

THESE

présentée devant

L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR

FORMATION DOCTORALE : Génie Civil
ECOLE DOCTORALE MEGA (Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)
ECL, INSA, UCBL, ENTPE

par

Boris VILLEMUS

(Ingénieur génie civil de l'ENTPE)

ETUDE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN MACONNERIE DE PIERRES SECHES

Soutenue le 9 mars 2004 à 10h30 devant la commission d'examen :

Marc BOULON	Professeur UJF	Rapporteur
Claude BOUTIN	Habilité à diriger des recherches ENTPE	Directeur de thèse
Patrick DE BUHAN	Professeur ENPC	Rapporteur
Jacques DESRUES	Directeur de recherche CNRS	Président du jury
Irini DJERAN-MAIGRE	Professeur INSA Lyon	Examinatrice
Gilbert HAIUN	Chef d'arrondissement SETRA	Invité
Jean Claude MOREL	Chargé de recherche ENTPE	Tuteur

Cette thèse a été préparée au Laboratoire Géomatériaux du Département Génie Civil et
Bâtiment de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.

Ecoles Doctorales et Diplômes d'Etudes Approfondies habilités pour la période 1999-2003

ECOLES DOCTORALES n° code national	RESPONSABLE PRINCIPAL	CORRESPONDANT INSA	DEA INSA n° code national	RESPONSABLE DEA INSA
CHIMIE DE LYON (Chimie, Procédés, Environnement) EDA206	M. D. SINOUC UCBL1 04.72.44.62.63 Sec 04.72.44.62.64 Fax 04.72.44.81.60	M. R. GOURDON 87.53 Sec 84.30 Fax 87.17	Chimie Inorganique 910643	
			Sciences et Stratégies Analytiques 910634	
			Sciences et Techniques du Déchet 910675	M. R. GOURDON Tél 87.53 Fax 87.17
<u>ECONOMIE, ESPACE ET MODELISATION DES COMPORTEMENTS</u> (E ² MC) EDA417	M.A. BONNAFOUS LYON 2 04.72.72.64.38 Sec 04.72.72.64.03 Fax 04.72.72.64.48	Mme M. ZIMMERMANN 60.91 Fax 87.96	Villes et Sociétés 911218	Mme M. ZIMMERMANN Tél 60.91 Fax 87.96
			Dimensions Cognitives et Modélisation 992678	M. L. FRECON Tél 82.39 Fax 85.18
<u>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</u> (E.E.A.) EDA160	M. D. BARBIER INSA DE LYON 85.47 Fax 60.82		Automatique Industrielle 910676	M. M. BETEMPS Tél 85.59 Fax 85.35
			Dispositifs de l'Electronique Intégrée 910696	M. D. BARBIER Tél 85.47 Fax 60.82
			Génie Electrique de Lyon 910065	M. J.P. CHANTE Tél 87.26 Fax 85.30
			Images et Systèmes 992254	Mme I. MAGNIN Tél 85.63 Fax 85.26
<u>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION</u> (E2M2) EDA403	M. J.P FLANDROIS UCBL1 04.78.86.31.50 Sec 04.78.86.31.52 Fax 04.78.86.31.49	M. S. GRENIER 79.88 Fax 85.34	Analyse et Modélisation des Systèmes Biologiques 910509	M. S. GRENIER Tél 79.88 Fax 85.34
<u>INFORMATIQUE ET INFORMATION POUR LA SOCIETE</u> (EDIIS) EDA 407	M. L. BRUNIE INSA DE LYON 87.59 Fax 80.97		Documents Multimédia, Images et Systèmes d'Information Communicants 992774	M. A. FLORY Tél 84.66 Fax 85.97
			Extraction des Connaissances à partir des Données 992099	M. J.F. BOULICAUT Tél 89.05 Fax 87.13
			Informatique et Systèmes Coopératifs pour l'Entreprise 950131	M. A. GUINET Tél 85.94 Fax 85.38
<u>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES- SANTE</u> (EDISS) EDA205	M. A.J. COZZONE UCBL1 04.72.72.26.72 Sec 04.72.72.26.75 Fax 04.72.72.26.01	M. M. LAGARDE 82.40 Fax 85.24	Biochimie 930032	M. M. LAGARDE Tél 82.40 Fax 85.24
MATERIAUX DE LYON UNIVERSITE LYON 1 EDA 034	M. J. JOSEPH ECL 04.72.18.62.44 Sec 04.72.18.62.51 Fax 04.72.18.60.90	M. J.M. PELLETIER 83.18 Fax 85.28	Génie des Matériaux : Microstructure, Comportement Mécanique, Durabilité 910527	M. J.M.PELLETIER Tél 83.18 Fax 85.28
			Matériaux Polymères et Composites 910607	M. H. SAUTEREAU Tél 81.78 Fax 85.27
			— Matière Condensée, Surfaces et Interfaces 910577	M. G. GUILLOT Tél 81.61 Fax 85.31
<u>MATHEMATIQUES ET INFORMATIQUE FONDAMENTALE</u> (Math IF) EDA 409	M. F. WAGNER UCBL1 04.72.43.27.86 Fax 04.72.43.00.35	M. J. POUSIN 88.36 Fax 85.29	Analyse Numérique, Equations aux dérivées partielles et Calcul Scientifique 910281	M. G. BAYADA Tél 83.12 Fax 85.29
<u>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE</u> (MEGA) EDA162	M. F. SIDOROFF ECL 04.72.18.61.56 Sec 04.72.18.61.60 Fax 04.78.64.71.45	M. G.DALMAZ 83.03 Fax 04.72.89.09.80	Acoustique 910016	M. J.L. GUYADER Tél 80.80 Fax 87.12
			Génie Civil 992610	M. J.J.ROUX Tél 84.60 Fax 85.22
			Génie Mécanique 992111	M. G. DALMAZ Tél 83.03 Fax 04.78.89.09.80
			Thermique et Energétique 910018	M. J. F. SACADURA Tél 81.53 Fax 88.11

En grisé : Les Ecoles doctorales et DEA dont l'INSA est établissement principal

INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

Directeur : STORCK A.

Professeurs :

AMGHAR Y.	LIRIS
AUDISIO S.	PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
BABOT D.	CONT. NON DESTR. PAR RAYONNEMENTS IONISANTS
BABOUX J.C.	GEMPPM***
BALLAND B.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BAPTISTE P.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
BARBIER D.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BASKURT A.	LIRIS
BASTIDE J.P.	LAEPSI****
BAYADA G.	MECANIQUE DES CONTACTS
BENADDA B.	LAEPSI****
BETEMPS M.	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
BIENNIER F.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
BLANCHARD J.M.	LAEPSI****
BOISSE P.	LAMCOS
BOISSON C.	VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
BOIVIN M. (Prof. émérite)	MECANIQUE DES SOLIDES
BOTTA H.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Développement Urbain
BOTTA-ZIMMERMANN M. (Mme)	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Développement Urbain
BOULAYE G. (Prof. émérite)	INFORMATIQUE
BOYER J.C.	MECANIQUE DES SOLIDES
BRAU J.	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Thermique du bâtiment
BREMOND G.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BRISAUD M.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
BRUNET M.	MECANIQUE DES SOLIDES
BRUNIE L.	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
BUFFIERE J-Y.	GEMPPM***
BUREAU J.C.	CEGELY*
CAMPAGNE J-P.	PRISMA
CAVAILLE J.Y.	GEMPPM***
CHAMPAGNE J-Y.	LMFA
CHANTE J.P.	CEGELY*- Composants de puissance et applications
CHOCAT B.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Hydrologie urbaine
COMBESURE A.	MECANIQUE DES CONTACTS
COURBON	GEMPPM
COUSIN M.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures
DAUMAS F. (Mme)	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et Thermique
DJERAN-MAIGRE I.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL
DOUTHEAU A.	CHIMIE ORGANIQUE
DUBUY-MASSARD N.	ESCHIL
DUFOUR R.	MECANIQUE DES STRUCTURES
DUPUY J.C.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
EMPTOZ H.	RECONNAISSANCE DE FORMES ET VISION
ESNOUF C.	GEMPPM***
EYRAUD L. (Prof. émérite)	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
FANTOZZI G.	GEMPPM***
FAVREL J.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
FAYARD J.M.	BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
FAYET M.	MECANIQUE DES SOLIDES
FAZEKAS A.	GEMPPM
FERRARIS-BESSO G.	MECANIQUE DES STRUCTURES
FLAMAND L.	MECANIQUE DES CONTACTS
FLEURY E.	CITI
FLORY A.	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATIONS
FOUGERES R.	GEMPPM***
FOUQUET F.	GEMPPM***
FRECON L.	REGROUPEMENT DES ENSEIGNANTS CHERCHEURS ISOLES
GERARD J.F.	INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
GERMAIN P.	LAEPSI****
GIMENEZ G.	CREATIS**
GOBIN P.F. (Prof. émérite)	GEMPPM***
GONNARD P.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
GONTRAND M.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
GOUTTE R. (Prof. émérite)	CREATIS**
GOUJON L.	GEMPPM***
GOURDON R.	LAEPSI****
GRANGE G.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
GUENIN G.	GEMPPM***
GUICHARDANT M.	BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
GUILLOT G.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
GUINET A.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
GUYADER J.L.	VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
GUYOMAR D.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
HEIBIG A.	MATHEMATIQUE APPLIQUEES DE LYON
JACQUET-RICHARDET G.	MECANIQUE DES STRUCTURES
JAYET Y.	GEMPPM***
JOLION J.M.	RECONNAISSANCE DE FORMES ET VISION

JULLIEN J.F.
JUTARD A. (Prof. émérite)
KASTNER R.
KOULOUMDJIAN J.
LAGARDE M.
LALANNE M. (Prof. émérite)
LALLEMAND A.
LALLEMAND M. (Mme)
LAUGIER A.
LAUGIER C.
LAURINI R.
LEJEUNE P.
LUBRECHT A.
MASSARD N.
MAZILLE H.
MERLE P.
MERLIN J.
MIGNOTTE A. (Mle)
MILLET J.P.
MIRAMOND M.
MOREL R.
MOSZKOWICZ P.
NARDON P. (Prof. émérite)
NELIAS D.
NIEL E.
NORMAND B.
NORTIER P.
ODET C.
OTTERBEIN M. (Prof. émérite)

PASCAULT J.P.
PAVIC G.
PECORARO S.
PELLETIER J.M.
PERA J.
PERRIAT P.
PERRIN J.

PINARD P. (Prof. émérite)
PINON J.M.
PONCET A.
POUSIN J.
PREVOT P.
PROST R.
RAYNAUD M.
REDARCE H.
RETIF J.-M.
REYNOUARD J.M.
RICHARD C.
RIGAL J.F.
RIEUTORD E. (Prof. émérite)
ROBERT-BAUDOY J. (Mme) (Prof. émérite)
ROUBY D.
ROUX J.J.
RUBEL P.
SACADURA J.F.
SAUTEREAU H.
SCAVARDA S.

SOUROUILLE J.L.
THOMASSET D.
THUDEROZ C.
UBEDA S.
VELEX P.
VIGIER G.
VINCENT A.
VRAY D.
VUILLERMOZ P.L. (Prof. émérite)

Directeurs de recherche C.N.R.S. :

BERTHIER Y.
CONDEMINÉ G.
COTTE-PATAT N. (Mme)
ESCUDE D. (Mme)
FRANCIOSI P.
MANDRAND M.A. (Mme)
POUSIN G.
ROCHE A.
SEGUELA A.
VERGNE P.

Directeurs de recherche I.N.R.A. :

FEBVAY G.
GRENIER S.

UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Géotechnique
 INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
 BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
 MECANIQUE DES STRUCTURES
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et thermique
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et thermique
 PHYSIQUE DE LA MATIERE
 BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
 INFORMATIQUE EN IMAGE ET SYSTEMES D'INFORMATION
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 MECANIQUE DES CONTACTS
 INTERACTION COLLABORATIVE TELEFORMATION TELEACTIVITE
 PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
 GEMPPM***
 GEMPPM***
 INGENIERIE, INFORMATIQUE INDUSTRIELLE
 PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Hydrologie urbaine
 MECANIQUE DES FLUIDES ET D'ACOUSTIQUES
 LAEPSI****
 BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
 LAMCOS
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 GEMPPM
 DREP
 CREATIS**
 LAEPSI****

PARIZET E. VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
 INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
 VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
 GEMPPM
 GEMPPM***
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Matériaux
 GEMPPM***
 INTERACTION COLLABORATIVE TELEFORMATION TELEACTIVITE

PHYSIQUE DE LA MATIERE
 INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
 PHYSIQUE DE LA MATIERE
 MODELISATION MATHEMATIQUE ET CALCUL SCIENTIFIQUE
 INTERACTION COLLABORATIVE TELEFORMATION TELEACTIVITE
 CREATIS**
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Transferts Interfaces et Matériaux
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 CEGELY*
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures
 LGEF
 MECANIQUE DES SOLIDES
 MECANIQUE DES FLUIDES
 GENETIQUE MOLECULAIRE DES MICROORGANISMES
 GEMPPM***
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Thermique de l'Habitat
 INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Transferts Interfaces et Matériaux
 INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE

SOUIFIA. PHYSIQUE DE LA MATIERE
 INGENIERIE INFORMATIQUE INDUSTRIELLE
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 ESCHIL - Equipe Sciences Humaines de l'Insa de Lyon
 CENTRE D'INNOV. EN TELECOM ET INTEGRATION DE SERVICES
 MECANIQUE DES CONTACTS
 GEMPPM***
 GEMPPM***
 CREATIS**
 PHYSIQUE DE LA MATIERE

MECANIQUE DES CONTACTS
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON
 GEMPPM***
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 BIOLOGIE ET PHARMACOLOGIE
 INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
 GEMPPM***
 LaMcos

BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
 BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS

Directeurs de recherche I.N.S.E.R.M. :

KOBAYASHI T.
PRIGENT A.F. (Mme)
MAGNIN I. (Mme)

PLM
BIOLOGIE ET PHARMACOLOGIE
CREATIS**

* **CEGELY** CENTRE DE GENIE ELECTRIQUE DE LYON
** **CREATIS** CENTRE DE RECHERCHE ET D'APPLICATIONS EN TRAITEMENT DE L'IMAGE ET DU SIGNAL
*** **GEMPPM** GROUPE D'ETUDE METALLURGIE PHYSIQUE ET PHYSIQUE DES MATERIAUX
**** **LAEPSI** LABORATOIRE D'ANALYSE ENVIRONNEMENTALE DES PROCEDES ET SYSTEMES INDUSTRIELS

REMERCIEMENTS

Ce mémoire de thèse est avant tout le fruit d'une collaboration, fondée sur l'intention de réhabiliter l'emploi de la pierre sèche comme moyen de développement durable. Je remercie donc très sincèrement tous ceux qui ont apporté leur pierre à l'édifice :

Claude BOUTIN, pour avoir accepté de diriger cette thèse et pour son précieux recul scientifique qui a permis de réorienter le travail dans les moments difficiles.

Jean Claude MOREL, pour avoir suivi ce travail avec disponibilité et patience, et pour son implication encourageante (organisation et réalisation des essais, perspectives pour la continuation du travail sur la pierre sèche, etc.).

Paul ARNAULT (entreprise OPUS) et Philippe ALEXANDRE (association LITHOS), qui ont encadré la campagne expérimentale du Beucet, et qui ont participé à la construction des murs avec l'aide des muraillers de Provence, que je ne pourrais tous citer. J'ai beaucoup appris de leur savoir-faire précieux et de leur esprit pratique. Merci à eux tous.

Roger BOUVIER (Maire du Beucet, Conseiller Régional de Provence Alpes Côte d'Azur), Claire CORNU (Chambre de Métiers de Vaucluse), Jean Baptiste LANASPEZE (association APARE) et bien d'autres, qui se sont occupés du volet financier et des actions de communication concernant la campagne expérimentale du Beucet. Ce fut essentiel pour moi de pouvoir travailler en lien avec les réalités du terrain (artisanat, formation, environnement, agriculture, etc.).

Marc DOMBRE, qui a encadré la campagne expérimentale de S^t-Germain de Calberte, et qui a participé à la construction du mur avec le groupement de muraillers « Artisans Bâisseurs en Pierre Sèche », tous bénévoles et sans lesquels ce travail n'aurait pu se faire. J'ai été très touché de la cordialité cévenole et de l'intelligence pratique des bâtisseurs en pierres sèches. Merci à eux tous.

Didier LECUYER (Parc national des Cévennes), Olivier POLGE (Fédération Française du Bâtiment) et bien d'autres encore qui ont organisé le volet financier et la communication de la campagne expérimentale de S^t-Germain de Calberte. Là encore, le lien avec les réalités du terrain a évité un cloisonnement excessif de cette recherche scientifique.

Jean Pierre GOURC, Henri MORA, Philippe GOTTELAND et Aziz ABOURA, pour leur accueil au LIRIGM (Grenoble), où les essais de cisaillement se sont déroulés.

Jacques DESRUES et Christophe ROUSSEAU, pour m'avoir accueilli au laboratoire 3S (Grenoble) afin d'effectuer l'analyse stéréophotogrammétrique des murs en pierres sèches expérimentés.

Frédéric SALLET et Jean François HALOUZE, pour leur assistance technique concernant la mise au point de la chaîne d'acquisition et pour l'utilisation des presses.

Aux membres du LGM, car on ne fait rien tout seul.

A ma petite famille qui a été bien patiente durant cette fin de thèse très chargée.

« Chemin : bande de terre sur laquelle on marche à pied. La route se distingue du chemin non seulement parce qu'on la parcourt en voiture, mais en ce qu'elle est une simple ligne reliant un point à un autre. La route n'a par elle-même aucun sens ; seuls en ont un les deux points qu'elle relie. Le chemin est un hommage à l'espace. Chaque tronçon du chemin est en lui-même doté d'un sens et nous invite à la halte. La route est une triomphale dévalorisation de l'espace, qui aujourd'hui n'est plus rien d'autre qu'une entrave au mouvements de l'homme, une perte de temps.

Avant même de disparaître du paysage, les chemins ont disparu de l'âme humaine : l'homme n'a plus le désir de cheminer et d'en tirer une jouissance. Sa vie non plus, il ne la voit pas comme un chemin, mais comme une route : comme une ligne menant d'un point à un autre, du grade de capitaine au grade de général, du statut d'épouse au statut de veuve. Le temps de vivre s'est réduit à un simple obstacle qu'il faut surmonter à une vitesse toujours croissante.

Le chemin et la route impliquent aussi deux notions de beauté [...]. Dans le monde des routes, un beau paysage signifie : un îlot de beauté, relié par une longue ligne à un autre îlot de beauté.

Dans le monde des chemins, la beauté est continue et toujours changeante ; à chaque pas, elle nous dit : arrête-toi ! »

L'immortalité, M. Kundera (1990).

RESUME :

La maçonnerie en pierres sèches (pierres disposées sans liant) fait partie des techniques séculaires que l'on trouve, sous diverses formes, dans la plupart des régions du globe. Dans les pays d'Europe méditerranéenne, bien que la « pierre sèche » soit rarement utilisée, le bâti existant constitue un enjeu économique important (artisanat, tourisme, environnement, agriculture). Ce patrimoine est voué à la ruine sans réaction des institutions concernées : le contexte économique n'est pas favorable au travail de main d'oeuvre, les savoir-faire se perdent et il n'existe ni cadre réglementaire ni méthode de dimensionnement officiellement reconnus.

