Cap-model dans le plan $(I_1; \|s\|)$.

La limite en traction correspond à une droite établie d'après la fonction f_1 dans le plan $(I_1; \|s\|)$. La limite en cisaillement est obtenue d'après l'équation f_2 et s'apparente aussi à une droite. La fermeture du domaine élastique en compression est réalisée d'après l'équation f_3 , suivant une ellipse dans le plan $(I_1; \|s\|)$.

La limite élastique en traction d'un remblai est faible lorsqu'il est humide, voire nulle s'il est sec. La résistance à la traction du matériau peut donc être négligée. La collection d'essais triaxiaux [Penumadu et Zhao 1999] indique que la rupture en cisaillement s'obtient selon une même droite pour l'ensemble des essais réalisés à des pressions de confinement allant jusqu'à 4 MPa (Figure 5.6). La droite ainsi obtenue dans le plan $(I_1; \|s\|)$ peut être traduite en un critère de Mohr-Coulomb pour lequel l'angle de frottement ϕ vaut $36,1^\circ$ et la cohésion c est égale à $90,8 \text{ kPa}$.

Le phénomène de compaction intervient pour des pressions de confinement supérieures à 4 MPa, d'après la Figure 5.6. Pour les valeurs de pressions supérieures, le comportement volumique plastique tend vers une constante, avec fermeture du domaine élastique pour $I_1 = 30 \text{ MPa}$ environ (Figure 5.7).

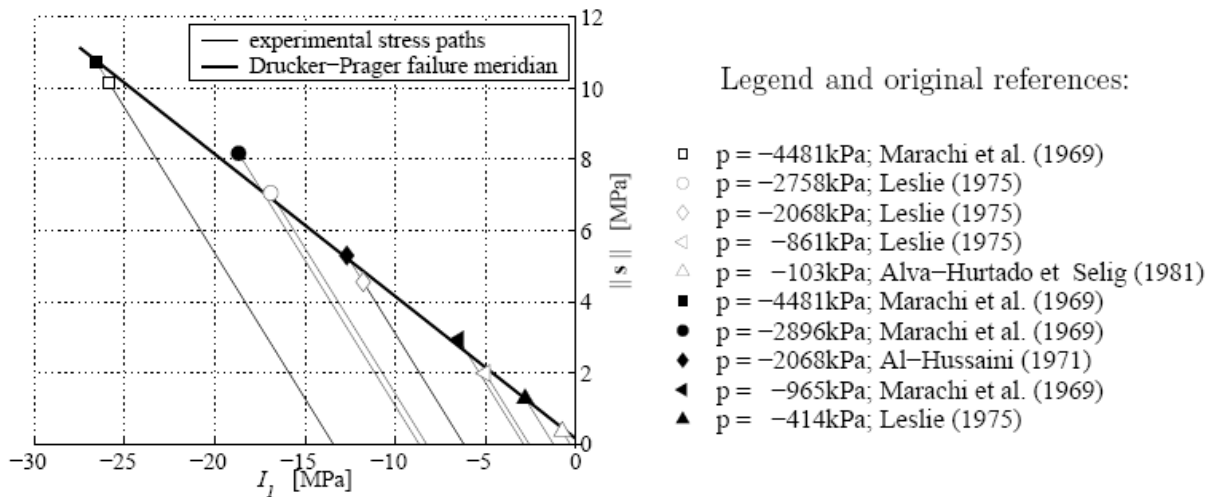


Figure 5.6 Données expérimentales portant sur la rupture en cisaillement de divers matériaux granulaires [Penumadu et Zhao 1999]. Regroupement des points de ruptures dans le plan $(I_1; \|s\|)$ et droite de rupture correspondante, d'après Pichler 2003. L'ensemble des valeurs de pression de confinement p utilisées est indiquée (à droite).

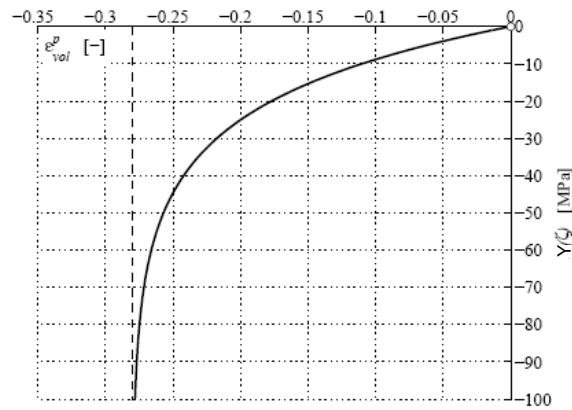


Figure 5.7 Données expérimentales portant sur la compaction du matériau granulaire intervenant pour des pressions de confinement allant jusqu'à 30 MPa, d'après Pichler 2003. Relation entre la déformation volumique plastique ε_{vol}^p et la variable Y , avec $Y = 3I_1$.

En connaissance des propriétés mécaniques du remblai, les auteurs ont comparé leurs résultats expérimentaux avec une formulation adimensionnelle reliant la taille caractéristique d et la géométrie de l'impacteur, sa profondeur de pénétration dans le remblai X , la hauteur de chute h_f et la résistance à l'impact R du remblai ([Li et Chen 2003], [Forrestal et al. 1996]). Ces grandeurs sont alors reliées par l'équation (5.1) lorsque $X/d < 1,257$, ce qui est toujours vérifié pour les impacts réalisés [Pichler 2003]:

$$\frac{X}{d} = \sqrt{\frac{103500 h_f}{R + 19180 h_f}} \quad (5.1)$$

Afin de prendre en compte la variabilité des propriétés mécaniques du matériau granulaire, les auteurs ont alors attribué des intervalles de confiance aux caractéristiques élastiques et plastiques du remblai. L'intervalle de confiance attribué prend en compte les valeurs situées dans l'intervalle [5 % ; 95 %] des données statistiques de chacune des variables. Un intervalle de confiance pour la profondeur de pénétration du bloc peut alors être déduite (Figure 5.8).

On note que la prise en compte du caractère probabiliste du phénomène implique une forte variation des valeurs de pénétration. Tout en étant comprises dans l'intervalle de confiance défini précédemment, ces valeurs de pénétration peuvent varier du simple au double, en ordre de grandeur. Néanmoins, les cinq essais expérimentaux comparés à la formulation analytique sont proches de la courbe analytique obtenue pour la valeur moyenne de R . La concordance ainsi obtenue entre les résultats expérimentaux et la formulation analytique a permis aux auteurs d'extrapoler leurs résultats pour des énergies d'impacts plus élevées que celles réalisées lors de la phase expérimentale. C'est ainsi que la profondeur de pénétration intervenant lors d'impacts réalisés à des énergies allant jusqu'à 20 000 kJ a pu être évaluée (Figure 5.9).

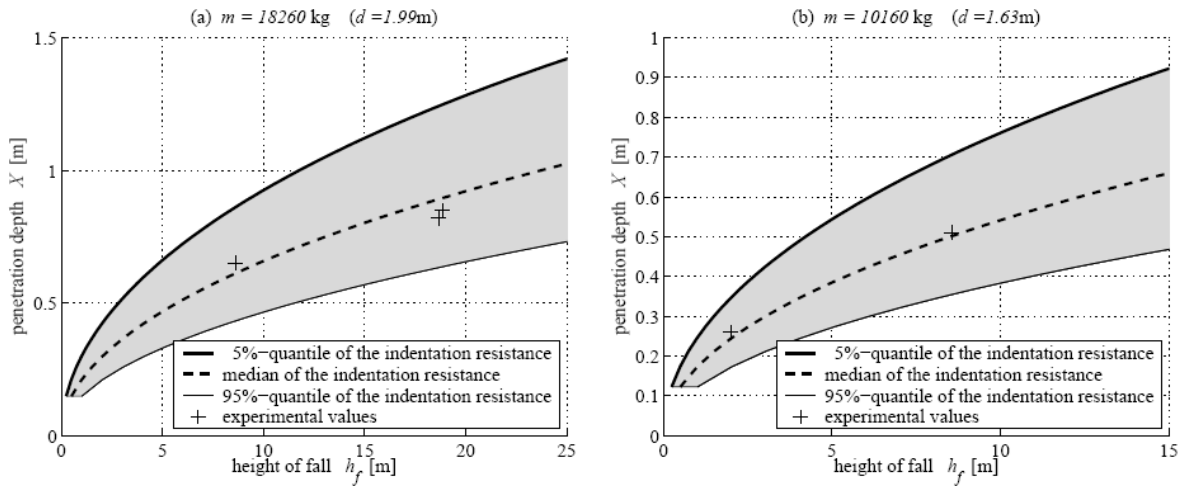


Figure 5.8 Estimation de la profondeur de pénétration de l'impacteur en fonction de la hauteur de chute, d'après Pichler 2003. Comparaison entre les valeurs expérimentales et analytiques obtenues à 5 %, 50 % et 95 % des quantiles de la résistance R , pour deux tailles de bloc données.

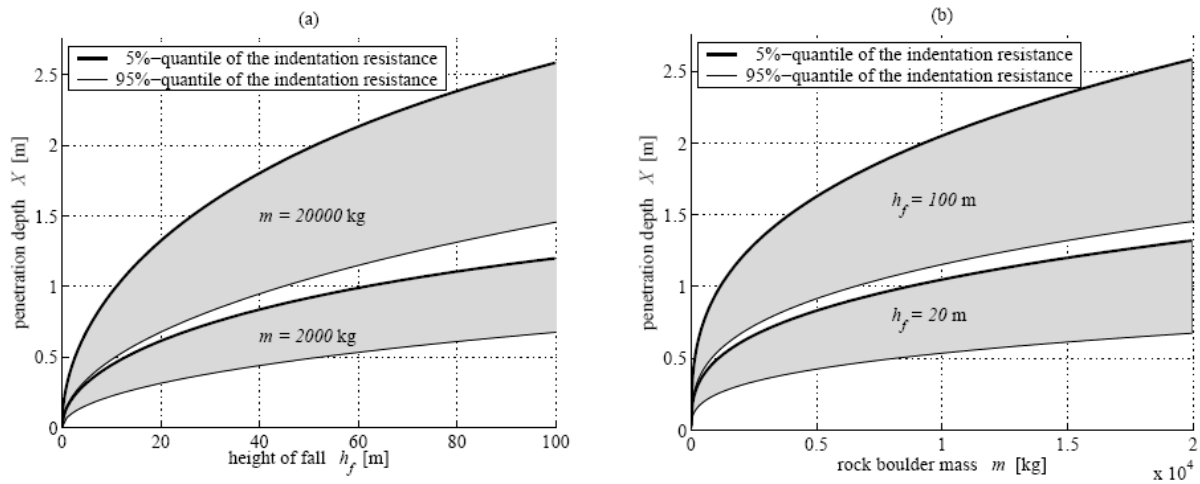


Figure 5.9 Extrapolation de l'intervalle de confiance portant sur de la profondeur de pénétration de l'impacteur en fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc, d'après Pichler 2003.

Lors des impacts générés, la composante d'accélération du bloc due à l'impact est prépondérante devant celle mise en jeu par la pesanteur [Pichler 2003]. L'effet de cette dernière sur la cinématique peut être négligée en première approche. En considérant que le pic de décélération subi par l'impacteur peut être modélisé par une sinusoïde dépendante du temps [Pichler 2003], la durée d'impact Δt peut être estimée (5.2), connaissant la profondeur de pénétration X , la hauteur de chute h_f et l'accélération de la pesanteur g . En tenant compte du caractère probabiliste de la profondeur de pénétration X , la durée d'impact est donc aussi définie avec un intervalle de confiance (Figure 5.10).

$$\Delta t = \frac{\sqrt{2X}}{g h_f} \quad (5.2)$$

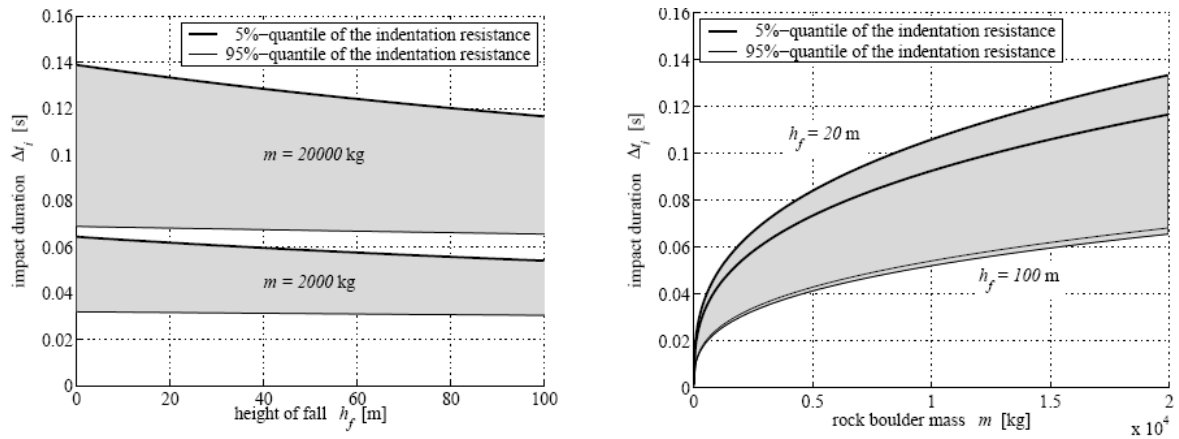


Figure 5.10 Intervalle de confiance portant sur la durée d'impact fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc, d'après Pichler 2003.

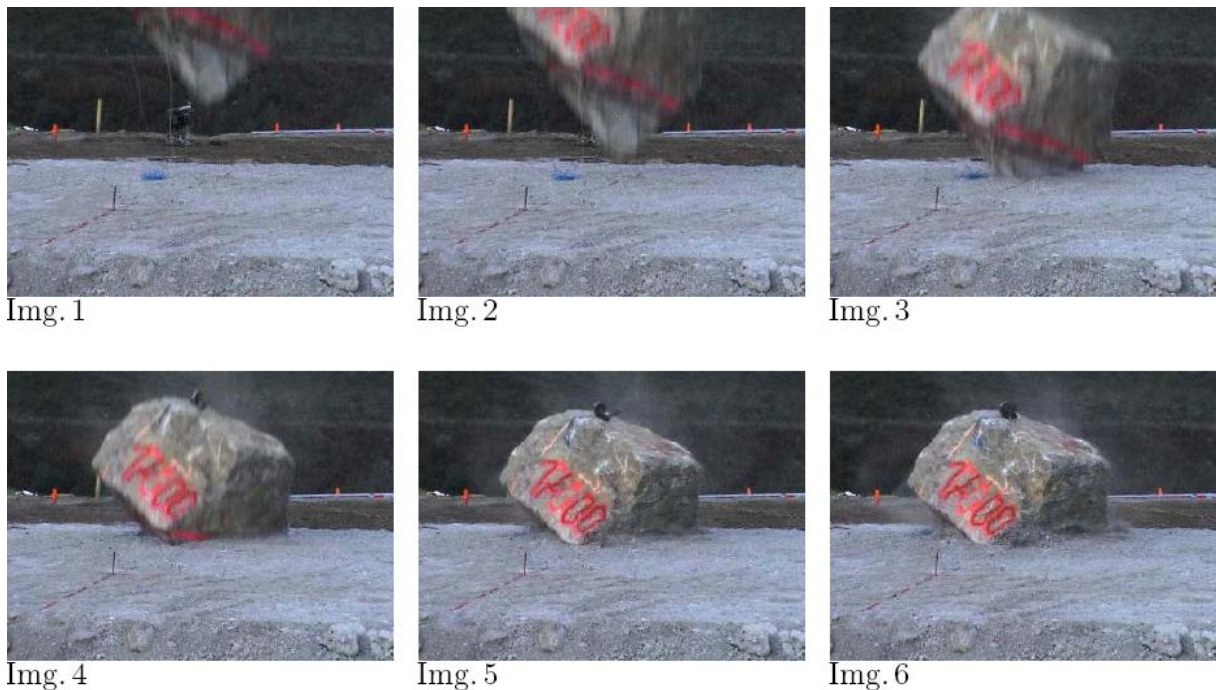


Figure 5.11 Visualisation du bloc durant un impact, d'après Pichler 2003. L'intervalle de temps séparant deux images successives vaut 0.04s.

Cette estimation n'est pas contredite par l'expérimentation comme l'atteste la séquence d'images de l'essai répertorié *E* (Figure 5.11). L'initialisation de l'impact intervient entre les images 2 et 3, tandis que la stabilisation est obtenue entre les images 4 et 5. En conséquence, la durée d'impact est comprise dans l'intervalle $[0,04 \text{ s} ; 0,12 \text{ s}]$. L'évaluation de la durée d'impact d'après la formule analytique précédente est égal à 0,088 s, valeur bien comprise dans l'intervalle indiqué par l'expérimentation.

De même que précédemment, les effets gravitaires intervenant durant l'impact peuvent être négligés pour estimer l'effort maximal F_b enregistré par l'impacteur de masse m selon l'équation (5.3). On obtient alors les intervalles de confiance suivants concernant le pic d'effort (Figure 5.12). Le Tableau 5. 2 regroupe l'ensemble des caractéristiques d'impacts pour les cinq configurations d'essais présentées.

$$F_b = \frac{m(8g h_f)^{1/2}}{\Delta t} \quad (5.3)$$

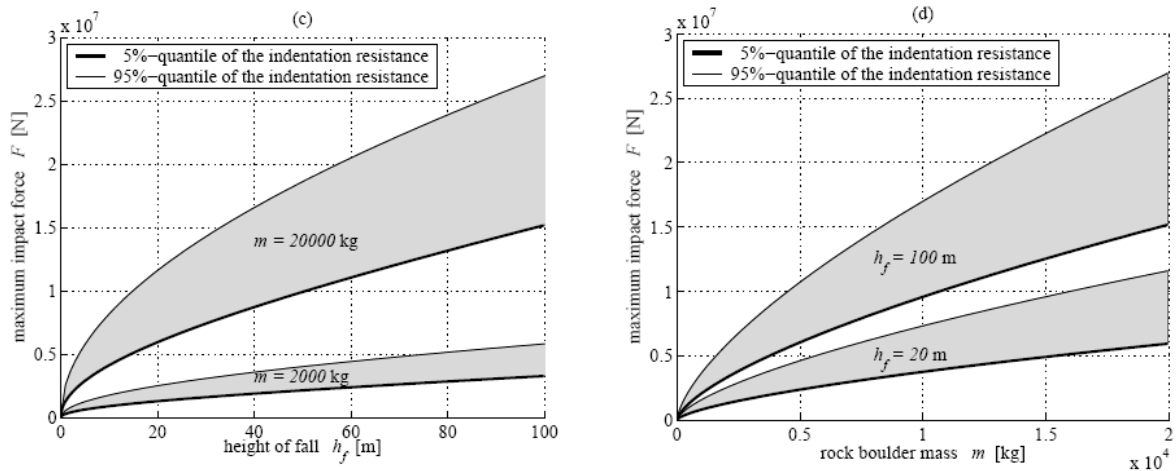


Figure 5.12 Intervalle de confiance portant sur l'effort maximal enregistré par le bloc en fonction de la hauteur de chute et de la masse du bloc, d'après Pichler 2003.

Pour finir, une comparaison des paramètres des tests D et E indique qu'ils sont équivalents (Tableau 5. 2). La vitesse est la seule caractéristique d'essai variant, mais l'écart de 1 % entre les deux hauteurs de chute reste minime. Le test E permet donc de vérifier la reproductibilité des résultats du test D. Cet aspect semble confirmé puisque des caractéristiques d'impact sont similaires, qu'il s'agisse de la profondeur de pénétration, de la durée d'impact ou de l'effort maximal.

Tableau 5. 2 Estimation des caractéristiques d'impact pour les configurations d'essais expérimentaux présentées, d'après Pichler 2003. En fonction de la masse m_b et de la hauteur de chute h_f du bloc, l'énergie à l'impact E_I est définie. La mesure de la profondeur de pénétration X permet ensuite d'évaluer la durée d'impact Δt et l'effort maximal généré sur l'impacteur F_b .

Essai	m_b (kg)	h_f (m)	E_I (kJ)	X (m)	Δt (s)	F_b (MN)
A	10 160	2,00	199	0,26	0,083	1,53
B	10 160	8,55	852	0,51	0,079	3,34
C	18 260	8,62	1 544	0,65	0,100	4,75
D	18 260	18,67	3 344	0,82	0,086	8,16
E	18260	18,85	3 377	0,85	0,088	7,95

L'utilisation d'une formulation analytique [Forrestal et al. 1994] liant les caractéristiques d'impact à la profondeur de pénétration de l'impacteur a été utilisée par les auteurs des essais. La profondeur de pénétration X est correctement estimée par cette formulation probabiliste, comme l'attestent les résultats obtenus (Figure 5.8). Il est alors possible d'évaluer la durée d'impact Δt et l'effort maximal F_b s'exerçant sur le bloc pendant l'impact d'après les équations (5.2) et (5.3). Les informations ainsi obtenues vont pouvoir être comparées aux résultats issus des simulations présentées par la suite. Les essais A et B correspondent aux

impacts réalisés avec le bloc de masse $m_b = 10\,160\text{ kg.m}^{-3}$ tandis que les essais C à E sont effectués avec celui de masse $m_b = 18\,260\text{ kg.m}^{-3}$. Une nomenclature équivalente sera utilisée pour désigner les différentes simulations d'impacts numériques.

5.3. Modélisation des essais d'impacts

5.3.1. Présentation du modèle

Les données et résultats expérimentaux présentés précédemment sont utilisés lors de la modélisation. Deux configurations d'essais sont nécessaires puisque deux blocs de tailles distinctes sont utilisés lors des essais réels (Figure 5.13). Pour les deux modèles, des géométries équivalentes de la tranchée sont utilisées. Elles correspondent à une hauteur de 3 m pour une largeur de 4 m, conformément à l'expérimentation. Le remblai modèle est contenu par les conditions limites constituées de cinq plaques, appelées aussi contour. On ne modélise par le sol environnant, que se soit autour ou sous le remblai. Ce choix est fait en raison de la nature de ce milieu, composé partiellement de granite [Pichler 2003] et dont la rigidité est en conséquence beaucoup plus élevée que celle du remblai. En effet, le module d'Young moyen \bar{E} de ce dernier vaut 200 MPa alors que celui du sol environnant est compris dans l'intervalle $[500\text{ MPa} ; 50\text{ GPa}]$ Le Tableau 5. 3 indique le nombre d'éléments des principaux composants du modèle.

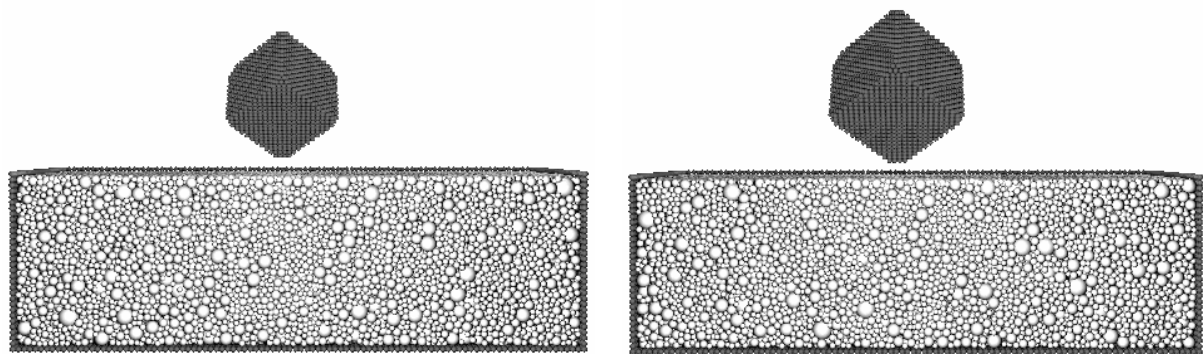


Figure 5.13 Coupe des deux modèles destinés à la simulation d'impacts. La configuration des essais A et B est présentée (à gauche) ainsi que la configuration des essais C à E (à droite). En gris clair sont représentés les éléments discrets formant le remblai, englobés par les conditions limites (en gris foncé). Le bloc impacteur (en gris foncé) est placé au centre supérieur du remblai.

Tableau 5. 3 Diamètre moyen et nombre d'éléments constitutifs des structures principales du modèle

Structure	contour	remblai	Impacteur A-B	Impacteur C à E
Nombre d'éléments	17 720	72 576	6 896	8 772
Diamètre moyen	0,05	0,058	0,045	0,05

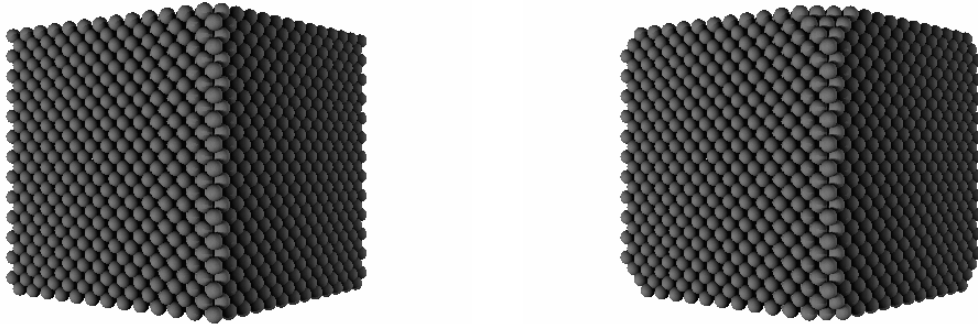


Figure 5.14 Représentation de l'impacteur, selon sa forme initiale (à gauche) et modifiée (à droite).

Ces nombres d'éléments tiennent compte d'une rectification géométrique imposée aux deux types d'impacteurs. Le profil saillant des sommets de ces derniers a été modifié pour le rendre légèrement moins anguleux (Figure 5.14). Deux raisons ont motivé ce choix. En premier lieu, la taille caractéristique des éléments modélisant le remblai est équivalente à celle des éléments du bloc (Tableau 5. 3). Si le sommet de l'impacteur est modélisé en son extrémité par un seul élément, l'ordonnée pour laquelle le bloc entre en contact avec le milieu granulaire dépend alors de manière non négligeable de l'arrangement. De plus, le bloc doit avoir un comportement rigide comparé à celui de la couche granulaire. Mais lors d'un impact avec un sommet, la géométrie non modifiée de l'impacteur induit un contact initial entre l'élément situé à l'extrémité et le remblai. Cet élément doit alors transmettre l'ensemble des efforts s'exerçant entre le bloc et la couche granulaire. L'élasticité de l'impacteur doit par conséquent être augmentée si l'on souhaite respecter la condition de rigidité du bloc. Le pas de temps de calcul est alors trop pénalisant pour que cette configuration soit envisagée. L'option de supprimer les éléments situés aux extrémités des sommets (Figure 5.14) sera utilisée pour l'ensemble des calculs présentés par la suite. Cet écrêtage, nécessaire uniquement au niveau du sommet impactant le milieu granulaire, a été généralisé à l'ensemble des sommets.

Toujours dans le but de garantir la rigidité de l'impacteur devant le remblai, la rigidité normale K_n des éléments constituant le bloc est estimée à $20\,000\text{ MN.m}^{-2}$. Cette rigidité est quatre fois plus élevée que celle attribuée à l'impacteur des simulations présentées au chapitre précédent.

Les propriétés mécaniques du remblai sont à présent discutées, en commençant par sa porosité. Bien que la porosité réelle soit de l'ordre de 0,33, nous avons fait le choix de conserver la valeur de porosité attribuée lors des simulations d'essais d'impacts du chapitre 4. Sa valeur de 0,35 diffère peu de la valeur réelle. Cette solution a été choisie afin de limiter la calibration des paramètres du modèle actuel et ainsi réutiliser tant que possible ceux qui ont été estimés lors des chapitres 3 et 4.

Les propriétés élastiques sont à présent étudiées. Le remblai réel possède un module d'Young moyen \bar{E} évalué à 196 MPa, ce qui correspond approximativement au double de la valeur établie lors des simulations d'essais triaxiaux, ensuite utilisée lors des essais d'impacts à énergie modérée (cf. chapitre 3, Tableau 3.4). Sa valeur doit être ajustée ici, d'autant que le module élastique influence le comportement à l'impact [Donzé et al. 1999]. D'après les simulations d'essais triaxiaux, le module élastique à l'échelle globale ne dépend pas de la taille des éléments (cf. chapitre 3). La rigidité normale à attribuer aux éléments constituant le remblai peut directement être déduite de la figure 3.42. On obtient que le module élastique global est de l'ordre de 200 MPa lorsqu'une valeur de 400 MN.m^{-2} est attribuée à la rigidité

normale locale K_n . En revanche, cette valeur serait à ajuster dans le cas où la raideur tangentielle locale K_s serait aussi modifiée. La valeur de K_s utilisée précédemment sera conservée ici, puisque K_s n'a quasiment pas d'influence sur le comportement en grandes déformations (cf. chapitre 3).

Concernant le comportement plastique, l'utilisation des mêmes types de lois que celles évoquées aux chapitres 3 et 4 semble indiquée. En effet, dans le cas contraire, cela reviendrait à ne plus considérer un modèle de loi de comportement intrinsèque au matériau, mais dépendant de la gamme d'énergie d'impact. Conformément à la loi de comportement attribuée au matériau granulaire par les auteurs des essais, le modèle discret ne possède pas de résistance à la traction et respecte le critère de Mohr-Coulomb en cisaillement. En revanche, la fermeture du critère de rupture en compression, prônée par les expérimentateurs (Figure 5.5) n'est pas implémentée ici. En effet, celle-ci pourrait être approximée localement par la loi élastoplastique en compression mais son utilisation lors des simulations d'impacts précédentes a montré des limites (cf. chapitre 4). La seule compaction locale intervenant dans le modèle provient donc des lois de dissipations complémentaires implémentées lors des simulations d'impacts à énergie modérée et qui seront encore utilisées ici.

Le critère de rupture en cisaillement correspond à l'une des trois limites du domaine élastique pour la loi de comportement choisie par les expérimentateurs (Figure 5.5). Lors de la phase expérimentale, les paramètres du critère de Mohr-Coulomb établis lors des essais triaxiaux sur matériaux granulaires (Figure 5.6) correspondent à un angle de frottement ϕ de 36° et une cohésion c égale à 94 kPa . L'ensemble des sols considérés respecte ce critère de rupture, bien que les remblais diffèrent par leurs formes, leurs granulométries, leurs tailles et leurs indices des vides [Pichler 2003].

Cependant, l'expérimentation montre aussi que le critère de rupture d'un matériau granulaire respecte le critère de Mohr-Coulomb pour les pressions de confinement inférieures à 1 MPa . Au-delà de cette valeur, le phénomène de fracturation intervient et la pente du critère tend à s'adoucir [Biarez et Hicher 1994]. D'autre part, le matériau granulaire employé lors des essais contient peu de fines (Figure 5.3). Le paramètre de cohésion évalué à 94 kPa par régression paraît surestimée, comparée aux valeurs généralement trouvées. Cet écart est expliqué par la variabilité des résultats regroupés (Figure 5.3), allié à la remarque précédente au sujet de l'influence de la pression de confinement.

Afin de vérifier cet aspect, les trois essais triaxiaux réalisés à pressions de confinement inférieures à la pression critique de 1 MPa ont été considérés (Figure 5.6). Les résultats ont été regroupés dans un nouveau diagramme (Figure 5.15). Le critère de Mohr-Coulomb obtenu correspond à une cohésion de 18 kPa et un angle de frottement de $39,5^\circ$. La valeur de cohésion est davantage conforme à l'expérimentation. De même l'angle de frottement est davantage en accord avec les valeurs constatées sur les remblais présentés ou modélisés précédemment ([Lapierre et al.1990], [Montani 1998] et [Ploner et al. 2000]). En raison de ces résultats, les paramètres de plasticité établis lors du chapitre 3 seront employés lors des simulations d'impacts à énergie élevée. De même, les valeurs des paramètres dynamiques établis lors du chapitre 4 seront utilisées. Le jeu de paramètres gouvernant le modèle est donc identique à celui défini au chapitre précédent, hormis pour les rigidités normales K_n de l'impacteur et du remblai, comme indiqué précédemment.

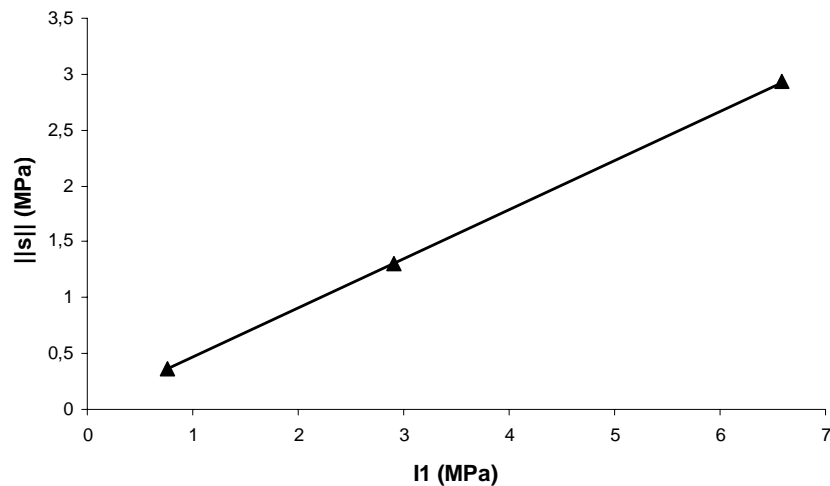


Figure 5.15 Points de ruptures expérimentaux dans le plan $(I_1; ||s||)$ pour les trois pressions de confinement inférieure à 1MPa ($p = 103$ kPa, $p = 414$ kPa et $p = 965$ kPa), issus de la Figure 5.6 [Pichler 2003]. La droite de Mohr-Coulomb correspondante est caractérisée par une cohésion de 18 kPa et un angle de frottement de $39,5^\circ$.

5.3.2. Simulations d'impacts

Les simulations relatives au Tableau 5. 2 sont à présent exposées, à l'exception du cas de figure E. Ce dernier correspond davantage à un essai de reproductibilité, aspect ayant déjà été abordé précédemment (cf. Chapitre 4) et qui ne sera pas considéré ici. Les résultats sont moins détaillés que ceux portant sur les impacts à énergie modérée, en raison d'une information limitée concernant les résultats expérimentaux. Les courbes d'effort s'exerçant sur l'impacteur et de profondeur de pénétration de ce même impacteur sont présentées en fonction du temps. La durée d'impact, caractérisée par le temps pendant lequel l'accélération subit un pic est déduit des courbes. Ces trois grandeurs peuvent alors être comparées aux valeurs estimées expérimentalement afin de vérifier la validité de l'approche discrète réalisée.