Ce mémoire de thèse vise donc à fournir les éléments scientifiques nécessaires pour reprendre en compte cette technique alternative de construction méconnue. Nous avons choisi une approche pragmatique, en considérant que le mur en pierres sèches doit fonctionner comme un mur poids, ce qui suppose le respect des règles de l'art en matière de pierres sèches. Ceci permet de s'appuyer sur la connaissance déjà établie en matière de murs poids monolithes. Ensuite, nous déterminons les conditions nécessaires pour que le mur en pierres sèches reste dans le domaine des petits déplacements, en considérant les ruptures internes propres à ce type de murs (par approche micro-macro). Après avoir défini les coefficients de stabilité décrivant ces ruptures internes, nous avons mené une étude essentiellement expérimentale, en laboratoire et *in situ*, avec entre autres la réalisation de cinq murs d'échelle 1, chargés jusqu'à la rupture. Ces essais ont validé la méthode de calcul proposée, tout en donnant les valeurs des paramètres nécessaires pour le calcul de la stabilité (poids volumique de la maçonnerie, angle de frottement interne global, rotation locale).

ABSTRACT :

Dry-stone walling is an ancient and widespread form of construction found all over the world. Dry-stone walls are built without the use of mortar by stacking uncut stone rubble blocks. Though occasionally cut or sawn, stones are generally left rough except for occasional dressing using a hammer. Built by skilled masons, these walls rely on careful selection and positioning of stones for their integrity. Dry-stone walls are mostly found in hilly and arid regions where there is a plentiful supply of the basic raw material. The advantages are numerous : saving of energy, saving of water which is very important for arid regions, saving of transportation by using local materials, valorisation of skilled masons, preservation of landscapes. However, the practical and technical knowledge has been lost. In the developing countries, the ancient forms of construction are despised. In the developed countries, the economical context do not promote labour force work and there is few data in terms of research, engineering codes or specifications. With the rising of Environment concerns, there is a new demand for repairing the existing walls and even for reintroducing some in current civil work.

In this context, this work aims at justifying the stability and the traditional technology for dry-stone retaining walls. First, we choose a pragmatic approach, by considering dry-stone retaining walls as gravity walls. We can therefore use the existing knowledge concerning the stability of monolithic gravity walls. Then, we check the internal stability of such walls by a simple model based on force equilibrium, taking into account a local rotation of the stones on the sliding area. We were able to fit the model with small scale experiments and full scale experiments (five dry-stone retaining walls loaded with water pressure). The last experimental results provided friction data needed. By knowing the limits of the monolithic behaviour of these walls, it's then possible to provide engineering specifications.

INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

Directeur : STORCK A.

Professeurs :

AMGHAR Y.	LIRIS
AUDISIO S.	PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
BABOT D.	CONT. NON DESTR. PAR RAYONNEMENTS IONISANTS
BABOUX J.C.	GEMPPM***
BALLAND B.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BAPTISTE P.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
BARBIER D.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BASKURT A.	LIRIS
BASTIDE J.P.	LAEPSI****
BAYADA G.	MECANIQUE DES CONTACTS
BENADDA B.	LAEPSI****
BETEMPS M.	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
BIENNIER F.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
BLANCHARD J.M.	LAEPSI****
BOISSE P.	LAMCOS
BOISSON C.	VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
BOIVIN M. (Prof. émérite)	MECANIQUE DES SOLIDES
BOTTA H.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Développement Urbain
BOTTA-ZIMMERMANN M. (Mme)	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Développement Urbain
BOULAYE G. (Prof. émérite)	INFORMATIQUE
BOYER J.C.	MECANIQUE DES SOLIDES
BRAU J.	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Thermique du bâtiment
BREMOND G.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BRISAUD M.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
BRUNET M.	MECANIQUE DES SOLIDES
BRUNIE L.	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
BUFFIERE J-Y.	GEMPPM***
BUREAU J.C.	CEGELY*
CAMPAGNE J-P.	PRISMA
CAVAILLE J.Y.	GEMPPM***
CHAMPAGNE J-Y.	LMFA
CHANTE J.P.	CEGELY*- Composants de puissance et applications
CHOCAT B.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Hydrologie urbaine
COMBESURE A.	MECANIQUE DES CONTACTS
COURBON	GEMPPM
COUSIN M.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures
DAUMAS F. (Mme)	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et Thermique
DJERAN-MAIGRE I.	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL
DOUTHEAU A.	CHIMIE ORGANIQUE
DUBUY-MASSARD N.	ESCHIL
DUFOUR R.	MECANIQUE DES STRUCTURES
DUPUY J.C.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
EMPTOZ H.	RECONNAISSANCE DE FORMES ET VISION
ESNOUF C.	GEMPPM***
EYRAUD L. (Prof. émérite)	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
FANTOZZI G.	GEMPPM***
FAVREL J.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
FAYARD J.M.	BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
FAYET M.	MECANIQUE DES SOLIDES
FAZEKAS A.	GEMPPM
FERRARIS-BESSO G.	MECANIQUE DES STRUCTURES
FLAMAND L.	MECANIQUE DES CONTACTS
FLEURY E.	CITI
FLORY A.	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATIONS
FOUGERES R.	GEMPPM***
FOUQUET F.	GEMPPM***
FRECON L.	REGROUPEMENT DES ENSEIGNANTS CHERCHEURS ISOLES
GERARD J.F.	INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
GERMAIN P.	LAEPSI****
GIMENEZ G.	CREATIS**
GOBIN P.F. (Prof. émérite)	GEMPPM***
GONNARD P.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
GONTRAND M.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
GOUTTE R. (Prof. émérite)	CREATIS**
GOUJON L.	GEMPPM***
GOURDON R.	LAEPSI****
GRANGE G.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
GUENIN G.	GEMPPM***
GUICHARDANT M.	BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
GUILLOT G.	PHYSIQUE DE LA MATIERE
GUINET A.	PRODUCTIQUE ET INFORMATIQUE DES SYSTEMES MANUFACTURIERS
GUYADER J.L.	VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
GUYOMAR D.	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRICITE
HEIBIG A.	MATHEMATIQUE APPLIQUEES DE LYON
JACQUET-RICHARDET G.	MECANIQUE DES STRUCTURES
JAYET Y.	GEMPPM***
JOLION J.M.	RECONNAISSANCE DE FORMES ET VISION

JULLIEN J.F.
JUTARD A. (Prof. émérite)
KASTNER R.
KOULOUMDJIAN J.
LAGARDE M.
LALANNE M. (Prof. émérite)
LALLEMAND A.
LALLEMAND M. (Mme)
LAUGIER A.
LAUGIER C.
LAURINI R.
LEJEUNE P.
LUBRECHT A.
MASSARD N.
MAZILLE H.
MERLE P.
MERLIN J.
MIGNOTTE A. (Mle)
MILLET J.P.
MIRAMOND M.
MOREL R.
MOSZKOWICZ P.
NARDON P. (Prof. émérite)
NELIAS D.
NIEL E.
NORMAND B.
NORTIER P.
ODET C.
OTTERBEIN M. (Prof. émérite)
PARIZET E.
PASCAULT J.P.
PAVIC G.
PECORARO S.
PELLETIER J.M.
PERA J.
PERRIAT P.
PERRIN J.
PINARD P. (Prof. émérite)
PINON J.M.
PONCET A.
POUSIN J.
PREVOT P.
PROST R.
RAYNAUD M.
REDARCE H.
RETIF J-M.
REYNOUARD J.M.
RICHARD C.
RIGAL J.F.
RIEUTORD E. (Prof. émérite)
ROBERT-BAUDOUY J. (Mme) (Prof. émérite)
ROUBY D.
ROUX J.J.
RUBEL P.
SACADURA J.F.
SAUTEREAU H.
SCAVARDA S.
SOUIFI A.
SOUROUILLE J.L.
THOMASSET D.
THUDEROZ C.
UBEDA S.
VELEX P.
VIGIER G.
VINCENT A.
VRAY D.
VUILLERMOZ P.L. (Prof. émérite)
Directeurs de recherche C.N.R.S. :
BERTHIER Y.
CONDEMINE G.
COTTE-PATAT N. (Mme)
ESCUDIE D. (Mme)
FRANCIOSI P.
MANDRAND M.A. (Mme)
POUSIN G.
ROCHE A.
SEGUELA A.
VERGNE P.
Directeurs de recherche I.N.R.A. :
FEBVAY G.
GRENIER S.
RAHBE Y.

Directeurs de recherche I.N.S.E.R.M. :

UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Géotechnique
 INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
 BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
 MECANIQUE DES STRUCTURES
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et thermique
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Energétique et thermique
 PHYSIQUE DE LA MATIERE
 BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
 INFORMATIQUE EN IMAGE ET SYSTEMES D'INFORMATION
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 MECANIQUE DES CONTACTS
 INTERACTION COLLABORATIVE TELEFORMATION TELEACTIVITE
 PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
 GEMPPM***
 GEMPPM***
 INGENIERIE, INFORMATIQUE INDUSTRIELLE
 PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Hydrologie urbaine
 MECANIQUE DES FLUIDES ET D'ACOUSTIQUES
 LAEPSI****
 BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
 LAMCOS
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 GEMPPM
 DREP
 CREATIS**
 LAEPSI****
 VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
 INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
 VIBRATIONS-ACOUSTIQUE
 GEMPPM
 GEMPPM***
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Matériaux
 GEMPPM***
 INTERACTION COLLABORATIVE TELEFORMATION TELEACTIVITE
 PHYSIQUE DE LA MATIERE
 INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
 PHYSIQUE DE LA MATIERE
 MODELISATION MATHEMATIQUE ET CALCUL SCIENTIFIQUE
 INTERACTION COLLABORATIVE TELEFORMATION TELEACTIVITE
 CREATIS**
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Transferts Interfaces et Matériaux
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 CEGELY*
 UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL - Structures
 LGEF
 MECANIQUE DES SOLIDES
 MECANIQUE DES FLUIDES
 GENETIQUE MOLECULAIRE DES MICROORGANISMES
 GEMPPM***
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Thermique de l'Habitat
 INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON - Transferts Interfaces et Matériaux
 INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 PHYSIQUE DE LA MATIERE
 INGENIERIE INFORMATIQUE INDUSTRIELLE
 AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
 ESCHIL - Equipe Sciences Humaines de l'Insa de Lyon
 CENTRE D'INNOV. EN TELECOM ET INTEGRATION DE SERVICES
 MECANIQUE DES CONTACTS
 GEMPPM***
 GEMPPM***
 CREATIS**
 PHYSIQUE DE LA MATIERE

 MECANIQUE DES CONTACTS
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 CENTRE DE THERMIQUE DE LYON
 GEMPPM***
 UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
 BIOLOGIE ET PHARMACOLOGIE
 INGENIERIE DES MATERIAUX POLYMERES
 GEMPPM***
 LaMcos

 BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
 BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
 BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS

KOBAYASHI T.
PRIGENT A.F. (Mme)
MAGNIN I. (Mme)

PLM
BIOLOGIE ET PHARMACOLOGIE
CREATIS**

* **CEGELY** *CENTRE DE GENIE ELECTRIQUE DE LYON*
** **CREATIS** *CENTRE DE RECHERCHE ET D'APPLICATIONS EN TRAITEMENT DE L'IMAGE ET DU SIGNAL*
*** **GEMPPM** *GROUPE D'ETUDE METALLURGIE PHYSIQUE ET PHYSIQUE DES MATERIAUX*
**** **LAEPSI** *LABORATOIRE D'ANALYSE ENVIRONNEMENTALE DES PROCEDES ET SYSTEMES INDUSTRIELS*

« Chemin : bande de terre sur laquelle on marche à pied. La route se distingue du chemin non seulement parce qu'on la parcourt en voiture, mais en ce qu'elle est une simple ligne reliant un point à un autre. La route n'a par elle-même aucun sens ; seuls en ont un les deux points qu'elle relie. Le chemin est un hommage à l'espace. Chaque tronçon du chemin est en lui-même doté d'un sens et nous invite à la halte. La route est une triomphale dévalorisation de l'espace, qui aujourd'hui n'est plus rien d'autre qu'une entrave au mouvement de l'homme, une perte de temps.

Avant même de disparaître du paysage, les chemins ont disparu de l'âme humaine : l'homme n'a plus le désir de cheminer et d'en tirer une jouissance. Sa vie non plus, il ne la voit pas comme un chemin, mais comme une route : comme une ligne menant d'un point à un autre, du grade de capitaine au grade de général, du statut d'épouse au statut de veuve. Le temps de vivre s'est réduit à un simple obstacle qu'il faut surmonter à une vitesse toujours croissante.

Le chemin et la route impliquent aussi deux notions de beauté [...]. Dans le monde des routes, un beau paysage signifie : un îlot de beauté, relié par une longue ligne à un autre îlot de beauté.

Dans le monde des chemins, la beauté est continue et toujours changeante ; à chaque pas, elle nous dit : arrête-toi ! »

L'immortalité, M. Kundera (1990).

REMERCIEMENTS

Ce mémoire de thèse est avant tout le fruit d'une collaboration, fondée sur l'intention de réhabiliter l'emploi de la pierre sèche comme moyen de développement durable. Je remercie donc très sincèrement tous ceux qui ont apporté leur pierre à l'édifice :

Claude BOUTIN, pour avoir accepté de diriger cette thèse et pour son précieux recul scientifique qui a permis de réorienter le travail dans les moments difficiles.

Jean Claude MOREL, pour avoir suivi ce travail avec disponibilité et patience, et pour son implication encourageante (organisation et réalisation des essais, perspectives pour la continuation du travail sur la pierre sèche, etc.).

Paul ARNAULT (entreprise OPUS) et Philippe ALEXANDRE (association LITHOS), qui ont encadré la campagne expérimentale du Beucet, et qui ont participé à la construction des murs avec l'aide des muraillers de Provence, que je ne pourrais tous citer. J'ai beaucoup appris de leur savoir-faire précieux et de leur esprit pratique. Merci à eux tous.

Roger BOUVIER (Maire du Beucet, Conseiller Régional de Provence Alpes Côte d'Azur), Claire CORNU (Chambre de Métiers de Vaucluse), Jean Baptiste LANASPEZE (association APARE) et bien d'autres, qui se sont occupés du volet financier et des actions de communication concernant la campagne expérimentale du Beucet. Ce fut essentiel pour moi de pouvoir travailler en lien avec les réalités du terrain (artisanat, formation, environnement, agriculture, etc.).

Marc DOMBRE, qui a encadré la campagne expérimentale de S^t-Germain de Calberte, et qui a participé à la construction du mur avec le groupement de muraillers « Artisans Bâisseurs en Pierre Sèche », tous bénévoles et sans lesquels ce travail n'aurait pu se faire. J'ai été très touché de la cordialité cévenole et de l'intelligence pratique des bâtisseurs en pierres sèches. Merci à eux tous.

Didier LECUYER (Parc national des Cévennes), Olivier POLGE (Fédération Française du Bâtiment) et bien d'autres encore qui ont organisé le volet financier et la communication de la campagne expérimentale de S^t-Germain de Calberte. Là encore, le lien avec les réalités du terrain a évité un cloisonnement excessif de cette recherche scientifique.

Jean Pierre GOURC, Henri MORA, Philippe GOTTELAND et Aziz ABOURA, pour leur accueil au LIRIGM (Grenoble), où les essais de cisaillement se sont déroulés.

Jacques DESRUES et Christophe ROUSSEAU, pour m'avoir accueilli au laboratoire 3S (Grenoble) afin d'effectuer l'analyse stéréophotogrammétrique des murs en pierres sèches expérimentés.

Frédéric SALLET et Jean François HALOUZE, pour leur assistance technique concernant la mise au point de la chaîne d'acquisition et pour l'utilisation des presses.

Aux membres du LGM, car on ne fait rien tout seul.

A ma petite famille qui a été bien patiente durant cette fin de thèse très chargée.

RESUME :

La maçonnerie en pierres sèches (pierres disposées sans liant) fait partie des techniques séculaires que l'on trouve, sous diverses formes, dans la plupart des régions du globe. Dans les pays d'Europe méditerranéenne, bien que la « pierre sèche » soit rarement utilisée, le bâti existant constitue un enjeu économique important (artisanat, tourisme, environnement, agriculture). Ce patrimoine est voué à la ruine sans réaction des institutions concernées : le contexte économique n'est pas favorable au travail de main d'oeuvre, les savoir-faire se perdent et il n'existe ni cadre réglementaire ni méthode de dimensionnement officiellement reconnus.

Ce mémoire de thèse vise donc à fournir les éléments scientifiques nécessaires pour reprendre en compte cette technique alternative de construction méconnue. Nous avons choisi une approche pragmatique, en considérant que le mur en pierres sèches doit fonctionner comme un mur poids, ce qui suppose le respect des règles de l'art en matière de pierres sèches. Ceci permet de s'appuyer sur la connaissance déjà établie en matière de murs poids monolithes. Ensuite, nous déterminons les conditions nécessaires pour que le mur en pierres sèches reste dans le domaine des petits déplacements, en considérant les ruptures internes propres à ce type de murs (par approche micro-macro). Après avoir défini les coefficients de stabilité décrivant ces ruptures internes, nous avons mené une étude essentiellement expérimentale, en laboratoire et *in situ*, avec entre autres la réalisation de cinq murs d'échelle 1, chargés jusqu'à la rupture. Ces essais ont validé la méthode de calcul proposée, tout en donnant les valeurs des paramètres nécessaires pour le calcul de la stabilité (poids volumique de la maçonnerie, angle de frottement interne global, rotation locale).

ABSTRACT :

Dry-stone walling is an ancient and widespread form of construction found all over the world. Dry-stone walls are built without the use of mortar by stacking uncut stone rubble blocks. Though occasionally cut or sawn, stones are generally left rough except for occasional dressing using a hammer. Built by skilled masons, these walls rely on careful selection and positioning of stones for their integrity. Dry-stone walls are mostly found in hilly and arid regions where there is a plentiful supply of the basic raw material. The advantages are numerous : saving of energy, saving of water which is very important for arid regions, saving of transportation by using local materials, valorisation of skilled masons, preservation of landscapes. However, the practical and technical knowledge has been lost. In the developing countries, the ancient forms of construction are despised. In the developed countries, the economical context do not promote labour force work and there is few data in terms of research, engineering codes or specifications. With the rising of Environment concerns, there is a new demand for repairing the existing walls and even for reintroducing some in current civil work.

In this context, this work aims at justifying the stability and the traditional technology for dry-stone retaining walls. First, we choose a pragmatic approach, by considering dry-stone retaining walls as gravity walls. We can therefore use the existing knowledge concerning the stability of monolithic gravity walls. Then, we check the internal stability of such walls by a simple model based on force equilibrium, taking into account a local rotation of the stones on the sliding area. We were able to fit the model with small scale experiments and full scale experiments (five dry-stone retaining walls loaded with water pressure). The last experimental results provided friction data needed. By knowing the limits of the monolithic behaviour of these walls, it's then possible to provide engineering specifications.

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS	5
INTRODUCTION	7
I. CONTEXTE DE L'ETUDE DES MURS DE SOUTÈNEMENT CONSTRUITS EN PIERRES SECHES	11
A. Historique	12
1. Savoir-faire ancestral	12
a) Techniques locales	12
b) Dispositions constructives globales	16
2. Méthodes de calcul	17
a) Ingénieurs	17
b) Méthodes de calcul empiriques	19
B. Aujourd'hui	20
1. Idée de développement durable	20
a) Respect de l'environnement et préservation des savoir-faire de base	20
b) Valorisation agricole et aménagement du territoire	21
c) Aspect social	22
2. Connaissance scientifique	23
a) Bibliographie relative aux murs de soutènement en pierres sèches	24
b) Modélisation des maçonneries par une approche macro-mécanique	30
c) Modélisation des maçonneries par une approche micro-mécanique	32
d) Modélisation des maçonneries par homogénéisation	34
C. Objectifs de l'étude	35
II. CALCUL A LA RUPTURE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT CONSTRUIT EN PIERRES SECHES	37
A. Cadre des murs poids déjà établi	38
1. Poussée des sols	38
2. Calcul du torseur des forces extérieures	38
3. Stabilité externe	41
B. Modèle de comportement mécanique des joints	43
1. Comportement mécanique de la matrice rocheuse	43
2. Comportement mécanique des joints (interfaces entre les pierres)	44
a) Comportement en compression	44
b) Comportement au cisaillement de l'interface	45
c) Critères de rupture	47
C. Stabilité interne, propre aux murs en pierres sèches	48
1. Raisonnement préliminaire	48
2. Calcul à la rupture	50
a) Cas du renversement interne	54

b)	Cas du glissement interne	55
c)	Non-poinçonnement	56
III.	ESSAIS DE LABORATOIRE	57
A.	Essais de compression	58
1.	Compression d'échantillons cylindriques (de découpe)	58
a)	Dispositif de l'essai	58
b)	Echantillons cylindriques	58
c)	Echantillons cylindriques comportant des joints	60
d)	Conclusions	61
2.	Compression d'échantillons bruts	61
a)	Dispositif de l'essai	61
b)	Résultats	62
B.	Essais de cisaillement	64
1.	Essais de cisaillement d'une pierre sur une autre	64
a)	Dispositif expérimental	64
b)	Résultats	64
2.	Essais de cisaillement d'un lit de pierre sur un autre	68
a)	Dispositif expérimental	68
b)	Réalisation de l'essai	70
c)	Résultats	71
3.	Essais de cisaillement au plan incliné	74
a)	Dispositif expérimental	74
b)	Résultats	75
4.	Synthèse des essais de cisaillement	78
C.	Essais de chargement de murs de soutènement en maçonnerie sèche (modèles réduits)	79
1.	Rappel théorique	79
a)	Cas du chargement hydrostatique	79
b)	Cas du chargement par un sable normalisé (d'Hostun RF)	80
2.	Procédé expérimental	80
3.	Résultats expérimentaux	83
a)	Ruptures par renversement	83
b)	Ruptures par glissement	86
4.	Conclusion	87
D.	Conclusion sur les essais de laboratoire	87
IV.	ESSAIS DE CHARGEMENT DE MURS DE SOUTÈNEMENT EN PIERRES SÈCHES, DE TAILLE REELLE, RÉALISÉS AU BEAUCET (VAUCLUSE)	89
A.	Murs en pierres sèches réalisés	90
1.	Construction des murs	90
2.	Données géométriques et physiques	93
B.	Dispositif expérimental	94

1.	Chaîne de mesure	94
a)	Capteurs de force	94
b)	Capteurs de déplacement	98
c)	Dispositif de chargement	102
d)	Acquisition des mesures	104
2.	Limitations des essais	106
C.	Résultats bruts des essais de chargement	107
1.	Capteurs de déplacement	108
2.	Capteurs de force	109
3.	Stéréophotogrammétrie	110
a)	Principe de la stéréophotogrammétrie :	110
b)	Matériel utilisé	112
c)	Traitement numérique des données	112
d)	Application de la stéréophotogrammétrie aux murs expérimentés	114
D.	Interprétation de l'essai de chargement du mur 3	116
1.	Résistance au renversement	116
a)	Etude de l'évolution du profil du mur 3	116
b)	Comparaison avec les mesures stéréophotogrammétriques	119
2.	Résistance interne au cisaillement du mur 3	124
a)	Etude stéréophotogrammétrique du côté droit du mur	124
b)	Mesures expérimentales des déplacements (capteurs)	130
3.	Résistance interne au poinçonnement du mur	131
a)	Mesures expérimentales des forces sous la fondation	131
b)	Comparaison entre les forces expérimentales et les forces théoriques	137
c)	Conclusion	139
4.	Application du modèle de calcul au mur 3	141
E.	Synthèse des essais réalisés au Beucet	144
1.	Application du modèle de calcul aux murs expérimentés	144
2.	Conclusion	147
V.	ESSAIS DE CHARGEMENT DE MURS DE SOUTÈNEMENT EN PIERRES SECHES, DE TAILLE REELLE, REALISES A SAINT-GERMAIN DE CALBERTE (LOZERE)	149
A.	Mise en place de l'essai	150
1.	Construction du mur	150
2.	Dispositif expérimental	151
B.	Réalisation de l'essai	155
C.	Résultats bruts de l'essai de chargement du mur 5	156
D.	Interprétation de l'essai de chargement du mur 5	159
1.	Résistance au renversement	159
a)	Etude de l'évolution du parement externe du mur 5 au droit des capteurs	159
b)	Comparaison avec les mesures stéréophotogrammétriques	163
2.	Résistance interne au cisaillement	167

a)	Etude stéréophotogrammétrique du côté droit du mur 5	167
b)	Etude des mesures expérimentales des déplacements (capteurs de déplacement)	175
3.	Résistance interne au poinçonnement du mur	177
4.	Calcul à la rupture du mur 5	179
E.	Synthèse des essais de chargement de murs de soutènement en pierres sèches d'échelle 1	182
1.	Application du cadre théorique de l'homogénéisation proposé par De Buhan et De Felice (1997)	182
2.	Interprétation globale des cinq murs expérimentés	184
VI.	APPLICATION DU MODELE AUX MURS DE SOUTENEMENT CHARGES PAR UN SOL	187
A.	Expériences de Burgoyne (1834)	188
1.	Détermination des données expérimentales	188
2.	Application du modèle de calcul proposé aux murs d'échelle 1, expérimentés par Burgoyne (1834)	191
B.	Simulation à partir des murs expérimentés par Burgoyne (1834), supposés en pierres sèches brutes	193
1.	Principe de la simulation	193
2.	Calcul de la stabilité théorique des murs fictifs	193
C.	Conclusion sur le calcul des murs de Burgoyne (1834)	194
	CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES	195
	BIBLIOGRAPHIE	199
	TABLE DES ILLUSTRATIONS	203
	LISTE DES TABLEAUX	209
	ANNEXE 1	211
	ANNEXE 2	219
	ANNEXE 3	225

Liste des principales notations

b	Largeur du mur en tête
B	Largeur du mur en pied
c	Cohésion du remblai
e	Excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport à O (centre de la base du mur)
f_1	Fruit du parement externe du mur
f_2	Fruit du parement interne du mur
F_g	Coefficient de stabilité au glissement
F_r	Coefficient de stabilité au renversement
h	Hauteur du mur
H	Résultante horizontale des forces extérieures s'appliquant sur le mur
h_R	Hauteur du remblai
h_w	Hauteur d'eau (cas du chargement hydrostatique)
k	Excentricité relative de la résultante des forces extérieures
K_a	Coefficient de poussée du sol
M	Moment résultant des forces extérieures s'appliquant sur le mur
m	Elancement du mur (ratio entre l'épaisseur en tête et la hauteur du mur)
V	Résultante verticale des forces extérieures s'appliquant sur le mur
w	Ratio entre le chargement hydrostatique h_w et la hauteur h d'eau
α	Inclinaison initiale des assises du mur vers l'amont (par rapport à l'horizontale)
β	Angle d'inclinaison du remblai par rapport à l'horizontale
δ	Angle de frottement d'interface entre le remblai et le mur
γ_M	Poids volumique du mur
γ_R	Poids volumique du remblai
γ	Ratio entre le poids volumique du mur et le poids volumique du remblai (qui peut être de l'eau)
φ_M	Angle de frottement d'interface entre les pierres du mur
ϕ_M	Angle de frottement interne global du mur
φ_R	Angle de frottement interne du remblai
λ_1	Angle du parement externe du mur par rapport à la verticale
λ_2	Angle du parement interne du mur par rapport à la verticale
ψ	Angle du plan de renversement interne du mur par rapport à l'horizontale
θ	Rotation d'ensemble du mur sous chargement
Θ	Angle de rotation locale des pierres au niveau de la surface de rupture par glissement interne
ω	Angle du plan de glissement interne du mur en pierres sèches par rapport à l'horizontale

INTRODUCTION

La maçonnerie en pierres sèches fait partie des techniques séculaires que l'on trouve, sous diverses formes, dans la plupart des régions du globe : Afrique du Nord et du Sud, Europe centrale, Europe méditerranéenne, Asie, Australie et Amérique du Sud. Le principe constructif consiste à disposer les pierres disponibles localement sans utiliser de mortier. Pour cela, il faut pouvoir faire appel à des maçons qualifiés, c'est-à-dire capables de choisir la « bonne » pierre à disposer au « bon » endroit tout en respectant les règles essentielles de l'art de bâtir en pierres sèches. Les murs étaient généralement construits en utilisant les matériaux directement disponibles *in situ*, ce qui explique la grande diversité des ouvrages existants. Il existe aujourd'hui une problématique de la pierre sèche, différente selon les pays.

Pour les pays en voie de développement, la pierre sèche est couramment utilisée pour construire les murs de soutènement, surtout dans les régions montagneuses : cette technique évite les coûts importants en matière de ciment et de transports, l'eau n'est pas nécessaire et les populations concernées ne sont pas dépendantes des approvisionnements en ciment qui peuvent être problématiques (lors de la mousson, en période hivernale ou lors de glissements de terrain qui coupent les routes). Il faut néanmoins disposer d'une main d'œuvre abondante et qualifiée, ce qui n'est pas toujours facile à trouver, étant donné la perte généralisée des savoir-faire. En outre, l'attractivité des pays occidentaux favorise l'emploi du béton malgré le surcoût économique énorme, et l'on assiste à un rejet des techniques traditionnelles maîtrisées, au profit des techniques occidentales parfois non maîtrisées, voire inadéquates selon le contexte.

Pour les pays d'Europe méditerranéenne, la technique de la pierre sèche est rarement employée mais le bâti existant véhicule des valeurs paysagères et culturelles fortes et constitue un enjeu économique important en matière d'artisanat local, d'agriculture et de tourisme. Ce patrimoine est néanmoins voué à la ruine si les institutions concernées ne réagissent pas. L'entretien courant n'est plus réalisé et les murs abîmés sont remplacés par des murs en béton (ou autres technologies récentes) : le contexte économique n'est pas favorable à cette technique ancestrale méconnue, nécessitant une main d'œuvre importante et qualifiée; les savoir-faire se perdent et il n'existe actuellement ni cadre réglementaire ni méthode de dimensionnement officiellement reconnus. Ceci a poussé des régions européennes à mettre en place des projets européens (REPPIS, PROTERRA ont été achevés, LEADER, CULTURA sont en cours) pour réhabiliter l'emploi de la pierre sèche, en s'appuyant sur le principe du développement durable. Les projets ont consisté (ou consistent) à développer entre autres la formation aux métiers de la pierre sèche, la connaissance scientifique et technique, la communication et la valorisation agricole. C'est ainsi qu'en 1998, le laboratoire Géomatériaux de l'ENTPE fut sollicité pour œuvrer sur ce thème, dans le cadre du projet européen REPPIS (1998-1999).

Pour l'Angleterre, l'enjeu est surtout économique : le réseau autoroutier est conforté par des murs en pierres sèches sur un linéaire de deux à trois mille kilomètres. Ces murs, bien que stables, ne satisfont pas aux critères de sécurité réglementaires. Or, il serait économiquement impossible pour le gouvernement de remplacer ces murs par des structures en béton. Le gouvernement cherche donc à justifier la stabilité de ces murs, et réfléchit aux solutions confortatives afin d'éviter le remplacement inutile des murs existants.

D'un point de vue général, on retrouve dans la plupart des pays une méconnaissance scientifique des murs de soutènement en pierres sèches, ce qui les a relégués au rang de techniques

archaïques, obsolètes voire peu sûres. Pourtant, que ce soit pour des considérations pratiques, économiques, culturelles, touristiques ou environnementales, la pierre sèche présente de nombreux avantages, surtout si les pierres sont issues de carrières locales ou trouvées *in situ*. Il semble donc légitime de réhabiliter cette technique ancestrale, ce qui nécessite aujourd'hui l'établissement d'une connaissance scientifique suffisante, s'appuyant sur les règles de l'art, afin de comprendre le comportement des murs de soutènement en pierres sèches, de justifier les principes constructifs (voire les améliorer) et de proposer une méthode de dimensionnement.

La littérature relative à la pierre sèche est assez fournie au niveau des archives historiques, qui décrivent essentiellement les règles de l'art et qui donnent les éléments pour dimensionner ces murs (non applicables aujourd'hui vis-à-vis de la réglementation). En ce qui concerne la littérature scientifique récente, il existe un grand nombre de données applicables aux maçonneries réalisées en assemblage régulier d'éléments parallélépipédiques réguliers, mais nous n'avons pas eu connaissance de données sur les murs de soutènement en pierres sèches qui seraient suffisamment étayées expérimentalement.

Aborder directement l'aspect théorique de la modélisation d'un mur de soutènement en pierres sèches, réalisé selon les règles de l'art, pose un véritable problème de fond. Derrière la régularité que l'on perçoit à première vue sur un mur existant bien construit, se cachent de nombreux écarts à la trame moyenne. Ces écarts sont imposés par l'utilisation des matériaux naturels disponibles localement et se traduisent par une grande hétérogénéité de la géométrie, de l'arrangement, de l'état de surface et même de la résistance des différentes pierres du mur. Les développements théoriques existants ne s'adaptent qu'imparfaitement à cette situation intermédiaire, qui n'autorise que partiellement une description à grande échelle tout en présentant une certaine régularité. Nous n'avons donc pas cherché à utiliser les modélisations existantes de structures maçonnées.

La théorie existante basée sur l'homogénéisation simplifie le problème en supprimant la variabilité locale (par exemple en modélisant le mur en pierres sèches par un assemblage régulier de blocs réguliers), à moins de définir une cellule représentative qui a pour ordre de dimension l'épaisseur du mur, ce qui pose dans ce cas le problème du faible nombre d'éléments.

La méthode des éléments distincts est très sensible au choix des paramètres de raideur. Ces paramètres sont difficiles à déterminer expérimentalement, d'autant plus qu'en raison de la forte hétérogénéité des murs en pierres sèches, ils seront variables dans un même mur et d'un mur à l'autre. Pour cette dernière méthode, il faudrait de plus réaliser un maillage composé des blocs constitutifs du mur, ce qui, sans compter l'ampleur du travail, serait difficilement applicable vu la diversité des pierres utilisées dans la construction en pierres sèches.

Pour ce mémoire de thèse, nous avons préféré une approche beaucoup plus pragmatique, en abordant de manière plus directe le problème. En considérant le mur en pierres sèches réalisé selon les règles de l'art, qui concourent au monolithisme du mur, nous nous sommes d'abord appuyés sur la connaissance déjà établie relative au dimensionnement des murs poids monolithes. Ensuite, nous avons cherché à déterminer les limites au-delà desquelles un mur en pierres sèches ne peut plus être considéré comme monolithique, en caractérisant le plus simplement possible les modes propres de rupture. Nous avons aussi cherché à justifier la technologie constructive et à adapter la méthode de dimensionnement existante des murs poids au cas particulier des murs en pierres sèches.

Pour cela, nous avons essentiellement mené une étude expérimentale, visant à caractériser les éléments constitutifs du mur (pierres, interfaces entre les pierres), puis la maçonnerie elle-même,

au moyen d'essais de chargement de murs à échelle réduite et réelle par une pression latérale d'eau. Les essais de chargement de murs grandeur réelle, construits par des maçons qualifiés (« murailleurs », « murailleurs » selon les régions) constituent l'originalité de ce travail de thèse. Nous espérons ainsi fournir les éléments scientifiques nécessaires pour commencer à réintroduire cette technique alternative de construction.

La présente thèse est structurée en six chapitres. Le premier chapitre décrit le contexte de l'étude, avec notamment une présentation des données historiques concernant la technologie de mise en œuvre et le dimensionnement des murs de soutènement en pierres sèches, ainsi qu'une présentation des préoccupations actuelles et des données scientifiques récentes. Le deuxième chapitre propose une méthode de calcul des murs en pierres sèches réalisés selon les règles de l'art, qui s'appuie sur le calcul déjà établi des murs poids monolithes et qui ajoute une considération sur la stabilité interne. Le troisième chapitre présente la partie expérimentale, réalisée en laboratoire, qui a pour objet l'étude des constituants du mur (compression de pierres et cisaillement d'interface entre deux pierres et entre deux lits de pierres) ainsi que l'étude du comportement de modèles réduits de murs réalisés en blocs parallélépipédiques réguliers. Le quatrième chapitre est fondé sur les trois premiers chapitres. Il présente la campagne expérimentale de chargement de murs en pierres sèches, par une pression hydrostatique latérale, réalisés en grandeur réelle au village du Beaucet (Vaucluse) avec la pierre calcaire de S^t-Gens (carrière « Mallet »). Le cinquième chapitre, qui est la continuation du chapitre précédent, présente la même expérimentation réalisée cette fois à S^t-Germain de Calberte (Lozère) avec une pierre différente, le schiste de la carrière « Galta ». Un lien est également fait avec la théorie de l'homogénéisation. Le sixième chapitre est une application du modèle de calcul proposé, avec une confrontation des résultats expérimentaux de Burgoyne (1834), qui a chargé par un sol des murs de soutènement en pierres sèches. Enfin, nous donnerons les conclusions essentielles de l'étude ainsi que les perspectives pour la continuation du travail sur ce thème.

**I. CONTEXTE DE L'ETUDE DES MURS DE
SOUTÈNEMENT CONSTRUITS EN PIERRES SECHES**

A. Historique

Les murs de soutènement en pierres sèches marquent les paysages de nombreuses régions du globe, sous de multiples formes (Walker, 2000). La technique a été largement éprouvée, d'où l'intérêt de trouver des données historiques pour ne pas que la vaste expérience du passé se perde.

1. Savoir-faire ancestral

a) Techniques locales

La grande variété des murs en pierres sèches que l'on peut observer dans le patrimoine existant traduit la diversité des techniques utilisées. La technique devait s'adapter à l'environnement, aux matériaux et à la main d'œuvre disponibles; il fallait faire au mieux avec les données locales. Nous présentons ici quelques types de murs que l'on peut rencontrer:

les murs « paysans »

Ces murs ont été souvent construits en utilisant les pierres « d'épierrages » : pour mieux cultiver la terre, les pierres « stériles » étaient séparées de l'humus et entreposées en tas au fur et à mesure des allées et venues à travers champs. Les tas ainsi formés fournissaient un matériau directement utilisable pour construire des murs de terrasses, soutenant les terres agricoles dans les terrains pentus et/ou difficiles d'accès (Cévennes, collines provençales, îles grecques, ...). Les murs en pierres sèches évitaient les phénomènes d'érosion, rendaient les cultures plus faciles en formant des terrains horizontaux dans un environnement accidenté. Le principe d'épierrage des terres sélectionnait naturellement les pierres, puisque les pierres gélives cassaient au cours des hivers. La qualité des murs paysans était très variable selon la connaissance ou non de la pierre sèche et selon les pierres disponibles localement.

On trouve des ouvrages médiocres, comportant beaucoup de vides, peu de boutisses (longue pierre disposée transversalement au mur pour le lier dans son épaisseur), peu de calage. Ces murs sont souvent très déformés, avec des ruptures locales, mais cela pouvait être suffisant selon l'usage et la réparation régulière ne posait pas forcément problème.

On trouve également des ouvrages beaucoup plus soignés (fig. I-1 et 2), avec des voûtes de décharge pour pallier les zones de faible portance au niveau de la fondation, avec des escaliers intégrés au mur pour passer d'une terrasse agricole à l'autre.



Figure I-1: mur de soutènement en pierres sèches du Vaucluse avec un arc de décharge.