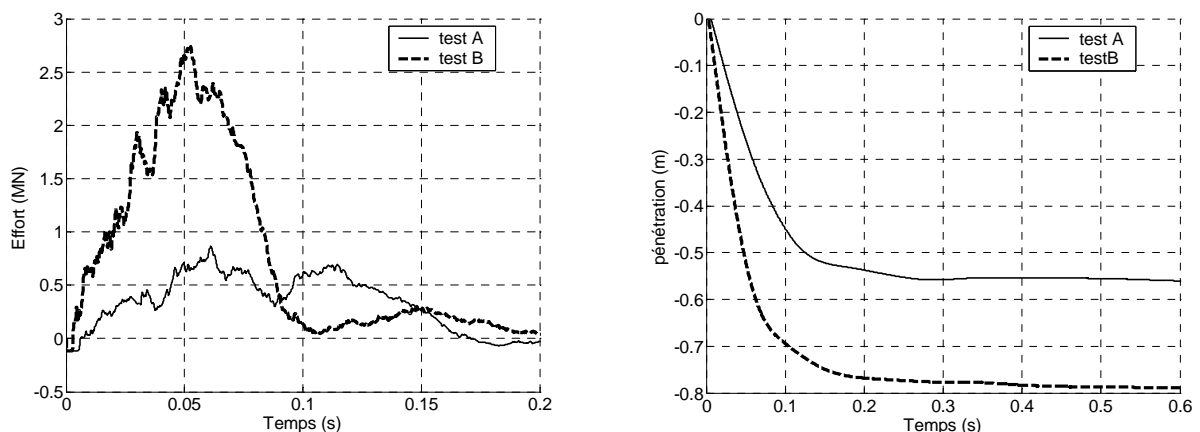


Figure 5.16 Simulations d'impacts pour les tests A et B. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.

Les deux simulations correspondant aux tests A et B du Tableau 5. 2 sont illustrées ci-dessus (Figure 5.16). Concernant le test A, la profondeur de pénétration est proche de 0,56 m et un effort maximal de 0,87 MN environ. Au test B correspondent une profondeur de pénétration de 0,79 m et un effort de 2,73 MN. Les durées d'impact peuvent être estimées à 0,16 s pour le test A contre 0,1 s pour le test B.

Les valeurs obtenues ne coïncident pas avec les valeurs expérimentales (Tableau 5. 2). Ce constat est immédiat pour le test A puisque la profondeur de pénétration et le temps caractéristique d'impact sont deux fois supérieurs aux valeurs expérimentales. Dans le même temps, l'effort maximal subi par l'impacteur est deux fois moindre que l'effort réel. Cette tendance est toujours observable pour le test B, mais l'écart est moins significatif. La profondeur de pénétration est surestimée de 40 % tandis que l'erreur est de l'ordre de 20 % sur l'effort maximal et sur la durée d'impact. En comparant les profondeurs de pénétration obtenues numériquement avec l'intervalle de confiance attribué à sa valeur expérimentale (Figure 5.17), on constate que les simulations ne se situent pas dans l'intervalle en question. La profondeur de pénétration est surestimée d'un facteur deux. Cette surestimation vaut aussi pour le temps caractéristique d'impact, comparé à celui déduit de la formulation analytique. En revanche, l'effort maximal est sous-estimé, toujours d'après la formulation analytique.

Les simulations des tests C et D sont maintenant abordées. Les profondeurs de pénétration obtenues valent 0,80 m et 0,94 m pour respectivement les essais C et D (Figure 5.18). A ces valeurs correspondent des durées d'impact estimées à 0,11 s et 0,08 s. Enfin, les efforts maximaux sont évalués à 4,1 MN et 7,86 MN.

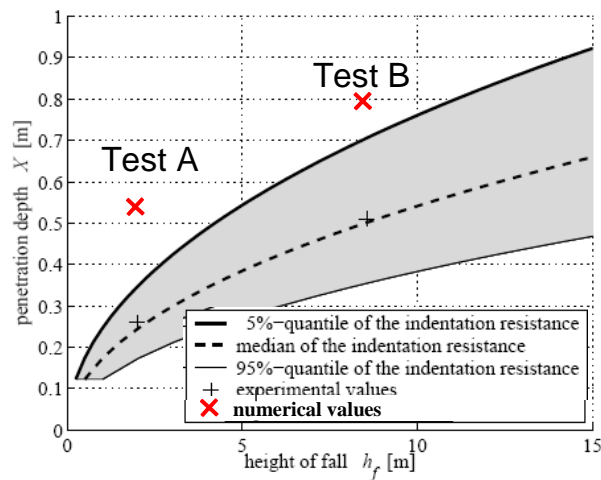


Figure 5.17 Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentales et numériques pour les tests A et B. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et des résultats numériques.

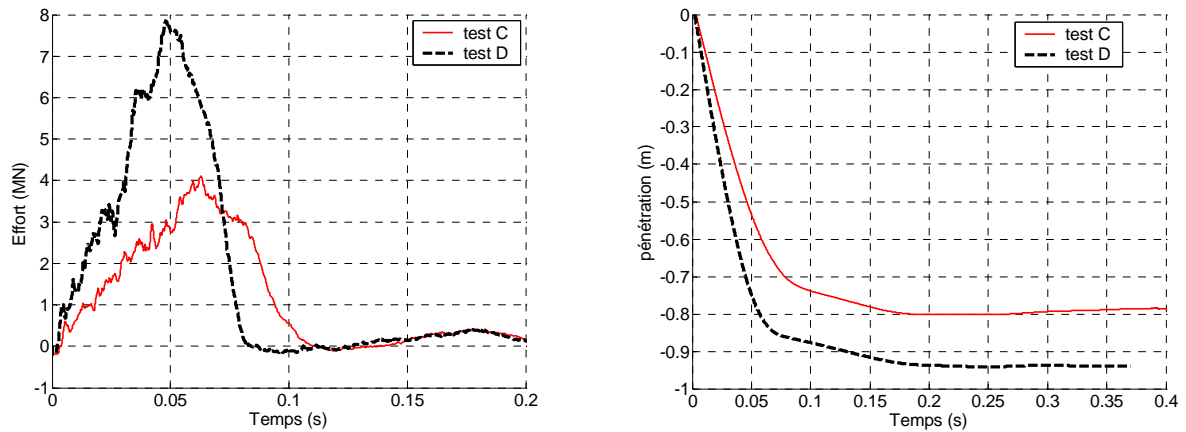


Figure 5.18 Simulations d'impacts pour les tests C et D. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.

Les valeurs de profondeur de pénétration obtenues avec ces deux essais sont cette fois bien plus proches des valeurs expérimentales, comparées aux tests A et B réalisés avec l'impacteur de 10 160 kg. Par comparaison avec le Tableau 5. 2, on obtient un écart de 23 % pour l'essai C et 16 % pour l'essai D. En conséquence, les durées d'impact et les efforts maximaux correspondent aussi davantage à l'expérimentation.

De plus, les valeurs de pénétration sont comprises dans l'intervalle de confiance établi lors de l'étude expérimentale (Figure 5.19), contrairement aux simulations précédentes. Comme les valeurs de pénétration sont situées dans l'intervalle de confiance de l'expérimentation, les valeurs numériques d'effort maximal et de durée d'impact peuvent être comparées à leur estimation analytique. Déduites des formules précédentes, les valeurs d'effort maximal d'impact s'exerçant sur le bloc valent respectivement 4,75 MN et 8,16 MN pour les tests C et D. La durée d'impact sont respectivement estimées à 0,1 s et à 0,088 s. Les écarts relevés entre les valeurs numériques et analytiques d'efforts sont de 15 % pour le test C et 5 % pour le test D. La différence repérée sur la durée d'impact est équivalente dans les deux cas et égale à 10 %.

Il est cependant difficile d'interpréter ces valeurs car la cinématique expérimentale de l'impacteur est inconnue. Lors des simulations, la pénétration du bloc s'effectue en deux phases observables sur l'ensemble des tests (Figure 5.16 et Figure 5.18). On distinguera la phase initiale d'impact et la phase secondaire, en référence à la terminologie employée lors des simulations d'impacts à énergie modérée (cf. chapitre 4). Ce phénomène ayant déjà été observé expérimentalement (cf. chapitre 4), la présence d'une double phase n'est pas incohérente.

Il existe néanmoins une différence notable entre les estimations provenant des formules analytiques et les simulations. L'utilisation des formules analytiques implique de considérer que le temps caractéristique d'effort est équivalent au temps caractéristique de pénétration de l'impacteur. Considérons à nouveau l'évolution cinématique du test D obtenu par simulation (Figure 5.18). Le temps caractéristique d'effort est estimé à 0,08 s et correspond approximativement à la phase initiale d'impact. Le temps caractéristique de pénétration peut, lui, être estimé à 0,2 s. Les deux temps caractéristiques numériques ne concordent pas, ce qui revient aussi à dire que la profondeur de pénétration obtenue pendant le temps caractéristique d'impact diffère de la profondeur de pénétration finale. Si l'on suppose à présent que le

phénomène de double phase intervient aussi lors des essais réels, les deux temps caractéristiques d'impact et de pénétration expérimentale sont aussi distincts. L'estimation de la durée d'impact et de l'effort maximal s'exerçant sur le bloc à partir des formules analytiques ne peut donc constituer qu'une approximation. Ces résultats, associés à résultats expérimentaux et numériques du chapitre 4 indiquent que la partie significative de l'effort (ou de l'accélération au chapitre 4) ne permet pas de retracer toute la pénétration de l'impacteur, et qu'en effectuant cette approximation, une erreur est commise.

Ces quatre simulations d'essais A, B, C et D indiquent que l'ordre de grandeur de la profondeur de pénétration est correctement approché pour les trois derniers essais cités. Les simulations C et D sont comprises dans l'intervalle de confiance estimé par les expérimentateurs. La concordance entre l'expérimental et les simulations n'est donc pas vérifiée pour l'ensemble des essais. Une investigation supplémentaire est donc entreprise pour les hauteurs de chutes plus élevées afin de vérifier la validité du modèle pour les hautes énergies d'impact.

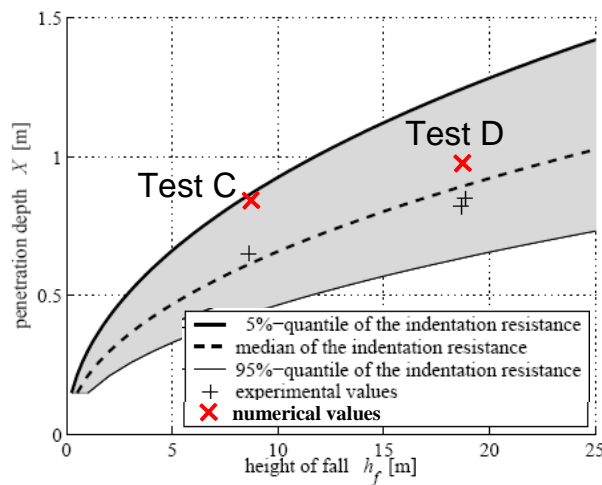


Figure 5.19 Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentales et numériques pour les tests C et D. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et des résultats numériques.

Les profondeurs de pénétration estimées analytiquement sont connues pour les hauteurs de chute de 20 m et 100 m en fonction de la masse de l'impacteur (Figure 5.12). Des simulations sont réalisées à ces deux hauteurs de chutes pour l'impacteur de masse 10 160 kg. Les énergies potentielles mises en jeu ici atteignent 20 000 kJ, ce qui correspond à l'ordre de grandeur pour lequel les merlons doivent être dimensionnés (cf. chapitre 1). On présente les résultats obtenus avec le premier impacteur cité.

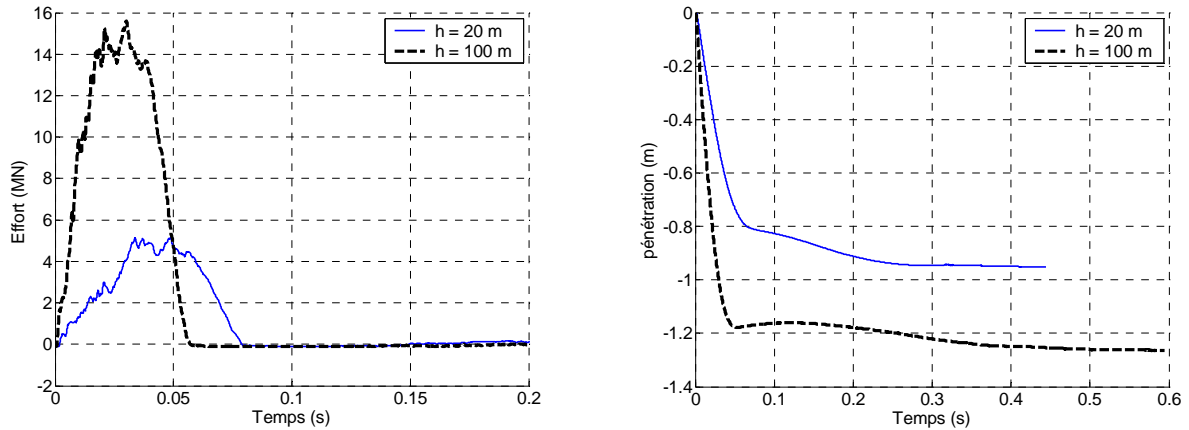


Figure 5.20 Simulations d'impacts réalisées avec l'impacteur de masse 10 160 kg pour les hauteurs de chute de 20 et 100 m. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.

Les temps caractéristiques d'impact simulés sont estimés à 0,08 s et à 0,06 s respectivement pour les hauteurs de chute de 20 m et 100 m (Figure 5.20). Les efforts maximaux correspondants valent 5,2 MN et 15,6 MN tandis que les profondeurs de pénétration sont proches de 0,95 m et 1,27 m. Les valeurs de pénétration issues de la simulation sont comprises dans l'intervalle de confiance estimé d'après d'expérimentation (Figure 5.21). Bien que la gamme d'énergie considérée ici soit jusqu'à dix fois plus importante que celle correspondant aux essais A et B, on constate que la simulation donne une bonne approximation de la profondeur de pénétration. On observe en revanche que la profondeur de pénétration est située vers l'extrémité inférieure de l'intervalle de confiance pour l'essai à 100 m de hauteur de chute, alors que le constat inverse était obtenu dans chaque essai précédent.

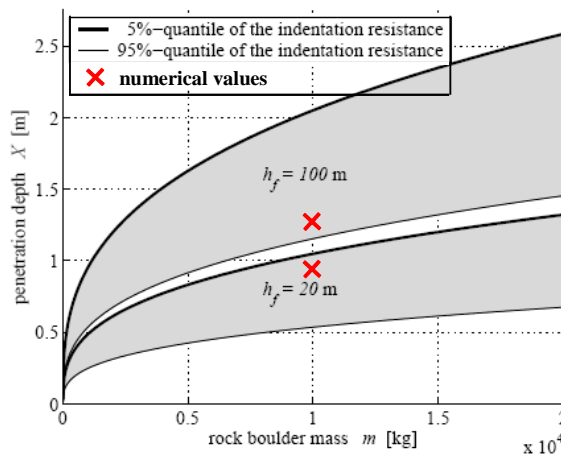


Figure 5.21 Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentales et numériques pour les impacts à grandes énergies avec l'impacteur de masse 10 160 kg. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et des résultats numériques.

La configuration géométrique en fin de simulation d'impact et les déplacements engendrés sont à présent considérés (Figure 5.22). Une partie des éléments du remblai subit un phénomène d'éjection, aspect que l'on ne constate pas lors des essais réels (Figure 5.11). Les déplacements générés par l'impact concernent non seulement l'ensemble des éléments situés

autour de l'impacteur mais s'étendent jusqu'à la condition limite inférieure. Il est donc nécessaire de vérifier que le choix de condition limite ne perturbe pas le phénomène d'impact.

Afin de quantifier l'influence de la condition limite inférieure, une simulation a été entreprise avec une couche de 5 m d'épaisseur au lieu de 3 m. Cela revient à modéliser le remblai et les 2 m de substratum situés immédiatement sous le remblai. N'ayant aucune information précise sur le comportement mécanique du substratum, si ce n'est une évaluation de son module d'Young, les propriétés mécaniques sont considérées équivalentes à celles attribuées au remblai. D'après des simulations d'impact antérieures, la profondeur de pénétration diminue lorsque le module de Young augmente [Donzé et al. 2001]. Puisque le module élastique du substratum est en pratique plus élevé que celui du remblai, la profondeur de pénétration doit être surévaluée. Si cette valeur reste proche de celle obtenue avec le modèle utilisé jusqu'ici, l'influence de la condition limite pourra être négligée.

La comparaison du modèle de 5 m de profondeur a été effectuée avec celle de l'essai D (Figure 5.19). L'effort maximal est moindre dans le cas de la simulation réalisée avec 5 m d'épaisseur, la diminution correspondant à environ 25 % de l'effort maximal généré pour le cas à 3 m d'épaisseur. La durée d'impact est aussi modifiée, passant de 0,08 s à 0,1 s, soit une augmentation de l'ordre de 25 % aussi. La profondeur de pénétration, qui est égale à 0,94 m pour la simulation réalisée avec 3 m d'épaisseur, est égale à 1,05 m dans le cas à 5 m. L'écart se limite donc à 10 %, contrairement à celui observé pour les deux grandeurs précédentes. Sachant que l'on a modélisé le sol par une couche moins raide que la couche réelle, cette différence de 10 % ne paraît pas significative. On peut donc considérer que l'expérimentation est convenablement approchée en ne prenant en compte que l'épaisseur de remblai lors de la modélisation. Concernant l'estimation des grandeurs via la formulation analytique, cet aspect indique que l'estimation de la durée d'impact et de l'effort maximal en fonction de la profondeur de pénétration ne constitue bien qu'une approximation.

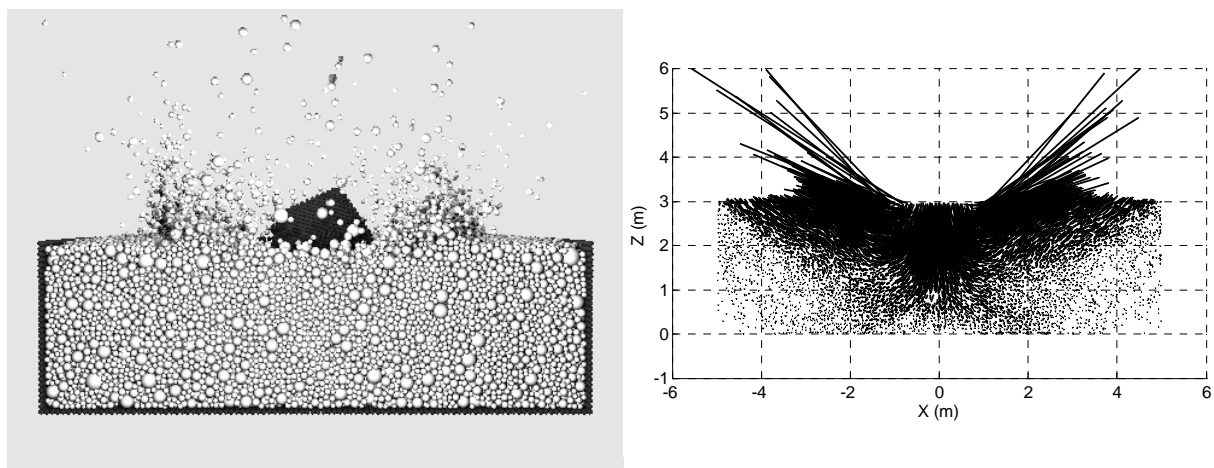


Figure 5.22 Configuration en fin de simulation d'impact à 100 m de hauteur de chute: visualisation des positions des éléments et de l'enfoncement du bloc dans le milieu granulaire (à gauche) et mouvement des éléments pendant la phase d'impact (à droite).

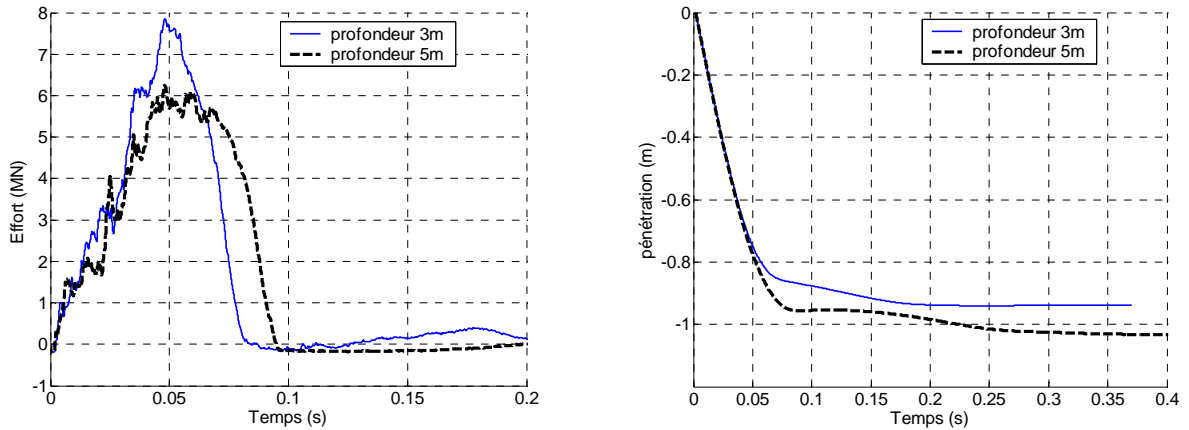


Figure 5.23 Simulations d'impacts réalisées avec l'impacteur de masse 18 260kg pour une hauteur de chute de 18.67m (essai D). Comparaison entre l'effort s'exerçant sur le bloc et la profondeur de pénétration pour les modèles de 3m et 5m d'épaisseurs.

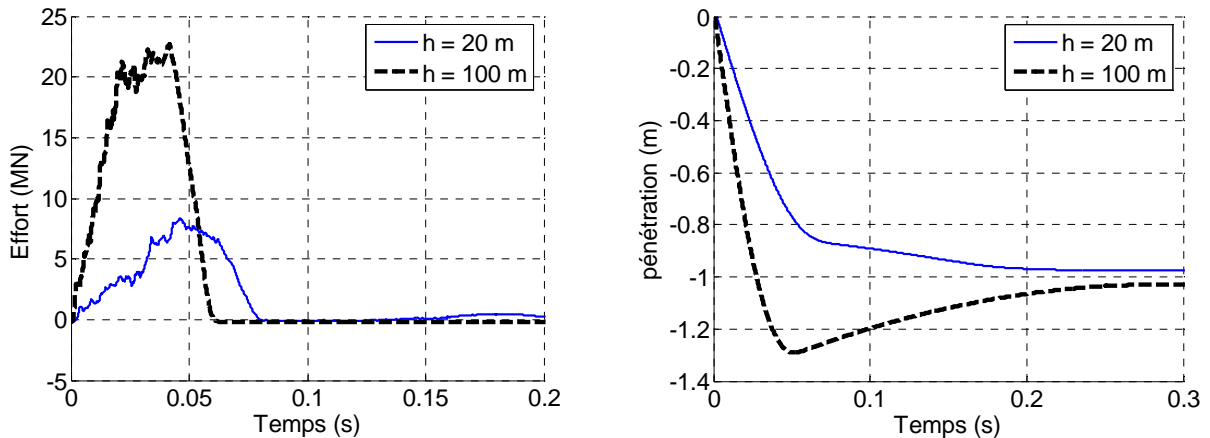


Figure 5.24 Simulations d'impacts réalisées avec l'impacteur de masse 18 260kg pour les hauteurs de chute de 20 et 100 m. Evolutions temporelles de l'effort s'exerçant sur le bloc et de sa profondeur de pénétration.

Finalement, deux simulations sont réalisées avec l'impacteur de 18 260 kg pour les hauteurs de chutes de 20 m et 100 m (Figure 5.24). Les efforts maximaux sont respectivement égaux à 8,33 MN et 22,7 MN, tandis que les durées d'impact valent 0,08 s et 0,061 s. La profondeur de pénétration finale est proche de 0,98 m pour 20 m de hauteur de chute, alors la valeur correspondante pour 100 m de hauteur de chute n'est pas établie.

Concernant la simulation à 100 m de hauteur de chute, l'impacteur subit un rebond important, qui le fait quasiment coïncider avec la profondeur de pénétration finale du cas $h = 20$ m après 0,3 s. Le bloc rebondit de 0,25 m environ, alors que sa profondeur de pénétration en phase initiale atteint 1,25 m. Une telle restitution d'énergie potentielle n'est apparue ni pour les essais expérimentaux évoqués au chapitre 4 [Montani 1998], ni dans l'ensemble des simulations d'impact présentées aux chapitres 4 et 5. La pénétration de l'impacteur en phase initiale est quasiment égale à la moitié de la hauteur de remblai. Il est possible que l'effet des conditions limites fixes intervienne de façon non négligeable cette fois. La formulation analytique (5.1) utilisée pour estimer la profondeur de pénétration [Li et Chen 2003] est

valable, elle, pour un milieu infini et homogène. Cette dernière simulation ne sera donc pas considérée par la suite.

En revanche, la profondeur de pénétration obtenue numériquement pour la hauteur de chute à 20 m correspond bien à la prévision analytique (Figure 5.25). La valeur de pénétration finale, égale à 0.98 m est située dans l'intervalle de confiance établi par les expérimentateurs [Pichler 2003], qui est approximativement égal à $[0.7 \text{ m} ; 1.25 \text{ m}]$.

Finalement, il est possible de regrouper l'ensemble des essais expérimentaux et numériques dans un diagramme représentant la profondeur de pénétration en fonction de l'énergie d'impact (Figure 5.26). Les profondeurs expérimentales ainsi que leurs intervalles de confiance y figurent, parallèlement aux valeurs numériques. Seules les simulations liées aux deux plus faibles énergies d'impact ne coïncident pas avec l'intervalle de confiance expérimental. La profondeur de pénétration est représentative de la pénétration expérimentale pour les énergies d'impact supérieures à 1 000 kJ. Ce constat se vérifie pour les simulations impliquant une énergie d'impact allant jusqu'à 10 000 kJ. Au-delà de cette valeur, seul le bloc de 18 260 kg chutant d'une hauteur de 100 m a été modélisé. Cette configuration, qui correspond à une énergie d'impact de l'ordre de 20 000 kJ, n'a pas été intégrée ici en raison de sa non-représentativité.

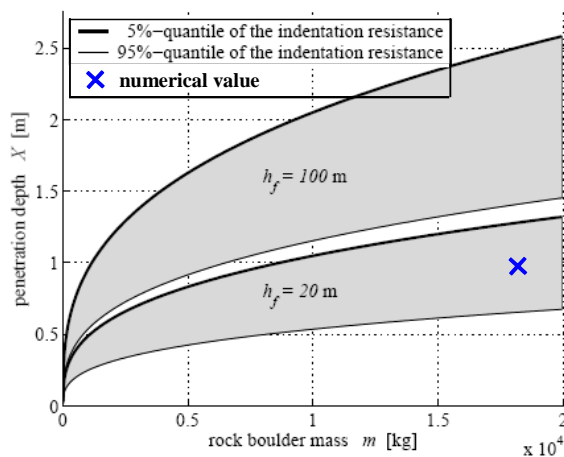


Figure 5.25 Comparaison des profondeurs de pénétration expérimentale et numérique pour l'impact à grande énergie avec l'impacteur de masse 18 260kg. Regroupement de l'étude expérimentale [Pichler 2003] et du résultat numérique.

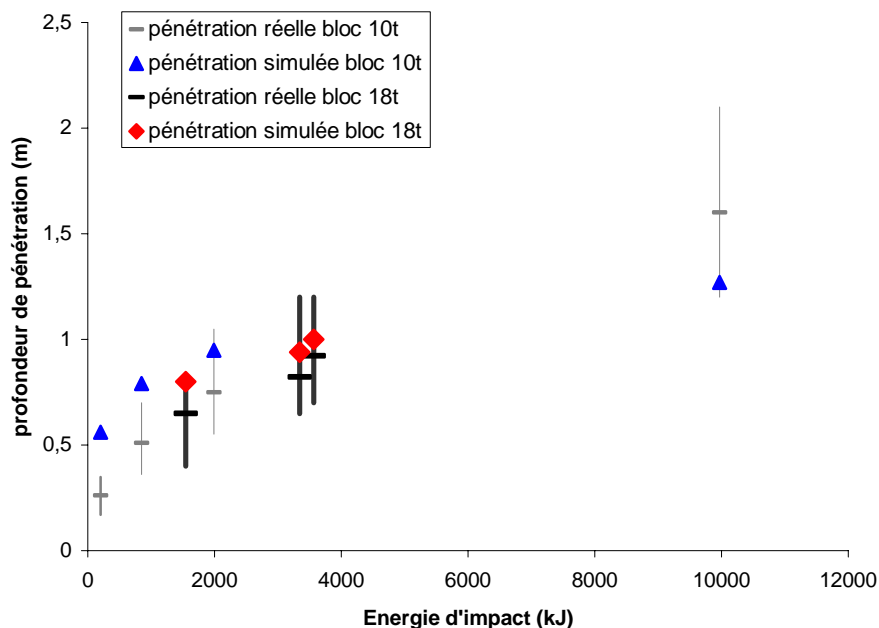


Figure 5.26 Profondeur de pénétration en fonction de l'énergie d'impact. Comparaison de la profondeur expérimentale et de son intervalle de confiance [Pichler 2003] à la profondeur simulée.

D'autre part, la différence entre les profondeurs numérique et expérimentale semble diminuer continuellement lorsque l'énergie d'impact augmente (Figure 5.26). La simulation de l'essai D a montré que la profondeur de pénétration est peu influencée par la hauteur de remblai (Figure 5.23). Cet essai correspondant à une énergie d'impact proche de 3 500 kJ, la pénétration ne semble donc pas influencée par un effet de paroi pour les énergies d'impact plus faibles. Il ne s'agit pas a priori d'un effet dû à la discrétisation puisque la taille caractéristique de la pénétration est largement supérieure à la taille moyenne des éléments du modèle.

La Figure 5.26 indique que la pénétration est surestimée lors des simulations pour les énergies faibles et tend à être sous-estimée dans le cas contraire. Les phénomènes dissipatifs ne sont donc pas tout à fait décrits par les simulations. Les paramètres régissant le comportement – statique comme dynamique – du modèle de remblai ne sont pas complètement représentatifs du comportement réel. Une correction pourrait être apportée afin que les profondeurs de pénétration numériques convergent vers les valeurs expérimentales. Cette modification ne sera pas entreprise ici car, la modélisation des essais d'impacts à énergie élevée avait pour but de vérifier la validité du jeu de paramètres établi lors des chapitres précédents. Seules les raideurs normales modélisant l'impacteur et le remblai ont été ajustées. Cette modification a permis d'approcher convenablement la profondeur de pénétration. Il n'a pas été nécessaire de prendre en compte la fermeture du critère de rupture pour les pressions élevées (Figure 5.5), comme préconisé par les auteurs des essais expérimentaux [Pichler 2003]. En conséquence, le jeu de paramètres et les lois de comportement implémentés dans le modèle caractérisent suffisamment l'expérimentation pour être considéré comme validé.

Bien qu'elles ne fassent pas l'objet de développements plus poussés ici, des améliorations possibles peuvent être avancées. Les phénomènes dissipatifs sont partiellement dus à la loi visqueuse non linéaire (cf. chapitres 2 et 4). Cette loi dépend notamment du paramètre

adimensionnel α , calibré au chapitre précédent et de la raideur normale k_N du contact entre deux éléments. La modification de cette raideur sans réajustement du paramètre α modifie probablement l'influence de la loi visqueuse sur la dissipation d'énergie. Une nouvelle phase de calibration semble donc nécessaire pour réajuster la valeur de α . D'autre part, la prise en compte du phénomène de compaction intervenant dans le remblai réel peut aussi être envisagée. L'insertion d'une limite élastoplastique en compression pourrait améliorer la modélisation des essais à énergies d'impacts proche de 10 000 kJ. C'est dans ces gammes de valeurs que les efforts aux contacts sont les plus importants. En calibrant la limite élastoplastique de manière à ne la faire intervenir que pour ces énergies, des résultats analogues à la figure 4.16 sont à attendre : son intervention fait notamment croître la profondeur de pénétration. La valeur de cette dernière obtenue pour la simulation d'impact à 10 000 kJ (Figure 5.26) pourrait donc être mieux approchée.

Le comportement de l'impacteur est représenté convenablement lors des simulations réalisées. Mais la comparaison des impacts expérimentaux et numériques montre une différence. L'impact réel n'implique que peu de mouvement de matière tandis que l'éjection d'éléments discrets intervient systématiquement lors des simulations (Figure 5.22). Cette éjection de matière plus importante numériquement indique que l'énergie n'est pas autant dissipée par le milieu discret que par le milieu réel. Ce phénomène avait par ailleurs déjà été observé au chapitre 4, puisque l'effort transmis au travers du remblai était supérieur à l'effort réel. Ces constats indiquent que l'on ne peut pas uniquement considérer le comportement du bloc à l'impact pour évaluer la fiabilité des simulations. Même si la profondeur de pénétration est correctement approchée dans la majeure partie des tests entrepris, elle ne peut suffire pour garantir une reproduction du comportement du remblai.

L'éjection de matière plus conséquente dans les simulations que dans l'expérimentation pourrait aussi expliquer la dissipation numérique plus limitée (Figure 5.27). La surface de contact entre le remblai et l'impacteur peut être diminuée suite à l'éjection des éléments. De même, le confinement produit par l'inertie du remblai n'est probablement pas aussi important que dans l'expérimentation. Les efforts mis en jeu sont alors sous évalués. Ces deux dernières hypothèses signifient que la dissipation par frottement serait sous estimée.