Figure I-2 : mur de soutènement en pierres sèches (Bonnieux –Vaucluse) fondé sur le rocher affleurant.

Les murs « ingénieurs »

Dans l'antiquité, les romains construisaient déjà en pierres sèches, selon la technique de l'appareillage de pierres de taille, montées à sec. Ils disposaient d'une main d'œuvre abondante et d'une connaissance constructive éprouvée. Cela leur permit de construire des ouvrages très massifs, de durabilité exceptionnelle. On retrouve ce type d'ouvrages en Amérique du sud (vestiges Incas à Macchu Pichu par exemple, fig. I-3).



Figure I-3 : murs de soutènement en pierres sèches de taille à Macchu Pichu (Franck Zecchin 1996-2003).

Plus récemment, en France, au milieu du dix-septième siècle, avec la révolution des voies de communication terrestres, la connaissance technique en matière de pierre sèche fut normalisée et centrée par le Maréchal Vauban, qui expérimenta les techniques de revêtement en pierres des talus (perrés), avec un souci de longévité. C'est au dix-neuvième siècle que la construction routière connut son apogée, avec la création d'un grand réseau pénétrant les plaines, les régions reculées et difficiles d'accès. Des cols furent franchis en suspendant les routes à des chapelets de murs de soutènement dépassant parfois dix mètres de hauteur, construits par des maçons qualifiés d'origine italienne, sarde, etc., qui étaient alors réputés pour leur maîtrise de la pierre sèche.

On remarque que les murs de grande hauteur étaient presque systématiquement construits à l'aide de moellons parfaitement taillés et assisés (fig. I-4). Les murs de plus faible hauteur (inférieurs à quatre mètres) étaient plutôt construits avec des pierres brutes (fig. I-5).



Figure I-4 : mur de soutènement routier calcaire en pierres sèches de taille (Bonnieux -Vaucluse).



Figure I-5 : mur de soutènement routier granitique en pierres sèches (Ardèche).

b) Dispositions constructives globales

Bien qu'il existe de nombreux types de murs de soutènement en pierres sèches, on trouve une certaine constance dans les principes constructifs, les murs étant conçus pour la plupart comme des murs poids. On retrouve dans les archives historiques françaises de nombreux paragraphes concernant ces « règles de l'art », qui sont essentielles puisqu'elles concourent au comportement monolithique des murs (Belidor, 1813 ; Sganzin, 1839 ; Rondelet, 1802-1807 ; Delaître, 1825 ; Polonceau, 1845). On en tire les dispositions constructives suivantes :

- les pierres les plus grosses sont réservées pour la fondation et pour les boutisses (longue pierre disposée transversalement au mur pour le lier dans son épaisseur).
- la fondation doit être particulièrement soignée et inclinée vers l'intérieur du massif soutenu, de la valeur du fruit du parement visible du mur.
- les pierres sont disposées transversalement avec la queue (partie la moins large) située vers l'intérieur du massif soutenu, en prenant soin de placer régulièrement les boutisses.
- d'une couche à l'autre, les pierres sont décalées de façon à être en contact direct entre elles. Les pierres sont ensuite calées parfaitement par des coins de pierre, en sous face et latéralement afin d'empêcher tout mouvement.
- pour augmenter le poids volumique de la maçonnerie, il est recommandé de répandre les débris de pierres à chaque couche de pierre afin de combler une partie des vides. On peut ainsi gagner 5 à 20% sur le poids volumique du mur mais cela réduit la capacité drainante du mur.
- le parement interne est réalisé de manière à assurer le meilleur frottement d'interface entre le mur et le remblai : ceci peut être fait en « épinglant » le remblai par des pierres du parement interne.

On retrouve ces dispositions constructives, dans leurs principes, dans les archives anglaises, italiennes, suisses, etc., que nous ne pourrions pas détailler ici.

En ce qui concerne la littérature contemporaine, Tufnell (1991), Brooks (1996), Arya et Gupta (1983) mentionnent les mêmes principes essentiels avec quelques spécifications supplémentaires pour les indiens, du fait de la mousson :

- le remplissage à l'arrière du mur est réalisé en matériaux drainants (sable, débris de pierres, etc.).
- les drains et barbacanes sont dimensionnés.
- le pied du mur est protégé contre les phénomènes d'érosion, par un revêtement en grosses pierres. En effet, de véritables cascades d'eau coulent par les barbacanes lors de la mousson.

2. Méthodes de calcul

a) Ingénieurs

Poussée des terres

Les méthodes de détermination des forces de poussée et de butée des terres, s'exerçant sur un mur de soutènement, étaient connues depuis Coulomb (1773). La théorie de Coulomb, toujours utilisée parmi les méthodes de dimensionnement des murs de soutènement, permet de calculer les forces de poussée et de butée sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol, derrière le mur (coin de sol en rupture considéré comme un solide).

En 1846, Rankine étudie l'équilibre sous l'action de son seul poids d'un massif pulvérulent indéfini, limité par un plan faisant l'angle β avec l'horizontale. La théorie de Rankine permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en butée ou en poussée derrière un mur de soutènement et donc de calculer les forces s'exerçant sur le mur.

On trouve donc au dix-neuvième siècle les méthodes de calcul de la poussée et butée des terres. Levillain (2002) a donné à titre d'exemple la méthode de calcul d'un mur poids issue de Claudel et Laroque (1880) (fig. I-6) :

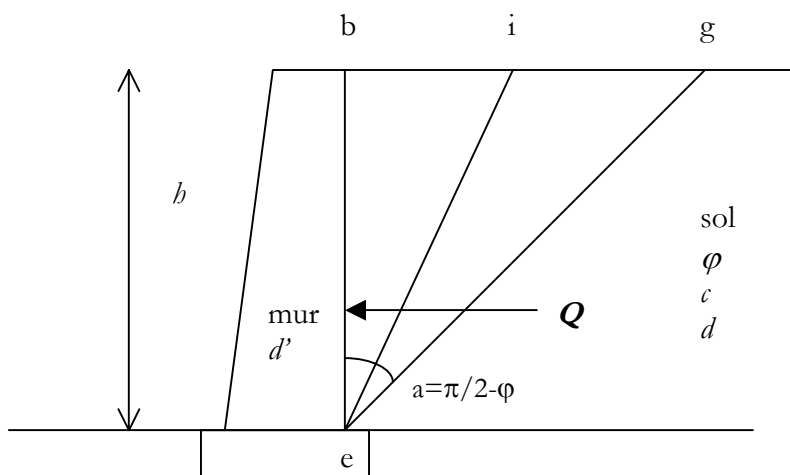


Figure I-6 : Calcul de la poussée des terres selon Claudel et Laroque (1880).

Le mur soutient un massif de terre à surface libre horizontale bg . Le plan eg est le talus naturel des terres à soutenir. Il est considéré que si le prisme de terre ieg est d'un seul morceau, il se maintiendra en équilibre sans exercer aucune poussée contre le mur. Par contre, le prisme bei exercera une poussée due à son poids et diminuée par le frottement des terres sur le talus ei et par la cohésion (que l'on recommande de prendre égale à zéro pour les terres remuées). Il était démontré que le prisme bei exerçant la plus grande poussée sur le mur est déterminé par la bissectrice de l'angle formé par la verticale be et le talus naturel eg . En posant que cet angle soit $bei = a/2$, la valeur de la poussée est $Q = (dh^2/2) \cdot \tan^2(a/2)$.

Q : poussée des terres sur le parement vertical appliquée au tiers inférieur depuis la base,

d : poids volumique du remblai,

d' : poids volumique de la maçonnerie,

h : hauteur des terres derrière le mur,

a : angle de la verticale be avec le talus naturel des terres eg .

Les valeurs de a étaient les suivantes (déterminées par l'angle des terres au repos) :

$a=60^\circ$ pour un sable fin très sec,

$a=54^\circ$ pour une terre humectée,

$a=46,5^\circ$ pour une terre sèche et pulvérisée,

$a=35^\circ$ pour les terres les plus fortes et les plus denses.

Avec $a=\pi/2-\varphi$, on retrouve la valeur de la poussée dans le théorie de Rankine.

Calcul des murs

A partir de la poussée des terres, pour un mur à parement intérieur vertical, l'épaisseur x des murs était donnée par :

- la solution de l'équilibre des moments par rapport à l'arête avant :

$$x=h \times \sqrt{\frac{d}{3d'}} \times \tan\left(\frac{a}{2}\right)$$

x : largeur de la fondation.

Dans le cas des surcharges (chariot, cavalier, ...), on tenait compte d'une surcharge uniforme équivalente sur le terrain naturel.

- L'étude du non-glissement du mur sur la fondation :

$$Q-Q'=N \times \tan(\varphi) + c \times x$$

Q' : butée des terres sur la hauteur encastrée,

N : poids propre du mur,

$\tan(\varphi)$: frottement entre le mur et la fondation (0,76 pour le béton et le rocher ; 0,57 pour un sol naturel et 0,30 pour un sol argileux détrempé),

c : cohésion de la fondation ($c=0$ pour un mur reposant directement sur le sol, de 10 à 140 kPa selon la qualité du mortier pour un mur scellé sur la fondation).

On demandait dans la pratique, d'augmenter la valeur obtenue d'une quantité convenable, qui dépendait de la nature de la fondation sur laquelle reposait le mur. Dans le cas d'un mur établi sur un très mauvais sol, il était conseillé de vérifier les différentes stabilités au renversement par rapport à la ligne passant par le milieu de la base du mur, de manière à ce que le tassement soit aussi uniforme que possible. On donnait dans ce cas un grand fruit au parement.

- Le calcul de l'encastrement :

On le calculait comme le complément de résistance au glissement sur la fondation sous l'action de la poussée des terres, F étant l'excès de poussée sur le glissement et h_e la profondeur

d'encastrement évaluée par $h_e=1,4 \times \sqrt{\frac{2F}{d}} \tan\left(\frac{a}{2}\right)$.

- pour les murs en pierres sèches, l'épaisseur calculée était multipliée par un quart.

- Calcul des contreforts éventuels :

On augmentait la stabilité des murs de soutènement en adossant des contreforts en maçonnerie contre la face en contact avec les terres ou contre la face opposée. Les contreforts intérieurs ont l'avantage de diviser le prisme de plus grande poussée et donc de diminuer la poussée des terres.

On peut citer les formules de Vauban, qui avaient montré leur bien fondé du fait d'une longue expérience :

- distance entre contreforts : $h/8$ à $h/6$
- saillie des contreforts : $0,65+0,2h$
- largeur des contreforts : $0,55+h/12$

Les murs anciens étaient dimensionnés en calculant la poussée des terres situées en remblai, au dessus du terrain naturel. On négligeait donc toute l'action de la poussée sur la partie encastree du mur. Cette disposition conduisait à un sous-dimensionnement des murs.

b) Méthodes de calcul empiriques

On trouve un certain nombre de règles empiriques ; certaines sont frustres, d'autres plus précises :

Formule empirique de Poncelet

Elle donne la largeur x de la fondation du mur :

$$x=0.845 \times (H+h) \times \sqrt{\frac{d}{d'}} \times \tan\left(\frac{a}{2}\right)$$

h : hauteur du mur,

H : hauteur de la surcharge.

Pour les murs en pierres sèches, l'épaisseur donnée par la formule était multipliée par un quart.

Sganzin (1839), Polonceau (1845)

« Pour les maçonneries de soutènement en pierres sèches, on leur donne ordinairement pour épaisseur les deux tiers de la hauteur des terres, ou au moins la moitié. Cette espèce de maçonnerie a d'ailleurs l'avantage de procurer aux eaux d'infiltration des débouchés nombreux, et de se prêter au gonflement des terres humides »

Vigouroux (1890)

« Dans les régions où la pierre abonde, on construit fréquemment des murs de soutènement en moellons de pierres sèches, et la plupart du temps à joint de hasard. Ces murs ont le défaut de ne pas présenter de cohésion mais on y supplée facilement en les renforçant et en leur donnant un cinquième, un quart et quelques fois un tiers d'épaisseur en sus des murs correspondants bâtis avec du mortier. On construit aussi des murs de soutènement d'une grande hauteur, d'une trop grande hauteur même, à notre avis, car les accidents survenus se rapportent à des murs en pierres sèches dans les proportions de neuf dixièmes. Une des causes les plus fréquentes de la chute de ces murs lorsque leur hauteur dépasse 6m, c'est l'écrasement des assises inférieures par la pression des assises supérieures. On pourrait diminuer cet inconvénient en employant dans les assises inférieures des moellons de grandes dimensions parfaitement taillés et assisés ; mais ce travail serait fort coûteux ... »

B. Aujourd'hui

L'utilisation de la pierre sèche pour les murs de soutènement contemporains peut sembler désuète, mais si l'on réintègre une vision plus globale du « développement », on s'apercevra que cette technique présente de nombreux avantages, au niveau de l'environnement (Ministère de l'environnement, 1996 ; Rumpe, 1996) de la richesse constructive (Coste et Martel, 1986), de l'agriculture (Frapa *et al.*, 1982), des identités locales.

Pour réintroduire cette technique ancestrale, il est nécessaire d'établir une connaissance scientifique suffisante, qui n'est pas directement disponible dans la littérature scientifique actuelle, qui est soit :

- spécifique aux murs en pierres sèches, mais qui reste très générale avec pas ou peu de données expérimentales.
- spécifique aux maçonneries, très abondante et pointue, mais non directement applicable au cas de la pierre sèche.

1. Idée de développement durable

a) Respect de l'environnement et préservation des savoir-faire de base

Dans le cas d'une utilisation locale, la pierre sèche permet de réduire les gaspillages de matière première puisque la technique ne requiert ni eau, ni ciment, ni acier, et les transports restent modérés (Harris, 1999 ; Morel *et al.*, 2001). Lorsqu'il y a des ruptures, elles restent souvent locales (brèches) du fait de la cohésion limitée de ces murs. Il suffit alors de réutiliser les pierres d'origine pour reconstruire les brèches. Il n'y a donc pas de problèmes de déchets ou de pollution, exceptés ceux induits par les engins mécaniques. L'approvisionnement en pierres, qui résultait souvent de l'épierrage des champs, pourrait poser problème dans le cas où il ne serait plus possible d'ouvrir des carrières locales. Actuellement, les carrières sont souvent considérées comme peu respectueuses de l'environnement, mais elles sont de toutes façons nécessaires pour la fabrication du ciment, qui nécessite beaucoup plus d'énergie à la fabrication (broyage, cuisson à 1400°C, etc.).

D'autre part, la pierre sèche est une technique qui ne dépend que du savoir-faire des maçons et de la disponibilité en pierres adaptées à la construction. Lorsqu'il n'est pas possible de disposer d'engins, d'approvisionnement en ciment ou en eau, la pierre sèche devient la seule technique viable. C'est très rarement le cas pour les pays « riches », encore qu'il existe des zones montagneuses isolées et reculées où il est nécessaire de construire des murs de soutènement (sentiers de randonnée, exploitations agricoles de montagne, dispositifs anti-érosion, etc.).

Pour les pays « pauvres », la technique de la pierre sèche peut devenir essentielle : par exemple, en Ethiopie, des famines ont pu être enrayerées par la construction de murs de soutènement en pierres sèche dans les thalwegs. Ces murs ont permis à la terre arable de s'accumuler derrière eux, ce qui a créé des terrasses agricoles fertiles pour la culture de céréales locales. Il semble donc essentiel de pouvoir assurer la préservation d'un tel savoir-faire, qui peut devenir un gage de survie là où les conditions deviennent difficiles.

b) Valorisation agricole et aménagement du territoire

Des expériences récentes en terme d'agronomie (CME, 2001) ont montré que la culture en terrasse (fig. I-7 et 8) était favorable à la qualité des produits cultivés, en termes de nutriments, de saveur et de conservation. Ceci n'est pas négligeable pour les produits de forte valeur ajoutée comme les vins de qualité (Côtes du Rhône, Banyuls, etc.), la châtaigne (Ardèche), l'oignon doux (Cévennes) ou les fromages d'alpage (Valais Suisse, etc.). On pourra se référer à l'étude détaillée de Parvex (2001).



Figure I-7 : terrasses agricoles en Grèce à Naxos (culture biologique).

La culture en terrasse permet en outre :

- de réduire les phénomènes d'érosion sur les versants pentus par ruissellement, vent, avalanches. Par exemple, il existe en Suisse des versants où sont présents des milliers de murs de soutènement en pierres sèches qui ont été réalisés pour éviter les avalanches.
- de limiter les risques d'inondation grâce au fait que les terrasses jouent le rôle de ralentisseur d'écoulement des eaux lors de pluies violentes ou lors de la fonte des neiges : l'eau ne ruisselle pas directement mais est diffusée lentement.
- de faire office de pare-feu sur les versants arides.



Figure I-8 : terrasses agricoles en Grèce à Zagori (agritourisme).

c) Aspect social

Les régions qui disposent de qualités paysagères et culturelles, attirent non seulement de nombreux visiteurs mais aussi des résidents potentiels. La pierre sèche, qui fut utilisée localement, s'intègre naturellement au paysage (fig. I-9). Il est encore possible de trouver des villages dans lesquels les maisons sont construites à l'aide de pierres du pays, ainsi que les ruelles (calades), murs, fontaines. L'environnement est alors reposant, cohérent et assure une bonne qualité de vie. Les régions préservées donnent l'apparence d'oasis à mesure que s'agrandissent les zones urbaines, ce qui incite à leur préservation.

Il n'est pas si simple de réintroduire la pierre sèche dans la construction contemporaine :

- en France, il n'existe pas de cadre réglementaire pour calculer et construire les murs de soutènement en pierres sèches, ce qui empêche les services de l'état et les collectivités locales de restaurer les murs anciens ou de construire des ouvrages neufs. Pour pouvoir réintégrer la pierre sèche dans le cadre réglementaire existant, il est nécessaire d'établir une connaissance scientifique suffisante, s'appuyant sur les règles de l'art de bâtir en

pierres sèches. Ce problème se retrouve dans la plupart des pays européens, aux Etats-Unis, etc.

- le savoir-faire s'est en partie perdu. Pour réintégrer la pierre sèche dans les solutions courantes, il est nécessaire d'enseigner les principes constructifs dans les cursus de formations diplômantes, ce qui suppose de pouvoir regrouper par écrit les règles essentielles de l'art de bâtir en pierres sèches.
- la pierre sèche nécessite un important travail de main d'œuvre qualifiée, ce que pénalise le contexte économique actuel. Néanmoins, pour les murs inférieurs à deux mètres de hauteur, la pierre sèche est aussi compétitive que le béton, et l'on peut penser que les considérations environnementales et sociales valoriseront les techniques allant dans le sens du développement durable.



Figure I-9 : village de Bonnieux (Vaucluse) avec un riche patrimoine de pierre sèche.

2. Connaissance scientifique

A notre connaissance, il existe peu de données scientifiques concernant les murs de soutènement en pierres sèches. Les rares publications disponibles restent souvent difficiles à utiliser car elles ne s'appuient pas sur des résultats expérimentaux récents, et restent plutôt générales et peu documentées. Il existe néanmoins des données scientifiques récentes et nombreuses concernant l'étude des structures maçonnées, mais, comme nous le verrons par la suite, cette connaissance très approfondie n'est que partiellement utilisable pour les murs en pierres sèches tels qu'ils sont réalisés.

a) Bibliographie relative aux murs de soutènement en pierres sèches

Les plus récentes expériences scientifiques sur le comportement des murs de soutènement en pierres sèches datent de 1834 ; ce sont les seules et les plus riches à notre connaissance. Elles furent conduites par l'ingénieur Burgoyne, qui fit construire dans un fond de carrière, quatre murs en pierres sèches :

- de hauteur et de longueur 6,1m.
- d'épaisseur médiane 1,06m pour : un mur droit, un mur à parements parallèles de fruit 20%, un mur à parement externe de fruit 20% et de parement interne vertical, un mur à parement interne de fruit 20% et de parement externe vertical.
- fondés sur rocher (dans une ancienne carrière de pierres).
- remblayés par phases.

Les déformations des murs ont été notées au cours du remblaiement, qui a duré un mois au total. A l'issue de l'expérience, deux murs se sont effondrés et deux murs sont restés stables malgré des déformations notables. Nous étudierons plus précisément ces expériences dans le sixième chapitre, en comparaison avec nos essais de chargement par une pression d'eau.

Jones (1979) a examiné les pratiques modernes pour dimensionner les murs de soutènement. Il compare notamment les différences entre les pressions latérales mesurées à l'arrière de murs instrumentés et la pression latérale théorique (répartie linéairement). Il met en évidence le fait que la répartition des contraintes derrière un mur de soutènement dépend fortement du mode constructif, notamment le compactage du remblai. Il mentionne les murs de soutènement en pierres sèches, qui sont considérés comme des murs poids bien que certains semblent trop minces pour cela. Il énonce le fait que ces murs peuvent présenter une déformation convexe du parement (fig. I-10), ceci pendant des années, puis se rompre brutalement, de manière imprévisible. Ces ruptures sont attribuées essentiellement aux vibrations du trafic, même si l'auteur remarque des ruptures semblables pour des murs non soumis au trafic.

En 1982, Gupta et Lohani ont publié un papier résumant les techniques de réparation des murs en pierres sèches partiellement endommagés le long des routes de montagne en Inde. Ils mentionnent le fait que ces murs ont été construits sur le principe des murs poids. Ils listent les causes possibles de détérioration : le drainage insuffisant, la main d'œuvre non qualifiée, le dimensionnement insuffisant, etc.

Les techniques de réparation mentionnées sont :

- pour les pierres abîmées ou déplacées : les replacer ou les remplacer, en soignant leur position, de sorte qu'elles soient parfaitement liées aux autres pierres du mur.
- pour les glissements de terrain incluant le mur : construire un mur au pied du mur existant et remblayer derrière ce dernier pour reconstruire la route à son niveau initial, ce qui suppose d'excaver au pied du mur existant pour fonder le nouveau mur. Cela n'est pas possible si le glissement de terrain provient de la rupture de la fondation du mur. Lorsqu'il n'y a pas la place de construire au pied du mur existant, il faudra réaliser des injections dans le terrain, en s'assurant de bien contrôler la vitesse d'injection pour ne pas induire de fortes pressions.

pour les autres dommages : utiliser les solutions présentées séparément ou combinées.

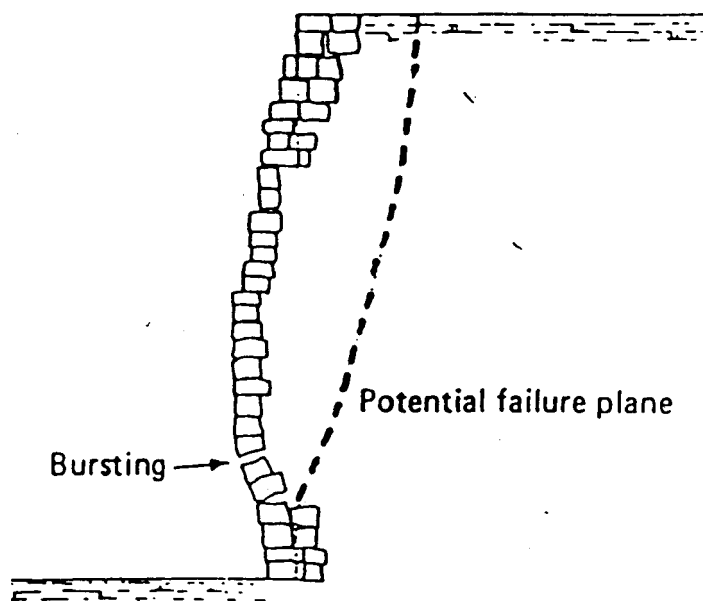


Figure I-10: pathologie du mur en pierre sèche (formation de ventre) selon Jones (1979).

En 1983, Arya et Gupta ont publié un article sur la construction de murs en pierres sèches dans les montagnes d'Inde, sur la base d'une analyse des contraintes, des critères de dimensionnement et du comportement des murs existants. Ils dimensionnent ces murs en pierres sèches comme des murs poids, ce qui est pour eux suffisant et sûr, à condition de respecter les règles de l'art qui concourent au monolithisme du mur : inclinaison des lits de pierres vers l'intérieur du mur, utilisation de pierres de dimensions suffisantes qui doivent être croisées, calées transversalement et longitudinalement, drainage assuré par la construction de grandes barbacanes (cf. mousson) et par un remblaiement à l'arrière du mur, constitué de matériaux caillouteux. Leur étude s'appuie sur l'analyse du comportement des murs existants, sachant que le patrimoine est énorme, avec de nombreux murs de hauteur supérieure à dix mètres, perchés à flanc de montagne, en terrain bien souvent instable.

Ils comparent les murs en pierres sèches avec les murs en pierres sèches dans lesquels sont incluses des bandes bétonnées, pour conclure que le renforcement des murs en pierres sèches par le béton n'apporte pas de stabilité supplémentaire et que cela n'a donc pas d'intérêt vu la problématique d'approvisionnement en ciment et en eau dans les montagnes indiennes.

Le clouage des sols a été utilisé pour stabiliser des murs en pierres sèches au Royaume Uni, en 1985. Bruce et Jewell (1986 et 1987) ont publié deux articles à ce sujet. Le mur en question est situé à côté de Bradford. Il fait cent vingt cinq mètres de longueur, deux à trois mètres de hauteur, et soutient un sol en pente (fig. I-11). Le renforcement de ce mur a été fait selon le protocole suivant :

- assurer un drainage suffisant du sol.
- renforcer la surface du mur en fixant un grillage en acier fin qui est recouvert par un béton de cinq centimètres d'épaisseur.
- forer des trous dans le mur (diamètre de cent quinze millimètres) et installer les clous.
- construire le nouveau mur.

De cette expérience, on peut dire que le clouage est adapté à la réparation des longs murs en pierres sèches, car le forage dans le mur sans pré-consolidation (grillage en acier bétonné) occasionne de grandes perturbations qui peuvent réduire sa stabilité. Cette mise en œuvre assez lourde se justifiait ici car ce mur soutient une portion d'autoroute : en cas de rupture, cela aurait engendré de grosses pertes. Dans le cas de petits murs, une confortation par clouage n'est pas intéressante au point de vue économique.

Plus récemment, dans le North Wales, un grand mur en pierres sèches a été renforcé par clouage. Ce mur, construit avec des gros blocs de granit irréguliers, fait deux cent cinquante mètres de longueur pour une hauteur variant de cinq à dix mètres. Les trous ont été forés et les clous installés sans renforcement préalable du parement, mais une injection a été faite dans le mur.

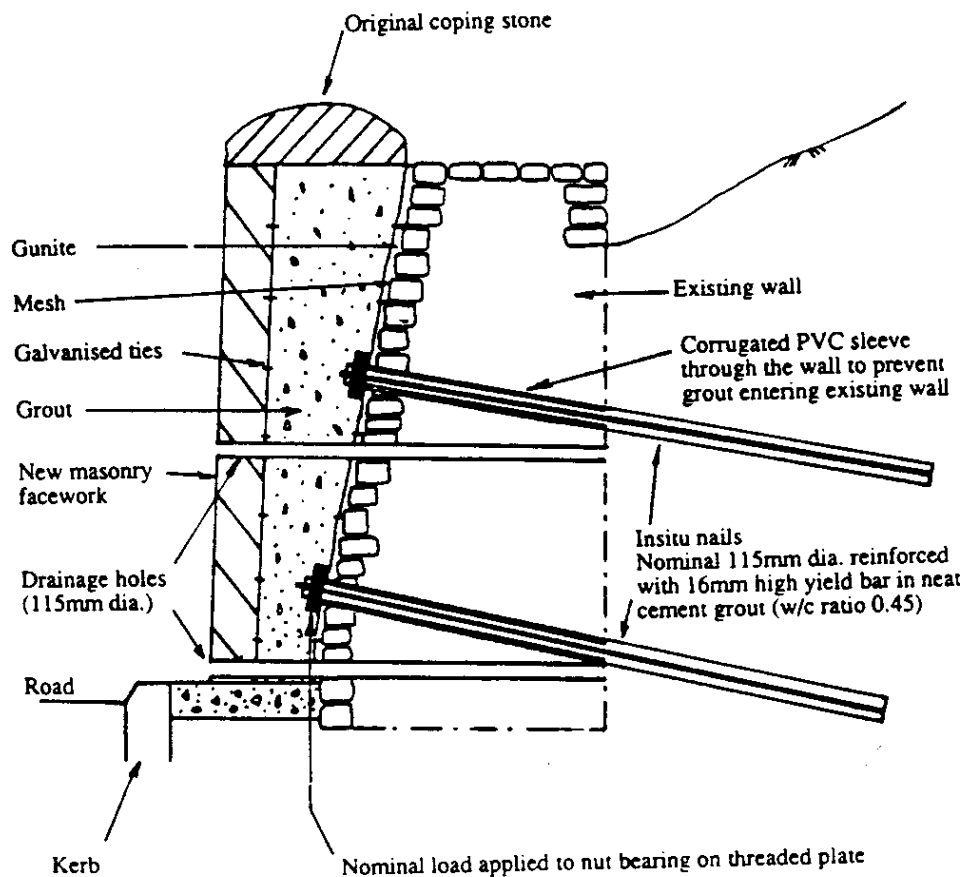


Figure I-11: technique de réparation d'un mur en pierres sèches par clouage (Bruce and Jewel 1986).

Cooper (1986) a étudié les modes de rupture d'un mur de soutènement en pierres sèches. En plus des ruptures classiques (renversement et glissement du mur), il donne le mode de rupture propre aux murs en pierres sèches : le bombement du parement (formation de ventres). L'étude des murs écroulés peut induire l'investigateur en erreur, et le tas de pierres qu'on observe après rupture donne peu d'informations utiles. Il suggère un suivi régulier des murs existants (avec instrumentation) pour obtenir plus d'informations et mieux comprendre les phénomènes.

Son étude s'appuie sur une méthode simplifiée, qui représente le mur en pierres sèches comme un parallélépipède fonctionnant comme un mur poids (fig. I-12). A partir de là, il déduit l'excentricité e de la résultante des efforts extérieurs qui s'applique sur le mur. Il trace ensuite la ligne passant par les points d'excentricité e , e étant calculé pour chaque zone du mur. Ceci lui permet d'expliquer trois modes possibles de rupture : le renversement, le glissement et le phénomène de formation de ventre (bombement). Il précise que la rupture par bombement est plus probable sur les fondations compressibles ou peu résistantes au poinçonnement.

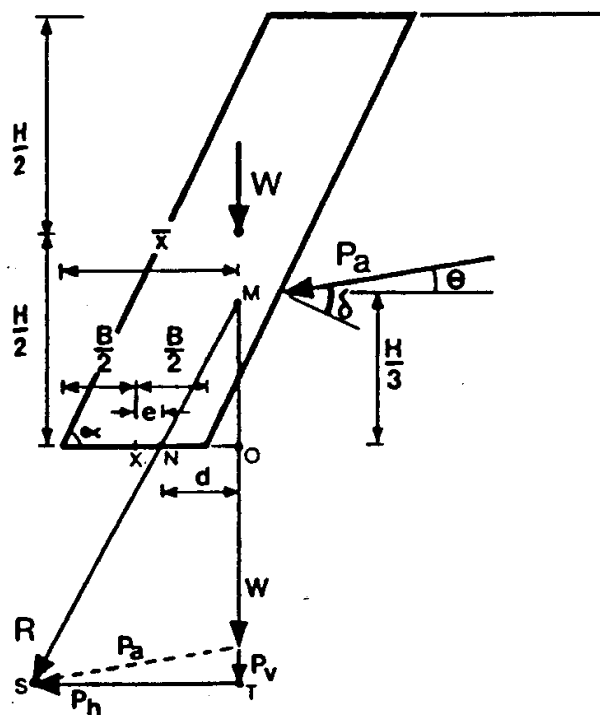


Figure I-12 : géométrie considérée pour les efforts dans le modèle analytique d'un mur en pierres sèches simplifié (Cooper, 1986).

Maldonado a présenté en 1989 un type de mur de soutènement en pierres sèches que l'on peut trouver dans la région de Tairona (en Colombie), qui est unique par sa forme constructive. L'épaisseur de la plupart des murs fait 20 à 30 cm pour une hauteur allant jusqu'à 6,5m de haut. Les pierres rectangulaires du parement sont directement posées les unes sur les autres. A différentes hauteurs du mur, le mur est lié au remblai par de longues pierres ou successions de longues pierres (fig. I-13). Ce type constructif s'apparente au clouage des murs. L'auteur pense que les constructeurs avaient assez de connaissances sur les paramètres déterminants pour calculer ces murs. D'après le relevé de la géométrie des murs et d'après une analyse physique, l'auteur a estimé une cohésion c de 40kPa et un angle de frottement interne ϕ de 33° pour l'interface entre les pierres. L'angle de frottement estimé entre les pierres semble cohérent avec les valeurs trouvées dans la littérature (chap. II) mais nous verrons dans le troisième chapitre que l'existence de cohésion entre les pierres est peu probable.

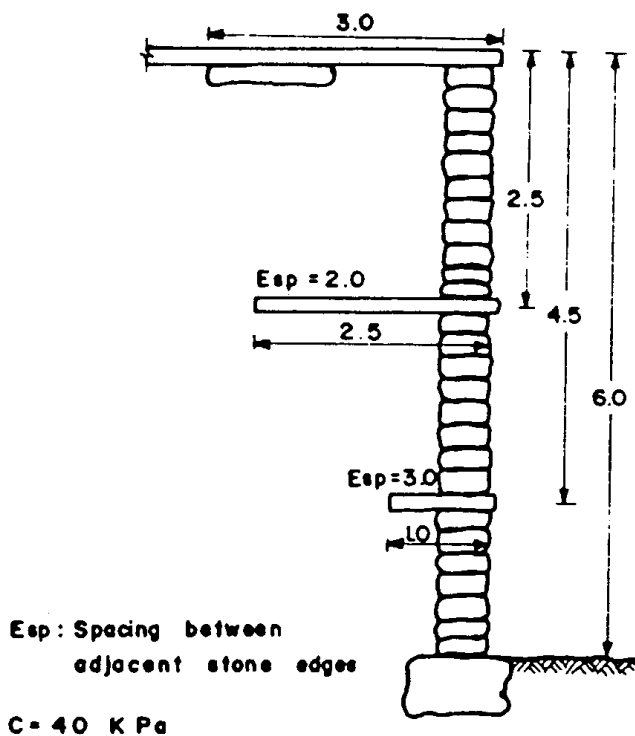


Figure I-13 : coupe d'un mur en pierres sèches de la région des Taironas en Colombie (Maldonado, 1989).

Jones (1990) a participé à la rédaction d'un chapitre dans un livre qui traite de l'entretien des structures maçonnées. Dans ce chapitre concernant les murs en pierres sèches, il passe en revue les différents types de murs, les pathologies et les solutions confortatives. Il admet que la surveillance de ces murs repose sur la régularité des examens visuels et sur l'expérience de l'ingénieur à qui est confiée cette tâche. Cela reste difficile en raison des nombreux facteurs incertains ou cachés. Pour les techniques de réparation, il mentionne :

Avant rupture :

- remplacer les pierres abîmées, replacer les pierres déplacées.
- injections de ciment dans le mur (sous faible pression) avec pose de drains pour assurer le bon drainage.
- contreforts devant le mur.
- protection en pied de mur.
- renforcement du sol de remblai par clouage avec pose de drains.

Après rupture :

- reconstruction du mur par un mur en béton avec parement apparent en pierres (le plus populaire).
- construction d'un gabion dans le cas où l'aspect visuel n'est pas prioritaire (le plus économique).

La plupart des méthodes confortatives changent la flexibilité du mur. Elles ne sont pas applicables dans certaines conditions et peuvent causer encore plus de dommages si les procédures correctes ne sont pas appliquées.

Entre 1990 et 1996, Walker et Dickens ont conduit une recherche importante sur les murs de soutènement et de clôture en pierres sèches construits dans la région des monuments nationaux du Zimbabwe. Une analyse exhaustive des paramètres du site a été faite, telle la géologie, la météorologie, les caractéristiques mécaniques des sols, etc. Des murs ont été instrumentés par jauges de déformation. Les mouvements enregistrés ont montré un phénomène de glissement par paliers au cours des saisons, cohérent avec les caractéristiques d'interface des blocs de pierres qu'ils ont déterminées à la boîte de cisaillement. Ils ont aussi introduit l'analyse de ces murs par l'outil de calcul numérique discret UDEC, développé pour la mécanique des roches (mouvements de blocs). Leur idée est que la pathologie de bombement des murs en pierres sèches (phénomènes de ventres) provient de l'affaissement de la fondation sous le mur, créant des vides dans le mur (fig. I-14). Cela provoque des phénomènes d'arches dans le mur, qui exercent une pression latérale et font bomber le mur. Pour vérifier cela, ils ont réalisé des essais sur des murs construits par un artisan local (Zimbabwe). Les murs expérimentés avaient pour dimensions deux mètres de hauteur, deux mètres de longueur, et un mètre d'épaisseur. Les essais ont consisté à créer des vides au niveau de la base du mur en faisant bouger une plate-forme sous le mur, et à enregistrer les déplacements obtenus. Ensuite, les auteurs ont utilisé UDEC pour modéliser les essais (fig. I-15). Ils ont pu caler le modèle avec les essais et valider leur hypothèse. Ils ont également mené une étude paramétrique concernant la dimension des blocs de pierres, la dimension des vides, les propriétés des pierres. Ils ont ainsi retrouvé la nécessité d'utiliser des boutisses (grandes pierres transversales au mur). Néanmoins, il s'agit là de murs de clôtures, ce qui rend leur hypothèse peu probable dans le cas des murs de soutènement, pour lesquels la sollicitation de cisaillement est responsable du bombement des murs (ce que nous verrons dans le cinquième et sixième chapitre).

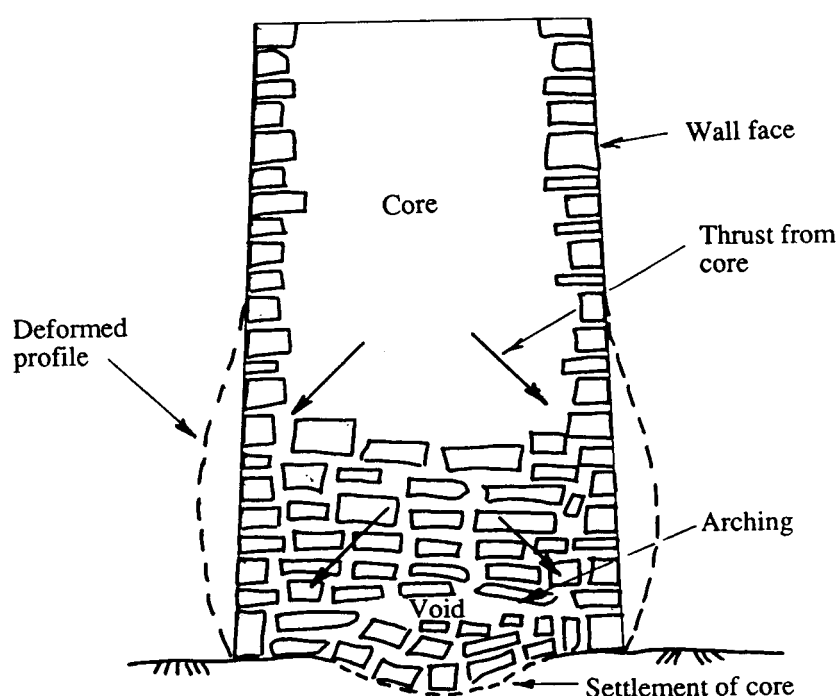


Figure I-14 : origine de la formation des ventres dans les murs en pierres sèches de clôture au Zimbabwe (Walker et Dickens, 1995).