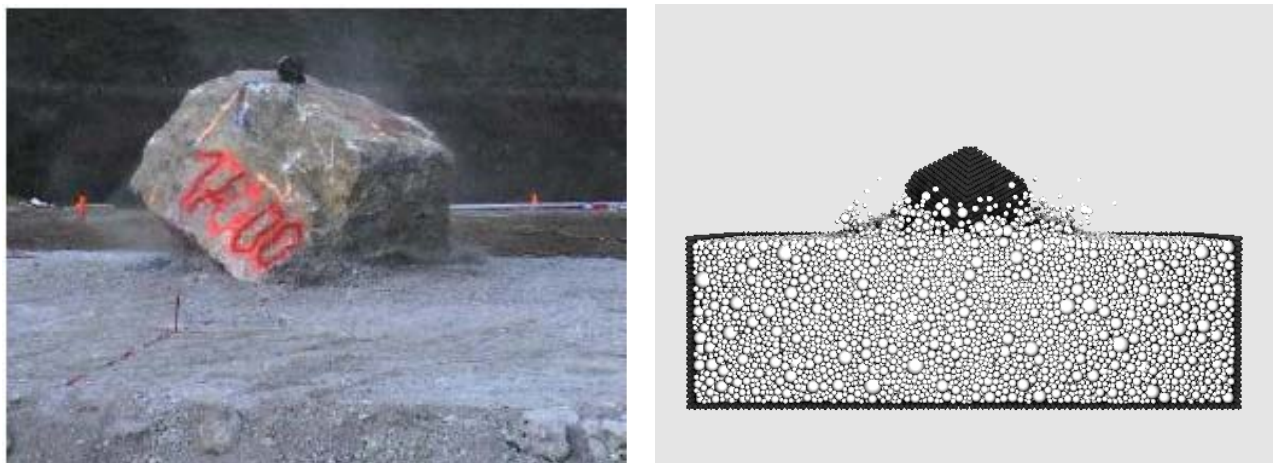


Figure 5.27 Visualisation d'ensemble après impact pour l'essai D (bloc de 18 260kg lâché d'une hauteur de 18.85m). Photographie de l'expérimentation (à gauche), d'après Pichler 2003 et coupe représentative du modèle discret (à droite).

La loi avec limite élastoplastique en compression a été proposée précédemment pour mieux approcher la profondeur de pénétration pour les énergies d'impacts proches de 10 000 kJ. De même, son insertion dans le modèle pourrait rendre compte du phénomène de compaction. L'ensemble des simulations d'impact a montré que les efforts s'exerçant sur l'impacteur et donc dans le remblai sont plus importants lorsque l'énergie d'impact augmente. Les efforts et par conséquent les contraintes mises en jeu lors des essais d'impact à énergie modérée (chapitre 4) sont donc plus faibles que pour les énergies élevées (chapitre 5). Il existe alors un intervalle de valeurs pour lequel la contrainte limite de la loi élastoplastique influence le comportement aux énergies élevées, sans modifier le comportement aux énergies modérées. Inclure la loi élastoplastique en compression n'est donc pas contradictoire avec les résultats des chapitres précédents et pourrait constituer une amélioration du modèle.

5.4. Conclusion

Des simulations d'impacts dans du remblai ont été réalisées pour des énergies d'impact comprises dans l'intervalle [800 kJ ; 20 000 kJ]. Cette gamme d'énergies nous intéresse tout particulièrement puisqu'elle correspond à celle pour laquelle les merlons de protection doivent être dimensionnés. Les essais expérimentaux entrepris pour des énergies allant jusqu'à 3 500 kJ ont principalement permis d'accéder à la profondeur de pénétration de l'impacteur dans le remblai. L'extrapolation d'une formulation analytique donnant la profondeur de pénétration en fonction de la configuration d'impact a ensuite été entreprise afin d'évaluer la pénétration pour des énergies allant jusqu'à 20 000 kJ [Pichler 2003]. En l'absence d'une connaissance plus détaillée du phénomène d'impact expérimental, la validation de l'approche discrète a été réalisée sur la comparaison des profondeurs de pénétration réelle et simulée de chaque essai. Une concordance satisfaisante a été obtenue, puisque la profondeur de pénétration est proche de l'expérimentation pour la gamme d'énergies comprises dans l'intervalle [2 000 kJ ; 10 000 kJ]. Les cas correspondant à une énergie inférieure à 2 000 kJ montrent une profondeur de pénétration excessive tandis que le cas à 20 000 kJ indique le comportement inverse. Le premier phénomène peut être imputable à une dissipation insuffisante, ou à une éjection de matière ne permettant pas de favoriser la dissipation par frottement. Le second aspect est vraisemblablement dû à l'influence des conditions limites qui diffèrent selon le modèle analytique ou modèle numérique, ainsi qu'à l'absence de compaction dans le modèle discret.

Les profondeurs de pénétration ont été correctement reproduites dans l'ensemble et lorsque la valeur simulée n'est pas située dans l'intervalle de confiance expérimental, elle reste dans un ordre de grandeur de 2. Ces résultats ont été obtenus en utilisant les paramètres définis aux chapitres 2 et 3, hormis un réajustement portant sur la rigidité du remblai et de l'impacteur. En comparaison de la loi de comportement du remblai supposée par les expérimentateurs, le modèle discret utilisé ici n'est pas sujet à la compaction et possède un angle de frottement plus élevé. Malgré les hypothèses effectuées, le comportement simulé est représentatif du comportement réel de l'impacteur dans la plupart des essais.

En revanche, la réponse en surface du milieu granulaire impacté n'est pas aussi bien reproduit par la modélisation discrète. Les simulations ont mis en évidence un phénomène d'éjection de matière, qui n'intervient pas lors des essais expérimentaux. Il paraît donc raisonnable de penser que le comportement d'un impacteur peut être correctement approché lors des simulations d'impact sur modèle de merlon, présentées au chapitre suivant. En revanche, le

Chapitre 5 : Modélisation d'impacts à énergie élevée

comportement de l'ouvrage après impact et l'éjection d'éléments discrets pouvant survenir peuvent ne pas être représentatif du comportement réel. Une amélioration possible consisterait à utiliser la loi élastoplastique en compression afin de rendre compte du phénomène de compaction et limiter ainsi le phénomène d'éjection. Les efforts mis en jeu dans le matériau granulaire lors d'un impact sont nettement plus importants pour les énergies élevées que pour les énergies modérées (cf. chapitre 4). Il serait donc possible d'étoffer la loi de comportement avec la limite élastique en compression pour favoriser la dissipation d'énergie pour les simulations du chapitre 5 sans modifier les résultats issus du chapitre 4. La calibration de la limite élastoplastique permet de parvenir à ce résultat. Les simulations présentées tout au long de ce chapitre sont cependant suffisamment représentative de l'expérimental pour ne pas nécessiter de complexifier davantage le modèle.

Chapitre 6 Analyse paramétrique - simulations d'impact sur merlons

6.1. Introduction

Les trois chapitres précédents – 3, 4 et 5 – ont permis de vérifier l'aptitude du modèle discret à simuler les comportements quasi-statique et dynamique d'un matériau granulaire. Les lois de contact et les paramètres permettant de reproduire le comportement d'un remblai ont été déterminées afin de pouvoir les incorporer dans la modélisation d'ouvrages en terre. Ils sont utilisés par la suite pour la simulation d'impacts de blocs sur merlons.

L'ensemble des résultats suivants a pour but initial de comparer le comportement d'un impact simulé aux observations relevées dans la littérature (cf. chapitre 1). Trois ouvrages de tailles distinctes sont créés, leurs dimensions étant liées à l'énergie d'impact des blocs. Par la suite elle seront désignées par configuration A, B ou C. Une étude paramétrique est ensuite réalisée sur l'ouvrage de taille intermédiaire. La configuration originale de ce dernier sera considérée comme ouvrage de référence. L'étude paramétrique porte dans un premier temps sur les caractéristiques liées à l'impacteur – taille, masse, énergies cinétiques de translation et de rotation, hauteur et orientation de l'impact. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage sont ensuite modifiées une à une afin d'estimer leur influence sur le comportement à l'impact.

Pour finir, les paramètres majeurs régissant le comportement d'un ouvrage et sa capacité à contenir un bloc rocheux sont présentés. La limite d'efficacité de l'ouvrage, liée au jeu de paramètres considérés est alors examinée à l'aide de diagrammes.

6.2. Modélisation d'impacts en grandeur nature

6.2.1. Contexte

La calibration et la validation du modèle discret ont été réalisées à partir d'impacts répertoriés sur ce type d'ouvrages. En effet, parmi les expérimentations présentées précédemment (cf. chapitre 1), seules les modèles 1 g [Blovisky 2003], les modèles réduits en centrifugeuse [Corté et al. 1989] et les essais sur ouvrages en vraie grandeur [Peila et al. 2002] sont exploitables d'un point de vue, de la modélisation numérique.

Comme précisé au chapitre 1, les modèles 1 g ne reproduisent pas les aspects quantitatifs d'un ouvrage réel. Modéliser ces essais ne permet donc pas de généraliser les résultats à l'échelle de l'ouvrage. La modélisation des essais réalisés en centrifugeuse aurait permis d'avoir une correspondance plus poussée avec le comportement réel. Néanmoins, du point de vue expérimental, les maquettes sont fortement simplifiées avec un sol non cohésif, un parement amont moins raide. Du point de vue numérique, la loi de comportement du modèle utilisé fait intervenir un comportement visqueux pour représenter le phénomène d'impact (cf. chapitres 4 et 5). En conséquence, la similitude ne peut être conservée entre maquette et ouvrage réel et des effets d'échelles sont possibles puisque le rapport d'échelle entre maquette et l'ouvrage réel est de 100. Enfin, les informations sur l'évolution des efforts et de la pénétration de l'impacteur enregistrées lors des essais en centrifugeuse ne figurent pas dans la bibliographie.

Les essais d'impact sur merlons en vraie grandeur réalisés à Meano [Peila et al. 2002] sont les seuls existants à notre connaissance pour valider l'approche discrète. Ces essais ont été approchés par des simulations présentées au chapitre 1. La modélisation des géotextiles s'est avérée délicate, en raison de l'utilisation d'éléments discrets sphériques [Plassiard et al. 2004]. En effet, à l'interface entre deux couches de sol, deux nappes de géotextiles interagissent. La modélisation de ces nappes par des sphères engendre des imbrications entre nappes voisines. Cet aspect induit un artéfact du phénomène de cisaillement à l'interface des géotextiles.

La modélisation des géotextiles et des nappes en interaction notamment demande donc un développement numérique supplémentaire. Les nappes de géotextiles ont été modélisées par des éléments articulés pour des simulations bidimensionnelles [Chareyre 2003]. La création d'éléments équivalents pour nos applications tridimensionnelles n'a pas été réalisée dans ce travail. Une autre méthode consiste à modifier les éléments sphériques afin qu'ils deviennent équivalents à des éléments plaques d'éléments finis [Villard et Le Hello 2004]. Cette méthode ne sera cependant pas utilisée ici.

L'étude paramétrique qui suit porte principalement sur l'influence des paramètres régissant l'impacteur. Les simulations présentées ensuite permettent de déduire la tendance liée à certains paramètres du merlon.

6.2.2. Présentation des trois configurations

6.2.2.1. Propriétés géométriques et mécaniques

Les merlons que l'entreprise IMS-RN prévoit de construire doivent présenter une capacité d'absorption pouvant aller jusqu'à 20 000 kJ. Il s'agit d'une valeur maximale. Les ouvrages sont dimensionnés en fonction de l'énergie d'impact et de la hauteur de passage du bloc. Par la suite, trois études de cas sont proposées, liées à des gammes d'énergie d'impact différentes :

- Inférieure à 1 000 kJ
- Comprise entre 1 000 kJ et 10 000 kJ
- Supérieure à 10 000 kJ

A chacune de ces gammes d'énergie correspond une taille de bloc. Ce dernier est toujours supposé sphérique et rigide, comparé à l'ouvrage à impacter. La masse volumique ρ_b des impacteurs constitués de roche est constante, égale à $2\,650\text{ kg.m}^{-3}$ dans les trois configurations. Les autres propriétés mécaniques et géométriques des trois blocs considérés sont données en fonction de la gamme d'énergie considérée (Tableau 6. 1).

Tableau 6. 1 Caractéristiques géométriques des impacteurs pour les trois configurations d'ouvrage

<i>Impacteurs</i>	<i>Cas A</i>	<i>Cas B</i>	<i>Cas C</i>
<i>Energie d'impact (kJ)</i>	<i>< 1 000</i>	<i>[1 000 ; 10 000]</i>	<i>> 10 000</i>
<i>Diamètre (m)</i>	<i>1.24</i>	<i>1.97</i>	<i>2.67</i>
<i>Volume (m³)</i>	<i>1.0</i>	<i>4.0</i>	<i>10.0</i>
<i>masse (kg)</i>	<i>2 650</i>	<i>10 600</i>	<i>26 500</i>

Le dimensionnement grossier des trois ouvrages destinés à contenir ces trois blocs a été évalué à partir d'études menées par l'entreprise IMS-RN. Leur taille est liée à la hauteur maximale de passage et à l'énergie du bloc donnée par la trajectographie. Pour chacun des cas, les parements amont et aval sont identiques et font un angle de 60° avec l'horizontale. Le parement amont est plus raide en pratique, de l'ordre de 65° à 70° ([LCPC 2001] et [Peila et al. 2002]). Une inclinaison plus faible a été nécessaire puisque la modélisation ne fait pas intervenir de nappes de géotextile. En leur absence, c'est la cohésion du sol qui assure la stabilité de l'ouvrage. Cette cohésion n'est cependant pas suffisante pour obtenir la stabilité de l'ouvrage pour des inclinaisons supérieures. Le Tableau 6. 2 regroupe les informations concernant les dimensions des trois modèles projetés, nommés cas A, cas B et cas C.

Tableau 6. 2 Caractéristiques géométriques des merlons pour les trois configurations

<i>Merlons</i>	<i>Cas A</i>	<i>Cas B</i>	<i>Cas C</i>
<i>Energie d'impact (kJ)</i>	<i>< 1 000</i>	<i>[1 000 ; 10 000]</i>	<i>> 10 000</i>
<i>Largeur en crête (m)</i>	<i>1.0</i>	<i>2.0</i>	<i>3.0</i>
<i>Hauteur (m)</i>	<i>2.5</i>	<i>5.0</i>	<i>7.5</i>
<i>Longueur (m)</i>	<i>6.0</i>	<i>12.0</i>	<i>18.0</i>

Les ouvrages modélisés sont uniquement constitués de remblai. Ce dernier est supposé légèrement cohésif, en raison des effets capillaires intervenant. Les propriétés mécaniques du remblai correspondent à celles évaluées au chapitre 3 (Tableau 3.5). Une légère résistance à la traction est ajoutée au modèle afin d'assurer la stabilité des éléments situés en surface des parements. L'ensemble de ces propriétés mécaniques caractérisant une éprouvette modèle de ce remblai est présenté (Tableau 6. 3).

Tableau 6. 3 Caractéristiques mécanique du remblai constitutif des merlons considérés pour les trois configurations de référence

<i>Module initial E_0 (MPa)</i>	<i>100.0</i>
<i>Coefficient de Poisson ν (-)</i>	<i>0.3</i>
<i>Angle de frottement interne ϕ_{pic} (°)</i>	<i>43.0</i>
<i>Cohésion c (kPa)</i>	<i>10.0</i>
<i>Angle de dilatance ψ_{pic} (°)</i>	<i>15.0</i>
<i>Angle de frottement résiduel $\phi_{rés}$ (°)</i>	<i>35.0</i>
<i>Résistance à la traction T (kPa)</i>	<i>2.5</i>

Ces propriétés mécaniques mesurées à l'échelle de l'éprouvette (cf. chapitre 3) sont obtenues d'après les lois de contacts définies au chapitre 2 en utilisant les paramètres locaux du Tableau 6. 4. De même on définit les paramètres utilisés pour modéliser le bloc, que l'on suppose rigide et incassable comparé au remblai. Les paramètres de l'impacteur sont équivalents à ceux utilisés aux chapitres 5. Seule l'interaction entre deux éléments, l'un de remblai et l'autre de l'impacteur, est modifiée. En effet, d'après l'équation (2.34), la valeur attribuée au frottement local d'un contact est égale à la plus petite valeur de frottement des deux éléments caractérisant l'interaction. D'après le tableau 3.6, le frottement local attribué au remblai vaut 17° . Cette valeur n'est pas représentative d'un contact sol – roche. Le frottement local de ce type de contact est donc rehaussé à une valeur égale à 35° afin de mieux correspondre au frottement intervenant pour ce genre d'interaction.

Tableau 6. 4 Caractéristiques mécaniques des matériaux pour les trois configurations de référence.

	<i>Impacteur</i>	<i>Remblai</i>
<i>Masse volumique solide (kg / m^3)</i>	<i>3 509.0</i>	<i>2 769.0</i>
<i>Raideur normale locale K_N ($MN.m^{-2}$)</i>	<i>5 000.0</i>	<i>200.0</i>
<i>Raideur tangentielle locale K_S ($MN.m^{-2}$)</i>	<i>1 000.0</i>	<i>40.0</i>
<i>Angle de frottement local μ (°)</i>	<i>30.0</i>	<i>17.0</i>
<i>Cohésion locale a_s (kPa)</i>	∞	<i>20.0</i>
<i>Coefficient de rigidité en roulement β_r (-)</i>	<i>0.0</i>	<i>1.8</i>
<i>Coefficient de limite élastique en roulement η_r (-)</i>	<i>0.0</i>	<i>1.8</i>
<i>Résistance à la traction (kPa)</i>	∞	<i>5.0</i>

6.2.2.2. Modélisation discrètes des ouvrages

Les trois configurations se distinguent par les deux rapports homothétiques les caractérisant, l'un portant sur l'ouvrage et l'autre sur l'impacteur. Le bloc et l'ouvrage sont constitués du même nombre d'éléments d'une configuration à une autre. Cette option a été préférée à la possibilité d'utiliser des éléments de même taille caractéristique dans les trois modèles. En effet, cette alternative engendrerait un nombre d'éléments prohibitif du point de vue calculatoire pour le modèle du cas C. Le rapport homothétique de la configuration C vaut 3, comparé à la configuration A. Cette différence peut être source d'effets d'échelles dus aux variations de tailles des éléments ou de l'ouvrage. La première variation citée ne doit pas avoir d'influence, d'après les simulations précédentes (cf. chapitres 3 et 4). L'influence de la taille de l'ouvrage ne peut être vérifiée. Seuls des essais expérimentaux réalisés à deux échelles différentes pourraient le permettre. On admet par la suite que la variation de taille entre les cas A et C est suffisamment réduite pour ne pas entraîner d'effets d'échelles. Le rapport homothétique du modèle A est choisi comme rapport de référence pour la suite (Tableau 6. 5). Les rapports homothétiques et tailles caractéristiques des autres cas sont déduits en fonction des Tableau 6. 1 et Tableau 6. 2. Si les propriétés géométriques des ouvrages et des éléments constitutifs changent d'une configuration à l'autre, ce n'est pas le cas des propriétés mécaniques attribuées aux éléments (Tableau 6. 5). Le modèle présenté (Figure 6.1) est constitué de 184 511 éléments au total. Ces éléments se répartissent en 145 580 éléments pour le remblai, 4072 pour le bloc et 26339 pour les conditions aux limites.

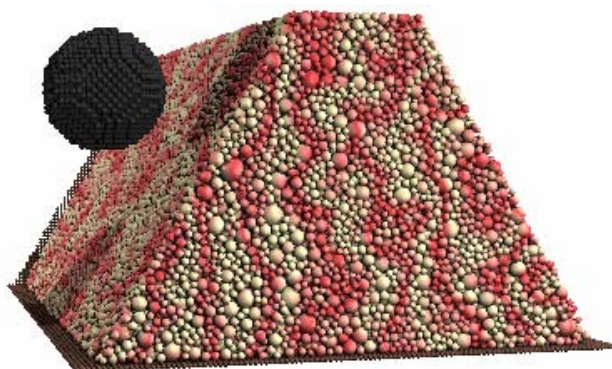


Figure 6.1 Configuration du modèle discret utilisée pour le cas B. Les modèles A et C sont semblables, aux rapports homothétiques près.

Tableau 6. 5 Caractéristiques géométriques des merlons pour les trois configurations de référence.

	<i>Cas A</i>		<i>Cas B</i>		<i>Cas C</i>	
	<i>impacteur</i>	<i>ouvrage</i>	<i>impacteur</i>	<i>ouvrage</i>	<i>impacteur</i>	<i>ouvrage</i>
<i>Rapport homothétique (-)</i>	1.0	1.0	1.589	2.0	2.14	3.0
<i>Rayon moyen des éléments (m)</i>	0.035	0.036	0.056	0.072	0.075	0.108

L'interaction en glissement entre deux éléments, l'un du remblai, l'autre de l'impacteur se traduit par un frottement local choisi égal à 35°. Les autres caractéristiques régissant l'interaction correspondent aux lois de comportement présentées au chapitre 2.

6.2.2.3. Simulations d'impact

Dans un premier temps, l'ouvrage est prédimensionné en fonction de l'énergie cinétique et la hauteur de passage de l'impacteur uniquement. Les simulations qui suivent doivent alors indiquer si ce prédimensionnement permet d'estimer correctement la capacité de l'ouvrage nécessaire à la dissipation des énergie d'impact envisagées. En connaissant la masse de l'impacteur (Tableau 6. 1), l'énergie cinétique initiale du bloc est déterminée par sa vitesse de translation. On suppose, par ailleurs, que celui-ci n'est pas animé d'une vitesse de rotation, son énergie cinétique initiale se résume donc à son énergie cinétique en translation. L'impact est réalisé à vitesse verticale nulle, l'orientation de l'impact est donc horizontale. Cette vitesse est orientée parallèlement à une coupe de l'ouvrage, aucune vitesse initiale n'est donc communiquée dans la direction de la longueur. On suppose par la suite que le merlon est dimensionné de manière à ce que la hauteur de passage maximale des blocs soit égale aux deux tiers de la hauteur totale de l'ouvrage. L'impact est donc simulé pour une hauteur de passage équivalente.

Concernant l'exploitation des résultats des simulations, l'évolution de l'impacteur constitue l'information majeure. Le comportement de l'ouvrage lors de l'impact ne sera considéré que partiellement : on s'intéressera notamment aux efforts de liaison et aux déplacements durant la sollicitation. Des informations sont ainsi obtenues sur les zones endommagées de l'ouvrage. La stabilité de ce dernier face à l'impact ne sera pour autant pas complètement étudiée en raison de la durée de calcul nécessaire pour obtenir ce résultat.

6.2.2.3.1. Simulation du cas A

La première simulation représente une énergie initiale d'impact égale à 500 kJ, valeur appartenant bien à la gamme définie pour le cas A (Tableau 6. 2). En raison des conditions initiales, les variations observées dans la direction de la longueur sont négligeables devant celles intervenant dans les directions de l'épaisseur et de la hauteur de l'ouvrage. Les résultats sont donc présentés uniquement suivant ces deux dernières directions, dénommées respectivement axe x et axe z. La trajectoire obtenue montre que l'ouvrage préconisé par un dimensionnement grossier n'est pas capable de contenir le bloc animé d'une énergie de 500 kJ (Figure 6.2). Trois autres énergies initiales d'impact sont testées, à savoir 125 kJ, 250 kJ et 1000 kJ. Les vitesses initiales du bloc en fonction de l'énergie sont indiquées dans le Tableau 6.6. Pour 1 000 kJ, en toute logique le bloc n'est pas contenu non plus. En revanche, l'ouvrage se révèle efficace pour les énergies testées dont la valeur est inférieure à 500 kJ. Ce constat n'est pas visible sur la figure regroupant les trajectoires (Figure 6.2). En revanche, l'évolution de l'énergie cinétique montre une tendance à s'annuler pour les deux essais à 125 et 250 kJ tandis qu'elle présente un minimum pour 500 kJ. Après le passage par cette valeur minimum, le travail résistant généré par l'ouvrage sur le bloc devient inférieur au travail dû à la gravité. La vitesse du bloc augmente alors.

Pour les quatre valeurs d'énergie, l'évolution temporelle de l'accélération du bloc suivant les directions horizontale et verticale est tracée. Le pic obtenu est nettement plus important dans la direction horizontale que verticale. Sa valeur est systématiquement quatre fois plus importante que dans la direction verticale, ceci pour les quatre valeurs d'énergie présentées. Le temps nécessaire pour atteindre la valeur maximale de décélération diminue lorsque l'énergie initiale d'impact augmente. Ce constat est valable aussi bien dans la direction horizontale que verticale. En revanche, les maxima horizontal et vertical d'un même essai n'interviennent pas simultanément. Enfin, on constate que la durée de l'impact, caractérisée par la durée au cours de laquelle le signal d'accélération est significatif, est approximativement équivalente pour l'ensemble des essais. D'après les courbes de trajectoire

(Figure 6.2), le bloc est animé d'un mouvement ascendant suite à l'impact. Cette tendance avait déjà été observée dans les simulations bidimensionnelles aux éléments discrets réalisées précédemment [Lachapelle 2003]. L'inclinaison du parement amont est plus importante que dans le cas des simulations réalisées pour le merlon d'Aigueblanche [Corté et al. 1989]. Sa valeur n'atteint pas pour autant la valeur minimale préconisée pour éviter le franchissement de l'ouvrage [LCPC 2001]. La destruction de l'ouvrage semble être responsable du franchissement du bloc. En effet, les impacteurs possédant initialement une énergie de 500 et 1 000 kJ ont une trajectoire traversant partiellement la géométrie initiale de l'ouvrage (Figure 6.2). L'ouvrage est donc partiellement détruit lors de l'impact et n'est alors plus efficace pour contenir le bloc.

D'après les simulations réalisées, un ouvrage non renforcé et dimensionné grossièrement afin de contenir un bloc de 1 m³ n'est donc pas apte à dissiper une énergie de 500 kJ. La destruction partielle du merlon pendant l'impact ne lui permet plus de contenir le bloc. L'effet de renforts tels que des nappes de géotextiles, pourrait constituer une amélioration de la robustesse du modèle dont le comportement à l'impact serait plus solide. L'effet de l'orientation du parement amont pourrait alors être considéré en augmentant son inclinaison.

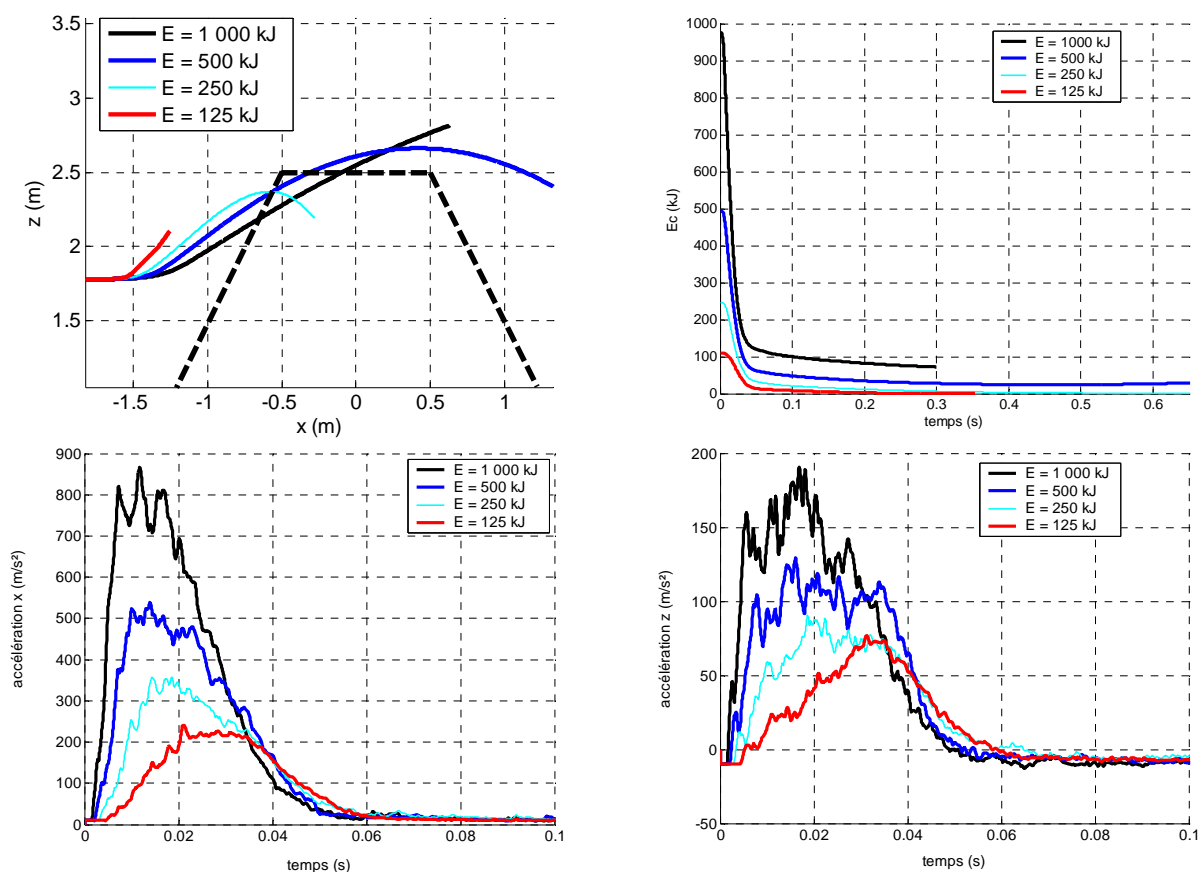


Figure 6.2 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), accélérations horizontale (en bas à gauche) et verticale (en bas à droite) pour l'impact sur l'ouvrage de type A à une énergie variant de 125 kJ à 1 000 kJ.

Tableau 6. 6 Vitesse initiale de l'impacteur en fonction de l'énergie pour le cas A.

<i>Energie d'impact (kJ)</i>	<i>125</i>	<i>250</i>	<i>500</i>	<i>1 000</i>
<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>9.6</i>	<i>13.5</i>	<i>19.1</i>	<i>26.9</i>

6.2.2.3.2. Simulations du cas B

Cette configuration a été initialement créée pour une énergie d'impact minimale de 1 000 kJ. De même que pour la première configuration, les essais présentés impliquent des énergies variant d'un facteur 2 entre elles. Ces valeurs correspondent à 500, 1 000, 2 000, 4 000 et 8 000 kJ. Les vitesses correspondantes sont indiquées (Tableau 6. 7).

Tableau 6. 7 Vitesse initiale de l'impacteur en fonction de l'énergie pour le cas B.

<i>Energie d'impact (kJ)</i>	<i>500</i>	<i>1 000</i>	<i>2 000</i>	<i>4 000</i>	<i>8 000</i>
<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>9.6</i>	<i>13.5</i>	<i>19.1</i>	<i>26.9</i>	<i>38.3</i>

La cinématique du bloc est présentée, ainsi que l'évolution de son énergie cinétique, ceci pour les cinq valeurs d'énergie initiale (Figure 6.1). Des constats équivalents aux simulations du cas A sont observables. La décélération du bloc suivant la direction horizontale est prépondérante face à celle intervenant verticalement. Le rapport entre les deux valeurs maximales, horizontale et verticale, pour chaque essai est proche de 4 ici aussi. La durée d'impact est approximativement égale pour les cinq essais. Le bloc a aussi tendance à être dévié dans la direction ascendante. L'ouvrage se révèle efficace pour contenir le bloc lorsque l'énergie initiale est inférieure ou égale à 2 000 kJ. En revanche, il ne permet pas de dissiper les gammes d'énergie supérieures.

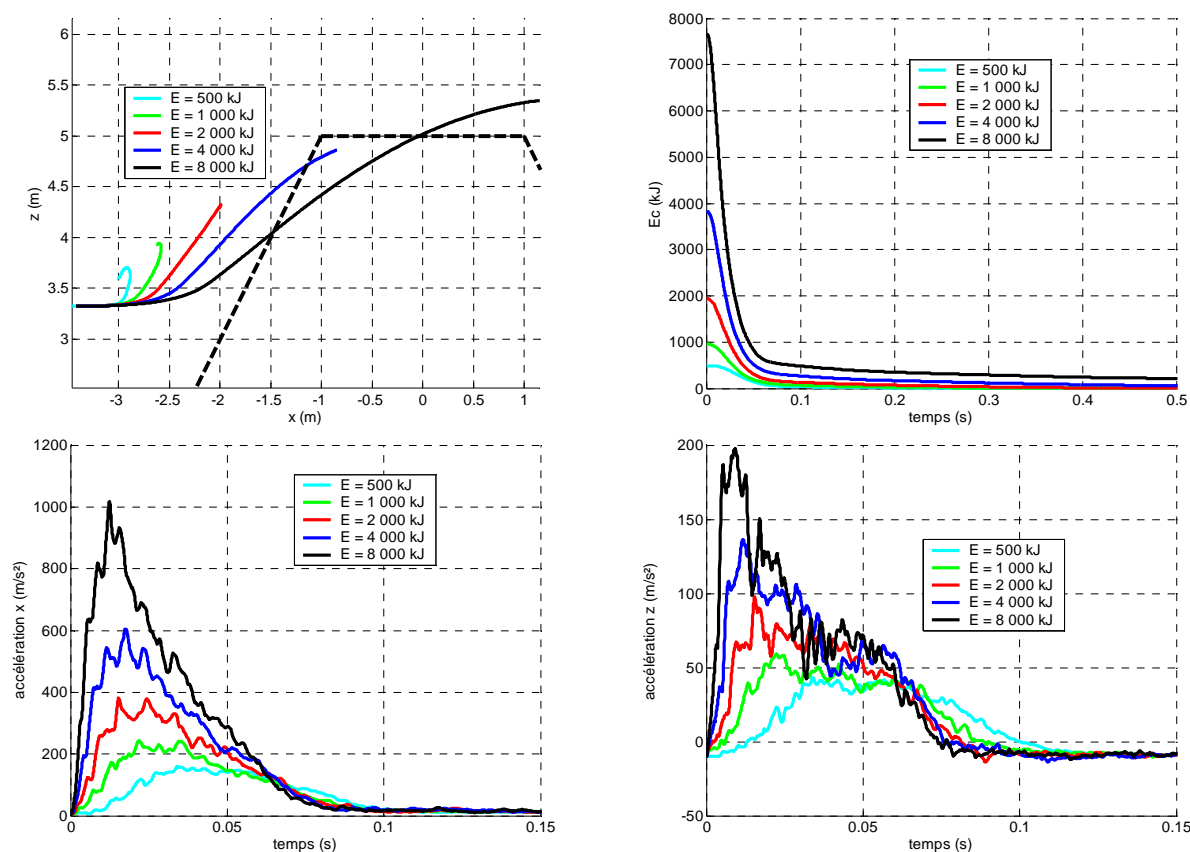


Figure 6.3 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), accélérations horizontale (en bas à gauche) et verticale (en bas à droite) pour l'impact sur l'ouvrage de type B à une énergie de 500 à 8 000 kJ.