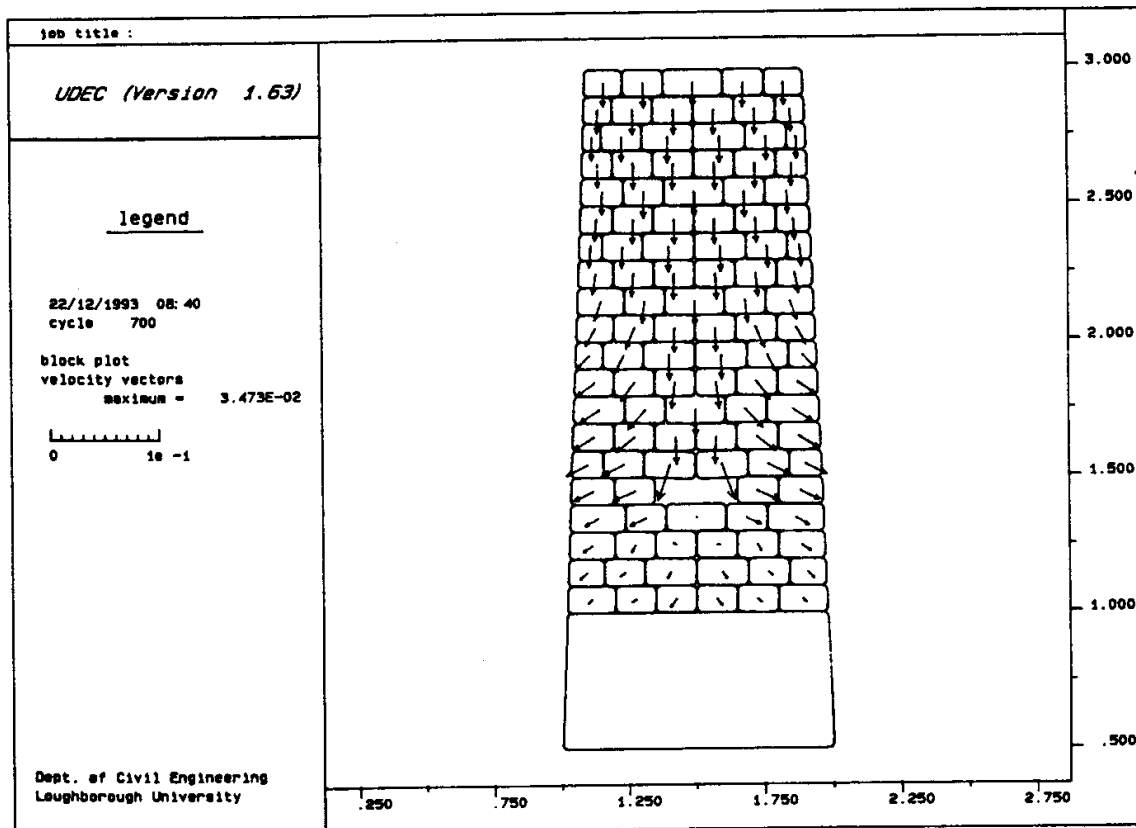


Figure I-15 : modélisation par UDEC de la formation d'un ventre dans un mur en pierres sèches de clôture (Walker et Dickens, 1996).

Harkness *et al.* (2000) et Powrie *et al.* (2002) ont publié deux articles sur la modélisation des expériences de Burgoyne (1834) par l'outil de calcul numérique UDEC. Les auteurs ont pu retrouver les résultats expérimentaux de Burgoyne, à savoir la rupture de deux murs et la stabilité des deux autres. Il existe néanmoins de grandes incertitudes sur la valeur des paramètres choisis : par exemple, le frottement d'interface entre les blocs de granit a été pris égal à 45° alors que les essais de cisaillement de joint pierre sur pierre indiqueraient plutôt un angle proche de 30° . Nous discuterons de cela plus précisément dans le sixième chapitre, lorsque nous comparerons les résultats de notre modèle de calcul avec les expériences de Burgoyne.

b) Modélisation des maçonneries par une approche macro-mécanique

Dans cette partie, ainsi que dans les suivantes, nous nous sommes appuyés essentiellement sur la thèse de Acary (2001), qui donne un panorama exhaustif des différentes approches de modélisation des structures maçonnées.

La littérature sur la mécanique des maçonneries est dense, et toujours d'actualité (plus de dix articles par an paraissent, sans compter la revue spécialisée « Masonry International »). Le terme maçonnerie désigne ici tout ouvrage construit de pierres, briques, d'agglomérés ou de tout autre élément servant à la construction, compactés entre eux par la gravité.

Dans l'approche macro-mécanique, on construit un modèle macro-mécanique basé sur des considérations micro-mécaniques : on se place à une échelle où l'on peut considérer la structure comme homogène et continue, la particule élémentaire étant caractérisée par une loi de comportement homogène. Cette loi relie les efforts intérieurs, ou si l'on préfère, les contraintes aux déformations. De nombreuses lois de comportement ont été étudiées, et nous allons présenter ici brièvement leurs hypothèses ainsi que les avantages et inconvénients.

Calcul à la rupture, analyse limite et « No-Tension Material (NTM) »

L'objectif de cette méthode est de définir un cadre suffisamment simple (modèle de maçonnerie très idéalisé), mais tout de même représentatif, apte à fournir des résultats analytiques, voire numériques, avec un minimum de paramètres caractérisant le matériau. Ces efforts ont abouti à deux types de modélisations distinctes :

Le calcul à la rupture

Dans ces méthodes, les seules hypothèses formulées reposent sur les efforts dans le matériau et le domaine de résistance qui leur est associé. Heyman (1977) a appliqué la méthode avec succès pour les ponts, voûtes de cathédrales. Elle permet l'obtention d'un domaine de chargements potentiellement supportables sans plus d'informations complémentaires. Les domaines de résistance s'appuient généralement sur la donnée d'une résistance limite à la compression, d'une résistance faible en traction (souvent nulle) et d'un critère de frottement de Coulomb (Delbecq, 1983). Cette approche s'affranchit de la connaissance du comportement du matériau avant rupture, mais elle ne permet pas de conclure sur la stabilité des chargements potentiellement supportables, comme cela peut être le cas en analyse limite, où le principe de dissipation plastique maximale est vérifié.

L'analyse limite et les NTM

Afin de tirer parti des théorèmes fondamentaux de l'analyse limite et de leurs outils associés, des hypothèses supplémentaires, plus restrictives, ont été introduites pour qualifier la relation de comportement entre contraintes et déformations. L'hypothèse majeure est le respect de la règle de normalité. Elle implique implicitement ici, qu'il n'y ait pas glissement dans le matériau et que la résistance en compression soit illimitée. On aboutit alors, sous ces hypothèses, à la classe de matériaux NTM. La théorie de l'analyse limite permet d'apporter une information supplémentaire sur le comportement du matériau. En particulier, on caractérise son comportement à l'intérieur du domaine et sur la frontière lors de l'écoulement plastique.

Modélisations numériques en élasticité linéaire

Les applications de la méthode aux éléments finis en élasticité linéaire sont nombreuses, tant en statique qu'en dynamique. Un exemple caractéristique de ce type d'application est le travail de Godart *et al.* (1996) sur la cathédrale de Strasbourg. Ce type de calcul permet de comprendre, avec précision, les effets structurels (géométrie) sur la tenue de la structure. Une des grandes difficultés de ce type de modélisation est l'estimation des grandeurs élastiques caractérisant le matériau. Ces grandeurs doivent en effet prendre en compte la maçonnerie dans son ensemble.

Bien que le modèle de comportement soit simple, il renseigne sur les zones potentiellement sensibles, comme celles qui sont susceptibles d'être sollicitées en traction. Ces indications restent

cependant toutes relatives puisqu'elles ne considèrent pas la redistribution des contraintes après rupture.

Des adaptations ont été réalisées pour prendre en compte la faible résistance en traction des maçonneries, mais elles présentent l'inconvénient de dépendre des opérations de remaillage et de présenter des problèmes de convergence.

Modélisation en plasticité non associée, endommagement

Les deux phénomènes que sont la plasticité non associée et l'endommagement sont souvent couplés. La formulation de ces deux comportements, qu'elle soit théorique ou numérique, est aujourd'hui bien établie. Il reste néanmoins des problèmes de fond sur lesquels achoppent leurs modélisations :

- l'interaction des différents modèles superposés (pour tenir compte, un à un, des aspects typiques de la réponse mécanique à des chargements caractéristiques) est mal maîtrisée.
- des instabilités matérielles sont mises en jeu lorsque l'on traite de l'adoucissement et du frottement interne dans ces matériaux.

Les milieux de Cosserat et les structures composées de blocs

Les milieux de Cosserat sont généralement présentés comme des modèles de milieux continus dont la cinématique est enrichie par des micro-rotations de la « particule élémentaire ». A cet enrichissement de la cinématique, des hypothèses supplémentaires sont ajoutées sur les grandeurs géométriques de la particule élémentaire. Pour des applications particulières, comme les massifs rocheux composés de blocs, l'introduction de grandeurs géométriques se fait de manière explicite en considérant la microstructure du matériau. Les développements effectués pour les roches à blocs réguliers ont été directement appliqués aux maçonneries en appareillage de pierre sèches (Mülhaus *et al.*, 1997).

Les milieux de Cosserat présentent des atouts indéniables. Tout d'abord, ils sont une méthode de régularisation des problèmes liés à l'adoucissement et ils permettent, en ce sens, d'obtenir des résultats objectifs par rapport au maillage, où la déformation est correctement localisée. Cette régularisation est faite par l'introduction, une fois de plus, d'une longueur interne décrivant la micro-structure du matériau. Leur second avantage est la justification physique de cette longueur. Dans le cas des milieux réguliers comme les maçonneries, ce nouveau paramètre est issu, de manière directe, des dimensions caractéristiques des blocs.

Pour des essais et validations sur différents types de maçonneries des milieux de Cosserat, on renvoie le lecteur aux travaux suivants : Besdo, 1985 ; Mülhaus *et al.*, 1997.

c) Modélisation des maçonneries par une approche micro-mécanique

Les modèles macro-mécaniques phénoménologiques butent sur le caractère fortement hétérogène des maçonneries allié à la microstructure cristalline, plus ou moins marquée. Lorsque la microstructure est clairement identifiée, comme c'est le cas pour la maçonnerie d'appareil, une voie pour surmonter ces problèmes consiste à prendre en compte explicitement cette microstructure, par l'intermédiaire d'une description micro-mécanique. L'accent est alors principalement mis sur la modélisation du comportement mécanique des joints au moyen de lois d'interfaces. Deux classes principales de modélisations sont ici présentées : la première classe considère la maçonnerie comme une structure discrète favorisant les phénomènes de macro-

fissuration et de séparation de la matière. La deuxième conserve un cadre continu au profit d'une description plus fine de la plasticité et de l'endommagement dans les joints.

La méthode des éléments distincts

La méthode des éléments distincts, initiée et développée par Cundall and Strack (1979), est sûrement la méthode numérique la plus célèbre, dédiée aux traitements de collections de solides rigides ou déformables reliés entre eux par des lois d'interactions régulières. Son application aux maçonneries est un cas particulier des nombreux domaines où elle est utilisée. Sa célébrité repose avant tout sur sa simplicité de mise en œuvre et sur son efficacité numérique.

Principe de la méthode

Les maçonneries sont représentées comme un ensemble de blocs (rigides ou déformables) reliés entre eux par des lois d'interaction avec complaisance. Pour chaque élément distinct, qui représente un bloc, les équations de Newton-Euler sont écrites (dans un repère attaché au solide rigide) pour décrire le mouvement. Le caractère déformable éventuel du milieu est pris en compte par une discrétisation de type «différences finies» pour chaque bloc. Les comportements disponibles sont l'élasticité et la viscosité linéaires. Les lois d'interactions utilisées sont des lois régularisées de la condition de Signorini et du frottement de Coulomb.

Avantages/inconvénients

L'avantage majeur de cette méthode est son efficacité par rapport au coût numérique. L'emploi de schémas explicites et la régularisation des efforts de contacts permet de considérer des systèmes à grands nombres de degrés de liberté pour des temps de calcul raisonnables. Elle possède de plus tous les avantages d'une représentation discrète des structures traitées. En ce qui concerne les maçonneries, elles sont tout à fait aptes à prendre en compte des mécanismes de ruines en grandes transformations, qui impliquent des séparations complètes de certaines parties de la structure.

Les inconvénients de cette méthode tiennent pour la plupart aux choix qui sont faits pour privilégier l'efficacité numérique.

- inconvénients des schémas explicites (d'intégration des équation de Newton-Euler).
Les résultats des schémas explicites sont entachés de bruits générés par des artéfacts numériques, ce qui rend l'interprétation des résultats très difficile.
- pertinence des lois de contact.
La régularisation des lois de contact oblige à définir des paramètres supplémentaires comme les raideurs normales et tangentielles qui ne sont pas disponibles expérimentalement.
- sensibilité aux méthodes de régularisation.
Que ce soit pour obtenir la convergence du système vers un état d'équilibre ou pour « adoucir » la raideur du système, l'effet de l'introduction d'une rigidité (ou d'une viscosité) artificielle est souvent mal maîtrisée.

Ces inconvénients contribuent à la dégradation de la fiabilité des résultats, et l'on constate alors que si l'efficacité numérique de cette méthode constitue un avantage majeur, son coût en terme de qualité des résultats est grand.

Les modèles micro-mécaniques continus

Ces modèles considèrent la maçonnerie comme un matériau hétérogène mais dont la continuité n'est pas remise en cause par le processus de déformation. Cela signifie que la transformation de

la maçonnerie engendre des micro-fissures à une échelle plus fine que celle de la description. Cette hypothèse ne semble alors plus valable lors de l'apparition de macro-fissures.

Ces approches offrent des lois d'interfaces plus sophistiquées, qui permettent une description plus fine des phénomènes dissipatifs dans les joints. Les mécanismes de ruine sont représentés à la fois en traction, en compression et en cisaillement. Les descriptions sont plus fines, elles offrent des résultats quantitatifs meilleurs, mais sur des structures plus modestes : par exemple, ces modélisations permettent l'évaluation précise de la réponse mécanique aux tests traditionnels sur les panneaux de maçonnerie. Les principaux inconvénients de ces méthodes résident dans la difficulté de mise en œuvre numérique et dans l'identification des paramètres caractérisant le matériau. La représentation matérielle des joints, c'est-à-dire de leur géométrie, par des éléments d'interfaces conformes est une réelle difficulté. Le caractère fortement non linéaire de leur comportement induit de nombreux problèmes numériques. Enfin, l'identification des nombreux paramètres caractérisant le matériau reste un problème ardu. Peu de commentaires sont faits sur le domaine de validité de ces modèles. Ils sont généralement confrontés aux mêmes expériences que celles qui ont servies à estimer leurs paramètres.

d) Modélisation des maçonneries par homogénéisation

Le principe de cette approche est de substituer au milieu hétérogène un milieu homogène équivalent dont les propriétés mécaniques soient autant que possibles représentatives de celles du milieu hétérogène initial au niveau de la structure globale. Il s'agit d'une démarche dans laquelle il y a distinction entre l'échelle microscopique qui permet la description des hétérogénéités et l'échelle macroscopique de l'ordre de grandeur de la structure. Ces méthodes sont intéressantes lorsque les analyses micromécaniques fines deviennent trop « coûteuses ».

Le processus d'homogénéisation se déroule en trois étapes :

- description de la microstructure.
L'hypothèse de périodicité des hétérogénéités permet de décrire de manière « déterministe » la structure du milieu hétérogène initial.
- définition du volume élémentaire représentatif du milieu hétérogène et des grandeurs physiques globales en fonction des grandeurs locales.
- détermination des propriétés mécaniques globales de la structure.

Ces méthodes arrivent à décrire le comportement linéaire des maçonneries, ainsi que le comportement « faiblement » non linéaire (non sans quelques difficultés). Mais, elles butent sur les phénomènes de localisation conduisant à la rupture.

C. Objectifs de l'étude

Les murs de soutènement en pierres sèches réalisés selon les procédés usuels n'ont pas une structure périodique et les éléments constitutifs ne sont pas réguliers. En effet, la stabilité d'un mur en pierres sèches (constitué de pierres brutes) repose entre autres sur le bon calage des pierres entre elles. Ce calage est en partie réalisé au moyen de petites pierres récupérées parmi les déchets de taille, les cales, dont les dimensions sont de l'ordre de quelques centimètres avec une résistance faible. Le mur est également lié dans son épaisseur au moyen de longues pierres disposées transversalement au mur, les boutisses, qui font de un à deux mètres de longueur pour une largeur de vingt à cinquante centimètres. Un mur en pierres sèches est donc plus irrégulier que le laisse supposer l'apparence donnée par le parement externe soigné. Etant donné ce qui précède et comme il a été dit dans l'introduction, nous n'avons donc pas choisi d'utiliser :

- la théorie existante de l'homogénéisation périodique qui ne s'applique qu'imparfaitement.
- la méthode des éléments distincts qui est très sensible au choix des paramètres et très coûteuse en temps de calculs.

Nous avons choisi une approche beaucoup plus pragmatique, en cohérence avec les exigences d'ingénierie. Nous avons cherché à comprendre le comportement d'ensemble de ces murs pour déterminer dans quelles limites il est possible de les dimensionner sur le principe des murs poids, avec une vérification supplémentaire concernant la stabilité interne. En outre, l'approche expérimentale permettra de donner des éléments certainement utiles pour les approches théoriques citées précédemment, qui manquent souvent de données expérimentales récentes (sur des ouvrages en taille réelle) concernant les technologies constructives traditionnelles.

II. CALCUL A LA RUPTURE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT CONSTRUIT EN PIERRES SÈCHES

Cette partie repose sur les règles de l'art de la construction en pierres sèches décrites dans le premier chapitre, qui concourent au monolithisme du mur. Dans les parties A et B, on présente les ingrédients qui permettent d'établir le calcul d'un mur en pierres sèches. Ce calcul est fait dans la partie C.

A. Cadre des murs poids déjà établi

En considérant le mur comme un solide indéformable, nous pouvons utiliser les résultats classiques de la mécanique des sols pour calculer la poussée d'un remblai sur un mur poids pouvant se déplacer par rotation sur la base (la translation de la base étant évitée). Cette approche permet de :

- calculer le torseur des forces extérieures qui s'applique au milieu de la base du mur.
- étudier la stabilité externe du mur en pierres sèches considéré comme un mur poids monolithe.

Ici, nous ne faisons qu'appliquer à la pierre sèche la théorie des murs poids déjà existante. Nous verrons par la suite les limites de cette approche en étudiant le comportement des joints propre à la pierre sèche dans la partie B.

1. Poussée des sols

Nous considérons, pour l'étude, une tranche de mur d'un mètre d'épaisseur, réalisé en maçonnerie de pierre sèche, selon les « règles de l'art » : le drainage, supposé réalisé et entretenu, permettra de ne pas tenir compte du problème des pressions interstitielles et le bon appareillage des pierres assurera le monolithisme du mur (pour un chargement admissible). En restant dans le cadre des petits déplacements, nous utilisons la théorie de Boussinesq-Caquot-Kérisel, qui détermine la poussée des terres sous les hypothèses suivantes :

- le terrain obéit au critère d'équilibre limite de Coulomb et se trouve en état d'équilibre limite généralisé derrière l'écran.
- le problème est plan et de déformation plane. (On ne traitera pas ici les murs courbes).
- l'inclinaison δ de la contrainte, due à la poussée des terres sur le parement interne, est constante sur toute sa hauteur (ce qui n'est pas valable lorsque le remblai est fortement compacté).
- le milieu soutenu est pulvérulent.

Ces hypothèses déterminent une répartition triangulaire des contraintes sur le parement interne du mur, et le coefficient de poussée K_a est donné par les « tables de butée et de poussée » de Caquot-Kérisel-Absi (1948).

La prise en compte de surcharges uniformément réparties ainsi que de la cohésion du remblai se fait généralement à partir du théorème des états correspondants.

2. Calcul du torseur des forces extérieures

Le problème consiste à définir une géométrie de mur assurant la stabilité, dans un cas donné (hauteur de sol à soutenir, qualité du sol de fondation, nature du remblai, problèmes d'emprises, sollicitations). Deux modes de construction sont possibles : une construction puis un remblaiement ou une construction par levées, successivement remblayées. Dans le premier cas, il est nécessaire d'assurer l'autostabilité du mur. Dans le deuxième cas, le mur pouvant s'appuyer sur le remblai, l'autostabilité n'est plus nécessaire : le poids du mur passe en partie dans le sol de

fondation et en partie dans le remblai, un cas limite étant celui du perré. Nous nous limiterons, dans un premier temps, au cas du mur autostable. Dans le cas contraire, il faudrait redéfinir les équations d'équilibre, les conditions aux limites de la modélisation de Boussinesq, puis résoudre numériquement ces nouvelles équations.

Détail des forces

Nous noterons P le poids propre, appliqué au centre de gravité du mur de poids volumique γ_M . Pour un mur en pierres sèches réalisé avec des pierres brutes, le pourcentage de vide est important. Lors des essais grandeur réelle réalisés au Beucet et à S^t-Germain de Calberte, le pourcentage de vide était respectivement de 24% et 32% ; les poids volumiques des pierres étant de 20,6 et 26,5kN/m³, nous avons trouvé des poids volumiques $\gamma_M=15,7\text{kN/m}^3$ et $\gamma_M=18,0\text{kN/m}^3$ (chap. IV et V). Les murs construits en pierres de taille présentent une densité supérieure, avec un pourcentage de vide de l'ordre de 15% (Burgoyne, 1834), ce qui donne un poids volumique $\gamma_M=19-22\text{kN/m}^3$ suivant la densité de la pierre.

Compte tenu de la géométrie (fig. II-1),

$$P = \frac{1}{2} \gamma_M h (h \tan \lambda_1 + h \tan \lambda_2 + 2b)$$

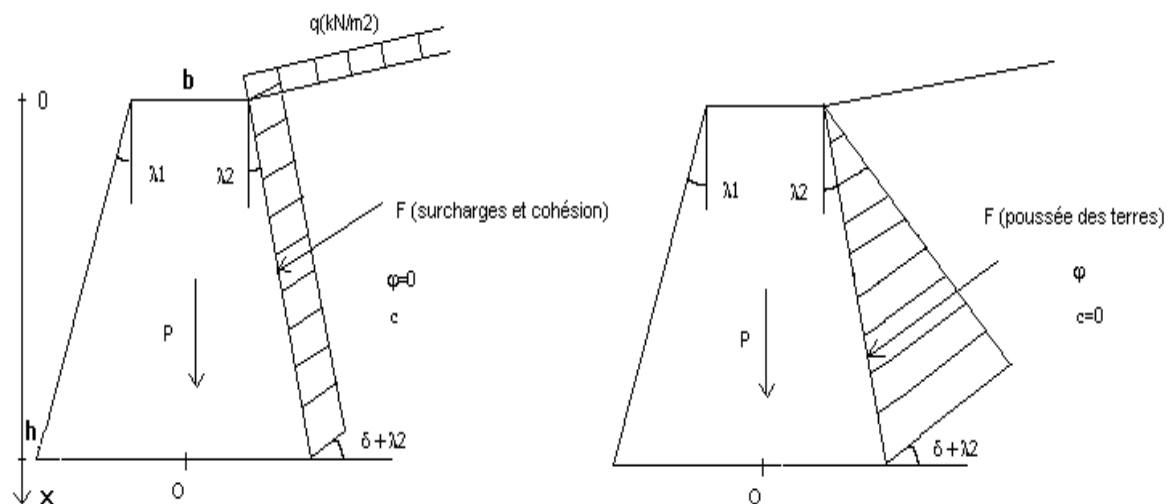


Figure II-1 : prise en compte des surcharges et de la cohésion par le théorème des états correspondants.

Nous désignons par F_p la résultante de la poussée des terres soutenues, appliquée au tiers inférieur du parement interne, d'obliquité δ . Vu la technologie constructive qui recherche une irrégularité du parement interne de façon à mobiliser le meilleur frottement d'interface entre le remblai et le parement, l'angle de frottement δ - caractérisant cette interface parfaitement rugueuse - pourrait être pris égal à φ_R , angle de frottement interne du remblai. Cette hypothèse d'interface est valable si le mur est monté, puis remblayé et si le remblai est compacté modérément. Dans les autres cas, on devra estimer l'angle δ selon le mode de construction et de compactage.

La théorie de Boussinesq-Caquot-Kérisel donne la valeur de F_p :

$$F_p = \frac{1}{2} K_a \gamma_R \frac{h^2}{\cos \lambda_2^2}$$

Enfin, F_{c+q} est la résultante des forces dues aux surcharges uniformes et à la cohésion du remblai, appliquée au milieu du parement interne, d'obliquité δ .

$$F_{c+q} = (k_q \cdot q - k_c \cdot c) \frac{h}{\cos \lambda_2}$$

k_q est donné par les tables de l'Herminier-Absi, et $k_c = \frac{(1/\cos \delta) - k_q}{\tan \varphi_R}$.

Détermination du torseur des forces extérieures en O

Soit H la résultante horizontale, V la résultante verticale et M le moment résultant.

Avec $m = \frac{b}{h}$, $f_1 = \tan \lambda_1$, $f_2 = \tan \lambda_2$,

$$H = \left(\frac{1}{2} K_a \gamma_R \frac{h^2}{\cos^2 \lambda_2} + (k_q \cdot q - k_c \cdot c) \frac{h}{\cos \lambda_2} \right) \cos(\delta + \lambda_2)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_M h^2 (2m + f_1 + f_2) + \left(\frac{1}{2} K_a \gamma_R \frac{h^2}{\cos^2 \lambda_2} + (k_q \cdot q - k_c \cdot c) \frac{h}{\cos \lambda_2} \right) \sin(\delta + \lambda_2)$$

$$M = \frac{1}{4} \gamma_M h^3 \left[\frac{1}{3} (f_2^2 - f_1^2) + m(f_2 - f_1) \right] + \frac{1}{2} K_a \gamma_R \frac{h^3}{\cos^2 \lambda_2} \left[\frac{1}{3} \cos(\delta + \lambda_2) - \frac{1}{2} (m + f_1 + \frac{1}{3} f_2) \sin(\delta + \lambda_2) \right] + \frac{1}{2} (k_q \cdot q - k_c \cdot c) \frac{h^2}{\cos \lambda_2} [\cos(\delta + \lambda_2) - (m + f_1) \sin(\delta + \lambda_2)]$$

Le torseur en O des forces extérieures appliquées sur le mur peut se ramener à une unique force R , appliquée en O^* (fig. II-2). La distance e , entre les points O et O^* , est appelée excentricité. Elle est choisie de manière à ce que le moment du torseur en O^* (des forces extérieures appliquées sur le mur) soit nul.

Par définition de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{V}$$

L'excentricité relative k est donnée par :

$$k = \frac{e}{B} = \frac{M}{VB}$$

B est la largeur de la base du mur.

L'angle de la résultante R , avec la verticale, est noté δ^* , qui a pour valeur :

$$\delta^* = \text{Arctan} \left(\frac{H}{V} \right)$$

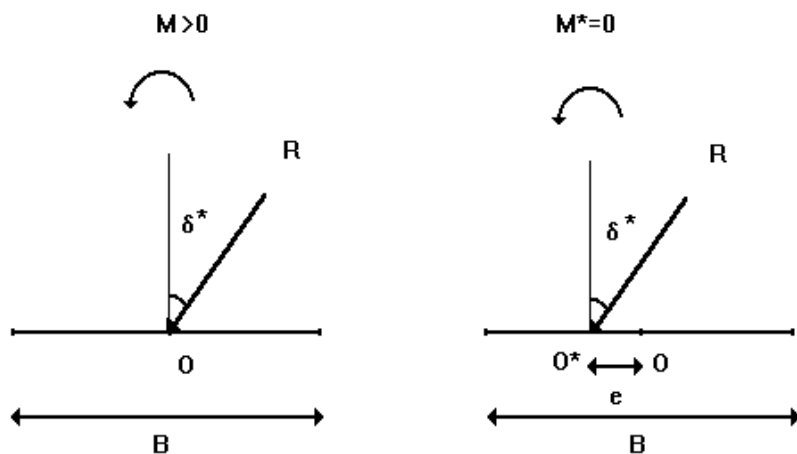


Figure II-2 : excentricité e et angle d'inclinaison δ^* de la résultante R .

3. Stabilité externe

La stabilité externe concerne le mur, vu sous l'angle d'un solide indéformable. Nous retrouvons les vérifications classiques que sont :

- le non-renversement du mur.
- le non-glissement de la fondation sur le sol support.
- le non-poinçonnement du sol support par la fondation.
- le non-glissement de l'ensemble "sol-mur", que nous n'étudierons pas (ce problème n'est pas spécifique à la pierre sèche).

Non-renversement du mur

k peut être considéré comme un coefficient de stabilité au renversement. L'hypothèse classique selon laquelle la contrainte sous la fondation est répartie linéairement et reste en compression, conduit à la règle du « tiers central », qui assure la stabilité au renversement pour $|k| \leq \frac{1}{6}$. Il s'avère que cette condition est très sévère car basée sur l'hypothèse forte de linéarité de la contrainte sur la fondation. Le cas $k \geq \frac{1}{6}$ n'implique pas forcément un soulèvement de l'arrière du mur. Cette règle a été ramenée au critère $|k| \leq \frac{1}{4}$ pour les murs de soutènement en tesson fondés sur rocher (LCPC-SETRA, 1990). Dans tous les cas, k ne peut pas dépasser la valeur limite théorique $|k| = \frac{1}{2}$, au-delà de laquelle la résultante sort de la base.

Dans le cas où la fondation est très compressible, il peut être nécessaire de limiter l'excentricité relative à un critère plus sévère que la règle du tiers central.

On peut également assurer le non-renversement du mur en utilisant le coefficient de stabilité F_r , défini par le ratio entre le moment des forces stabilisantes et le moment des forces renversantes. Le renversement est certain pour $F_r < 1$ et on retient généralement la valeur $F_r > 1,5$ pour dimensionner un mur vis-à-vis du non-renversement.

Non-glisement du mur

En négligeant la cohésion au niveau de l'interface mur-fondation, nous pouvons considérer le coefficient de stabilité au glissement k_g donné par :

$$k_g = \frac{V \tan \varphi_F}{H}$$

φ_F est l'angle de frottement à l'interface mur-fondation. Ce coefficient de stabilité au glissement s'appuie sur une loi d'interface de type Coulomb. Le glissement a lieu pour $k_g < 1$.

Non-poinçonnement de la fondation

Pour assurer le non-poinçonnement du sol de fondation (SETRA, 1993), il faut vérifier la condition :

$$q'_{ref} < q'_{adm}$$

q'_{ref} est la contrainte de référence calculée au trois quarts du diagramme de la section comprimée théorique (selon l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes sous la fondation, fig. II-3) et q'_{adm} est donné par :

$$q'_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

γ_q est un coefficient de sécurité qui vaut 3 en phase de service, 2 à l'état limite ultime.

q'_u est la contrainte de rupture du sol sous charge verticale et centrée, calculée soit à partir de la pression limite P_l de l'essai pressiométrique, soit à partir des paramètres c et φ de la résistance au cisaillement du sol de fondation.

q'_0 est la contrainte effective, située au niveau de la base de la fondation.

$i_{\delta\beta}$ est le coefficient minorateur, tenant compte de l'inclinaison δ^* de la résultante R , estimé par (Setra, 1973) :

$$i_{\delta\beta} = e^{-\delta^*}$$

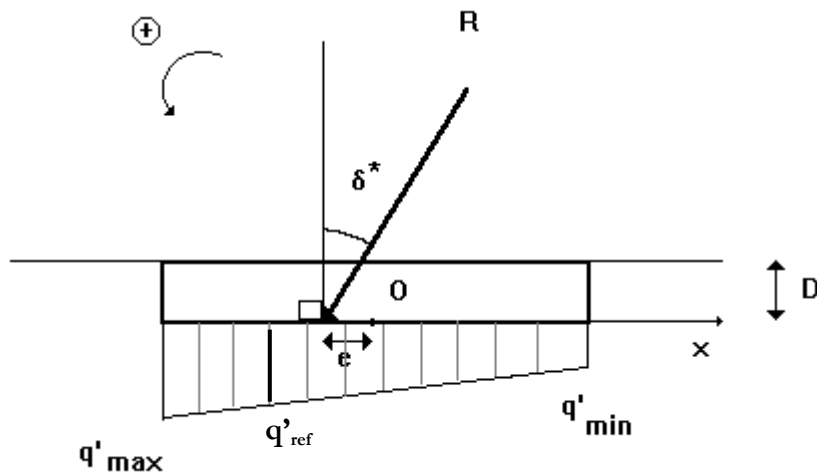


Figure II-3 : état des contraintes sous la fondation dans le cas où $k \leq \frac{1}{6}$.

$$q'_{ref} = \frac{1}{4} (3q'_{max} + q'_{min})$$

$$\text{Si } k \leq \frac{1}{6}, q'_{\max} = \frac{V}{B}(1+6|k|), q'_{\min} = \frac{V}{B}(1-6|k|), q'_{\text{ref}} = \frac{V}{B}(1+3|k|)$$

$$\text{Si } k \geq \frac{1}{6}, q'_{\max} = \frac{4V}{3B} \left(\frac{1}{1-2|k|} \right), q'_{\min} = 0, q'_{\text{ref}} = \frac{V}{B} \left(\frac{1}{1-2|k|} \right)$$

B. Modèle de comportement mécanique des joints

L'intégrité d'un mur en pierres sèches est directement liée aux pierres qui le composent. D'une part, la résistance en compression et en traction des pierres doit être suffisante par rapport à la technologie constructive (contacts plus ou moins répartis et localisés). D'autre part, la résistance d'interface entre les lits de pierres sèches doit garantir un faible déplacement des lits de pierres entre eux pour garantir l'état monolithique du mur.

1. Comportement mécanique de la matrice rocheuse

Dans le cas où le mur est construit à l'aide de pierres de taille, ce qui fut le cas dans l'histoire lorsque la main d'œuvre était qualifiée et bon marché (chap. I), il y a peu de risques de poinçonnement ou de flexion des pierres, et la résistance en compression des pierres est suffisante dans presque tous les cas : par exemple, la sollicitation maximale dans le cas d'un mur de dix mètres de hauteur, dimensionné à la règle du tiers central, est inférieure à 0,4MPa, alors que la résistance en compression moyenne des pierres couramment utilisées est supérieure à 10MPa. Nous donnons dans les tableaux suivants, à titre d'illustration, les valeurs de résistance à la compression σ_c , de résistance à la traction σ_t , de module d'Young E_r , et de coefficient de poisson ν pour divers types de matrices rocheuses :

	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	E_r (GPa)	ν
Norite	300	20	100	0,24
Granit	166	12	45	0,23
Quartzite	250	25	90	0,16
Grès	100	6	22	0,24
Dolérite	280	20	70	0,20
calcaire	102	14	48	0,25

Tableau II-1 : caractéristiques mécaniques des roches intactes (Bieniawski, 1974).

	σ_c (MPa)	σ_t (kPa)	E_r (GPa)
Norite	19	480	50
Granit	10,5	265	22,5
Quartzite	15,8	665	45
Grès	6,3	266	11
Dolérite	17,7	657	35
calcaire	6,5	578	24

Tableau II-2 : caractéristiques mécaniques des roches moyennement fracturées (Bieniawski, 1974).

	σ_c (kPa)	σ_t (kPa)	E_r (GPa)
Norite	950	23	20
Granit	525	12,7	9
Quartzite	790	31	18
Grès	315	12,5	4
Dolérite	885	31	14
calcaire	320	25	10

Tableau II-3 : caractéristiques mécaniques des roches fortement fracturées (Bieniawski, 1974).

Pour les murs réalisés avec des pierres brutes (dont il est question dans ce travail), les contacts entre les pierres sont limités à quelques zones de faible surface, ce qui induit une concentration des contraintes sur ces zones et, potentiellement, des ruptures par flexion.

2. Comportement mécanique des joints (interfaces entre les pierres)

Les propriétés mécaniques d'un joint peuvent être mises en évidence en étudiant son comportement sous l'effet d'une contrainte normale et sous sollicitation tangentielle. Le comportement mécanique des joints, c'est-à-dire les relations entre les efforts appliqués et les déplacements relatifs observés au niveau des joints, dépend de nombreux paramètres tels la rugosité, le degré d'altération et les propriétés des matériaux de remplissage. De nombreux travaux expérimentaux dans le cadre de la mécanique des roches, principalement ceux de Byerlee (1967), Jaeger et Cook(1971), Barton et Choubey (1977), Bandis *et al.* (1983) et Cook (1992) ont mis en évidence le comportement type d'un joint dans la direction normale et tangentielle. Dans le cas des murs en pierres sèches, nous ne pouvons pas utiliser directement ces résultats, car nous sommes dans le cas particulier des faibles contraintes (comparé aux contraintes de la mécanique des roches). Il est néanmoins utile de relater les principales caractéristiques du comportement des joints en compression et en cisaillement.

a) Comportement en compression

Sous une compression normale σ_n , le joint se referme d'une quantité u_n appelée déplacement relatif normal. Le comportement d'un joint sous compression, représenté sur la figure II-4, est non linéaire. Une loi hyperbolique entre la contrainte normale σ_n et la fermeture normale u_n est généralement utilisée pour modéliser ce comportement. Elle est décrite sous la forme :

$$\sigma_n = \frac{u_n k_{n0} V_m}{V_m - u_n}$$

V_m désigne la fermeture maximale du joint, grandeur mesurée expérimentalement :

$$\lim_{\sigma_n \rightarrow \infty} (u_n) = V_m$$

k_{n0} désigne la pente à l'origine de la courbe, obtenue également empiriquement :

$$k_{n0} = \frac{d\sigma_n}{du_n} (u_n = 0)$$

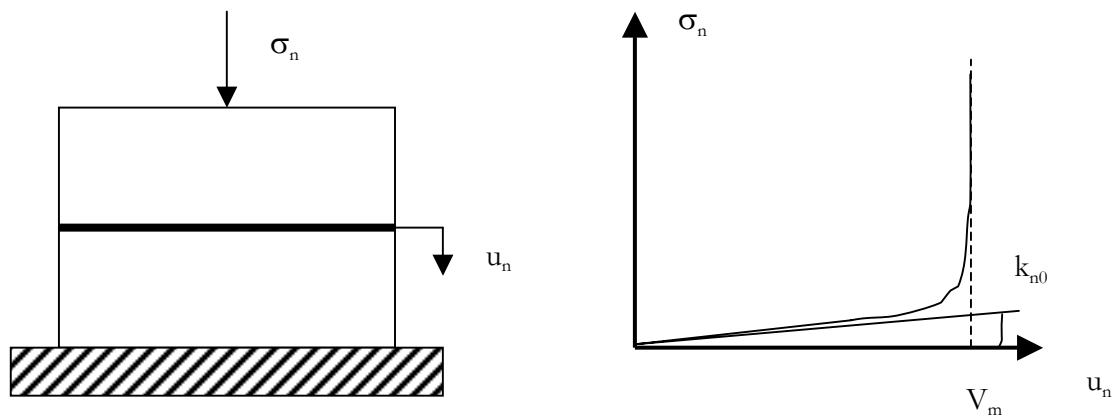


Figure II-4 : essai de compression et courbe $\sigma_n=f(u_n)$.

b) Comportement au cisaillement de l'interface

L'échantillon est à présent soumis à un effort de cisaillement qui s'applique au niveau du joint (interface). La contrainte de cisaillement τ croît rapidement avec le déplacement tangentiel relatif u_t , jusqu'à une valeur de pic τ_p , et décroît pour atteindre une valeur dite contrainte résiduelle τ_r , où elle se stabilise. Cette valeur de pic correspond au point de résistance maximum des aspérités composant le joint. Celles-ci sont ensuite progressivement écrasées conduisant alors à la valeur résiduelle de la contrainte tangentielle. Cette courbe est représentée sur la figure II-5. Sous une contrainte de cisaillement, un déplacement relatif normal u_n apparaît du fait du glissement des indentations entre elles avec le déplacement tangentiel. Ces deux types de déplacements sont liés par la dilatance, caractérisée par l'angle d de dilatance :

$$d = \text{Arctan}\left(\frac{du_n}{du_t}\right)$$

la dilatance maximale d_n est atteinte au pic de résistance.