L'ouvrage modélisé est capable de contenir un bloc de 4 m³ lorsque celui-ci possède une énergie d'impact égale à 2 000 kJ. Au-delà de cette valeur et pour une valeur inférieure à 4 000 kJ, l'impacteur n'est plus arrêté par le merlon. Par comparaison avec le cas A, un rapport homothétique de 2 sur l'ouvrage permet de dissiper une énergie huit fois plus importante. En d'autre terme, en désignant les volumes des ouvrages A et B par Vol_A et Vol_B et les énergies cinétiques que ces ouvrages peuvent dissiper E_I^A et E_I^B , on obtient :

$$\frac{E_I^A}{E_I^B} \approx \frac{Vol_A}{Vol_B} \quad (6.1)$$

La relation (6.1) n'est pas une égalité puisque l'énergie maximale que l'ouvrage peut dissiper est évaluée à partir d'un intervalle. Elle nécessiterait d'être vérifiée pour d'autres tailles d'ouvrages avant de pouvoir être généralisées. D'autre part, l'énergie cinétique est une composition de deux quantités que sont la masse et la vitesse l'impacteur. La généralisation de la relation (6.1) implique que l'énergie cinétique régit le phénomène d'impact, indépendamment des valeurs de masse et de vitesse du bloc. Dans les modèles considérés, la composition des deux quantités précitées correspond à une masse quatre fois plus importante pour le cas B que pour le cas A. Le rapport sur les vitesses est quant à lui égal à $\sqrt{2}$. Afin de vérifier la validité de la relation lorsque le rapport de masses est égal à 2 et que le rapport des vitesses est égal à 1.

6.2.2.3.3. Simulations du cas C

Les simulations du cas C ne seront pas présentées ici. En effet, la mise sous gravité de l'ouvrage ne permet pas d'obtenir une stabilisation du système, contrairement aux simulations issues des cas A et B. La hauteur de l'ouvrage génère des efforts que le modèle d'ouvrage ne peut supporter en sa base. Les simulations d'impact n'ont pu être entreprises.

Cette stabilisation aurait été permise en augmentant les valeurs limites de cohésion et de résistance à la traction du modèle (Tableau 6. 4). Mais le choix a été fait de conserver les mêmes propriétés mécaniques pour le modèle de remblai des trois ouvrages. L'augmentation de la cohésion pourrait avoir une influence sur le comportement de l'ouvrage à l'impact et ne permet pas de faire une étude comparative entre les trois modèles. Une seconde possibilité pour stabiliser l'ouvrage lors de sa mise sous gravité consiste à modéliser la présence des géotextiles. Ce modèle ne sera cependant pas développé ici mais il correspondrait à une approche plus réaliste du comportement réel d'un merlon.

6.2.3. Analyse monoparamétrique

6.2.3.1. Introduction

On s'intéresse à présent à l'influence de chaque paramètre sur le comportement de l'ouvrage et du bloc lors de l'impact. Dans ce but, on distingue l'analyse paramétrique en plusieurs parties réalisées à partir du modèle type B. Ce dernier a été choisi car il implique des énergies d'impact plus importantes et plus proches à la gamme d'énergies rencontrées lors des impacts réels sur merlon. L'intérêt de cette étude paramétrique est notamment d'établir les cas où l'ouvrage résiste à l'impact, tout en tendant vers la limite supérieure d'énergie que l'ouvrage est à même de dissiper. Parmi les cas présentés (Figure 6.1) la simulation impliquant une énergie cinétique initiale égale à 2 000 kJ est désignée comme configuration de référence.

Dans un premier temps, l'influence des paramètres liés au bloc est étudiée. La vitesse du bloc ayant déjà fait l'objet d'une étude ci-dessus, d'autres paramètres sont étudiés tels que la vitesse d'impact, l'orientation d'impact, la masse du bloc, la hauteur d'impact, la vitesse de rotation du bloc et son diamètre. Les tendances et les paramètres jouant un rôle majeur pour l'efficacité de l'ouvrage peuvent alors être établis. Les aspects liés au merlon sont ensuite abordés avec l'influence des propriétés du sol et de l'inclinaison des parements amont ou aval.

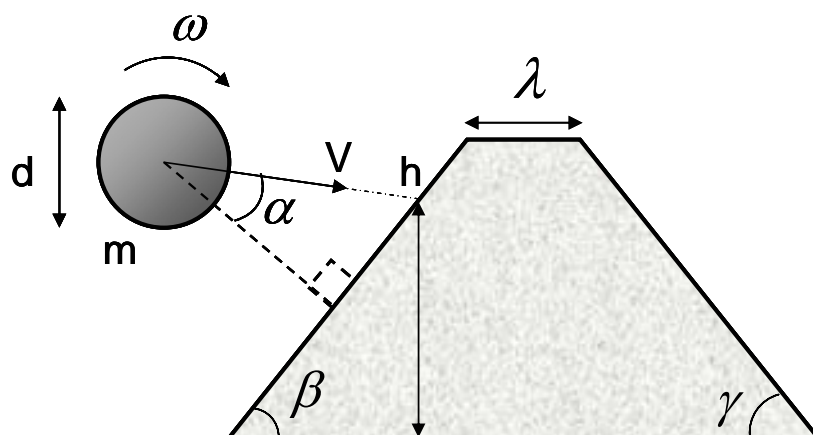


Figure 6.4 Récapitulatif des paramètres variés lors de l'analyse paramétrique. Pour le bloc : la vitesse de translation V , la masse m , la hauteur d'impact h , le diamètre d , l'angle d'orientation d'impact α et la vitesse de rotation ω . Pour l'ouvrage : les inclinaisons β et γ des parements amont et aval, l'épaisseur de crête λ , ainsi que les propriétés du sol (Tableau 6. 3).

La Figure 6.4 présente les différents paramètres du bloc et de l'ouvrage subissant une variation lors de l'analyse qui suit. Selon la terminologie utilisée, la configuration de référence correspond donc au cas suivant : $V=19.14\text{m/s}$, $m = 2\,650\text{ kg}$, $h = 3.33\text{ m}$, $d = 1.25\text{ m}$, $\alpha = 30^\circ$, $\omega = 0.0\text{ rad/s}$, $\lambda = 2\text{ m}$, $\beta = 60^\circ$ et $\gamma = 60^\circ$.

6.2.3.1.1. Influence de la masse volumique à énergie constante

Dans la pratique, l'ingénieur déterminant le risque rocheux établit approximativement le volume des blocs de même que la nature géologique de la roche les constituant. La masse volumique est alors connue. Si l'on suppose que le volume peut être évalué sans trop d'incertitudes, la masse constituant le bloc à volume donné peut alors être déterminée. Au cours des simulations, faire varier la masse du bloc en conservant son diamètre et son énergie constants équivaut à faire varier sa masse volumique. Puisque cette dernière est établie par la reconnaissance géologique, une analyse paramétrique portant sur cet aspect ne fournit pas d'information intéressante à l'ingénieur. En revanche, elle doit indiquer si la masse volumique a une influence à énergie initiale équivalente. D'autre part le dimensionnement d'ouvrages réels est établi sur des critères liés à l'énergie du bloc ([Tissières 1999], [Descoedres 1997]). L'étude doit indiquer si cette grandeur caractérise bien le comportement de l'ouvrage à l'impact.

Quatre simulations sont présentées (Figure 6.5). La masse volumique attribuée à chaque simulation varie de $2\,100\text{ kN/m}^3$ à $2\,650\text{ kN/m}^3$ afin d'être représentative de l'ensemble des roches rencontrées dans la nature [Guégen et Palciauskas 1992]. L'énergie initiale du bloc est identique pour les quatre simulations, égale à $2\,000\text{ kJ}$. Les trajectoires et l'évolution de l'énergie cinétique sont présentées (Figure 6.5). La position d'arrêt du bloc est quasi équivalente pour chaque cas. Aucun des quatre blocs ne franchit l'ouvrage. Lors de l'impact, le bloc se surélève de 1 m en ordre de grandeur, alors que la variation constatée sur cette hauteur en fonction de la masse volumique est approximativement égale à $0,1\text{ m}$. Cette variation n'excède pas 10% . La variation d'énergie cinétique est semblable d'un essai à l'autre. Plutôt que l'évolution des accélérations horizontale et verticale comme décrits précédemment (Figure 6.2 et Figure 6.1), les efforts horizontal et vertical s'exerçant sur le bloc sont représentés. On constate une fois de plus que l'effort maximal de réaction s'exerçant sur le bloc est prépondérant dans la direction horizontale. Cet effort est quasiment constant d'un cas à l'autre (Figure 6.5) et son évolution est analogue pour l'ensemble des simulations. En conséquence, le comportement de l'ouvrage, conditionné par la transmission des efforts entre le bloc et l'ouvrage, doit aussi être similaire d'un cas à l'autre.

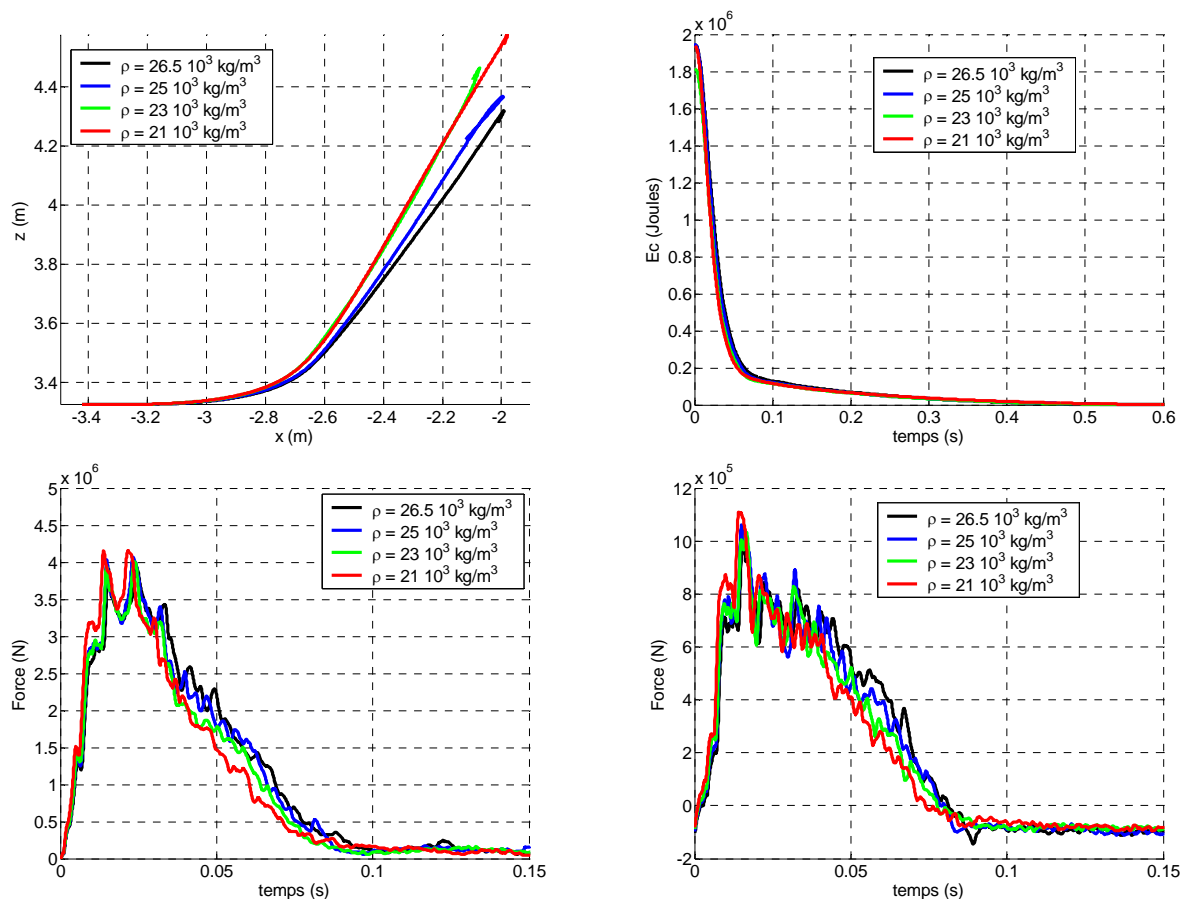


Figure 6.5 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), efforts horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de la masse du bloc tout en maintenant l'énergie constante.

Dans la gamme des valeurs de masse volumique des roches et à énergie cinétique équivalente, le comportement du bloc lors de l'impact ne dépend quasiment pas des valeurs de masse et de vitesse. L'énergie cinétique de translation du bloc à l'impact constitue bien un des facteurs de dimensionnement de l'ouvrage, conformément à ce que l'on rencontre dans la pratique de l'ingénierie.

6.2.3.1.2. Influence de la hauteur d'impact

La hauteur d'impact du bloc sur l'ouvrage constitue aussi l'un des aspects du risque rocheux pour lequel seul un intervalle de valeur est estimable. Le rôle de ce paramètre intervient à priori à deux niveaux : lors d'un impact, les simulations précédentes ont systématiquement présentées un mouvement ascendant du bloc. Si la distance séparant les hauteurs d'impact et de crête est insuffisante, le bloc peut franchir l'ouvrage. Cette distance est aussi nécessaire pour confiner le remblai de l'ouvrage, qui risque d'être éventré dans le cas contraire.

En l'absence d'un critère établi portant sur la distance nécessaire, plusieurs valeurs sont possibles. On considère le rapport noté h^* de la hauteur de passage du bloc h comparée à la hauteur de l'ouvrage H . Les valeurs indiquées dans la littérature sont comprises entre 1/2 [Blovisky 2003] et 1,0 [Brandl et Adam 2000]. Les valeurs intermédiaires de 0,6 [Jarrin 2001] et 2/3 - recommandée par IMSRN - peuvent aussi être utilisées. Afin de vérifier les comportements du bloc et de l'ouvrage par rapport à la valeur h^* , quatre valeurs lui sont attribuées : 1/2, 2/3, 3/4 et 4/5.

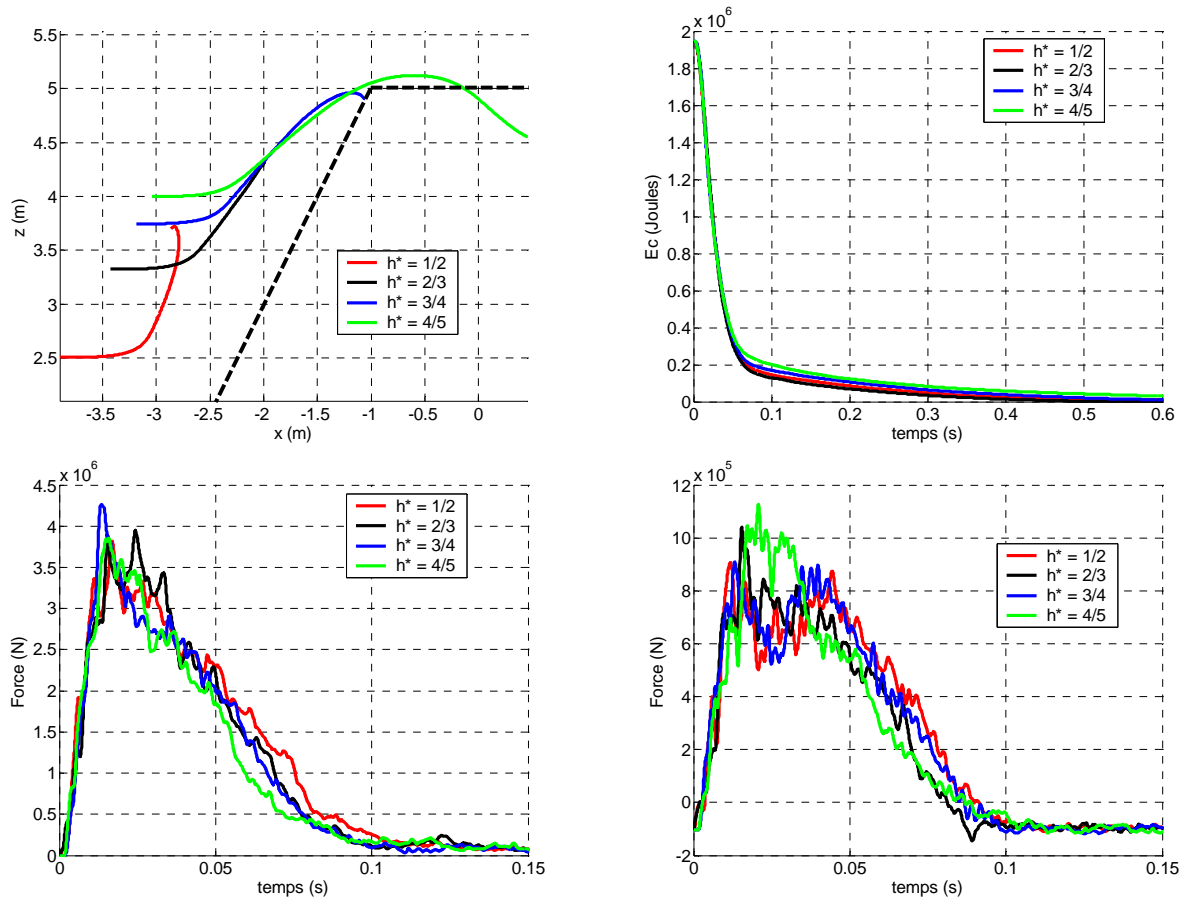


Figure 6.6 Trajectoire dans le plan x - z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de la hauteur d'impact.

Le bloc est arrêté pour les valeurs 1/2, 2/3 et 3/4 du rapport h^* , contrairement à la valeur 4/5. La trajectoire des blocs pour cette dernière simulation indique que l'ouvrage est écrêté puisque la hauteur de passage du centre de gravité du bloc coïncide avec la hauteur initiale de l'ouvrage. Le comportement de l'ouvrage n'est donc pas équivalent pour les quatre cas présentés. L'évolution de l'énergie cinétique de l'impacteur et les efforts transmis à l'ouvrage ne présentent pas de différences majeures.

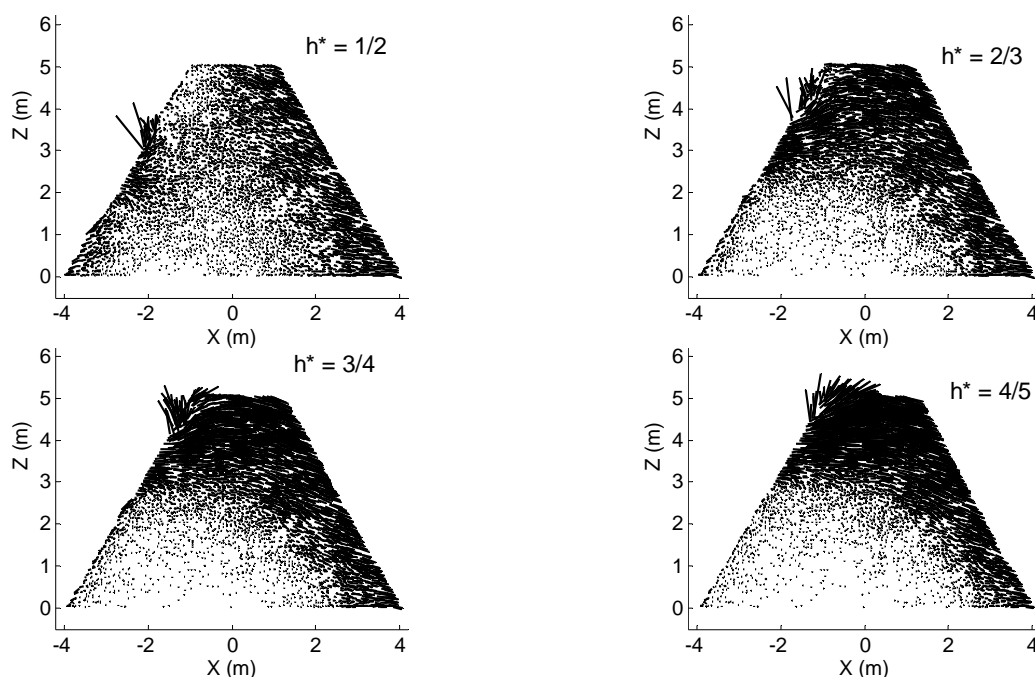


Figure 6.7 Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour différentes valeurs du paramètre adimensionnel de hauteur d'impact h^* , repéré à l'instant $t = 0.63$ s.

On compare à présent l'effet de la hauteur d'impact sur les déplacements des éléments constituant l'ouvrage (Figure 6.7). Les figures présentées correspondent approximativement à l'instant où l'énergie cinétique de l'impacteur atteint son minimum. L'énergie transmise à l'ouvrage depuis le début de l'impact est donc maximum. Les quatre cas présentent en commun une éjection d'éléments autour du point d'impact, prolongée jusqu'en crête lorsque $h^* \geq 2/3$. La mise en mouvement de l'ensemble des éléments constituant le parement aval est systématique. Les déplacements sont davantage prononcés et s'étendent même à toute la partie supérieure de l'ouvrage lorsque $h^* \geq 2/3$. Dans les trois cas vérifiant cette condition on note la présence d'une délimitation circulaire entre la zone mise en mouvement et celle où les déplacements sont moindres. Les déplacements des éléments du parement aval sur une épaisseur d'environ un mètre laissent supposer une forte déstructuration de l'ouvrage. Seul le cas tel que $h^* = 1/2$ ne semble pas soumettre la structure à des dommages importants. Une simulation pour une durée plus longue serait cependant nécessaire pour certifier cet aspect.

D'après ces simulations l'ouvrage est efficace pour les hauteurs d'impact telles que $h^* \leq 3/4$. A cette condition, le bloc subit un mouvement ascendant suite à l'impact mais est contenu. Au-delà de cette valeur le franchissement devient possible. L'ouvrage en revanche paraît fortement détérioré pour les valeurs telles que $h^* \geq 2/3$ et ne semble pas pouvoir subir des impacts répétés dans cette configuration. La hauteur critique définie par la hauteur maximale à laquelle le bloc peut impacter dépend donc de l'aspect considéré : suivant que l'on souhaite simplement contenir l'impacteur ou que l'ouvrage se maintienne, la valeur critique de h^* sera différente.

6.2.3.1.3. Influence du diamètre de l'impacteur

Lors de la reconnaissance en falaise, l'ingénieur détermine la taille des blocs risquant d'être mis en jeu lors d'un détachement et de l'impact sous jacent. En raison des connaissances seulement partielles du profil géologique du massif instable ainsi que de la rupture possible

Chapitre 6 : Analyse paramétrique - simulations d'impacts sur merlons

des blocs pendant leur chute, la dimension caractéristique des blocs donnée par l'ingénieur est une estimation. Deux études sont menées dans ce sens :

- Dans un premier cas, on veut vérifier si le diamètre constitue un paramètre à part entière du comportement à l'impact. En ce sens, le diamètre de l'impacteur est varié tout en conservant la même masse, la vitesse d'impact et l'énergie initiale du bloc. Cette configuration est obtenue par variation de la masse volumique.
- Dans un deuxième temps, on veut estimer l'influence qu'a l'incertitude portant sur la connaissance du diamètre du bloc. La masse volumique et la vitesse de translation du bloc sont donc maintenues constantes pendant que le diamètre varie. En conséquence, l'énergie d'impact est aussi modifiée. Ce cas de figure sous-entend l'hypothèse que deux blocs de tailles distinctes sont susceptibles d'être animés de vitesses similaires pendant leur chute et a fortiori lors de l'impact sur la structure de protection.

L'influence du diamètre indépendamment des autres paramètres du bloc est évaluée à partir de trois valeurs. Outre le diamètre d égal à 1.97 m dans la configuration de référence, les valeurs de 1.59 m et 2.48 m sont aussi utilisées. Ces trois blocs ont alors pour volumes respectifs $4m^3$, $2m^3$ et $8m^3$. Ces valeurs allant du simple au double ne reflètent pas forcément l'incertitude portant sur l'estimation des volumes de bloc in situ. Néanmoins elle permet de dégager nettement les tendances à partir de cette gamme plus large.

La trajectoire des blocs est considérée dans un premier temps (Figure 6.8). Elle traduit les aspects suivants lorsque le diamètre du bloc est augmenté indépendamment des autres paramètres:

- La hauteur maximale atteinte par le bloc diminue. En ordre de grandeur, la hauteur gagnée par le bloc suite à l'impact est trois fois plus faible pour le bloc de grande taille comparée au bloc de petite taille. De même, cette hauteur correspond à la moitié de celle observée pour le bloc de taille intermédiaire.
- La profondeur de pénétration dans l'ouvrage augmente. Ce résultat est traduit par la trajectoire du bloc de petite taille, orientée parallèlement au parement amont, alors que les deux autres trajectoires ne le sont pas.

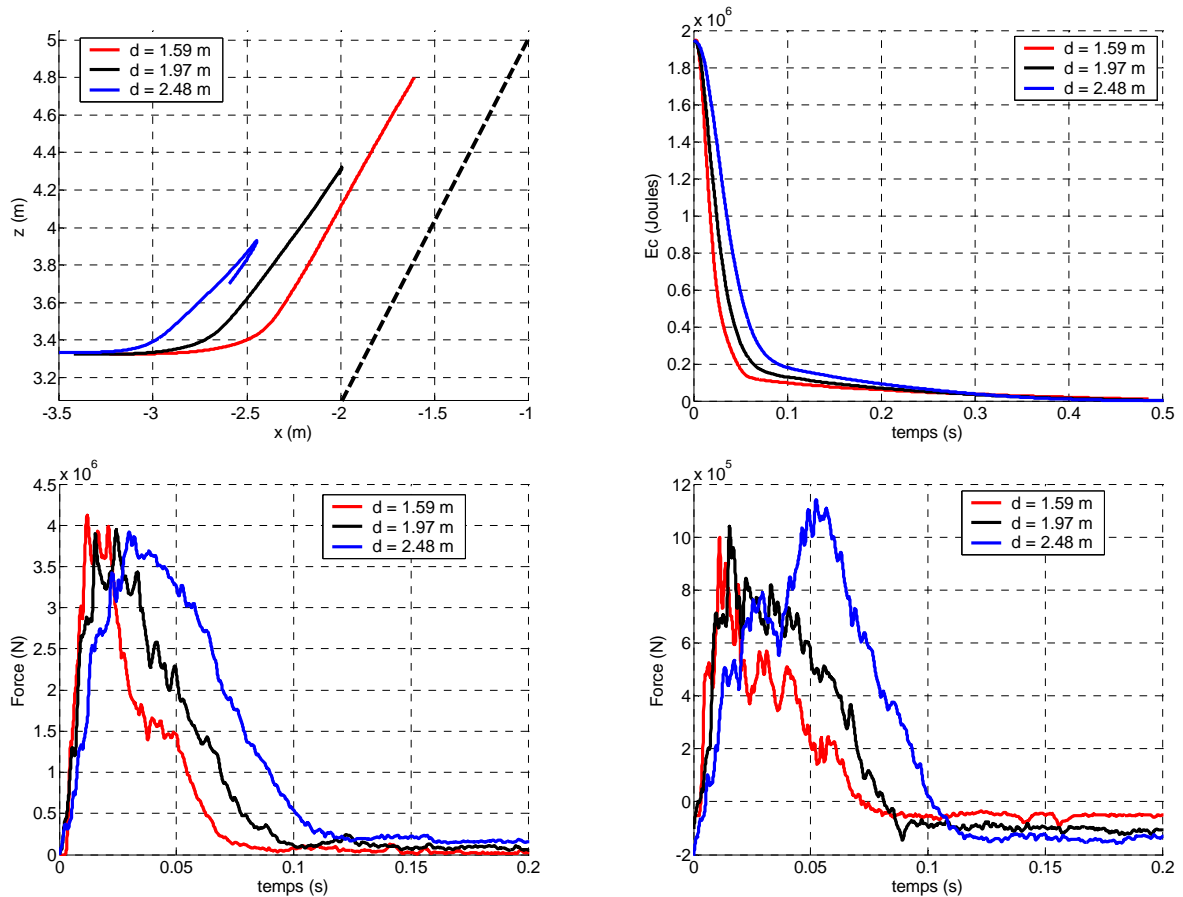


Figure 6.8 Trajectoire dans le plan $x-z$ (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), efforts horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation du diamètre des bloc à énergie constante.

Le volume et la surface du bloc augmentent en même temps que son diamètre augmente. La dissipation énergétique mise en jeu augmente donc aussi avec le diamètre. A énergies cinétiques initiales identiques, l'impacteur de plus gros diamètre est freiné davantage pour des distances parcourues équivalentes. Cet aspect se traduit par une hauteur de rebond moindre. La variation d'énergie cinétique des impacteurs indique que la transmission de l'énergie au merlon intervient plus rapidement pour les faibles diamètres d'impacteur. D'après les graphes relatifs à l'évolution des efforts (Figure 6.8), le diamètre de l'impacteur a une influence modérée sur l'effort maximum dans la direction horizontale comme verticale. En revanche, le temps caractéristique d'impact diminue en même temps que le diamètre de l'impacteur.

Cette étude indique que le diamètre du bloc représente un paramètre du modèle à part entière suivant ce que l'on considère. Du point de vue du dimensionnement de l'ouvrage, son influence peut être négligée puisque l'effort maximal transmis est semblable d'un cas à l'autre. En revanche, la hauteur de rebond observée augmentant lorsque le diamètre diminue, les petits blocs représentent un risque de franchissement plus important. Par exemple, l'impact du bloc de 2 m^3 à la hauteur adimensionnelle $h^*=3/4$ pourrait révéler l'incapacité de l'ouvrage. Néanmoins, cette configuration ne s'est pas présentée lors de la présente étude alors que le volume des blocs varie du simple au triple. On considère qu'une telle marge d'incertitude sur le volume, accompagnée d'une énergie cinétique équivalente, n'est pas constatée dans la pratique. Le diamètre du bloc, varié indépendamment des autres paramètres, n'est donc pas un paramètre dimensionnant de l'ouvrage en première considération.

On souhaite à présent connaître l'influence du diamètre dans le deuxième cas de figure proposé. La masse volumique et la vitesse du bloc sont conservées alors que le diamètre de ce dernier est varié. C'est ce cas qui est plutôt rencontré dans la pratique, où la masse volumique du matériau instable est à priori correctement estimée tandis que l'évaluation du volume des blocs est plus aléatoire. Comme il a été précisé auparavant, ce cas de figure implique une variation d'énergie cinétique initiale du bloc. Les mêmes tailles de blocs sont utilisées ici. Le bloc de volume intermédiaire vaut $4m^3$ et correspond au cas de référence. Les volumes des deux autres blocs étant approximativement égaux à $2m^3$ et $8m^3$, leurs masses et leurs énergies cinétiques initiales correspondent respectivement à la moitié et au double du cas de référence. L'énergie cinétique initiale des blocs est donc proche de 1 000, 2 000 et 4 000 kJ (Figure 6.9).

Le comportement obtenu ici est différent de celui observé dans le cas précédent (Figure 6.8). L'impacteur semble plus apte à franchir l'ouvrage lorsque le diamètre augmente (Figure 6.9). Dans le cas précédent, la trajectoire des trois blocs est déviée par l'ouvrage et tend à être parallèle au parement amont (Figure 6.8). Dans le cas présent, la trajectoire du bloc de grand diamètre n'est pas autant déviée suivant le parement amont et pénètre davantage dans l'ouvrage, comme l'atteste l'évolution de la profondeur de pénétration horizontale. Cette dernière fait plus que doubler entre les configurations impliquant les blocs de petit et grand diamètres. Les efforts maximaux augmentent aussi avec le diamètre. Les simulations réalisées avec les impacteurs de tailles extrêmes indiquent que les efforts dans les directions horizontale et verticale sont doublés lorsque le volume des blocs est quadruplé. La variation relative de volume entre les trois configurations est donc nettement plus importante que celle observée sur les efforts maximaux. En conséquence l'incertitude portant sur les efforts transmis est nettement inférieure à l'incertitude portant sur le volume des blocs. Ce résultat permet de majorer la valeur d'effort transmis lorsque l'incertitude portant sur la taille du bloc peut être établie. D'après ces résultats, le diamètre du bloc à masse volumique constante influence la sollicitation de l'ouvrage et la trajectoire du bloc. Cette influence doit être prise en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage aussi bien par rapport au risque de franchissement que celui de rupture.

L'étude portant sur l'influence du diamètre de l'impacteur indique que sa variation a des effets modérés dans le cas où l'énergie initiale du bloc est identique - premier cas de figure étudié. Ce cas théorique n'est cependant pas ce qui se rencontre en pratique contrairement au second cas de figure, obtenu par variation du diamètre à masse volumique constante. Des évolutions nettement plus significatives sont engendrées, aussi bien sur la trajectoire du bloc que sur les efforts transmis à l'ouvrage. Dans le cadre de l'ingénierie le diamètre de l'impacteur est donc à prendre en compte si l'on souhaite dimensionner correctement l'ouvrage de protection.

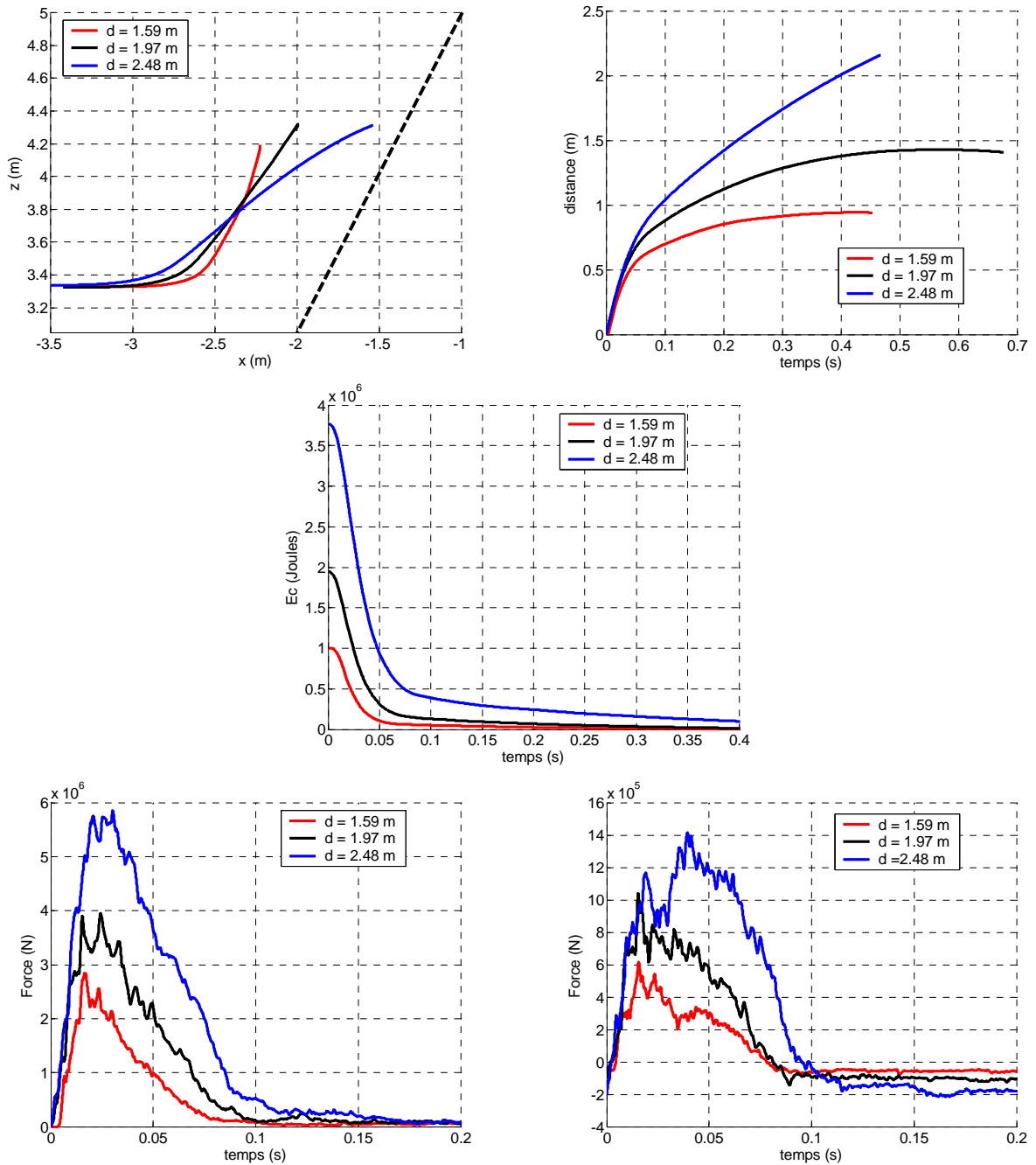


Figure 6.9 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), profondeur de pénétration horizontale (au milieu), efforts horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation du diamètre et de l'énergie des blocs.

6.2.3.1.4. Influence de l'orientation d'impact

L'angle définissant l'orientation d'impact est nommé α (Figure 6.4). Par convention, on choisit de le repérer par rapport à la normale au parement amont. Il est défini à partir des deux angles formés par le parement amont par rapport à l'horizontale et par l'orientation d'impact par rapport à l'horizontale. Ces deux angles sont notés respectivement β et δ (Figure 6.10). L'angle α est donné par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \beta + \delta \quad (6.2)$$

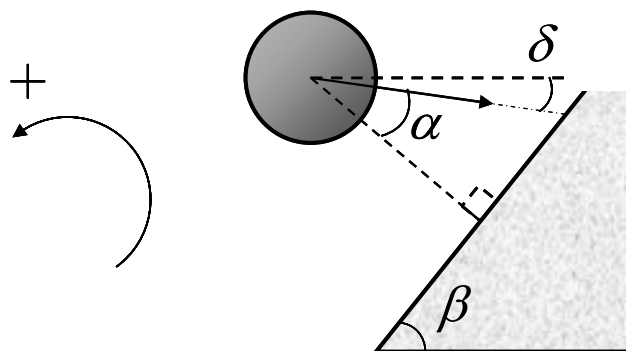


Figure 6.10 Schéma des angles impliqués dans le calcul de l'orientation d'impact.

L'influence de l'orientation d'impact, définie par le paramètre α (Figure 6.4), est rarement prise en compte dans la littérature. Seules les simulations bidimensionnelles à éléments discrets évoquées au chapitre 1 présentent des résultats provenant de deux orientations d'impact différentes [Lachapelle 2003]. Ces simulations montraient que l'ouvrage est plus efficace pour arrêter le bloc lorsque l'angle α est faible. D'autre part, des valeurs de α bien distinctes sont utilisées par les différents expérimentateurs ou simulateurs. Le Tableau 6. 8 regroupe les cas présentés au chapitre 1. L'angle α est donc varié d'une étude à l'autre, sans que le choix de sa valeur ne soit justifié. La trajectographie montre que le bloc peut percuter l'ouvrage en phase ascendante, c'est-à-dire après un rebond. Dans ce cas, l'orientation de l'impact peut être supérieure à l'horizontale. En revanche, le merlon est souvent précédé d'une zone reprofilée qui a tendance à limiter le rebond [LCPC 2001]. Cette précaution permet de limiter la hauteur de rebond du bloc et d'éviter les orientations d'impacts proches de la verticale ascendante.

Tableau 6. 8 Calcul de l'angle α des différents cas provenant de la littérature.

Référence	Lepert et Corté 1988	Peila et al. 2002	Lachapelle 2003	Blovsky 2003
Type de construction	Maquette, expérimental	Ouvrage, expérimental	Ouvrage, simulation	Maquette, expérimental
Angle β du parement amont / horizontal (°)	33	65	33	60
Angle δ d'impact / horizontal (°)	45	45	0 / 45	0
Angle α (°)	12	-20	57 / 12	30

Cinq valeurs d'angle α sont par la suite simulées : 0° , 15° , 30° , 45° et 60° . Le parement amont faisant un angle de 60° avec l'horizontale, les valeurs 0° et 30° correspondent respectivement à un impact perpendiculaire au parement amont dans le premier cas et horizontal au parement amont dans le second (Figure 6.11). La valeur de 60° correspond à la valeur maximale de α simulée et à une phase ascendante du bloc, où l'orientation fait un angle de 30° avec le parement. Les valeurs $\alpha = 15^\circ$ et 45° sont des valeurs intermédiaires destinées à affiner le degré d'influence de l'angle d'impact. Contrairement au cas recensé dans la littérature (Tableau 6. 8), les simulations ne font intervenir aucun α négatif. L'impacteur est positionné quasiment en contact avec l'ouvrage afin que la hauteur d'impact

de chaque simulation soit approximativement identiques, malgré la variation d'orientation. En ce sens, la Figure 6.11 exagère la distance entre l'ouvrage et l'impacteur pour une raison de lisibilité.

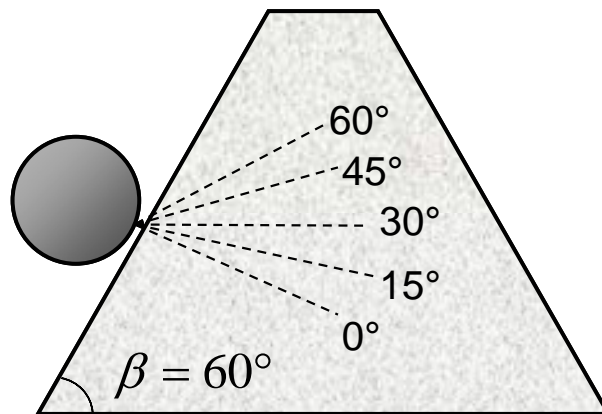


Figure 6.11 Schéma récapitulatif des différentes valeurs de α simulées pour un parement amont incliné à 60° par rapport à l'horizontale.

Les trajectoires obtenues indiquent que l'ouvrage est inefficace pour les valeurs de α supérieures à 30° , soit la configuration de référence (Figure 6.12). Pour les angles supérieurs à l'horizontale ($\alpha = 45^\circ$ et $\alpha = 60^\circ$), le franchissement intervient. Pour les angles inférieurs à l'horizontale ($\alpha = 0^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$) ainsi que pour la simulation de référence ($\alpha = 30^\circ$) le bloc subit un mouvement de recul et ne franchit pas l'ouvrage. Pour ces trois derniers cas, la distance parcourue par le bloc avant ce mouvement de recul diminue avec α . L'énergie cinétique du bloc tend à être complètement transmise à l'ouvrage. Ces deux derniers constats indiquent que les efforts exercés augmentent lorsque α diminue. Cette supposition se retrouve dans l'évolution des accélérations verticales. En revanche, la décélération observée suivant l'axe horizontal est semblable lorsque α est inférieur à 30° .

A l'inverse, pour les valeurs de α supérieures à 30° , la dissipation n'est pas totale. Le bloc continue sa route avec une énergie encore égale au sixième de l'énergie initiale pour l'orientation d'impact à 60° . Le parement amont fait effet de tremplin pour ce dernier cas où le bloc rebondit largement au dessus de l'ouvrage. Les impacts dont l'orientation tend vers celle du parement amont ne permettent donc pas une dissipation efficace de l'énergie du bloc et sont favorables au phénomène de franchissement. L'intérêt d'un parement amont incliné à 65° au minimum dans la pratique [LCPC 2001] se traduit aussi par ce résultat.

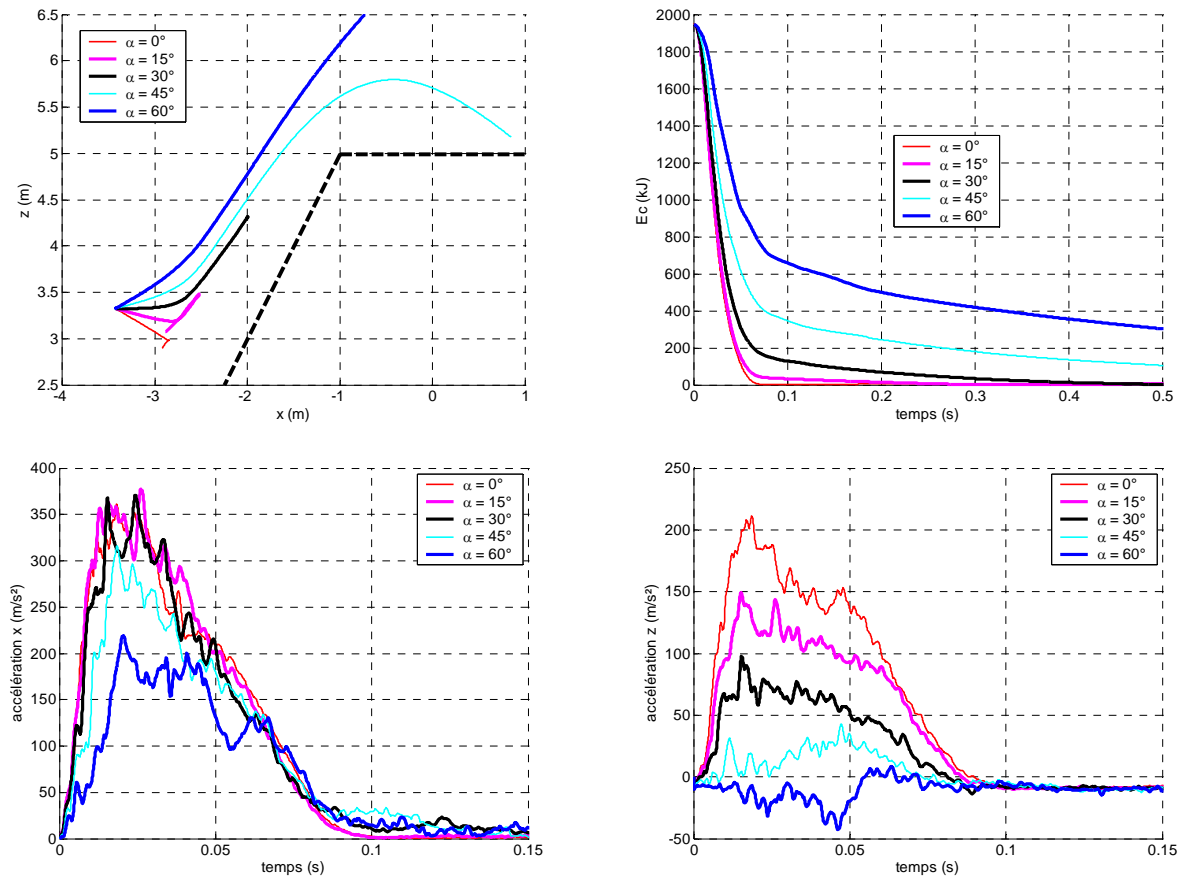


Figure 6.12 Trajectoire dans le plan x - z (en haut à gauche), énergie cinétique totale (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'orientation d'impact.

Les déplacements des éléments se trouvant dans la section verticale située au droit de l'impact sont représentés pour les cinq orientations simulées (Figure 6.12). Le mode de diffusion des zones mises en mouvement varie suivant l'angle considéré. Pour les valeurs de α inférieures ou égales à 30° , les déplacements sont concentrés dans le secteur situé au dessus d'une droite partant du point d'impact et se prolongeant jusqu'au parement aval. L'orientation de cette droite diminue lorsque α augmente. Ce résultat n'est pas sans rappeler celui obtenu grâce à un modèle cinématique [Subrin 2006] et pour lequel le modèle de rupture de l'ouvrage suivant une droite indiquait déjà que l'orientation de la rupture diminuait lorsque l'orientation d'impact augmente (figure 1.42). En revanche les déplacements constatés pour les valeurs de α inférieures à 30° sont plus diffus. A l'opposé des cas précédents, la base de l'ouvrage subit aussi des déplacements. Cet aspect traduit la mise en mouvement d'une masse plus importante de l'ouvrage, expliquant notamment la transmission d'énergie plus importante au merlon (Figure 6.12). Les dégâts causés à l'ouvrage semblent plus limités pour ces deux orientations que pour les orientations supérieures où la crête et le parement aval subissent d'importants déplacements.

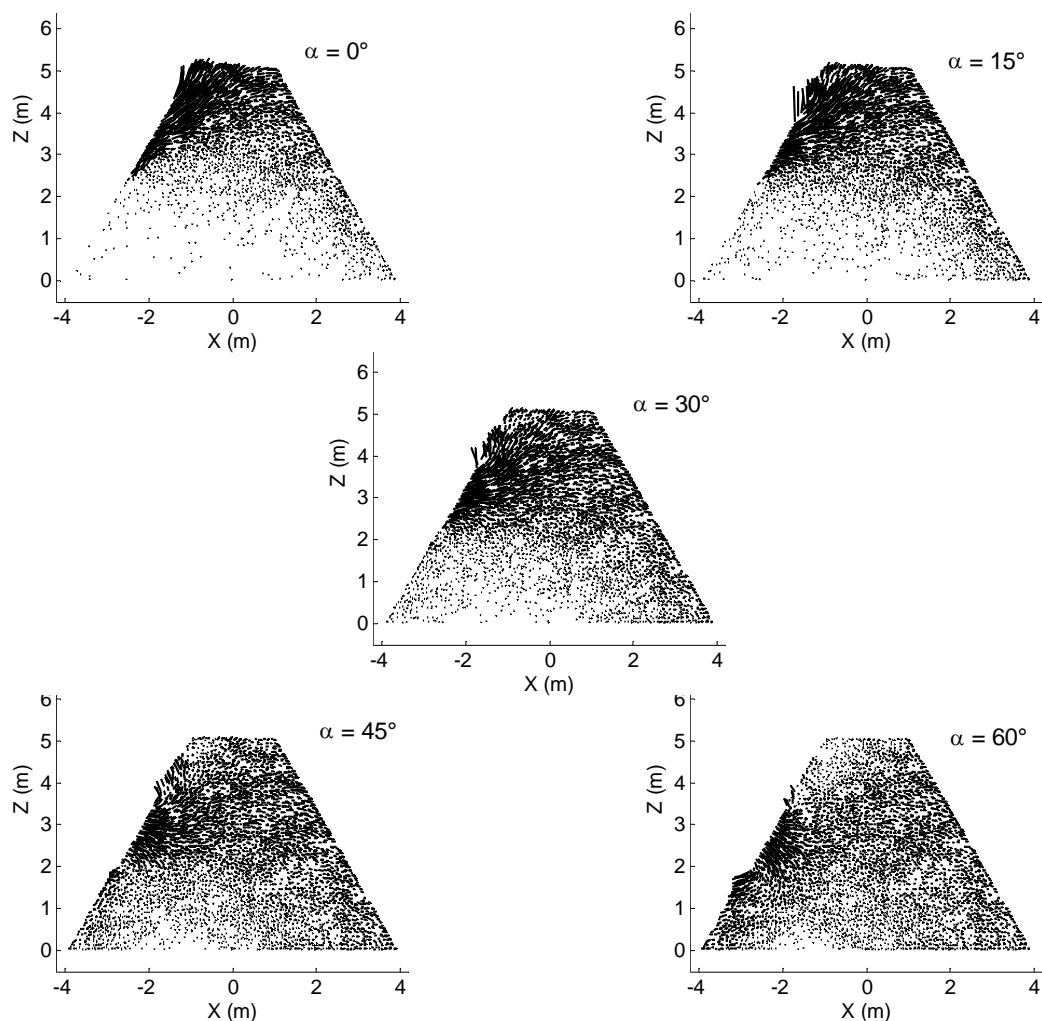


Figure 6.13 Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour différentes valeurs du paramètre d'orientation d'impact, repéré à l'instant $t = 0.25$ s.

L'orientation d'impact a donc une influence importante sur la capacité d'arrêt de l'ouvrage. Pour les orientations élevées la dissipation d'énergie par l'ouvrage n'est pas mise à contribution et l'impacteur franchit le merlon. Dans la configuration du parement incliné à 60° par rapport à l'horizontale, le bloc est arrêté si l'orientation d'impact est au maximum horizontale. En revanche, la capacité dissipative de l'ouvrage dans son ensemble est mise à contribution pour les impacts inférieurs à l'horizontale. Dans la pratique l'orientation d'impact doit par conséquent être dirigée vers le bas autant que possible. Le profilage du terrain situé en amont, réalisé dans la pratique, permet de diminuer la valeur de l'orientation d'impact et indique son importance au travers de ces derniers résultats.

6.2.3.1.5. Influence de la rotation du bloc

Lors de la chute d'un bloc, le frottement intervenant à l'interface entre le substratum et le bloc provoque un mouvement de rotation du bloc ayant tendance à le faire rouler dans la direction de son déplacement. La littérature fournit deux avis distincts sur l'effet de cette vitesse de rotation lors de l'impact sur la structure de protection (cf. chapitre 1). Cette rotation doit avoir un effet positif puisqu'elle a tendance à moins déstructurer l'ouvrage [Tissières 1999] mais elle représente aussi un risque de franchissement de l'ouvrage [Jarrin 2001]. L'énergie cinétique de rotation peut atteindre le dixième de l'énergie cinétique de translation en ordre de grandeur [Chau et al. 2002]. Par sécurité une gamme plus large de valeurs est cependant

utilisée dans les simulations qui suivent. On définit par η le rapport des énergies cinétiques initiales du bloc en rotation Ec_r et en translation Ec_t (6.3):

$$\eta = \frac{Ec_r}{Ec_t} \quad (6.3)$$

Le cas de référence correspond à $\eta = 0$ et fait partie des valeurs étudiées ; $\eta \in [0.0 ; 0.05 ; 0.1 ; 0.2]$. Puisque l'énergie cinétique initiale en translation est égale à 2 000 kJ pour le cas de référence, les valeurs d'énergie cinétique de rotation testées ici sont respectivement égales à 0, 100, 200 et 400 kJ. Le Tableau 6. 9 donne la correspondance entre la valeur de η et la vitesse de rotation ω animant le bloc initialement.

Tableau 6. 9 Relation entre le rapport η des énergies cinétiques et la vitesse de rotation ω du bloc.

Paramètre η (-)	0,0	0,05	0,1	0,2
Vitesse de rotation ω (rad / s)	0,0	6,76	9,61	13,69

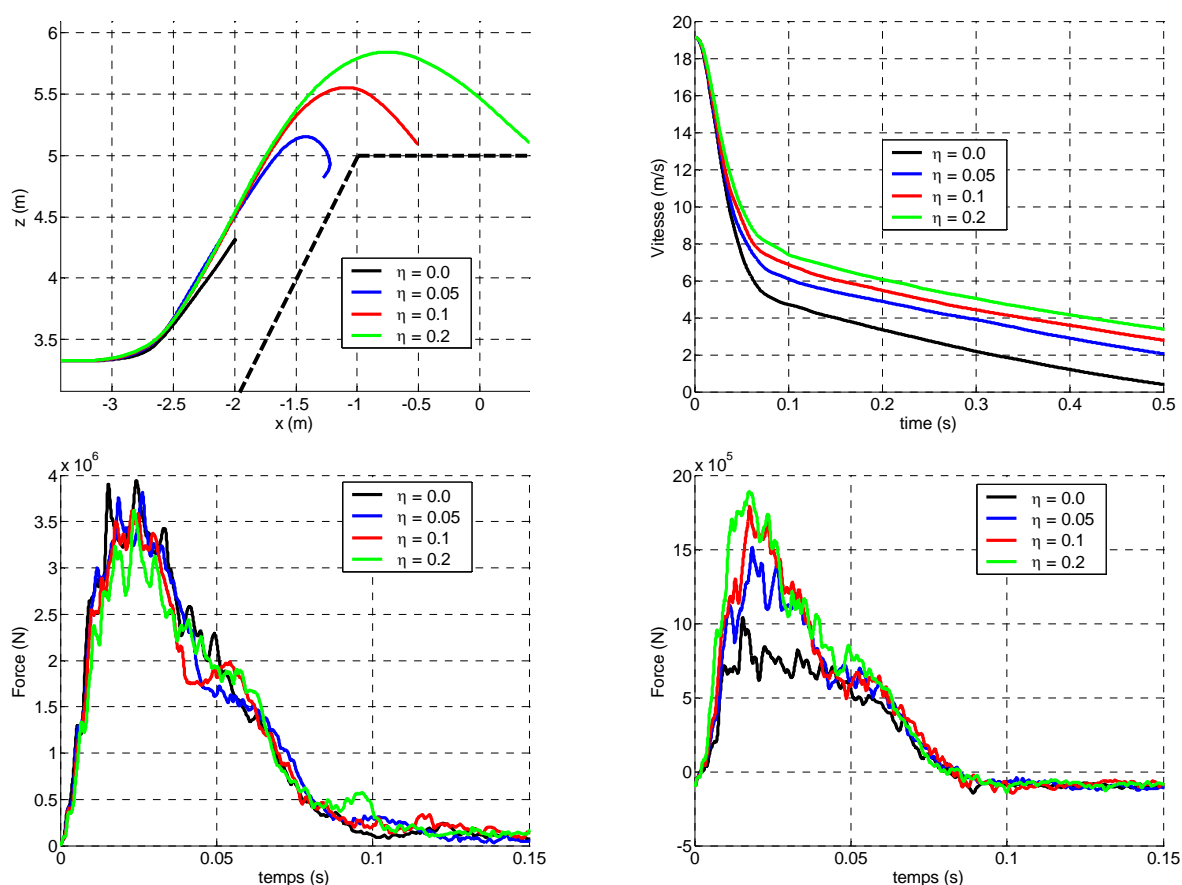


Figure 6.14 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'énergie cinétique de rotation initiale du bloc.

La trajectoire de l'impacteur et son aptitude à franchir l'ouvrage dépendent fortement de la valeur de η et donc de la vitesse de rotation initiale qui l'anime (Figure 6.14). Pour les simulations faisant intervenir les valeurs de η égales à 0,0 et 0,05, le bloc est contenu par l'ouvrage. En revanche, le franchissement est avéré pour les deux valeurs de η supérieures ou égales à 0,1. La trajectoire de chaque bloc est approximativement parallèle au parement amont durant la phase ascendante. L'énergie cinétique de rotation n'accroît pas la rupture de l'ouvrage contrairement à ce qui est observé lorsque l'énergie cinétique de translation est augmentée par exemple (Figure 6.1). L'augmentation du rapport η coïncide avec une diminution moins rapide de la vitesse de translation du bloc, d'après l'évolution de l'énergie cinétique. Lors de l'impact, l'énergie cinétique de rotation est convertie en énergie cinétique de translation et fournit l'énergie nécessaire au franchissement de l'ouvrage notamment pour les valeurs de η élevée. La réaction horizontale de l'ouvrage sur le bloc est semblable quelle que soit la valeur considérée de η . En revanche, la rotation du bloc provoque une réaction plus importante de l'ouvrage dans la direction verticale dont le maximum passe du simple au double pour les deux valeurs extrêmes de η .

Ces résultats indiquent que conformément à la littérature ([Tissières 1999] et [Jarrin 2001]), la rotation de l'impacteur induit un effort vertical plus important s'exerçant sur l'ouvrage ainsi qu'une aptitude plus importante à franchir le merlon. Si la première évoquée n'est a priori pas nocive à la bonne tenue de l'ouvrage, la seconde présente une augmentation du risque de franchissement à ne pas négliger. La vitesse de rotation de l'impacteur doit donc être prise en compte pour le dimensionnement de la hauteur de l'ouvrage.

6.2.3.2. Influence des paramètres liés à l'ouvrage

6.2.3.2.1. Influence du parement amont

Première partie de l'ouvrage sollicitée lors de l'impact, le parement amont joue un rôle important sur la trajectoire du bloc comme le montrent les simulations [Corté et al. 1989]. Le parement amont d'un merlon renforcé est incliné à 65° au minimum par rapport à l'horizontale [LCPC 2001]. Il aurait été intéressant d'en vérifier l'influence dans cette gamme de valeurs. Les modèles utilisés lors des simulations correspondent à des levées de terre dont la stabilité n'est pas vérifiée pour de telles inclinaisons. La valeur du modèle de référence vaut $\gamma = 60^\circ$ et sera comparée à un modèle tel que $\gamma = 50^\circ$ (Figure 6.15). L'influence de la diminution de l'angle γ pour ces deux simulations est supposée aller dans le sens de celle qui serait constatée pour les valeurs supérieures à 65° . Les résultats obtenus sont donc extrapolés aux cas d'applications réelles.

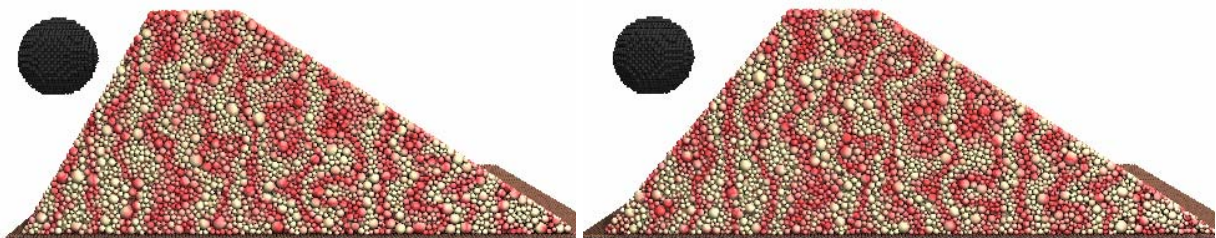


Figure 6.15 Modèles utilisés pour étudier l'influence du parement amont, avec une inclinaison à 60° (à gauche) et une inclinaison à 50° (à droite). Le parement aval des deux modèles est incliné à 33° .

La trajectoire de l'impacteur est fortement influencée par l'inclinaison du parement amont (Figure 6.16). Dans les deux configurations présentées le bloc est retenu par la structure. Néanmoins l'inclinaison à 50° favorise nettement le phénomène de franchissement. L'énergie transmise à l'ouvrage est moindre pour l'inclinaison de 50° à temps équivalents. Comparé à l'inclinaison de 60°, le cas à 50° produit un effort maximal transmis à l'ouvrage plus important dans la direction verticale, mais plus faible selon l'horizontale. Cette différence est de l'ordre de 20% dans les deux cas. Si l'on considère en première approximation que la réaction de l'ouvrage face à la sollicitation se traduit par un effort sur le bloc orienté perpendiculairement au parement amont, les variations des efforts maximaux se justifient.

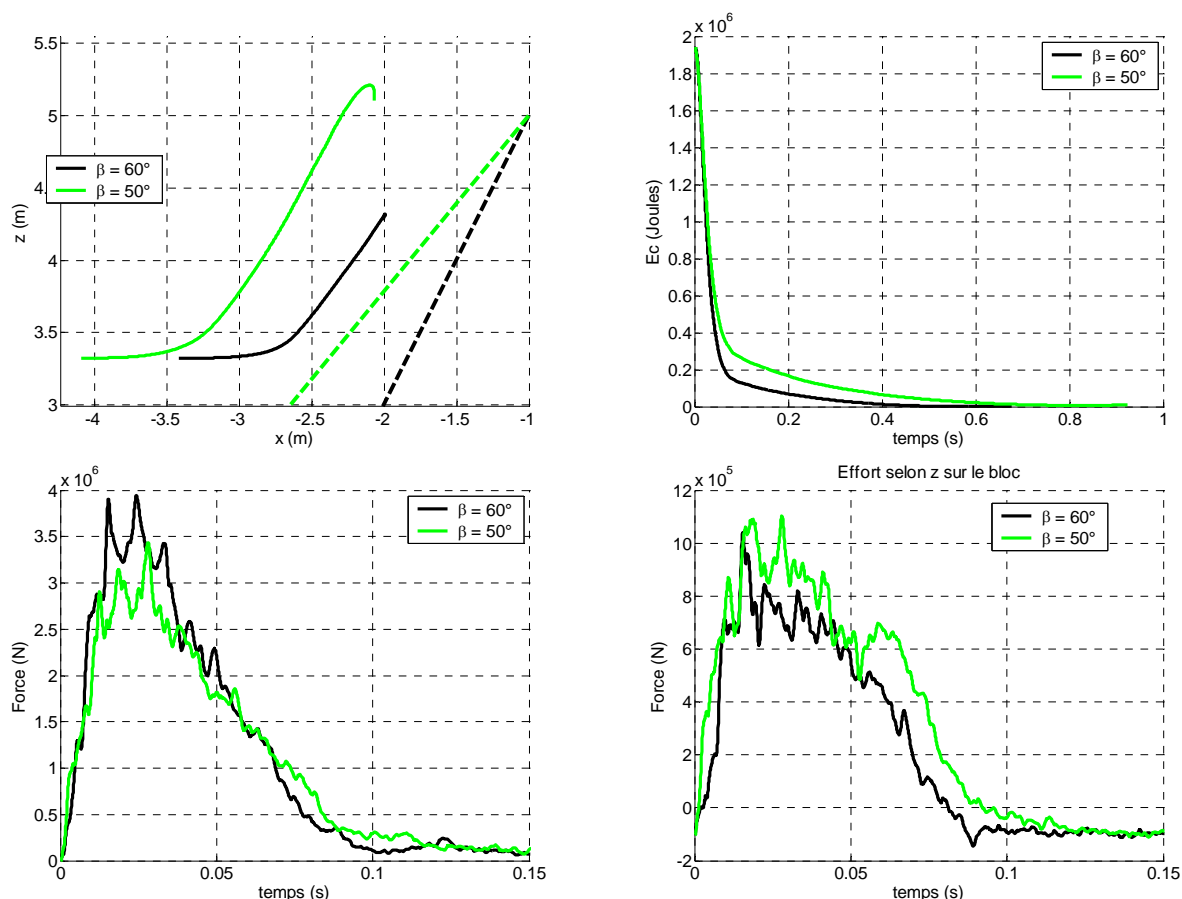


Figure 6.16 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) suivant l'inclinaison du parement amont.

On retrouve ainsi un résultat quasi équivalent à celui obtenu par Lepert et Corté lors de leurs simulations de trajectoires pour la construction d'Aigueblanche [Corté et al. 1989] : selon leur modèle, une inclinaison à 50° permet au bloc de franchir l'ouvrage avec une vitesse faible mais suffisante pour accélérer de nouveau ensuite, ce qui n'est plus le cas pour 60° d'inclinaison. En extrapolant les résultats obtenus aux valeurs de γ supérieures, l'augmentation de la valeur de ce paramètre se traduit par :

- Une augmentation de la transmission d'énergie de l'impacteur à l'ouvrage.
- Une augmentation de l'effort horizontal et une diminution de l'effort vertical.
- Une diminution du risque de franchissement de l'ouvrage par le bloc.

En revanche, un ouvrage dont le parement amont est fortement incliné ($\gamma > 60^\circ$) subit une transmission d'efforts importants dans la direction horizontale tandis que les efforts verticaux sont plus faibles. L'ouvrage doit être plus résistant dans ce cas de figure pour pouvoir absorber l'énergie sans céder sous l'impact. Dans le cas contraire, le risque de destruction est augmenté. Les déplacements obtenus au droit de l'impact (Figure 6.17) sont plus importants pour le parement le plus raide. Les zones endommagées sont néanmoins semblables.

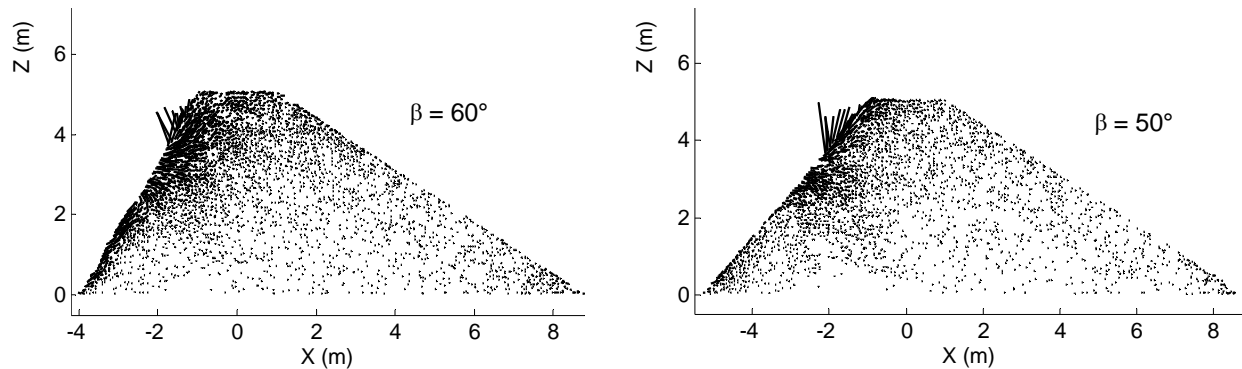


Figure 6.17 Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour deux inclinaisons du parement amont : le modèle incliné à 60° (à gauche) et le modèle incliné à 50° (à droite), repérés à l'instant $t = 0.63$ s. Le parement aval de chaque construction est incliné à 33° .

L'inclinaison du parement amont joue donc un rôle important dans l'efficacité de l'ouvrage. Les deux simulations étudiées montrent que la diminution de sa valeur par rapport au modèle de référence favorise le phénomène de franchissement. Contrairement aux autres paramètres étudiés, la variation du paramètre γ n'est cependant pas forcément à sens unique vis-à-vis de l'efficacité de l'ouvrage. Pour les faibles valeurs de γ le franchissement du bloc devient possible tandis que pour les grandes valeurs les efforts dans l'ouvrage et donc le risque de rupture sont augmentés. Tout en excluant l'aspect économique induit par ce paramètre, il existe donc un angle optimal à donner à la structure, à relier aux autres paramètres tels que l'énergie d'impact. Une étude plus poussée est donc nécessaire pour définir une telle valeur. Ce travail ne sera pour autant pas complété ici puisque l'absence de géotextile dans le modèle de référence ne pas permet de générer des modèles stables au parement amont davantage relevé.

6.2.3.2.2. Influence du parement aval

On étudie à présent l'effet du profil aval de l'ouvrage. Le modèle de référence est constitué de parements amont et aval dont les angles respectifs β et γ sont tous deux égaux à 60° (Figure 6.4). La littérature préconise des merlons au parement aval orienté autour de 33° par rapport à l'horizontale afin de mobiliser le massif en butée. Un modèle alternatif a donc été créé pour lequel l'inclinaison du parement aval est adoucie à 33° par rapport à l'horizontale. Les deux modèles sont testés dans deux configurations différentes : le premier cas où le bloc est arrêté par l'ouvrage - simulation de référence - et le second où le modèle de référence ne permet pas de contenir le bloc. Dans ce dernier cas, la simulation impliquant une énergie cinétique de translation initiale égale à 4 000 kJ sera utilisée.

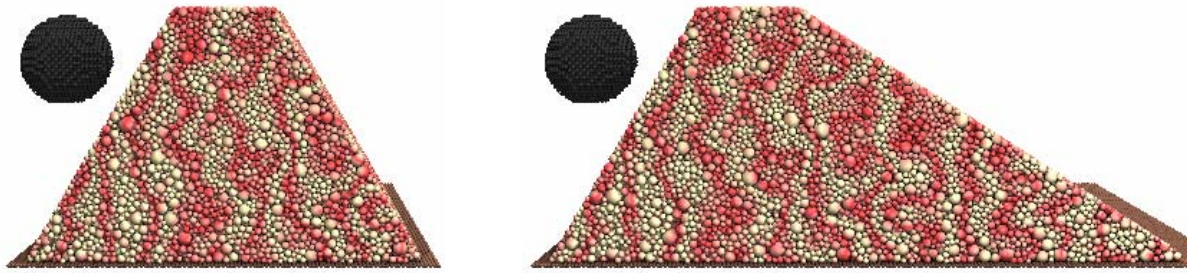


Figure 6.18 Modèles utilisés pour étudier l'influence du parement aval, avec une inclinaison à 60° (à gauche) et une inclinaison à 33° (à droite). Le parement amont des deux modèles est incliné à 60° .

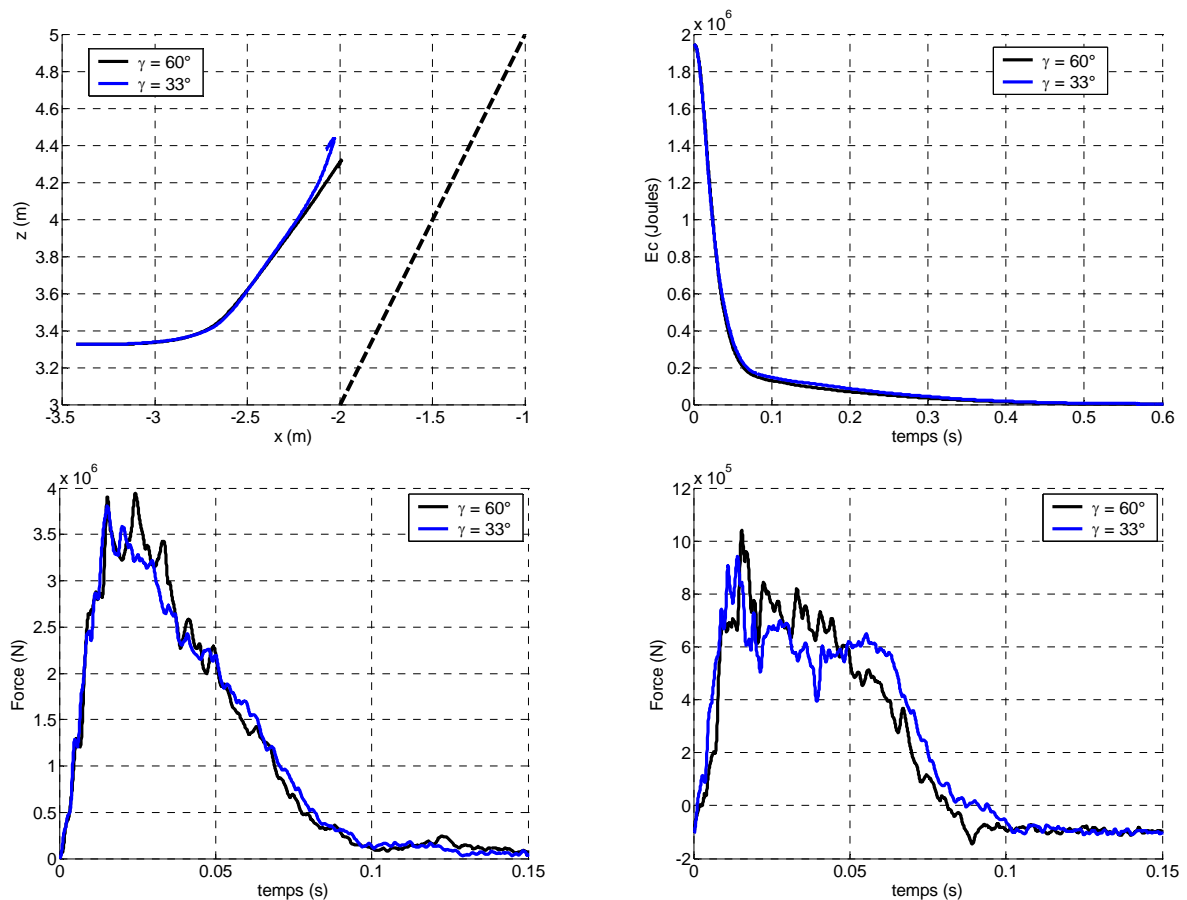


Figure 6.19 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'inclinaison du parement aval pour une énergie d'impact de 2 000kJ.

La simulation obtenue pour l'énergie de 2 000kJ a été comparée à la simulation de référence (Figure 6.19). La trajectoire de l'impacteur et la courbe d'énergie cinétique sont similaires d'un cas à l'autre. L'inclinaison plus faible du parement aval augmente la robustesse de l'ouvrage, le bloc est donc aussi contenu dans cette configuration. Le rebond est plus important pour le cas impliquant le parement aval incliné. Les efforts maximaux s'exerçant sur l'ouvrage sont quasiment équivalents pour les deux configurations, aussi bien dans la direction horizontale que verticale. La légère différence peut s'expliquer par la variabilité de l'assemblage intervenant d'une configuration à l'autre.

Le second cas de figure étudié vise à comparer l'effet du parement aval moins raide pour une énergie d'impact ayant entraîné la ruine du modèle de référence (Figure 6.20).

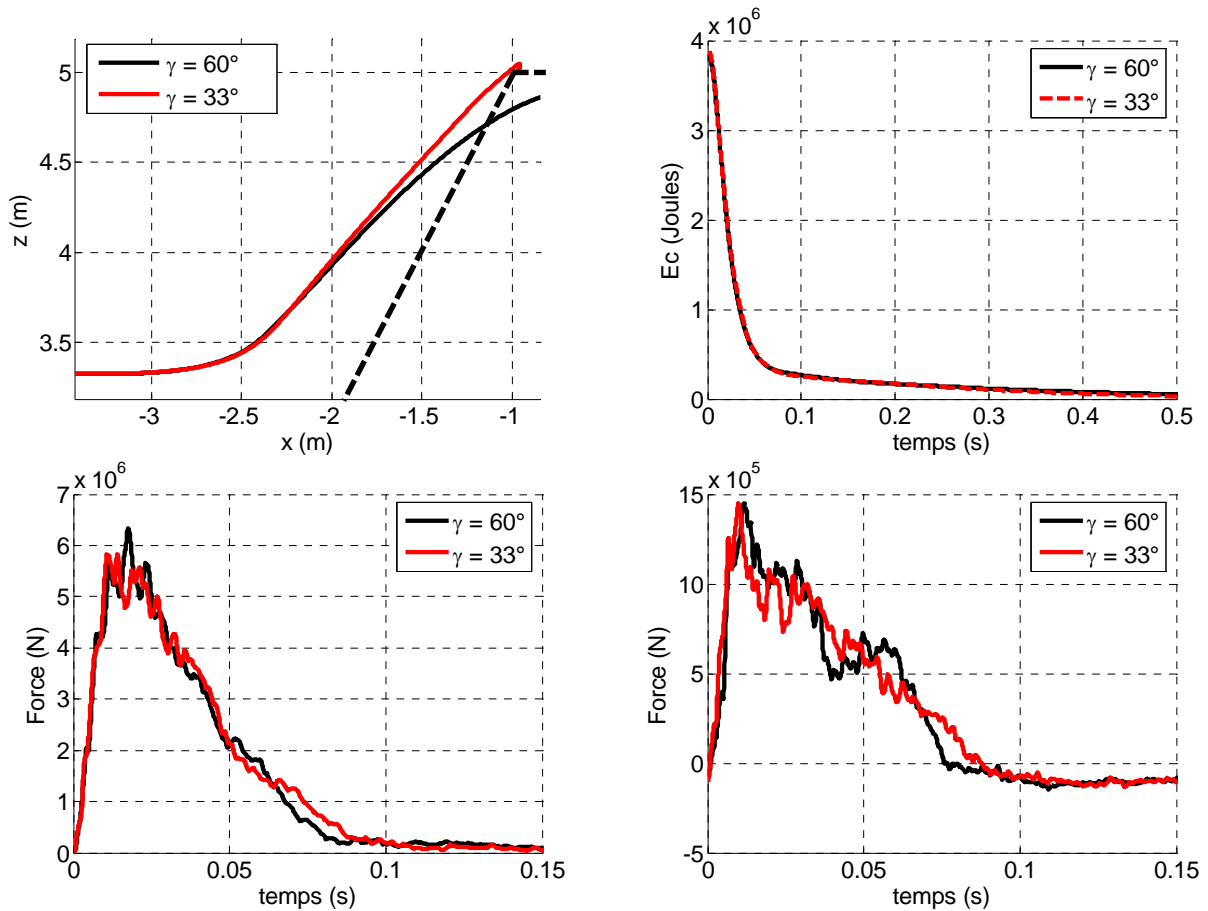


Figure 6.20 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'inclinaison du parement aval pour une énergie d'impact de 4 000kJ.

La trajectoire du bloc est modifiée par la présence du parement aval à inclinaison plus faible. En présence du parement incliné à 33° cette trajectoire est plus raide. Le bloc aurait alors tendance à franchir le merlon et non à le détruire comme c'est le cas dans la simulation avec le parement incliné à 60° . Néanmoins l'impacteur ne franchit pas l'ouvrage qui est donc efficace pour contenir le bloc, contrairement aux résultats obtenus avec le modèle de référence impliquant une énergie de 4 000 kJ (Figure 6.1). En revanche, les évolutions de l'énergie cinétique et des efforts verticaux sont similaires. L'effort horizontal présente un maximum plus prononcé pour le modèle de référence correspondant à un écart de 8 % par rapport au modèle avec parement incliné à 33° . Cet écart ne se justifie pas par l'influence du parement aval. En effet, le parement aval plus massif devrait au contraire provoquer une hausse de l'effort maximal. Le chapitre 4 a montré que la discrétisation de l'ouvrage provoque une variabilité des résultats (figure 4.25). Un écart de l'ordre de 5% avait été obtenu sur la valeur maximale des efforts. L'ordre de grandeur étant le même, on considère que la variation constatée (Figure 6.20) est imputable à la variation de l'arrangement discret intervenant entre les deux modèles.

Les déplacements dans la section verticale située au droit de l'impact sont présentés (Figure 6.21). Les éléments constituant le parement aval son beaucoup moins mis en mouvement dans

la configuration à 33°, les déplacements étant concentrés sur l'ensemble du parement amont et dans une zone située approximativement au dessus de la hauteur d'impact. La déviation plus prononcée de l'impacteur pour le parement incliné à 33° est attribuable au volume de l'ouvrage plus important. La masse de remblai que le bloc doit mettre en mouvement est plus importante que dans le cas de référence. Les deux configurations impliquant des énergies initiales égales, les déformations enregistrées par l'ouvrage sont moindres et la trajectoire du bloc s'en trouve modifiée.

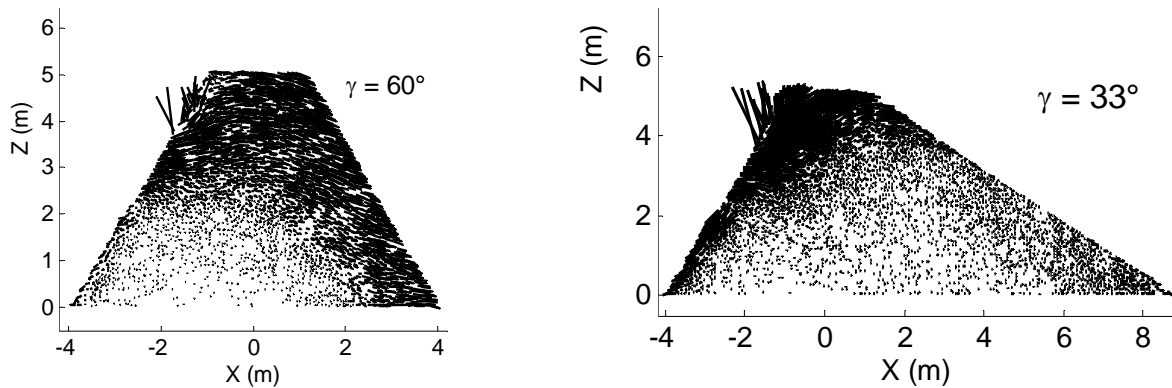


Figure 6.21 Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact à 4 000kJ dans le plan x-z pour deux inclinaisons du parement aval : le modèle de référence (à gauche) et le modèle incliné à 33° (à droite), repérés à l'instant $t = 0.63$ s.

En conclusion des deux types de simulations entreprises à 2 000 kJ et 4 000 kJ, les résultats suivants sont obtenus :

- La trajectoire de l'impacteur est légèrement modifiée lorsqu'un parement aval moins raide est utilisé pour les énergies est absorbée par le modèle de référence.
- L'évolution de l'énergie cinétique est semblable pour les deux modèles de parement aval, de même pour les efforts horizontaux et verticaux transmis entre l'ouvrage et le bloc.
- L'inclinaison du parement aval modifie l'aptitude du merlon à contenir le bloc. Dans le cas présent, le bloc pour le modèle incliné à 33° mais pas pour le modèle de référence.

Le parement aval incliné à 33° est destiné à renforcer l'ouvrage par sa mise en butée lors de l'impact. D'après les simulations réalisées, sa contribution permet de modifier la capacité dissipative de l'ouvrage puisque une énergie d'impact de 4 000 kJ est absorbable par ce modèle de merlon, à la différence du modèle de référence. La trajectoire du bloc est davantage inclinée suivant le parement amont. Ce résultat indique que la défaillance de l'ouvrage, obtenue pour une énergie supérieure à 4 000 kJ, se vérifie par franchissement du bloc, contrairement au cas de référence où la destruction de l'ouvrage était obtenu Figure 6.20).

On considère par la suite l'énergie du bloc impactant la structure E_b et l'énergie maximale E_m que l'ouvrage peut absorber. Dans la configuration actuelle, la valeur de E_m est proche de 4 000kJ. La considération des quatre simulations précédentes indique que l'inclinaison du parement aval ne joue pas de rôle dans la capacité de l'ouvrage à contenir le bloc si la condition $E_b \ll E_m$ est vérifiée – cas des impacts à 2 000kJ. Dans le cas contraire – impacts à 4 000kJ – le parement aval a son importance dans la tenue de la structure ainsi que dans la capacité à contenir le bloc.

6.2.3.2.3. Influence de l'épaisseur de crête

L'épaisseur en crête est nécessaire pour effectuer le terrassement et le compactage de l'ouvrage. Sa taille minimale est d'environ 2 m afin de permettre l'accès aux engins de terrassement [LCPC 2001]. Mais la présence de cette épaisseur augmente la masse de l'ouvrage qui peut influencer sur le comportement à l'impact de manière analogue au parement aval adouci (Figure 6.19). Deux nouveaux modèles sont créés, pour lesquels l'épaisseur de crête est environ égale à la moitié et le double de l'épaisseur du cas de référence (Figure 6.22).

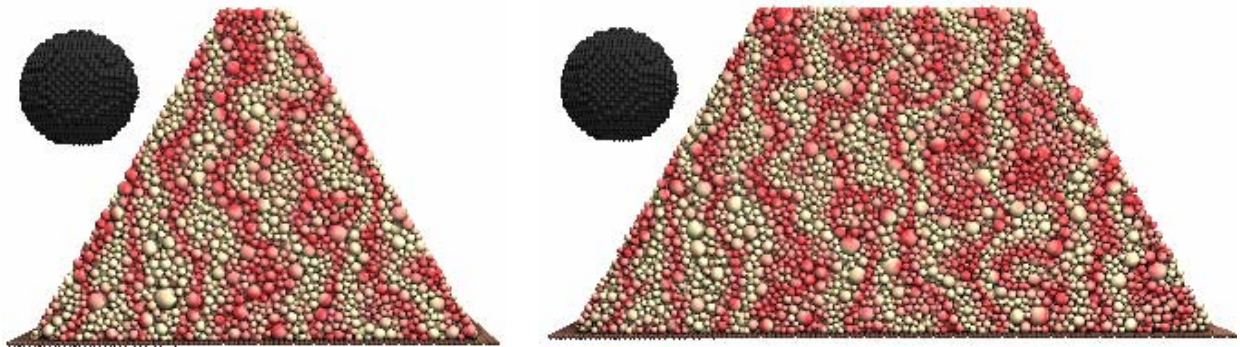


Figure 6.22 Modèles utilisés pour étudier l'influence de l'épaisseur de crête, valant 1 m (à gauche) et 4,4 m (à droite).

Les trajectoires obtenues dépendent nettement de l'épaisseur de crête (Figure 6.23). La configuration avec la plus faible épaisseur est détruite lors de l'impact et ne peut contenir le bloc, à l'inverse des deux autres ouvrages considérés. La trajectoire est semblable pour les deux plus grandes épaisseurs. Le rebond est légèrement plus prononcé pour le cas avec $\lambda = 4,4 m$ indiquant que l'ouvrage se comporte de manière plus rigide que dans le cas de référence. Ce résultat est non sans rappeler celui obtenu lors de la variation d'inclinaison du parement aval (Figure 6.19). L'énergie cinétique du bloc n'est que partiellement transmise à l'ouvrage dans le cas $\lambda = 1.0 m$, tandis que les évolutions pour les deux configurations à épaisseurs plus importantes sont semblables. Enfin, les efforts maximaux sont approximativement équivalents pour les deux épaisseurs de taille inférieure aussi bien dans la direction horizontale que verticale. Un écart est observable par rapport au cas $\lambda = 4,4 m$ qui présente une différence de 10 % sur les maxima et un effort significatif plus important après le pic que pour les deux autres configurations. L'écart constaté sur les maxima est attribuable à la variabilité d'assemblage intervenant d'un modèle à l'autre.

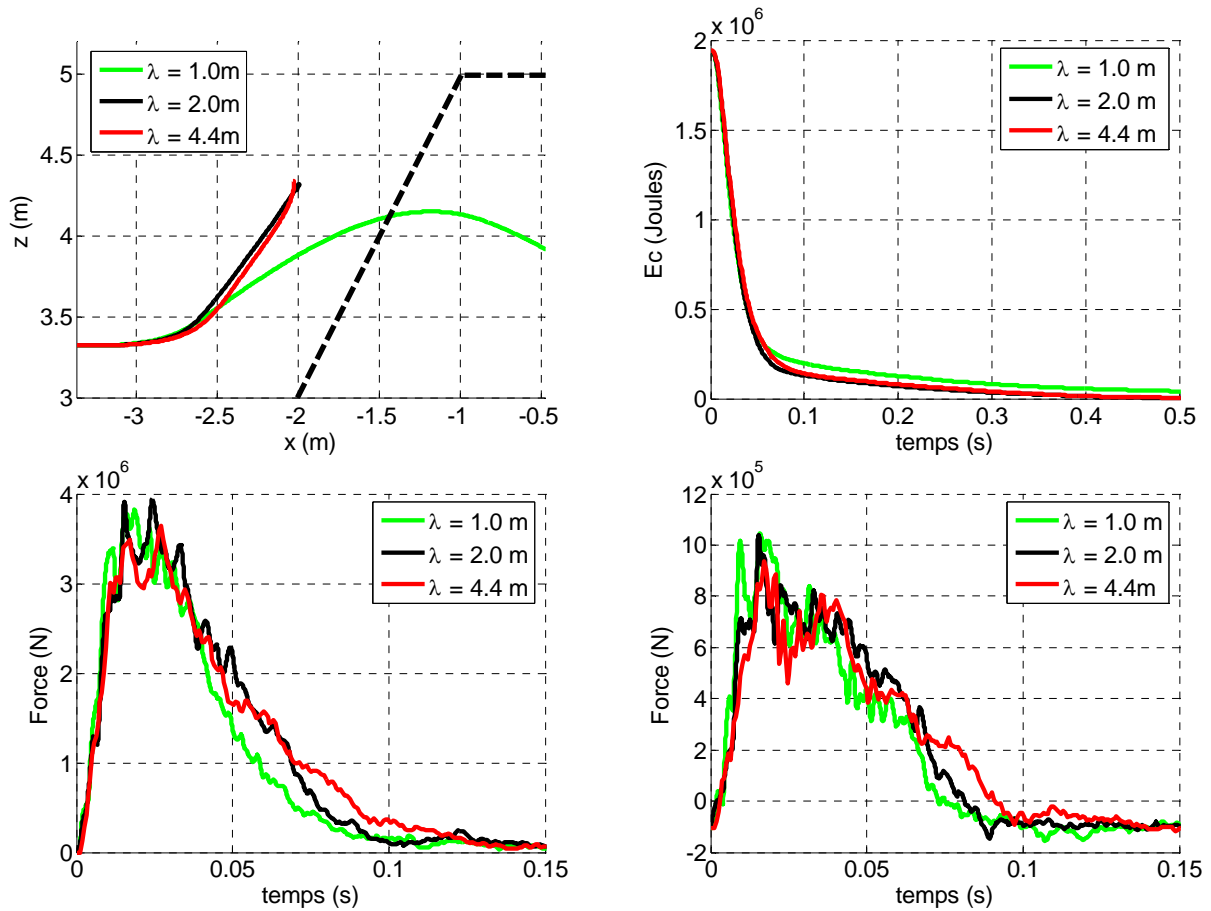


Figure 6.23 Trajectoire dans le plan $x-z$ (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'épaisseur de crête.

L'épaisseur de crête intervient dans le comportement de l'ouvrage, à la manière du parement aval à 33° dont la présence augmente la masse à laquelle l'énergie d'impact est transmise. L'aire d'une section droite de l'ouvrage joue un rôle dans la capacité d'absorption d'énergie. Pour des modèles dont la section est invariante dans la direction de la longueur, la comparaison des sections ou du volume de l'ouvrage est équivalente. Cette hypothèse est vérifiée par les modèles présentés dans ces travaux. Afin de vérifier si le volume de l'ouvrage peut être considéré comme un paramètre du modèle, deux configurations ont été testées : le modèle présenté ci-dessus Figure 6.22 avec $\lambda = 4.4\text{ m}$ et celui pour lequel le parement aval est incliné à 33° (Figure 6.18). Ces deux configurations ont même volume et peuvent donc être comparées (Figure 6.24). Des impacts impliquant une énergie de $4\,000\text{ kJ}$ sont comparés afin que les éventuelles divergences de comportements soient davantage observables que dans le cas d'impacts à $2\,000\text{ kJ}$.

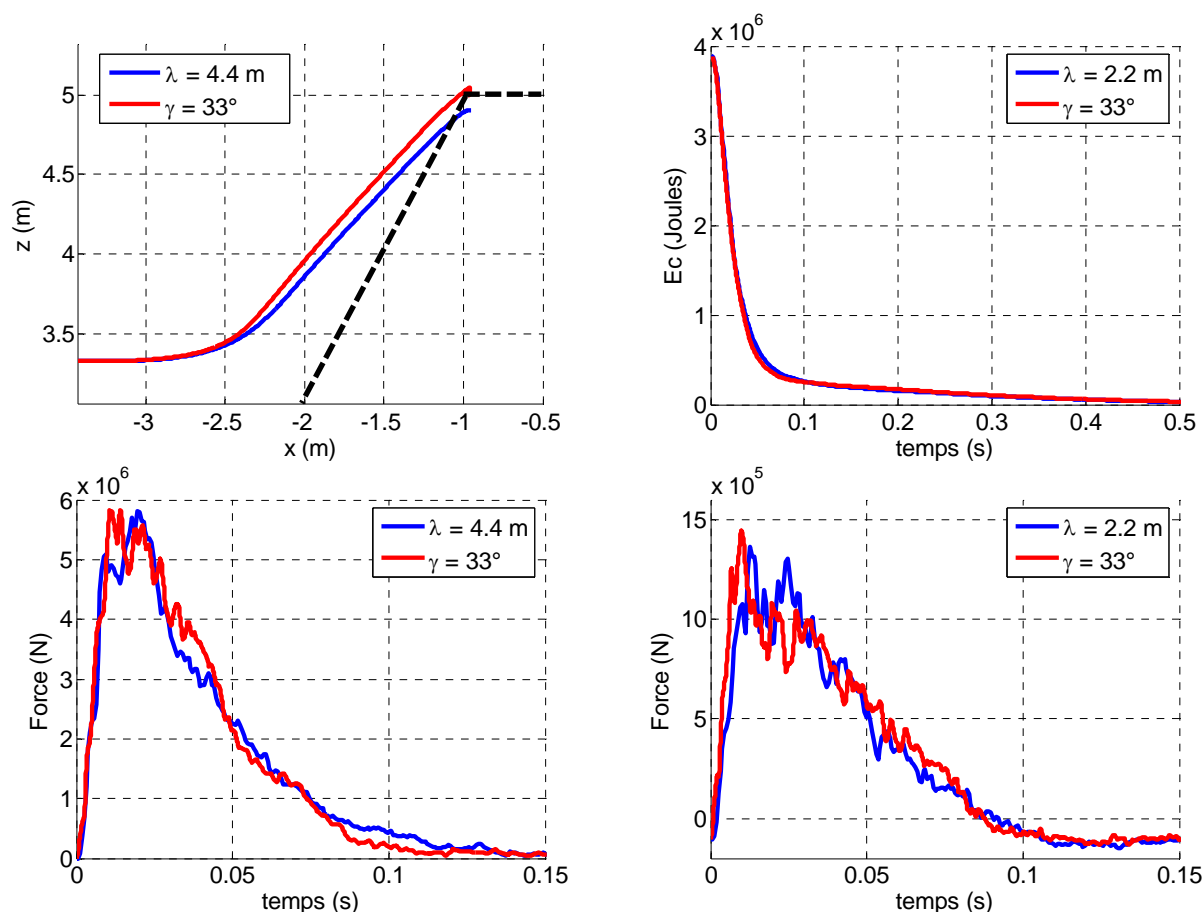


Figure 6.24 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) pour deux modèles de même volume.

Les résultats sont similaires, aussi bien pour les trajectoires que pour les efforts. Le bloc est arrêté pour des hauteurs distantes de 10 % environ. Le volume ne peut pas être considéré comme un aspect dimensionnant proprement dit car les deux comportements ne sont pas complètement équivalents. Il existe tout de même une bonne correspondance entre les deux cas qui mériterait une investigation supplémentaire pour l'ingénierie. L'emprise au sol souvent réduite est une contrainte qui impose de construire l'ouvrage le moins épais possible. A comportement équivalents, les modèles au parement aval adouci et à l'épaisseur de crête augmentée correspondent à une emprise au sol respectivement égales à 13.2 m et 10.6 m dans la direction de l'épaisseur. Cet écart, de 20% en ordre de grandeur est suffisamment important pour mériter la recherche ultérieure de la configuration optimale obtenue par variation du parement aval et de l'épaisseur de crête.

6.2.3.2.4. Influence des propriétés du sol

Les merlons sont généralement construits avec du remblai provenant du lieu de construction. Les propriétés mécaniques du sol constitutif de l'ouvrage varient donc d'un merlon à l'autre. Le compactage du remblai mène à une porosité et un poids volumique dont la valeur dépend à priori peu de la nature du sol [Montani 1998]. Son influence ne sera pas étudié par la suite. Les caractéristiques élastiques du sol sont peu évoquées dans la littérature. La rigidité joue un rôle, notamment sur la profondeur de pénétration de l'impacteur et la transmission des efforts [Donzé et Magnier 1997]. Le coefficient de Poisson varie peu suivant les matériaux considérés et influence le comportement uniquement en petite déformation. Son impact sur les

résultats ne sera pas étudié. Les propriétés à la rupture, régies par la cohésion c et l'angle de frottement ϕ , peuvent en revanche varier, comme l'atteste le tableau 1.2 (cf. chapitre 1).

Afin de connaître l'effet des caractéristiques de sol précitées, leur valeur est variée et comparée aux résultats de la simulation de référence. Cette méthode ne permet pas d'établir la dépendance des grandeurs considérées – trajectoire et transmission des efforts – vis-à-vis des paramètres du sol. Elle fournit néanmoins une indication sur l'influence qu'on ces derniers sur le comportement à l'impact et si une étude paramétrique plus poussées serait utile ultérieurement. Des valeurs plus faibles de module élastique et d'angle de frottement seront utilisées. A l'inverse, l'influence de la cohésion est vérifiée par augmentation de ce paramètre en raison du risque déjà évoqué de rupture de l'ouvrage lors de sa mise sous gravité.

Influence du module élastique

Le module élastique n'est pas toujours cité dans la bibliographie portant sur les merlons ([Corté et al. 1989], [Tissières 1999], [Blovky 2003]). Pour des impacts ne provoquant pas la rupture du merlon, l'impacteur pénètre d'une certaine distance dans l'ouvrage. L'expérimental et la modélisation ont montré que la profondeur de pénétration dans un remblai dépend du module élastique du matériau impacté ([Montani 1998], [Donzé et al. 2001]). Un essai à module élastique inférieur à la valeur du cas de référence a été réalisé afin d'évaluer la sensibilité du phénomène d'impact à ce paramètre. Une valeur de 30 MPa a été choisie, soit trois fois inférieure à celle de la simulation de base en ordre de grandeur.

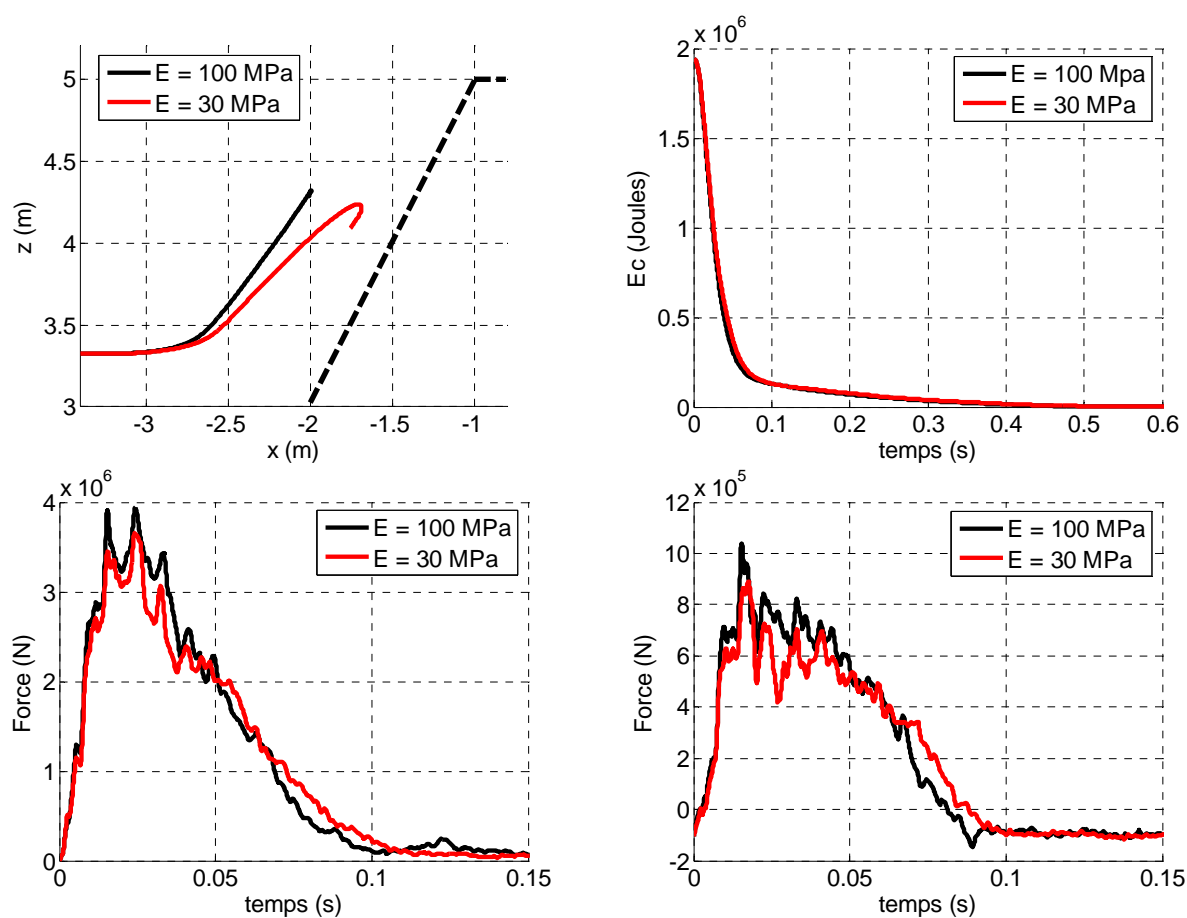


Figure 6.25 Trajectoire dans le plan x - z (en haut à gauche), norme de la vitesse de translation (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) pour deux modules élastiques.

Le comportement diffère principalement dans la trajectoire du bloc. La profondeur de pénétration dans l'ouvrage est plus importante dans le cas du merlon au faible module élastique, qui correspond à un milieu moins rigide. L'évolution de l'énergie cinétique est semblable pour les deux cas, tandis que les efforts maximaux sont 10 % plus élevés pour le merlon au module élastique égal à 100 MPa.

Des essais supplémentaires seraient nécessaires pour obtenir une information détaillée sur l'influence du module élastique. Cependant, l'augmentation de la profondeur de pénétration lorsque le module diminue indique que ce module peut avoir un rôle non négligeable pour les impacts impliquant une énergie proche de la capacité dissipative de l'ouvrage.

Influence de l'angle de frottement

L'angle de frottement du remblai peut jouer un rôle prépondérant puisqu'il fait partie des caractéristiques pilotant les phénomènes dissipatifs lors d'un impact. L'angle de frottement minimal des remblais compactés répertoriés pour la construction de merlons vaut 40° (cf. chapitre 1). La comparaison suivante porte sur le modèle ayant le parement aval incliné à 33° . Deux configurations sont étudiées, le remblai de référence avec $\phi = 43^\circ$ et le cas avec $\phi = 40^\circ$ (Figure 6.26). Cette dernière valeur ne présente pas un écart important, comparée à la valeur du cas de référence. Affecter un angle de frottement plus faible ne correspond plus à la gamme de valeurs rencontrées dans la réalité et augmente le risque d'instabilité de l'ouvrage lors de sa mise sous gravité.

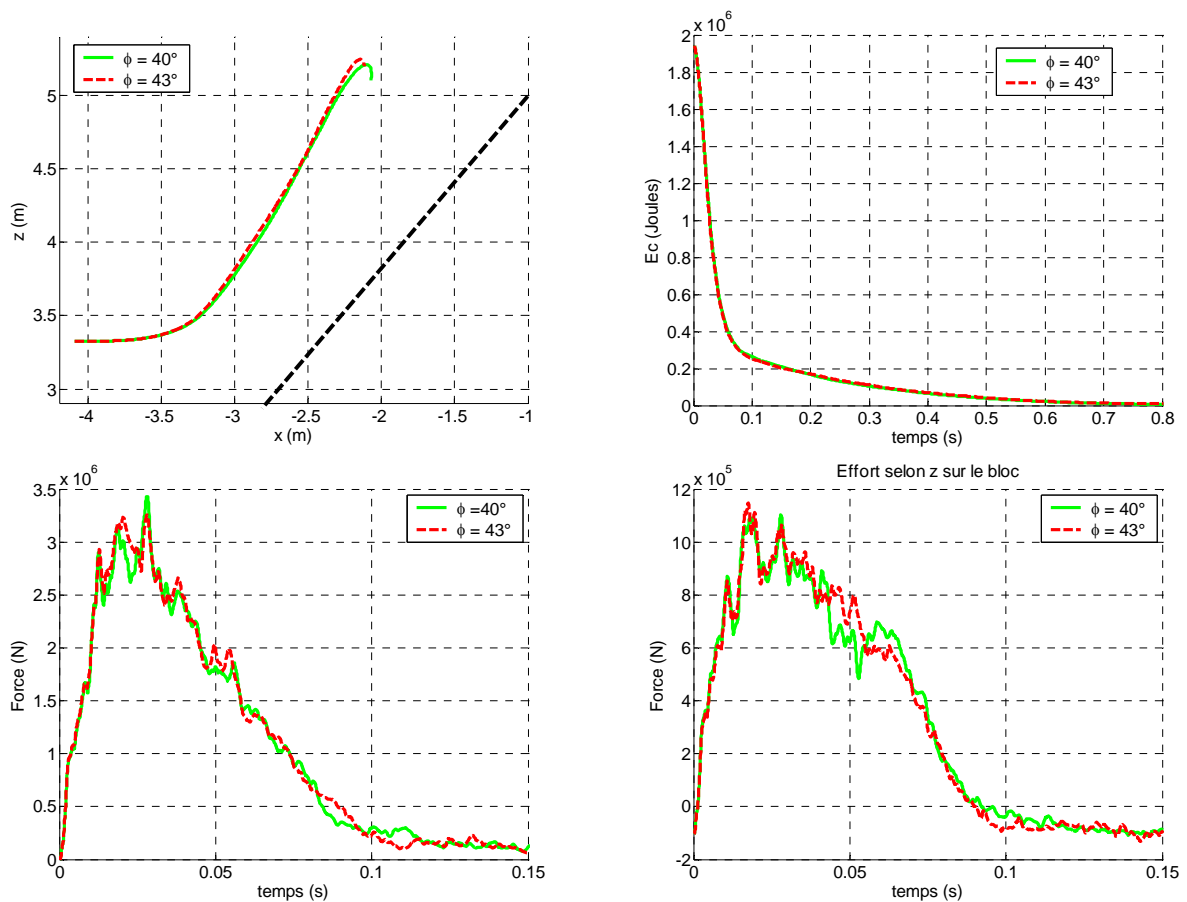


Figure 6.26 Trajectoire dans le plan $x-z$ (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'angle de frottement du sol.

D'après ces deux cas l'angle de frottement du remblai ne joue pas de rôle majeur dans le comportement du bloc lors de la sollicitation. Les trajectoires obtenues pour ces deux angles de frottement sont quasiment identiques, de même pour l'évolution de l'énergie cinétique. Les efforts maximaux sont semblables à 5% près aussi bien selon l'axe horizontal que vertical.

L'angle de frottement affecté au remblai ne paraît pas jouer de rôle sur le comportement de l'ouvrage dans la gamme des valeurs testées. Pour autant, l'écart entre les deux angles de frottement testé correspond à un écart de la capacité de dissipation proche de 10%. Le comportement de l'ouvrage soumis à l'impact ne doit donc pas être identique d'un cas à l'autre. Dans le cas étudié, l'impact semble impliquer l'existence de deux phases distinctes :

- Une première durant l'impact, pendant laquelle la quasi-totalité de l'énergie du bloc est transmise à l'ouvrage, puis restituée partiellement à l'impacteur.
- Une seconde phase au cours de laquelle l'énergie transmise à l'ouvrage est dissipée sous l'effet des déformations irréversibles.

Il aurait été intéressant de vérifier l'influence de cet angle de frottement pour un cas de rupture de l'ouvrage – pour une énergie cinétique initiale supérieure à 2 000kJ. Les deux simulations présentées ici (Figure 6.26) montrent cependant que l'influence de l'angle de frottement sur le comportement de l'impacteur est négligeable lorsque l'ouvrage contient le bloc. Les déplacements des éléments constituant l'ouvrage sont observés dans la section verticale située au droit de l'impact (Figure 6.27).

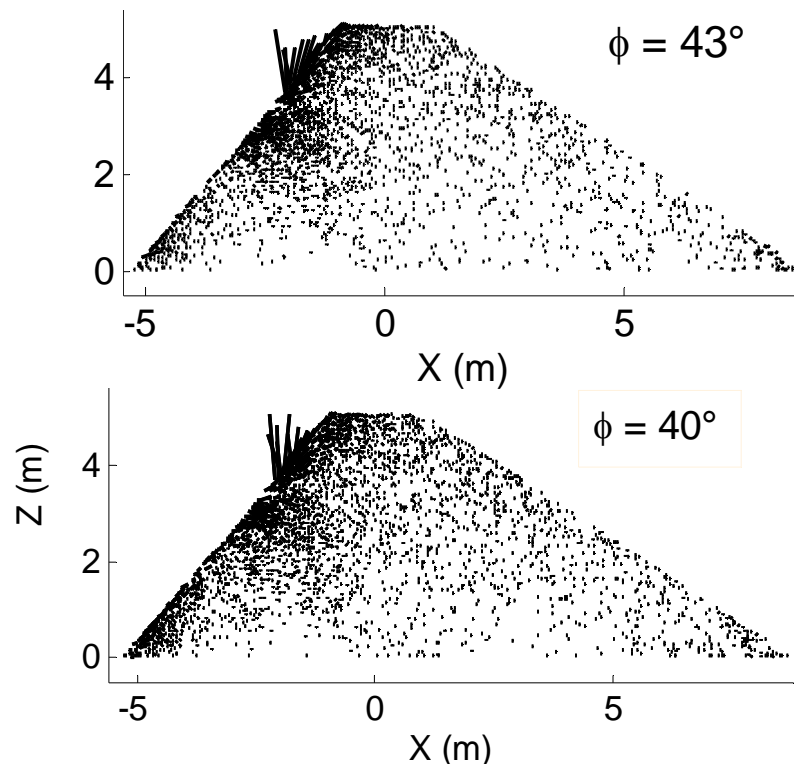


Figure 6.27 Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour deux angles de frottement du remblai : le modèle de référence à 43° (en haut) et le modèle à 40° (en bas), repérés à l'instant $t = 0.63$ s.

Les deux configurations ne présentent pas de différences sensibles. Les déplacements ne sont pas davantage localisés au niveau du parement amont lorsque l'angle de frottement est plus élevé [Subrin 2006]. Mais la gamme d'angle de frottement testée Figure 6.29 est nettement plus réduite que celle de cet auteur qui avait utilisé des angles de frottement de 30 et 45°. La première valeur citée n'a pas été testée ici car non représentative des valeurs rencontrées pour les remblais et pour des raisons de stabilité de l'ouvrage déjà évoquées. Le fait que l'ouvrage subisse des déplacements similaires dans les deux configurations indique que l'angle de frottement a une influence négligeable dans la gamme des valeurs représentatives d'un remblai compacté.

Influence de la cohésion

Les effets capillaires donne au sol une légère cohésion proche de 10 kPa. Cette cohésion peut varier aussi en présence de fines. Afin de modéliser l'effet de ces fines lors de l'impact une valeur élevée à 30 kPa a été testée (Figure 6.28). L'influence sur la trajectoire de l'impacteur est importante. Ce dernier pénètre nettement moins dans l'ouvrage que pour le cas de référence, permettant au bloc d'atteindre une hauteur de rebond supérieure. Les efforts maximaux sont équivalents mais sont ensuite plus élevées pour le cas avec la cohésion égal à 30 kPa. Des déplacements plus grands du remblai sont observables pour le cas de référence (Figure 6.29). La délimitation de la zone mise en mouvement est de forme sphérique dans les deux cas, le rayon est plus important pour la cohésion plus élevée. La localisation des déplacements est moindre et simultanément les déplacements sont moins importants lorsque la cohésion du remblai est plus élevée. L'énergie transmise de l'impacteur à l'ouvrage est sensiblement équivalente pour les deux cas, indiquant que la structure subit un déplacement d'ensemble plus important lorsque la cohésion est élevée. La dissipation d'énergie par rayonnement élastique intervient davantage dans ce cas et se traduit notamment par une restitution plus importante d'énergie à l'impacteur.

La cohésion a un effet non négligeable sur le comportement du bloc à l'ouvrage. D'après les déplacements observés dans l'ouvrage elle a aussi une influence sur le comportement de l'ouvrage. Elle permet de davantage mobiliser la capacité du merlon à dissiper l'énergie par rayonnement élastique. Une étude plus poussée, en fonction des valeurs de cohésion pouvant être rencontrées dans la réalité présente donc un intérêt pour le dimensionnement de l'ouvrage.

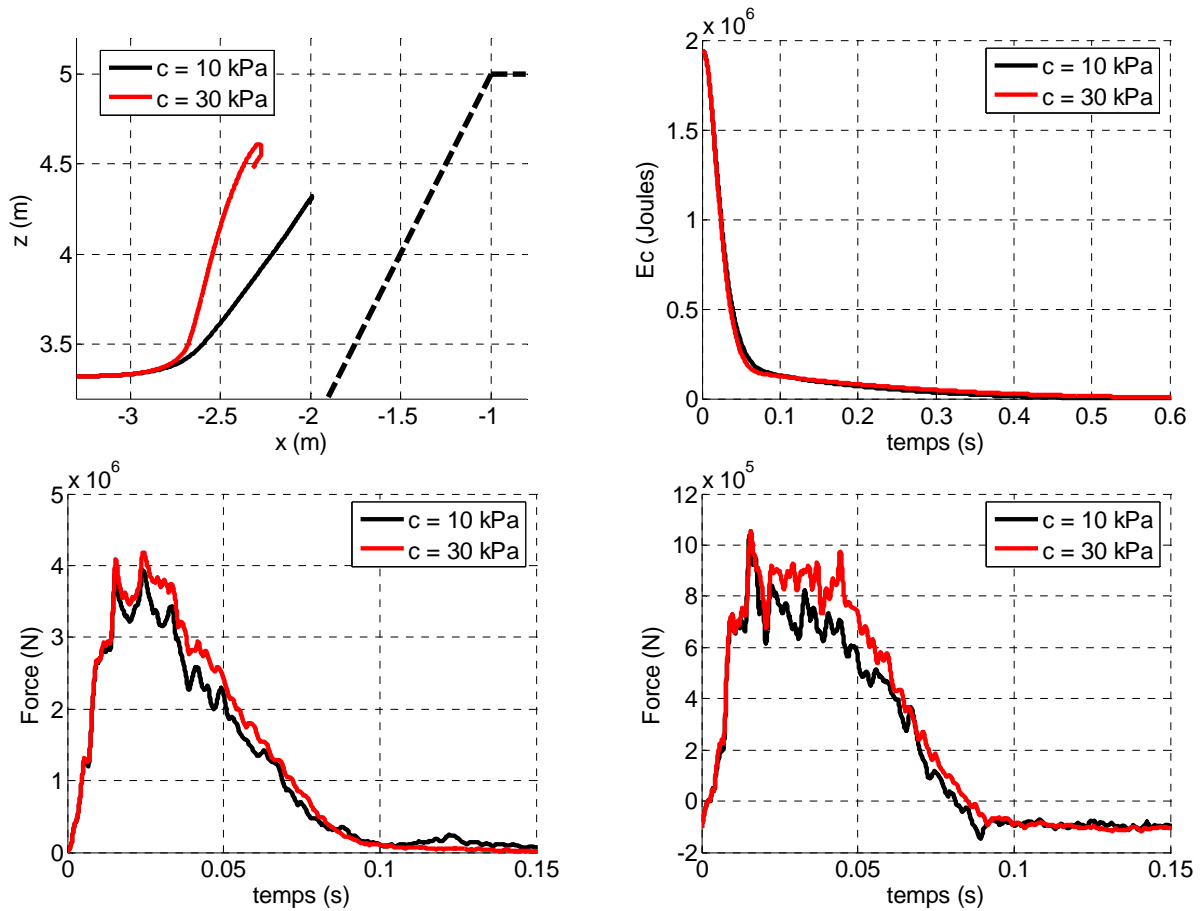


Figure 6.28 Trajectoire dans le plan x-z (en haut à gauche), énergie cinétique (en haut à droite), effort horizontal (en bas à gauche) et vertical (en bas à droite) lors de la variation de l'angle de la cohésion du sol.

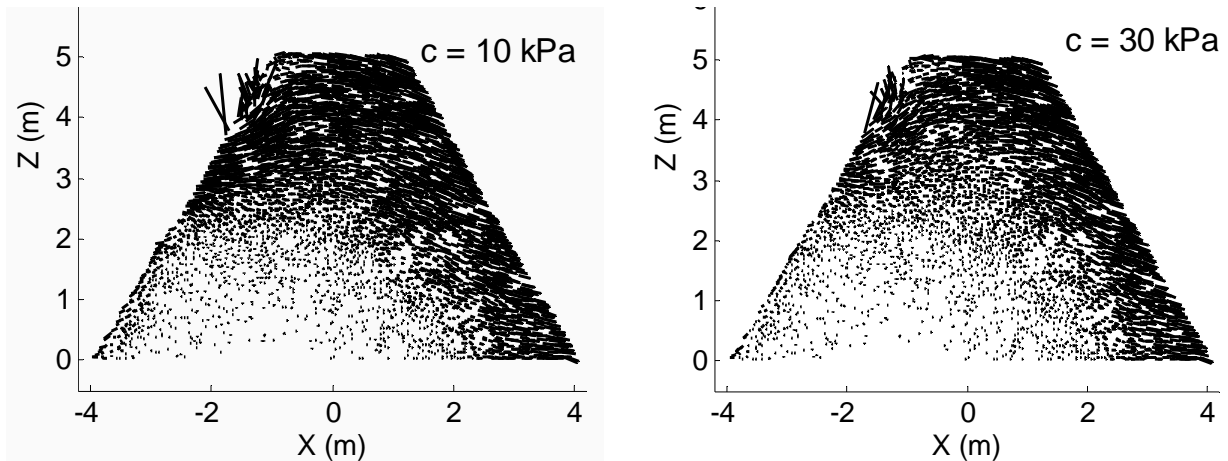


Figure 6.29 Déplacements dans l'ouvrage au droit de l'impact dans le plan x-z pour deux cohésions du remblai : le modèle de référence à 10kPa (à gauche) et le modèle à 30kPa (à droite), repérés à l'instant t = 0.63 s.

6.2.4. Analyse multiparamétrique

6.2.4.1.1. Introduction

L'analyse paramétrique présentée ci-dessus avait notamment pour but d'établir la liste des paramètres liés à l'impacteur, jouant un rôle majeur sur la trajectoire de ce dernier et sur la résistance de l'ouvrage soumis à l'impact. Il ressort de cette étude que la hauteur et l'orientation d'impact ainsi que les énergies cinétiques de translation et de rotation sont les quatre aspects prépondérants régissant le comportement du bloc et de l'ouvrage. Le diamètre a en revanche peu d'influence en comparaison des paramètres précités. La masse et la vitesse de translation du bloc jouent aussi un rôle. Néanmoins la valeur de ces paramètres est implicitement incluse dans les aspects majeurs par l'intermédiaire de l'énergie cinétique de translation.

Le comportement du système bloc – ouvrage n'est pas influencé de manière équivalente par ces quatre paramètres. L'inefficacité de l'ouvrage de protection n'intervient donc pas toujours selon le même processus. Par exemple, l'augmentation de l'énergie cinétique de translation favorise la destruction de l'ouvrage au droit de l'impact. En revanche, l'augmentation de l'énergie cinétique de rotation n'induit quasiment aucun changement dans la sollicitation de l'ouvrage mais favorise le franchissement de l'ouvrage par l'impacteur. Dans certains cas, le franchissement et la rupture de l'ouvrage interviennent conjointement. Les conséquences de ces trois possibilités sont équivalentes et traduisent l'inefficacité de l'ouvrage dans le rôle de protection lui étant imparti. On s'intéresse donc par la suite uniquement à savoir si l'ouvrage contient le bloc ou non.

Généralement le dimensionnement de l'ouvrage fait intervenir l'énergie cinétique de translation et la hauteur d'impact, évaluées grâce à un logiciel de trajectographie. L'étude réalisée ici prend donc aussi en compte l'orientation d'impact et l'énergie cinétique de rotation de l'impacteur. L'analyse paramétrique présentée ci-après ne prend pour autant pas en considération le couplage simultané de ces quatre paramètres. Elle se limite à considérer l'orientation d'impact constante dans un premier temps et à faire varier les trois autres paramètres. L'énergie cinétique de rotation est ensuite considérée constante alors que les autres paramètres sont modifiés. Dans ces deux cas, le paramètre fixé est choisi égal à la valeur de la simulation de référence. Les mêmes jeux de valeurs que lors de l'analyse paramétrique simple sont utilisés, à savoir :

$$E_{c_i} \in \{1\ 000\ \text{kJ}; 2\ 000\ \text{kJ}; 4\ 000\ \text{kJ}; 8\ 000\ \text{kJ}\} \quad (6.4)$$

$$h^* \in \left\{ \frac{1}{2}; \frac{2}{3}; \frac{3}{4}; \frac{4}{5} \right\} \quad (6.5)$$

$$\alpha \in \{0^\circ; 15^\circ; 30^\circ; 45^\circ; 60^\circ\} \quad (6.6)$$

$$\eta \in \{0.0; 0.05; 0.1; 0.2\} \quad (6.7)$$

6.2.4.1.2. Etude à énergie cinétique de rotation nulle

Les simulations suivantes sont réalisées avec la valeur $Ec_r = 0.0$, soit $\eta = 0.0$. Ce cas de figure n'est pas pleinement réaliste puisqu'en pratique un bloc est aussi animé d'une vitesse de rotation lors de sa chute. La Figure 6.30 présente la surface limite caractérisée par le critère « le bloc ne franchit pas l'ouvrage », pour le jeu de paramètres étudiés. Suivant les axes horizontaux du graphique sont assignés les paramètres utilisés habituellement pour dimensionner l'ouvrage, à savoir l'énergie cinétique de translation Ec_t et le rapport de hauteurs d'impact h^* . Le troisième paramètre varié, l'orientation d'impact α , est reporté verticalement (Figure 6.30).

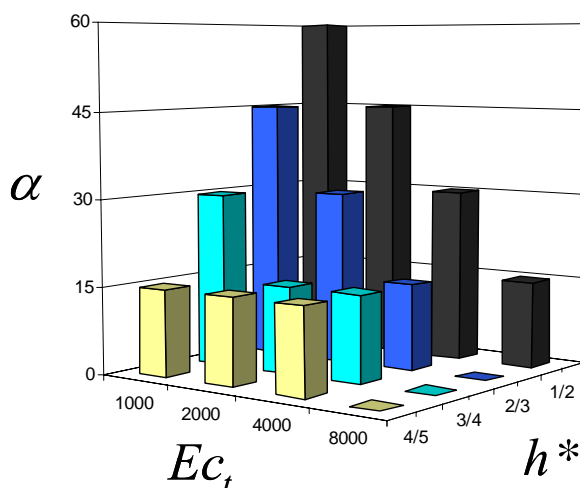


Figure 6.30 Domaine d'efficacité de l'ouvrage en fonction des paramètres de l'impacteur pour une énergie cinétique de rotation nulle ($\eta = 0$). Les couleurs des bâtonnets sont reliées à la hauteur adimensionnée de l'impact h^* .

Le caractère discontinu de l'analyse paramétrique ne permet pas d'obtenir globalement le domaine d'efficacité de l'ouvrage. Il ressort pour autant que plus le triplet de paramètre est faible, plus on se trouve éloigné de la limite d'efficacité de l'ouvrage. A l'inverse, l'augmentation de l'un des trois paramètres fait tendre la structure vers sa limite d'efficacité. L'angle d'impact a une conséquence importante sur la capacité dissipative de l'ouvrage. Lorsque l'impact est perpendiculaire au parement amont ($\alpha = 0^\circ$) l'ouvrage se révèle efficace pour l'ensemble des valeurs d'énergie cinétique et de hauteur d'impact considérées. L'augmentation de l'orientation d'impact limite alors la capacité de l'ouvrage en terme d'énergie et de hauteur d'impact. En supposant que l'impact intervienne aux deux tiers de la hauteur et que l'énergie mise en jeu soit de 2 000 kJ, l'orientation d'impact doit être dirigée selon une orientation inférieure ou égale à l'horizontale pour une géométrie d'ouvrage correspondant à la configuration de référence. Dans le cas contraire, l'ouvrage ne contient pas l'impacteur. En raison du profilage du terrain en amont, un impact orienté à $\alpha = 60^\circ$ paraît peu probable. Il serait donc intéressant d'évaluer la gamme de valeur que ce paramètre peut prendre à partir d'une étude trajectographique. Un autre intérêt consiste à optimiser le profil de la pente en amont afin d'obtenir des orientations d'impacts inférieures à la valeur que l'on s'est fixée au préalable pour effectuer le dimensionnement.

La Figure 6.30 permet aussi de définir une surface limite d'efficacité du merlon. Cette surface, présentée à la Figure 6.31, met en relation les trois paramètres utilisés lors de

l'analyse. Afin d'obtenir une surface simple, certains cas où l'efficacité de l'ouvrage est vérifiée ont été négligés. La surface limite simplifiée est pyramidale et vérifie la condition (6.10) en définissant :

$$(h_1^*; h_2^*; h_3^*; h_4^*) = (4/5; 3/4; 2/3; 1/2) \quad (6.8)$$

$$(Ec_{i1}; Ec_{i2}; Ec_{i3}; Ec_{i4}) = (8\ 000; 4\ 000; 2\ 000; 1\ 000) \quad (6.9)$$

D'après la Figure 6.31 le bloc est alors arrêté pour tout couple $((h_j^*; Ec_{iK}))$ si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq 15(\min(J; K)) \quad (6.10)$$

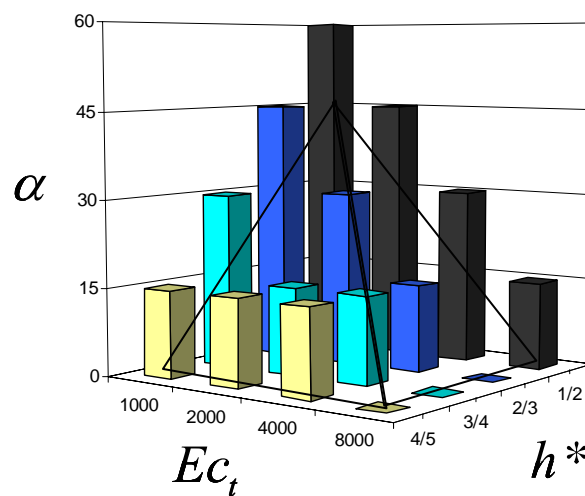


Figure 6.31 Définition d'une surface approchée pyramidale délimitant le domaine d'efficacité de l'ouvrage.

6.2.4.1.3. Etude à orientation d'impact constante

Le cas d'un impact horizontal ($\alpha = 30^\circ$) avec variations des trois autres paramètres est à présent abordé. Cette orientation d'impact correspond à celle utilisée pour le modèle de Brandl [Brandl et Adam 2000]. Les mêmes gammes d'énergies et de hauteurs d'impact sont simulées tandis que le paramètre η est varié entre les valeurs 0 et 0.2. D'après la littérature l'ordre de grandeur du paramètre η est connu, estimé à une valeur limite estimée à 0.1 environ [Chau et al. 2002].

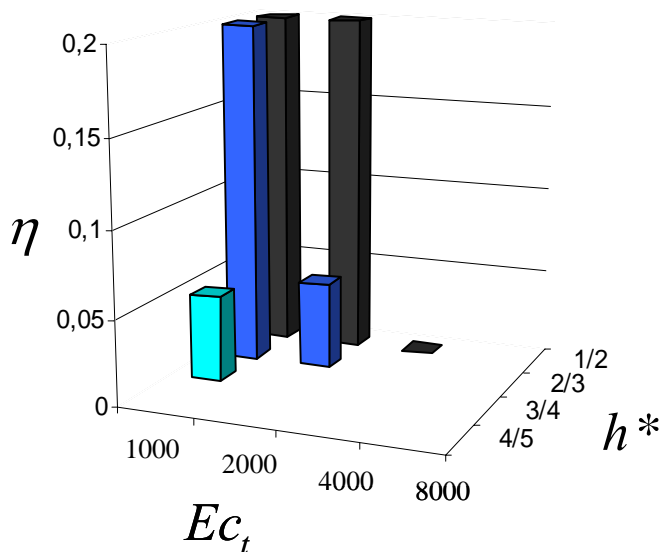


Figure 6.32 Domaine d'efficacité de l'ouvrage en fonction des paramètres de l'impacteur pour un impact horizontal ($\alpha = 30^\circ$). Les couleurs des bâtonnets sont reliées à la hauteur adimensionnée de l'impact h^* , conformément à la Figure 6.30.

Le diagramme indique que l'énergie cinétique de rotation nulle représente un cas suffisamment pénalisant pour que l'ouvrage puisse se révéler inefficace. En effet, toutes les simulations impliquant une énergie initiale de 8 000 kJ indiquent que l'impacteur n'est pas contenu. Une énergie de 4 000 kJ est contenue pour le cas d'un impact intervenant à mi-hauteur ($h^* = 1/2$) et n'impliquant aucune énergie cinétique de rotation. Concernant la hauteur d'impact, les simulations montrent l'inefficacité de l'ouvrage lorsque le paramètre h^* lié à la hauteur d'impact vaut 4/5. Dans le cas d'un impact situé à $h^* = 3/4$, seul le cas impliquant une énergie cinétique de translation de 1 000 kJ est encaissé par l'ouvrage. Ce dernier contient alors le bloc pour une énergie cinétique de rotation telle que η est inférieur à 0.05. L'ouvrage se révèle plus efficace pour les hauteurs d'impact pour lesquels h^* reste inférieur ou égal à 2/3. L'impacteur est alors contenu par l'ouvrage lorsque l'énergie cinétique de translation vaut 1 000 kJ et ceci pour n'importe quelle valeur donnée au paramètre η . Contrairement à la Figure 6.30, les limites obtenues à la Figure 6.32 ne permettent pas d'établir une surface limite simple. En conséquence, aucune relation du type de la relation (6.10) ne peut être défini.

La Figure 6.32 montre que l'ouvrage est efficace lorsque l'on double la valeur de Ec_t , alors que le simple ajout d'une énergie cinétique de rotation telle que $\eta = 0.1$ ne permet plus de contenir le bloc. La quantité d'énergie cinétique mise en jeu n'a donc pas la même influence sur l'efficacité de l'ouvrage suivant qu'il s'agisse d'un mouvement de translation ou de rotation. Comme il a été montré précédemment, les énergies cinétiques de translation et de rotation ont des effets différents. La première citée favorise la destruction du merlon tandis que la seconde permet le franchissement de l'ouvrage par le bloc. Le comportement de l'ouvrage dépend distinctement des énergies cinétiques de rotation et de translation sur le plan qualitatif comme quantitatif. Une simulation faisant intervenir les énergies cinétiques de translation Ec_t et de rotation Ec_r ne peut donc être rapportée à une étude simplifiée faisant intervenir une énergie cinétique de translation équivalente Ec_t' tel que :

$$Ec'_t = Ec_t + Ec_r \quad (6.11)$$

La prise en compte de la rotation du bloc lors de l'impact semble par conséquent recommandée. Bien que les simulations entreprises correspondent à un cas où le parement amont à 60° favorise le phénomène de franchissement, l'efficacité de l'ouvrage semble fortement dépendre de la rotation du bloc.

6.2.4.1.4. Conclusion de l'analyse paramétrique couplée

L'étude impliquant la variation simultanée de paramètres confirme que les quatre paramètres majeurs supposés – énergies cinétiques de translation et de rotation, hauteur et orientation d'impact – influencent tous le comportement de l'ouvrage et du bloc. Si l'on se place dans l'hypothèse d'un impact réalisé aux deux tiers de la hauteur ($h^* = 2/3$), l'énergie cinétique de rotation semble être le paramètre prépondérant du problème car elle implique des variations plus importantes du domaine d'efficacité de l'ouvrage (Figure 6.30 et Figure 6.32). Une analyse plus complète est néanmoins souhaitable, faisant intervenir simultanément la variation des quatre paramètres majeurs.

6.3. Conclusion

Lors de cette étude deux ouvrages ont été modélisés en rapport avec deux gammes d'énergies qu'ils sont supposés absorber. Ces modèles ont été définis par les cas A, B. En l'absence d'une modélisation des renforts tels que des nappes de géotextile, le cas C initialement prévu ne peut être stable sous son propre poids. Il est donc exclu de l'étude réalisée ensuite.

Une liste des paramètres principaux définissant l'impacteur et l'ouvrage est constituée. L'analyse monoparamétrique qui suit, permet de déduire les quatre facteurs majeurs influençant la retenue du bloc par l'ouvrage : les énergies cinétiques de translation et de rotation ainsi que l'orientation et la hauteur d'impact. L'orientation d'impact et l'énergie cinétique de rotation, non prise en considération habituellement doivent donc intervenir dans le dimensionnement de l'ouvrage. Une étude supplémentaire serait néanmoins nécessaire pour évaluer l'influence de la forme du bloc. Concernant l'ouvrage, le parement amont joue un rôle majeur dans la trajectoire de l'impacteur et sa capacité de rebond. Le parement aval influence la capacité de retenue du bloc uniquement lorsque l'énergie initiale de celui-ci est proche de la capacité dissipative de l'ouvrage. L'observation des déplacements indique les zones et modes de ruptures susceptibles d'apparaître au sein de l'ouvrage, en fonction de la valeur du paramètre étudié. Le volume de l'ouvrage semble aussi être un indicateur de la réponse de l'ouvrage, bien que cet aspect nécessite un approfondissement. Les propriétés mécanique du remblai joue aussi un rôle important, hormis l'angle de frottement du remblai dont l'effet sur la réponse à l'impact est négligeable. En revanche, le module élastique et la cohésion ont une forte influence.

Une analyse paramétrique portant simultanément sur les quatre paramètres principaux régissant le bloc est alors réalisée. Elle indique que l'augmentation simultanée de plusieurs paramètres tend rapidement vers la limite d'efficacité de l'ouvrage. Une gamme de valeurs calculée par l'ingénieur est utilisée pour dimensionner l'ouvrage. Par conséquent, la création d'un merlon adapté à l'impact potentiel auquel il est soumis nécessite l'estimation correcte de ces intervalles de valeurs.

L'insertion des géotextiles dans le modèle est nécessaire pour poursuivre cette étude. L'analyse paramétrique pourrait alors être aussi réalisée sur le cas C et la capacité dissipative des ouvrages serait probablement rehaussée. Leur présence permettrait aussi de raidir le parement amont, le rendant ainsi plus conforme aux constructions réelles. Ce raidissement a montré que la sollicitation de l'ouvrage dans la direction horizontale est augmentée. En revanche, le phénomène de franchissement pour les orientations d'impact et les énergies cinétiques de rotations élevées s'en trouve vraisemblablement limité.

Conclusion générale

Rappels et conclusions

Il existe peu d'études bien documentées dans la littérature sur les merlons de protection. Pourtant ce type de structure est très présent dans les régions montagneuses exposées aux risques de chutes de blocs. L'enjeu sur la protection des humains et des biens étant majeur, il est nécessaire de maîtriser au mieux la conception de ces ouvrages.

Au chapitre 1 de ce mémoire, un bilan des précédents travaux trouvés dans la littérature, a été présenté. Il concerne des essais expérimentaux et des simulations numériques, plus ou moins riches en information car les conclusions issues de ces travaux indiquent seulement des tendances, et ne correspondent souvent qu'à des cas simplifiés. En effet, ils ne couvrent qu'une partie des phénomènes intervenant dans le phénomène d'impact. Par exemple, aucun essai expérimental, réalisé à l'échelle 1 ou sous forme de maquette, ne prend en compte la rotation du bloc rocheux, paramètre pourtant souvent évoqué dans les études de trajectographies. Pour la plupart, les méthodes de dimensionnement de l'ouvrage utilisées actuellement ne font référence qu'à la hauteur de passage et à l'énergie du bloc rocheux. Le travail présenté ici est une tentative pour aller plus loin dans l'analyse paramétrique, afin de dégager les points essentiels nécessaires pour dimensionner un merlon.

La démarche adoptée pour étudier le phénomène d'impact sur merlon a été réalisée en deux étapes. D'abord une modélisation du phénomène d'impact a été mise en œuvre dans un cadre connu simplifié pour validation, puis, le modèle a été utilisé pour simuler des impacts sur merlon. Ce type d'ouvrage étant principalement constitué de remblai, une attention particulière a été consacrée à la modélisation du matériau granulaire.

La méthode numérique utilisée dans la modélisation est celle des éléments discrets (MED). En effet, celle-ci permet de modéliser les phénomènes de rupture, d'écoulement et d'éjection de matériaux intervenant lors de la déstructuration de l'ouvrage. C'est le code numérique SDEC qui a été utilisé pour réaliser les simulations. Ce code a été étoffé d'une loi de comportement agissant sur le phénomène de roulement – la LTM (présentée au chapitre 2). Cette loi fait intervenir deux nouveaux paramètres dans le modèle : une rigidité de roulement et une limite élastique en roulement. L'implémentation de la LTM a pour but d'être plus représentatif du comportement du matériau granulaire aussi bien en petites déformations qu'à la rupture ou à l'état résiduel, que ce que ne le permettait jusqu'à présent la MED utilisant des éléments discrets sphériques.

Les critères de validation du modèle numérique de remblai (matériau granulaire) portent sur la représentativité du comportement en quasi-statique puis en dynamique. Pour le comportement en quasi-statique, des essais triaxiaux ont été simulés (présentés au chapitre 3). Les paramètres régissant le comportement ont pu être classés en trois catégories :

1. Les paramètres d'essais : ils correspondent principalement aux influences de la vitesse de déformation en phase déviatoire et de la pression de confinement. Une étude approfondie a porté sur l'influence de la pression de confinement en petites déformations comme à la rupture. Il apparaît que le modèle d'échantillon dense employé reste limité pour représenter convenablement l'augmentation du module élastique avec la pression de

Conclusion générale

confinement observée pour les matériaux granulaires réels. Cependant, cet aspect ne représente pas une limite du modèle puisque le module élastique n'intervient que pour le comportement en petites déformations. Par contre, le comportement à la rupture est analogue au comportement réel des matériaux granulaires puisque la diminution de l'angle de frottement est obtenue lorsque le confinement est augmenté. Il est important de noter que ce résultat n'a été obtenu que pour le modèle utilisant la LTM, contrairement au cas ne l'utilisant pas pour lequel le critère de rupture est une droite.

2. Les paramètres géométriques : homogénéité et isotropie. Au cours de cette étude, l'influence de la distribution des tailles d'éléments a été étudiée. Elle a abouti au résultat important indiquant que cette distribution a peu d'effets sur le comportement de l'éprouvette dès que la condition d'un nombre élevé de petits éléments est vérifiée. La forme de distribution de taille peut alors être fixée afin d'être utilisée dans tous les essais entrepris par la suite, pour la modélisation des essais triaxiaux comme pour celle des essais d'impacts. Ce résultat permet finalement de fixer la porosité numérique à la valeur réelle. La calibration du modèle ne fait donc plus intervenir d'aspect géométrique – forme des éléments, distribution de taille, porosité -, mais uniquement des paramètres liés aux lois de contacts entre éléments.
3. Les paramètres mécaniques : L'étude des relations entre les paramètres locaux du modèle et la réponse constatée à l'échelle de l'échantillon a été réalisée. L'influence de chaque paramètre mécanique local sur le comportement élastique, à la rupture et à l'état résiduel a été étudiée. Cette étude a permis de distinguer les paramètres régissant le comportement élastique de ceux gérant le comportement plastique à l'échelle de l'échantillon. Une méthode de calibration par calage successif des paramètres locaux en fonction de la réponse de l'échantillon est proposée. Elle comprend également la prise en compte du comportement cohésif. Cette méthode montre aussi que le jeu de paramètres du modèle discret est unique. Par la suite, trois matériaux granulaires différents ont été modélisés, montrant l'intérêt de la LTM et de la méthode de calibration.

Le comportement quasi-statique du matériau type remblai a pu ainsi être reproduit, ce qui a montré l'intérêt de la LTM pour la modélisation du matériau granulaire. La calibration du modèle est aisée malgré la présence de ses deux paramètres supplémentaires et le comportement du matériau est reproduit dans les trois états considérés : en petites déformations, à la rupture et à l'état résiduel.

Le comportement dynamique du modèle a été vérifié à partir d'essais expérimentaux d'impacts dans une couche de remblai (chapitre 4). Le modèle discret formé uniquement des paramètres issus du calage quasi-statique n'est toutefois pas suffisant pour représenter le comportement dynamique. La loi de comportement a été modifiée en conséquence, avec pour but de conserver la valeur d'effort maximal d'impact et la profondeur de pénétration initiale. Trois lois de comportement différentes ont été testées avec le modèle : une loi avec limite élastique en compression, une loi avec endommagement en décharge et une loi visqueuse non-linéaire. La combinaison des deux dernières citées a finalement été utilisée pour simuler différentes hauteurs de chutes. Le comportement expérimental est correctement reproduit, hormis l'effort transmis au travers de la couche granulaire qui est de 25 % plus important que l'effort transmis réel.

Une nouvelle série d'impacts expérimentaux impliquant des énergies de l'ordre de celles du merlon a été modélisé. Un bon accord entre les résultats synthétiques et expérimentaux a été

Conclusion générale

obtenu, montrant que les lois de comportement et les paramètres implémentés dans le modèle conviennent pour représenter le comportement du milieu granulaire impacté à des énergies élevées.

Par la suite, deux configurations de merlons ont été testées pour deux gammes d'énergies différentes (chapitre 6). Une analyse paramétrique a permis de déterminer les paramètres ayant une influence majeure sur les comportements du bloc et du merlon à l'impact. Concernant le bloc, les énergies cinétiques de translation et de rotation ainsi que la hauteur et l'orientation d'impact ont une influence prépondérante sur les résultats. Considérer la hauteur d'impact et l'énergie cinétique ne paraît donc pas un critère suffisant pour dimensionner l'ouvrage à construire. L'énergie cinétique de rotation induit un mouvement ascendant du bloc lors de l'impact qui augmente le risque de franchissement. Le même type de risque a été constaté pour les orientations d'impact dirigées suivant une orientation supérieure à l'horizontale. A l'inverse, certains paramètres ne semblent pas avoir une influence notable sur les résultats. C'est le cas du diamètre du bloc, de sa masse ou de la vitesse lorsque les paramètres d'énergie, d'orientation et de hauteur d'impact sont conservés d'une simulation à l'autre.

Concernant l'ouvrage, le parement amont a montré son importance puisque de son orientation dépendent les efforts transmis à l'ouvrage et la trajectoire du bloc après impact. L'augmentation de l'inclinaison du parement diminue le risque de franchissement. En revanche, les efforts transmis à l'ouvrage augmentent dans la direction horizontale. Un compromis est donc à identifier entre ces deux aspects, pour trouver l'orientation optimale du parement amont. Le parement aval intervient aussi dans le comportement du bloc à l'impact, mais de manière moins prononcée. Son effet apparaît surtout pour les énergies d'impact proches de la capacité dissipative maximale du merlon. Un parement amont moins raide permet de repousser cette limite et de diminuer le risque de perforation de l'ouvrage. L'épaisseur de crête joue un rôle similaire puisque son augmentation permet aussi à la structure d'absorber des énergies plus importantes. Une comparaison a été réalisée pour deux ouvrages à géométries différentes, mais possédant une même section. La trajectoire du bloc et les efforts transmis simulés sont équivalents, indiquant que le comportement semble dépendre du volume de l'ouvrage.

L'effet des paramètres mécaniques régissant le matériau a été vérifié. Paramètre peu cité dans la littérature et difficile à estimer, le module élastique affecté au modèle a été testé en premier lieu. Une rigidité moindre entraîne une profondeur de pénétration supérieure et peut donc avoir une influence sur la capacité de l'ouvrage à contenir le bloc lorsque l'énergie initiale est proche de la capacité dissipative maximale. L'angle de frottement a peu d'influence sur le comportement à l'impact dans la gamme des valeurs d'angles de frottement propres au remblai. La cohésion du remblai a aussi été variée. L'augmentation de ce paramètre rigidifie l'ouvrage, provoquant un rebond plus important du bloc. Les efforts maximaux transmis ne dépendent pas de cette valeur de cohésion. Cette dernière accentue le comportement d'ensemble de l'ouvrage et réduit la zone où les déplacements sont élevés.

L'analyse multiparamétrique réalisée sur les paramètres majeurs régissant le comportement du bloc à l'impact a indiqué que l'effet simultané de plusieurs de ces paramètres pouvait diminuer dangereusement l'efficacité de l'ouvrage. Prendre en compte les quatre paramètres majeurs pour dimensionner l'ouvrage est donc important pour concevoir convenablement l'ouvrage. Par exemple, une énergie cinétique de rotation non nulle se révèle plus critique que l'augmentation de l'énergie cinétique de translation.

Conclusion générale

L'ensemble des résultats récapitulés ci-dessus donne des indications sur les paramètres exerçant une influence majeure sur le comportement de l'impacteur et de l'ouvrage. Cet ensemble montre que l'augmentation de tel ou tel paramètre fait tendre vers une configuration plus sécuritaire ou au contraire expose les biens et les personnes à un risque accru. Ces résultats ont été obtenus avec une configuration d'ouvrage de référence donnée et ne peuvent être généralisés à toute autre configuration de merlon sans effectuer les simulations s'y rapportant. Par exemple, l'ouvrage de type B se rapproche de la géométrie du merlon d'Aigueblanche. En effet, l'orientation du parement amont est semblable tandis que sa hauteur est légèrement inférieure. L'énergie cinétique de rotation s'est révélée très importante dans ce cas pour la capacité de franchissement du bloc. L'influence de l'orientation du parement amont a de son côté montré que la capacité de franchissement diminue lorsque l'orientation du parement amont augmente. Les merlons construits actuellement ayant généralement un parement amont incliné à 70 ou 80°, l'effet de l'énergie cinétique est probablement moindre que dans la configuration d'Aigueblanche. Une influence du même type est à attendre concernant l'orientation d'impact.

Perspectives

Les perspectives se regroupent en deux parties distinctes : celles concernant directement la modélisation de l'impact – sur merlon ou remblai – et celle visant un domaine plus vaste d'applications.

Concernant les paramètres du modèle ; une méthode de calibration a été proposée au chapitre 3, incluant la détermination des paramètres régissant le module élastique, le coefficient de Poisson, les angles de frottement au pic et à l'état résiduel, la cohésion ainsi que la dilatance au pic. Dans la perspective d'insertion de structures en béton dans les ouvrages passifs, cette méthode de calibration pourrait être étendue aux milieux frictionnels cohésifs.

L'étude portant sur la simulation d'essais triaxiaux pourrait aussi être complétée concernant l'effet de la porosité. Son influence a été vérifiée et semble être en accord avec celle constatée expérimentalement. L'aptitude du modèle, à reproduire le comportement du matériau modélisé à diverses valeurs de porosité, serait très avantageuse. Elle indiquerait que l'utilisation de valeurs identiques de porosité en expérimental et numérique est possible. Cette hypothèse, utilisée tout au long de ce travail, serait alors justifiée et la porosité numérique n'interviendrait plus dans le jeu de paramètre à fixer.

Le comportement du modèle discret à l'impact a indiqué que l'énergie dissipée est moins importante que celle estimée dans les expérimentations. Ce point se traduit par l'excès de l'effort transmis au travers d'une couche granulaire et par une éjection d'éléments peu réaliste lors des simulations. La loi de contact peut être modifiée afin de dissiper davantage d'énergie, par l'insertion de la loi de comportement élasto-plastique en compression, par exemple. Cette solution a été proposée en tant qu'amélioration de la concordance entre le modèle et l'expérimentation, au chapitre 5. Elle ne semble pour autant pas être suffisante pour satisfaire toutes les configurations : cela a été notamment montré dans le chapitre 4. L'utilisation de la loi élasto-plastique en compression s'est alors traduite par une chute de l'effort transmis et de l'effort d'impact, ne reflétant pas l'expérimentation. Le phénomène de compaction modélisé par cette loi n'est donc pas le seul aspect du comportement non représentatif du

Conclusion générale

comportement réel. La prise en compte d'une nouvelle loi de dissipation complémentaire est donc à envisager.

L'échantillon dense modélisé n'est pas capable de représenter l'augmentation du module élastique avec la pression de confinement, phénomène constatée lors des essais triaxiaux expérimentaux. Une alternative possible avait été proposée avec l'utilisation d'une loi de Hertz au niveau du contact normal entre éléments. La loi élastique linéaire a finalement été préservée puisque le comportement initial, régit par les raideurs normales et tangentielles, n'a d'influence ni sur le comportement à la rupture, ni sur le comportement à l'état résiduel en sollicitation quasi-statique. En revanche, l'étude paramétrique d'impact sur merlons a montré que le module élastique a une influence sur le comportement dynamique, notamment sur la profondeur de pénétration de l'impacteur. Il serait donc intéressant de voir si l'utilisation d'un contact de Hertz peut constituer une amélioration du modèle autant en comportement quasi-statique que dynamique.

Les améliorations concernant la modélisation des impacts sur merlon portent sur l'impacteur et l'ouvrage. L'analyse paramétrique relative à l'impacteur a essentiellement concerné les paramètres mécaniques, mais seul le diamètre du bloc a été varié concernant les caractéristiques géométriques. L'influence de sa forme et de son élancement paraît aussi importante pour estimer la capacité de l'ouvrage.

La modélisation de l'ouvrage pourrait aussi être améliorée grâce à l'intégration des nappes de géotextiles ou d'un parement en pneus. Ce dernier apparaît délicat, une thèse impliquant la modélisation de pneus remplis de tout venant ayant montré les difficultés de modélisation de ce composite. La modélisation des nappes de géotextiles permettrait quant à elle de vérifier si leur présence augmente la résistance de l'ouvrage. L'orientation du parement amont pourrait être davantage inclinée en présence de nappes de géotextile. Une optimisation pourrait être entreprise sur la dimension des nappes de géotextile à utiliser suivant l'épaisseur de l'ouvrage.

La disposition des géotextiles pourrait aussi être étudiée afin d'améliorer la capacité de répartition de l'effort et la capacité dissipative de l'ouvrage. Finalement, la modélisation des géotextiles apparaît comme la perspective majeure ayant une portée intéressante pour la pratique de l'ingénieur dans la modélisation d'impacts sur merlons.

Références bibliographiques

- [Achmus et Abdel-Rahman 2003] ACHMUS M., ABDEL-RAHMAN K., “The influence of “up scaling” on the results of particle method calculations of non-cohesive soils”, Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky (Ed.), p. 183-187, 2003
- [Ambroso et al. 2005] AMBROSO M. A., SANTORE C. R., ABATE A. R., DURIAN D. J., « Penetration depth for shallow impact cratering », Physical Review E, Vol. 71, 2005
- [Antoine et al. 1979] ANTOINE P., DAYRE M., FABRE D., GIRAUD A., LETOURNEUR J., « Carte Zermos de la région de Moûtiers (Savoie) et note explicative », éd. BRGM, 1979.
- [Bardet 1994] BARDET J.P., “Observations on the effects of particle rotations on the failure of idealized granular materials”, Mechanics of Materials, vol. 18, p. 159-182, 1994.
- [Belheine et al. 2007] BELHEINE N., PLASSIARD J.-P., DONZE F.-V., “ Calibration procedure for spherical discrete elements using a local moment law”, Computers and Geotechnics, Submitted.
- [Bertrand 2006] BERTRAND D., « Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée - Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux », Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2006.
- [Besson 2005] BESSON L., « Les risques Naturels. De la connaissance pratique à la gestion administrative », Technicités (Editions), 2005.
- [Biarez et Hicher 1994] Biarez J., Hicher P.-Y., “Elementary Mechanics of soil behaviour”, Balkema, 1994.
- [Blovisky 2003] BLOVSKY S., « Bewehrungsmöglichkeiten mit Geokunststoffen », PhD Thesis, T.U. Wien, Autriche, 2003.
- [Bousquet et al. 1994] BOUSQUET H., DJEDDID M., EL KHAZAR, FLAVIGNY E., HADJ-SADOK M., LANIER J., LEFEBVRE P., MEGHACHOU M., ZITOUNI Z., « Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun », Laboratoire 3S, 1994
- [Boutt et Mc Pherson 2001] BOUTT D. F., Mc PHERSON B. J. O. L., “Discrete element models of the micromechanics of sedimentary rock: Organization vs. friction”, 2001
- [Brandl et al. 2004] BRANDL H., BLOVSKY S., “Barrier fill dams against rockfall, avalanches and mudflows”, EuroGeo 3, München, 2004.
- [Brandl et Adam 2000] BRANDL H., ADAM D., « Special applications of geosynthetics in geotechnical engineering ». Second European Geosynthetics Conference, Bologna, 2000.
- [Bucher 1997] BUCHER K., « Dynamische Berechnung von Steinschlageinwirkungen », Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, Montreux, Suisse, 1997.

Références bibliographiques

- [Burroughs et al. 1993] BURROUGHS D. K., HENSON H. H., JIANG S.-S., “Full scale geotextile rock barrier wall testing, analysis and prediction”, Geosynthetics’93, p. 959-970, Vancouver, Canada, 1993.
- [Calvetti et al. 1997] Calvetti F., Combe G., Lanier J., « Experimental micromechanical analysis of a 2D granular material : relation between evolution and loading path », Mech. Of cohesive-frictionnal materials, 2, pp. 121-163, 1997.
- [Calvetti et al. 2003] CALVETTI F., VIGGIANI G., TAMAGNINI C., « A numerical investigation of the incremental non-linearity of granular soils », Italian Geotechnical Journal, Special Issue on Mechanics and Physics of Granular Materials, 2003.
- [Calvetti et Nova 2005] CALVETTI F., NOVA R., “Micro-macro relationships from DEM simulated element and in-situ tests”, Powders and grains 2005, Garcia-Rojo, Hermman and McNamara (eds), 2005.
- [Calvetti et al. 2006] CALVETTI F., DI PRISCO C., VECCHIOTI M., “Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils”, Rivista Italiana Di Geotecnica, n° 4, 2006.
- [Camborde 1999] CAMBORDE F., « Modélisation du comportement dynamique du béton - Application aux problèmes d'impacts et d'explosions », Université de Nantes, France 1999.
- [Cambou et Jean 2001] CAMBOU B., JEAN M., « Micromécanique des matériaux granulaires », Hermès Sciences, 2001.
- [Castiglia et al. 2002] CASTIGLIA C., OGGERI C., PEILA D., « Comportamento di rilevati paramassi rinforzati con geogriglie soggetti ad impatto controllato ad elevata energia d'urto di massi standardizzati », Politecnico di Torino, 2002.
- [Caudroit 2000] CAUDROIT , « Protections Passives », Stage de Master, 2000.
- [CEB 1988] CEB, Comité euro-international du béton, AMMAN W, « Concrete structures under impact and impulsive loading, Synthesis Report », Bulletin d'information n° 187, 1988.
- [CETE Lyon 2003] « Journée sur la trajectographie des chutes de blocs », CETE Lyon, 2003.
- [Chareyre 2000] CHAREYRE B., “Application de la méthode des elements distincts à des problèmes géotechniques – caractérisation des paramètres”, rapport de stage de DEA, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2000.
- [Chareyre 2003] CHAREYRE B., “Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par elements discrets - Application aux ancrages en tranchées en tête de talus », Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, 2003.
- [Chau et al. 2002] CHAU K. T., WONG R. H. C., WU J. J., „Coefficient of restitution and rotational motions of rockfall impacts“, International journal of rock mechanics and mining sciences, Vol. 39, p. 69-77, 2002.
- [Combe 2001] COMBE G., “Origines géométriques du comportement quasi-statique des assemblages granulaires denses : étude par simulations numériques », Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 2001.

Références bibliographiques

- [Corté et al. 1989] CORTE J.-F., LEPERT P., ROCHET L., « Etude d'un système de protection contre les chutes de blocs – Exemple de la RN 90 », Revue générale des routes et des aérodromes, vol. 63, n°669, pp. 114-117, 1989.
- [Cundall et Strack 1979] CUNDALL P. A., STRACK O. D. L., “A discrete numerical model for granular assemblies”, Géotechnique 29, n° 1, p. 47-45, 1979.
- [Cundall 1987] Cundall, P. A. “Distinct Element Models of Rock and Soil Structure”, Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, Chapitre 4, pp. 129-163. E. T. Brown, Ed. London: George Allen & Unwin, 1987.
- [Degny 1984] DEGNY E., « Etude du comportement d'un sable dense à l'aide d'une presse tridimensionnelle », Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 1984.
- [Deluzarche 2004] DELUZARCHE R., « Modélisation discrète des enrochements – application aux barrages », Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon, 2004.
- [Descoeudres 1997] DESCOEUDRES F., « Aspects géomécaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chutes de blocs », Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, Montreux, Suisse, 1997.
- [Descoeudres et Montani 1997] DESCOEUDRES F., MONTANI S., « Etude expérimentale de la chute de blocs impactant une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants, Département Fédéral des transports des communications et de l'énergie – Office Fédéral des Routes », EPFL, 1997.
- [DiMaggio et Sandler 1971] DIMAGGIO F., SANDLER I., « Material models for granular soils, Journal of engineering Mechanics, ASCE, vol. 97, n° 3, pp. 935-950, 1971
- [Donzé et Magnier 1995] DONZE F.-V., MAGNIER S.-A., “Formulation of a three-dimensional numerical model of brittle behaviour”, Geophys. J. Int., n° 122, pp. 790-802, 1995.
- [Donzé et Magnier 1997] DONZE F.-V., MAGNIER S.-A., « Spherical Discrete Element Code » In: Discrete Element Project Report no. 2. GEOTOP, Université du Québec à Montréal, 1997.
- [Donzé et al. 2001] DONZE F.-V., MAGNIER S.-A., MONTANI S., DESCOEUDRES F., “Numerical study of rock block impacts on soil-covered sheds by a discrete element method”, ISRN GEONUM, 2001.
- [De Beer 1965] DE BEER E. E., “The Scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soil”, Proceedings ICSMFE, Montreal, pp. 13-17, 1965.
- [Emeriault et al. 1996] EMERIAULT F., CAMBOU B., “Micromechanical modelling of anisotropic nonlinear elasticity of granular medium”, International Journal of solids and structures, vol. 33, n° 18, p. 2591-2607, 1996.
- [Forrestal et al. 1996] FORRESTAL M., FREW D., BRAR N., “Penetration of grout and concrete targets with ogive-nose steel projectiles”, International Journal of Impact Engineering, n° 18, vol. 5, pp.465-476, 1996
- [Frye et Marone 2002] FRYE K. M., MARONE C., “The effect of particle dimensionality on granular friction in laboratory shear zones”, Geophysical research letters, Vol. 29, n°19, 2002.

Références bibliographiques

[Garnier 2001] Garnier J., « Modèles Physiques en géotechnique, I- Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application », Revue Française de Géotechnique, pp. 3-29, n° 97, 4^{ème} trimestre, 2001.

[Guégen et Palciauskas 1992] “Introduction à la physique des roches”, Hermann – éditeurs des Sciences et des Arts, 1992.

[Hainbuchner et al. 2003] HAINBUCHNER E., POTTHOFF S., KONIETZKY H., TE KAMP L., „Particle based modeling of shear box tests and stability problems for shallow foundations in sand“, Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky (Ed.), 2003.

[Heidenreich 2003] HEIDENREICH B., “Small- and half-scale experimental studies of rockfall impacts on sandy slopes”, PhD Thesis, EPFL, Lausanne, 2004.

[Hentz 2003] HENTZ S., “Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets”, Thèse de doctorat, Université Jopeph Fourier, Grenoble, France, 2003.

[Hertz 1881] HERTZ H., “Über die Berührung Fester Elastische Körper und über die Harte”, Leipzig, 1882.

[IRM 2003] <http://www.irma-grenoble.com>

[Itasca 2003] Itasca Consulting Group., “PFC3D Particle Flow Code in 3 Dimensions, user's guide”, Minneapolis, second edition, June 2003.

[Iwashita et Oda 1998] IWASHITA K., ODA M., „Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM“, Journal of engineering mechanics, Vol. 124, p.285-292, 1998.

[Iwashita et Oda 2000] IWASHITA K., ODA M., „Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method“, Powder technology, vol. 109, p. 192-205, 2000.

[Jarrin 2001] JARRIN J.-P., « Trajectographie des blocs rocheux », Mémoire de thèse professionnelle, Géolithe, 2001.

[Jean 1999] JEAN M., « The non smooth contact dynamics method », Computer Methods in Applied mechanics and Engineering, n° 177, vol (3-4), pp. 235-257, 1999.

[Jodrey et Torry 1985] JODREY W. S., TORY E. M., Physical Review A, Vol. 32, n° 4, pp. 2347-2351, 1985.

[Kister et al. 2005] KISTER B., HELDNER C., ETTLIN A., “Der Einsatz numerischer Berechnungsverfahren zur Simulation der Steinschlagproblematik”, Luzerner Baukolloquium - Geotechnik, 2005.

[Kremer et Walz 1996] KREMER A., WALZ B., ”Modelleffekte bei Bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden“, 11. Christian Veder Kolloquium, Graz, Austria, 1996.

[Lachapelle 2003] LACHAPELLE S., “Résistance des merlons”, stage de magistère, Laboratoire 3S – IMSRN, 2003.

Références bibliographiques

[Lambe et Whitman 1969] Lambe T. W., Whitman R. V., "Soil Mechanics", Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, Inc., 1969.

[Langhaar 1956] LANGHAAR H. L., « Analyse dimensionnelle et théorie des maquettes », Dunod (ed.), 1956.

[Lapierre et al. 1990] LAPIERRE J.-Y., MATHIEU Y., RAFFOUR J.-P., CABANIS M., « Déviation d'Aigueblanche, Revue générale des routes et aérodromes », n° 671, pp. 20-28, 1990.

[LCPC 2001] LCPC, « Parades contre les instabilités rocheuses », Collection Environnement – les risques naturels, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2001.

[LCPC 2002] LCPC, « Des « G » aux techniques des modèles », Réal. RINGOT J.-F., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2002.

[Lepert et Corté 1988] LEPERT P., CORTE J. F., "Modélisation en centrifugeuse de l'impact de gros blocs rocheux sur un merlon de protection", Congrès Int^{al} sur la modélisation géotechnique en centrifugeuse, Paris, France, Avril 1988, Repris dans " Centrifuge 88 ", Corté (ed.), ©Balkema, Rotterdam, pp. 457 – 463, 1988.

[Li et Chen 2003] LI Q. M., CHEN X. W., « Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile », International journal of impact engineering, Vol. 28 pp. 93-116, 2003.

[Long 1993] LONG T. L., « Le Pneusol : recherches –réalisation – perspectives », Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 1993.

[Lorentz 2007] LORENTZ J., « Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux », Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.

[Mahboubi et al. 1996] A., GHAOUTI A., CAMBOU B., « La simulation numérique discrète du comportement des matériaux granulaires », revue française de géotechnique, n° 76, p.45-61, 1996.

[Mathieu et Marchal 1989] MATHIEU Y., MARCHAL J., « Déviation de la route nationale 90 à Aigueblanche – Réalisation d'un massif renforcé par géotextile et parement Pneusol : le Pneutex », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°162, 1989.

[Montani 1998] MONTANI S., Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs, PhD Thesis, EPFL Lausanne, Suisse, 1998.

[Moreau 1994] MOREAU J.J., "Some numerical methods in multibody dynamics: Application to granular materials", Eur. J. Mech. A (Solids), vol. 13, n° 4 (supplément), p. 93-114, 1994.

[Nova 2005] NOVA R., « Fondements de la mécanique des sols », Hermès Science Publications, 2005.

[Oda 1982] ODA M., KONISHI J., NEMAT-NASSER S., „Experimental micromechanical evaluation of strength of granular materials: effect of particle rolling“, Mechanics of Materials, vol. 1, p. 269-283, 1982.

Références bibliographiques

- [Oda et Iwashita 1997] ODA M., IWASHITA K., KAKIUCHI T., „Importance of particle rotation in the mechanics of granular materials“, dans *Powders and Grains*, Behringer et Jenkins (dir.), Balkema, Rotterdam, p. 207-210, 1997.
- [Peila et al. 2002] PEILA D., OGGERI C., CASTIGLIA C., RECALCATI P., RIMOLDI P., “Testing and modelling geogrid reinforced soil embankments subject to high energy rock impacts”, *Geosynthetics 7th ICG*, Delmas, Gourc & Girard (eds.), 2002.
- [Penumadu et Zhao 1999] PENUMADU D., ZHAO R., « Triaxial compression behavior of sand and gravel using artificial networks (ANN) », *Computers and Geotechnics*, n° 24, pp. 207-230, 1999.
- [Philipponnat et Hubert 2002] PHILIPPONNAT G., HUBERT B., « Fondations et ouvrages en terre », Eyrolles, 2002.
- [Pichler 2003] PICHLER B., « Parameteridentifikation als Grundlage für Prognosen im Grundbau », PhD Thesis, T.U. Wien, Austria, 2003.
- [Plassiard 2003] PLASSIARD J.-P., « Impact de bloc rocheux sur merlon de protection - une approche par la méthode des éléments discrets », Mémoire de Master, 2003.
- [Plassiard et al. 2004] PLASSIARD J.-P., F.-V. DONZE et PLOTTO P., “High energy impact on embankments - A numerical discrete approach”, *Proc. IX Symposium on Numerical Models in Geomechanics, IX NUMOG Symposium on Numerical Models in Geomechanics Ottawa, 25-27 August, 2004*.
- [Plassiard et al. 2005] PLASSIARD J.-P., F.-V. DONZE et PLOTTO P., « Modélisation d’impacts sur structures de protection par la M.E.D. », *Congrès Français de Mécanique*, Troyes, 2005.
- [Plassiard et al. 2006] PLASSIARD J.-P., F.-V. DONZE et PLOTTO P., „ Discrete element modeling of rock falls impacts on embankments“, *ALERT Workshop*, Aussois, 2006.
- [Plassiard et al. 2007] PLASSIARD J.-P., F.-V. DONZE et PLOTTO P. « Moment Law in a three dimensional spherical discrete element model to study cohesive frictional geomaterials », *Journal of Engineering Mechanics*, Soumis.
- [Ploner et al. 2000] PLONER A., SOENSER T., TROPPER W., „Naturgefahren im alpinen Raum – Erkennen von Risiken, Planung und Ausführung von Schutzmassnahmen“, *Felsbau*, n° 1, pp.7-11, 2000.
- [Potyondy et al. 96] POTYONDY D.O., CUNDALL P.A., LEE C.A., “Modeling rock using bonded assemblies of circular particles”, *Rock Mechanics Tools and Techniques*, Montreal, p. 1937-1944, 1996.
- [PPR Barjac 2005] « Plan de prévention des risques « mouvements de terrain - règlement », 2005.
- [Roux et Chevoir 2005] ROUX J.-N., CHEVOIR F., « Simulation numérique discrète et comportement mécanique des matériaux granulaires », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 254, 1^{er} Trimestre, 2005.
- [Salençon 1983] SALENCON J., « Calcul à la rupture et analyse limite », *Presses de l’ENPC*, Paris, 1983.

Références bibliographiques

- [Salot 2004] SALOT 2004, « Modélisation tridimensionnelle d'un composite sol – inclusion par la méthode des éléments discrets », Mémoire de Master, LIRIGM, 2004.
- [Schweigl et al. 2003] SCHWEIGL J., FERETTI C., NÖSSING L., „Geotechnical characterization and rockfall simulation of a slope: a practical case study from south Tyrol (Italy)“, Engineering geology, Vol. 67, p. 281-296, 2003.
- [Shiu et al. 2006] SHIU W.-J., DONZE F.-V., MAGNIER S.-A., « Numerical study of rockfalls on covered galleries by the discrete element method », Electronical Journal of Geotechnical Engineering, vol. 11, n° D, 2006.
- [Sibille et al. 2005] SIBILLE L., DONZE F.-V., DARVE F., NICOT F., « Failure in granular media: A discrete analysis », Proceedings Powder and Grains 2005, Stuttgart, 2005.
- [Sibille 2006] SIBILLE L., « Modélisation discrète de la rupture dans les matériaux granulaires », Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 2006.
- [Sitharam 1999] SITHARAM T. G., “Micromechanical modelling of granular materials: effect of confining pressure on mechanical behaviour”, Mechanics of materials, Vol. 31, p. 653-665, 1999.
- [Sitharam 2000] SITHARAM T. G., “Numerical simulation of particulate materials using discrete element modelling”, Current science, Vol. 78, n° 7, 2000.
- [Subrin 2006] SUBRIN D., “Modélisation analytique et numérique pseudo-statique des merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux”, JNGG 2006, Lyon, 2006.
- [Tabor 1951] TABOR D., « The Hardness of Metals », Clarendon Press, Oxford, 1951.
- [Thornton 2000] THORNTON C., « Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media”, Geotechnique. Vol. 50, no. 1, pp. 43-53., 2000
- [Tissières 1999] TISSIERES P., “Dichtes and reinforced dichtes against falling rocks”, joint japan-swiss scientific seminar on impact, Kanazawa, Japan, 1999.
- [Tonello 1988] TONELLO J., « Généralités et approche de modèles simples ». Cours Polytech’Grenoble « ouvrage paravalanches », Grenoble, 1988.
- [Uehara et al. 2003] UEHARA J. S., AMBROSO M. A., OJHA R. P., DURIAN D. J., “Low-speed impact craters in loose granular media”, Physical Review Letters, Vol. 90, n° 19, 2003.
- [Villard et Le Hello 2004] VILLARD P., LE HELLO B., « Development of a specific geosynthetic module in the discrete elements software SDEC, DEG Annual report n° 1, 2004.
- [YADE 2006] <http://yade.wikia.com/wiki/Yade>
- [Zhang et Whiten 1998] ZHANG D., WHITEN W. J., “Contact modelling for discrete element modelling of ball mills”, vol. 11, n° 8, pp. 689-698, 1998.

Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons

Les ouvrages type merlons, construits pour se prémunir contre les chutes de blocs rocheux, sont dimensionnés en pratique au moyen de méthodes empiriques. Afin d'optimiser la géométrie de ces constructions leur modélisation a été entreprise. La méthode aux éléments discrets est utilisée en raison des fortes restructurations du remblai constitutif pouvant intervenir durant un impact. A partir d'un état de l'art, les caractéristiques mécaniques du remblai sont évaluées. La calibration des paramètres quasi-statiques du matériau modèle est alors réalisée par simulations d'essais triaxiaux. Les paramètres gérant le comportement dynamique sont calibrés à leur tour par simulations d'impacts à énergies modérées. Le remblai modèle obtenu est validé par la modélisation d'essais d'impacts expérimentaux dont la gamme d'énergies correspond à celle rencontrée pour les merlons. Il est alors utilisé pour simuler des impacts sur merlons. Plusieurs tailles d'ouvrages sont étudiées, répondant chacune à des gammes d'énergies différentes. Une analyse paramétrique portant sur divers aspects du bloc et de l'ouvrage est réalisée. Elle permet de définir les variables principales gérant le phénomène d'impact. La variation couplée de ces dernières est réalisée afin d'établir leur influence sur la capacité du merlon à contenir le bloc.