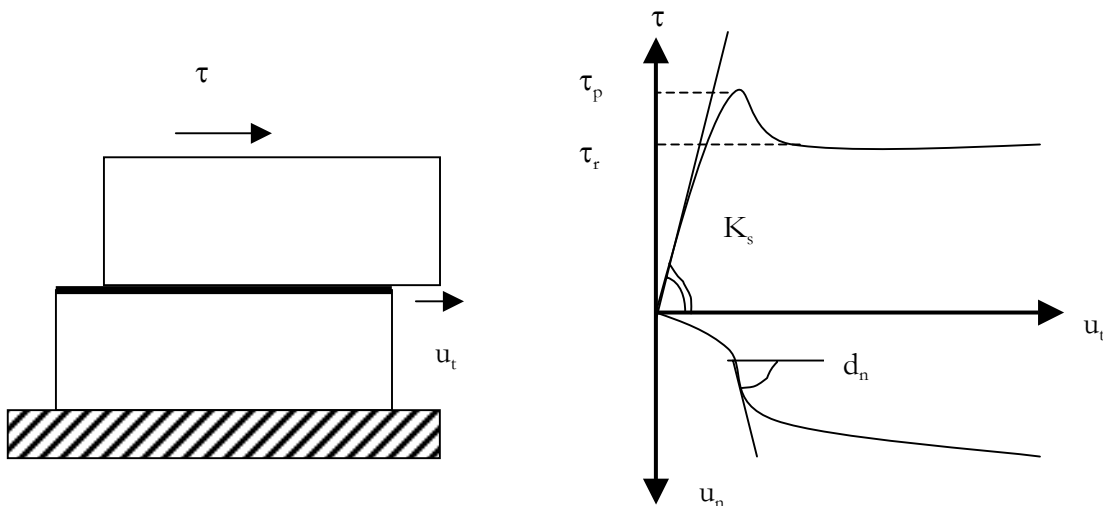


Figure II-5 : essai de cisaillement et courbe $\tau=f(u_t)$ et $u_n=f(u_t)$.

Goodman (1980) a défini la rigidité de cisaillement K_s comme étant la pente de la droite $\tau=f(u_i)$ à l'origine. Les nombreuses expériences de Bandis *et al.* (1983) donnent les informations sur la valeur de K_s , en fonction de la nature du joint et de sa longueur (fig. II-6 et 7).

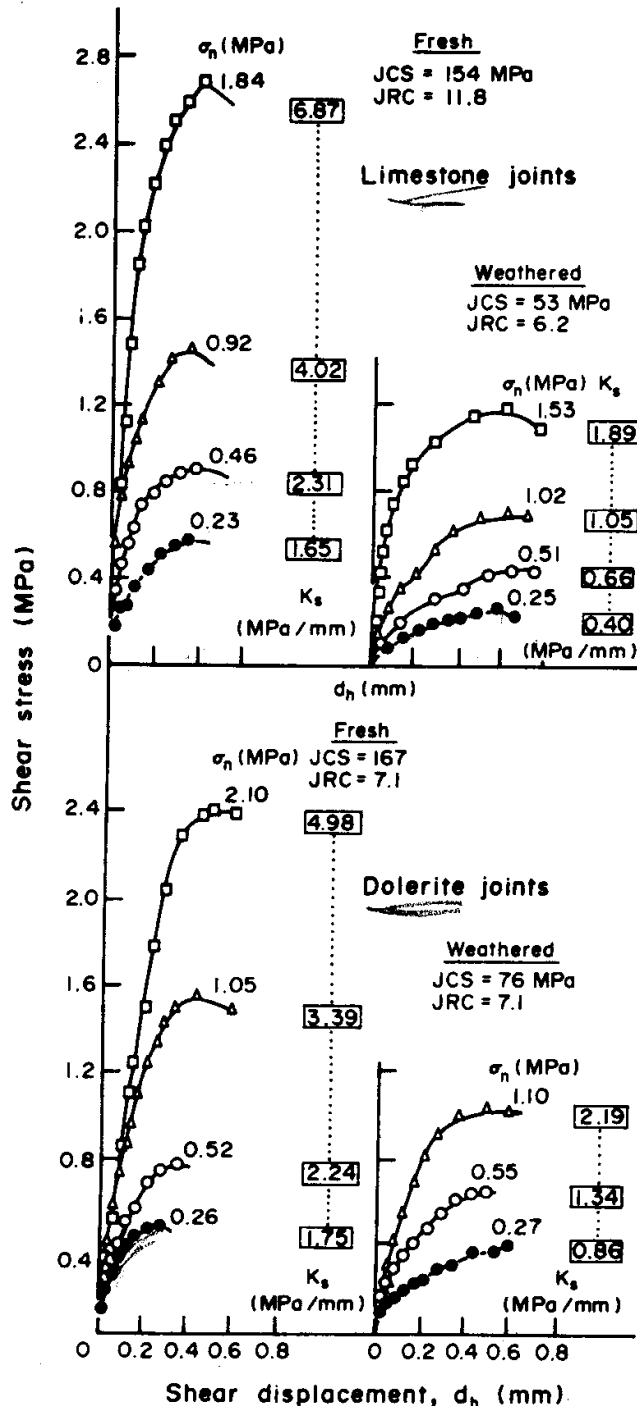


Figure II-6: courbes $\tau=f(u_i)$ en fonction de la nature des joints et du niveau de contrainte normale σ_n et valeurs de la rigidité de cisaillement K_s correspondantes (Bandis, 1983).

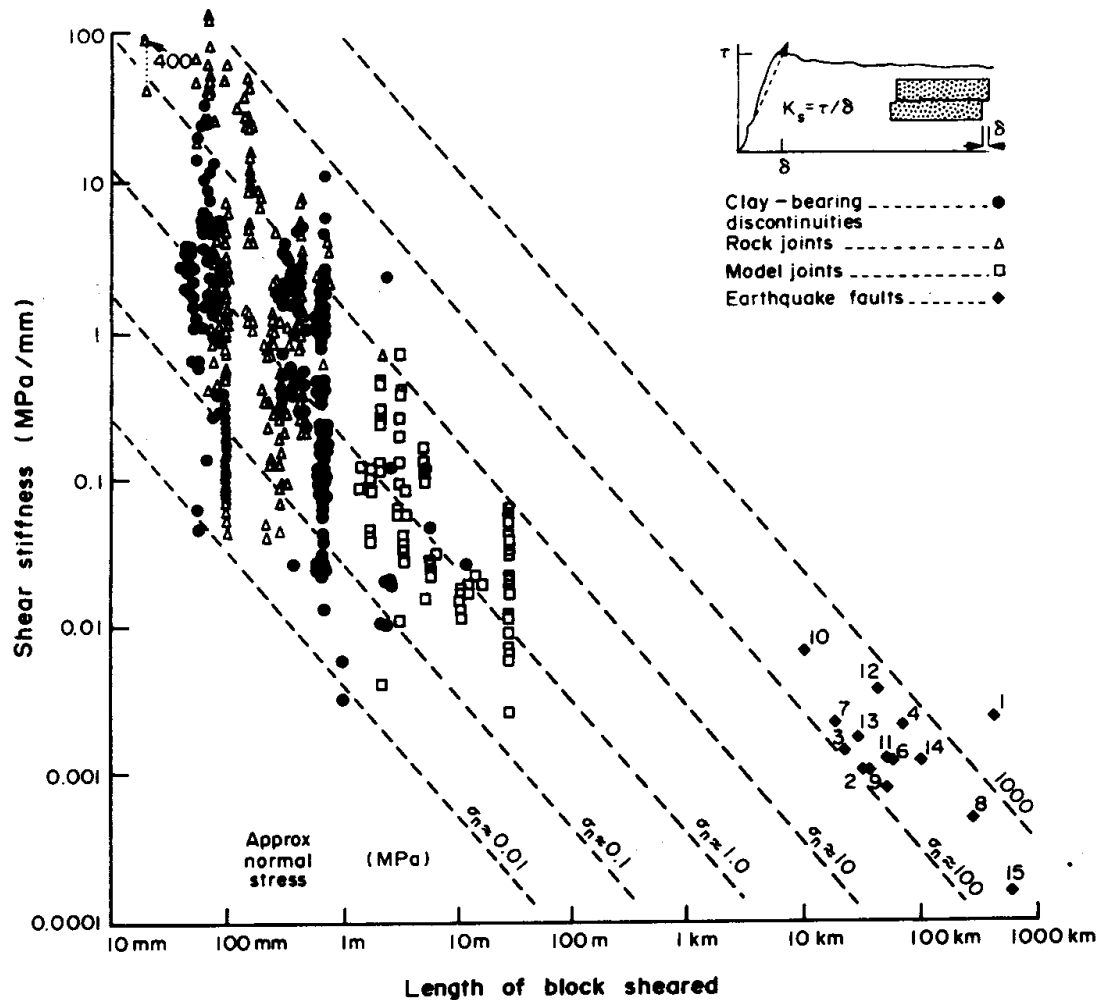


Figure II-7 : valeurs de K_s en fonction de la nature des joints, de la longueur de cisaillement et du niveau de contrainte normale σ_n (Bandis, 1983).

Dans le cas d'un mur en pierres sèches, si l'on considère un plan éventuel de rupture interne par cisaillement, on se trouve dans le cas où la longueur de cisaillement vaut environ un mètre. Pour une contrainte normale moyenne de 50 à 200 kPa, cela donne une valeur de K_s d'environ 0,01 à 0,1 MPa/mm et un déplacement de deux à cinq millimètres pour mobiliser le frottement. Ceci sera à corrélérer avec les essais d'échelle 1 (chap. IV et V).

c) Critères de rupture

Devant la complexité des phénomènes se produisant aux interfaces entre les éléments (usure, interactions physico-chimiques, production de troisième corps, etc.), on se cantonne le plus souvent à une loi de frottement de Coulomb. Ce choix résulte d'un point de vue purement phénoménologique, ignorant la tribologie des interfaces entre les géomatériaux, mais il est généralement suffisant. Ce critère dépend de trois paramètres et du niveau de contrainte appliqué

au matériau. Pour des valeurs de contraintes normales faibles, la cohésion est nulle. Il en résulte la présence d'une forte dilatance d et d'un angle de frottement φ élevé : $\tau = \sigma_n \tan(\varphi + d)$

Pour des valeurs de contraintes normales élevées, la dilatance est alors négligeable. Le critère prend alors la forme d'un critère de Coulomb de cohésion c et d'angle de frottement φ : $\tau = \sigma_n \tan(\varphi) + c$

C. Stabilité interne, propre aux murs en pierres sèches

Une fois la stabilité d'ensemble assurée, nous étudions la stabilité interne du mur afin de donner les limites du comportement monolithique d'un mur en pierres sèches et de prévoir le mode probable de rupture (cinématique de rupture).

Cette étude est faite à partir de coefficients de stabilité qui décrivent les risques de glissement et de renversement au sein du mur.

Les surcharges et la cohésion sont généralement considérées uniformes, ce qui induit une répartition des contraintes sur le parement arrière du mur uniforme. Nous pouvons donc raisonner avec une surcharge uniforme nulle pour simplifier les calculs.

1. Raisonnement préliminaire

Dans un premier temps, pour envisager les ruptures internes possibles, nous pouvons raisonner sur un mur en pierres sèches réalisé avec un agencement régulier de pierres régulières disposées en quinconce (fig. II-8). Nous envisageons les modes principaux de rupture interne, à savoir le renversement et le glissement de la partie du mur située au-dessus du plan incliné de l'angle ψ (par rapport à l'horizontale) et passant par l'arête avant (fig. II-8). La valeur de ψ est comprise entre zéro et la valeur limite ψ_b , autorisée par l'élancement des blocs.

$$\psi_b = \arctan\left(\frac{l}{2L}\right)$$

l et L sont respectivement l'épaisseur et la longueur des blocs disposés en quinconce.

Dans le cas d'un mur en pierres sèches, le problème est bien plus compliqué puisque les blocs et l'assemblage sont très irréguliers. Un mur en pierres sèches bien construit est parsemé de boutisses qui traversent tout le mur ou du moins une grande partie de l'épaisseur du mur. L'angle du plan de rupture interne sera donc limité par les boutisses. D'autre part, la particularité essentielle des murs en pierres sèches est l'utilisation de pierres brutes qui doivent être calées par des petites pierres (cales) : la fragilité des cales et l'existence de flexion au niveau des pierres brutes (qui ne peuvent pas être idéalement calées) est à l'origine d'un réarrangement des blocs sous chargement. Ce réarrangement peut se manifester par une translation et/ou une rotation locale des pierres, qui occasionne le phénomène de glissement interne, incliné d'un angle ω vers l'aval du mur (défavorable à la résistance au glissement). La figure II-9 illustre ce phénomène de rupture interne (bien que les pierres soient représentées « parallélépipédiques », elles doivent être considérées « brutes »). Cette situation est intermédiaire entre la maçonnerie appareillée où les plans de glissement sont imposés par l'agencement, et celle d'un milieu granulaire usuel (à grains

sphénoïdaux) où le plan de glissement est beaucoup moins contraint par la géométrie. Ceci nous incitera par la suite à vérifier la stabilité interne au glissement, en tenant compte d'un plan de glissement incliné de ω par rapport à l'horizontale, où ω sera une donnée a priori fonction :

- de la dimension et de l'état de surface des pierres utilisées
- de la technologie constructive (inclinaison initiale α des lits de pierres, disposition et nombre de boutisses, qualité du calage, etc.)
- du niveau de contrainte, directement lié à la hauteur du mur : pour les murs de grande hauteur, vu la localisation des contacts entre les pierres, on pourra s'attendre à de nombreuses ruptures de pierres (cales, pierres pour lesquelles il existe de la flexion).

ω sera à déterminer de manière empirique pour pouvoir appliquer la méthode de vérification de la stabilité interne d'un mur en pierres sèches. Néanmoins, nous pouvons par un petit raisonnement montrer que la valeur de ω est contrainte par la disposition de l'assemblage : dans le cas où le non-renversement du mur est assuré, la rotation des pierres ne peut se faire que s'il existe un déplacement en réarrangement des pierres ; nous pouvons envisager le cas extrême où tout l'avant du premier lit de pierres est écrasé en compression, ce qui conduit l'affaissement des pierres du lit supérieur et une rotation locale limite $\Theta_1 = \arctan(1/L)$. Pour un élancement moyen (tenant compte des boutisses) de $1/L=1/5$, on trouve Θ_1 proche de 0,2. En pratique nous vérifierons qu'il n'y pas d'écrasement total des pierres, mais seulement un réarrangement dû aux vides des joints et à l'écrasement des cales et de la rugosité.

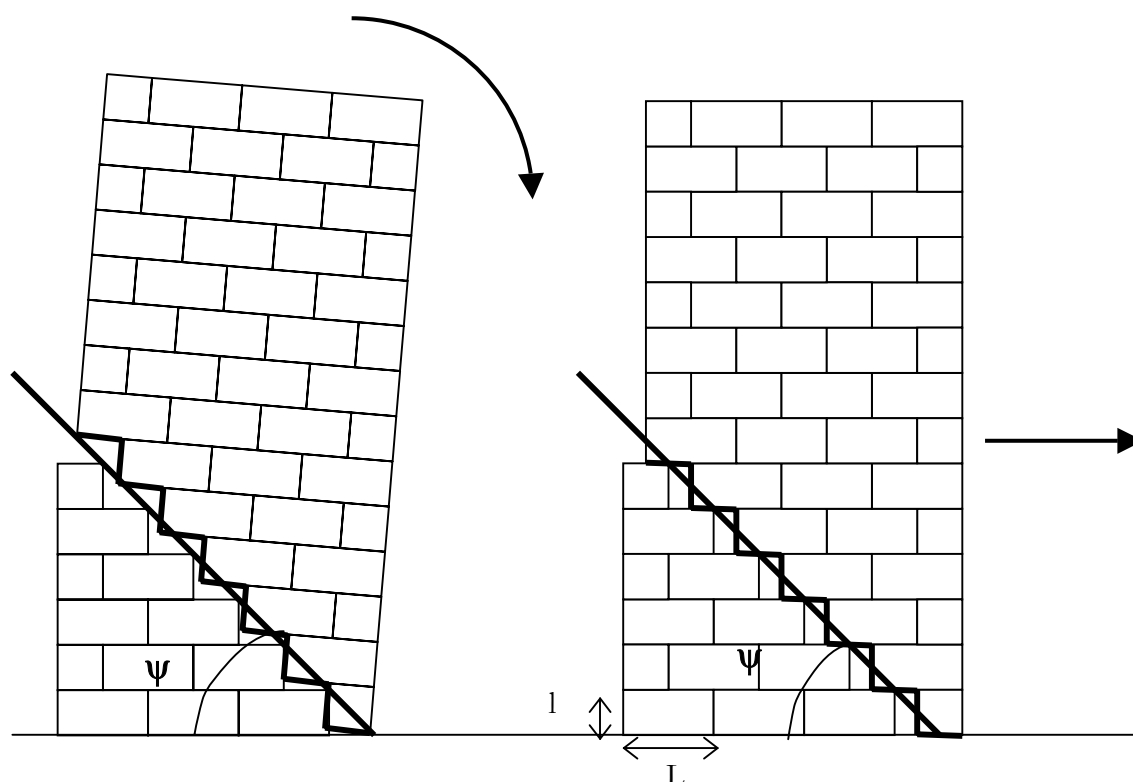


Figure II-8: ruptures internes (respectivement renversement et glissement) classiquement utilisées lors de l'homogénéisation des maçonneries constituées d'un assemblage régulier de blocs réguliers disposés en quinconce. L'angle ψ du plan de rupture est limité par la géométrie et par l'agencement des blocs.

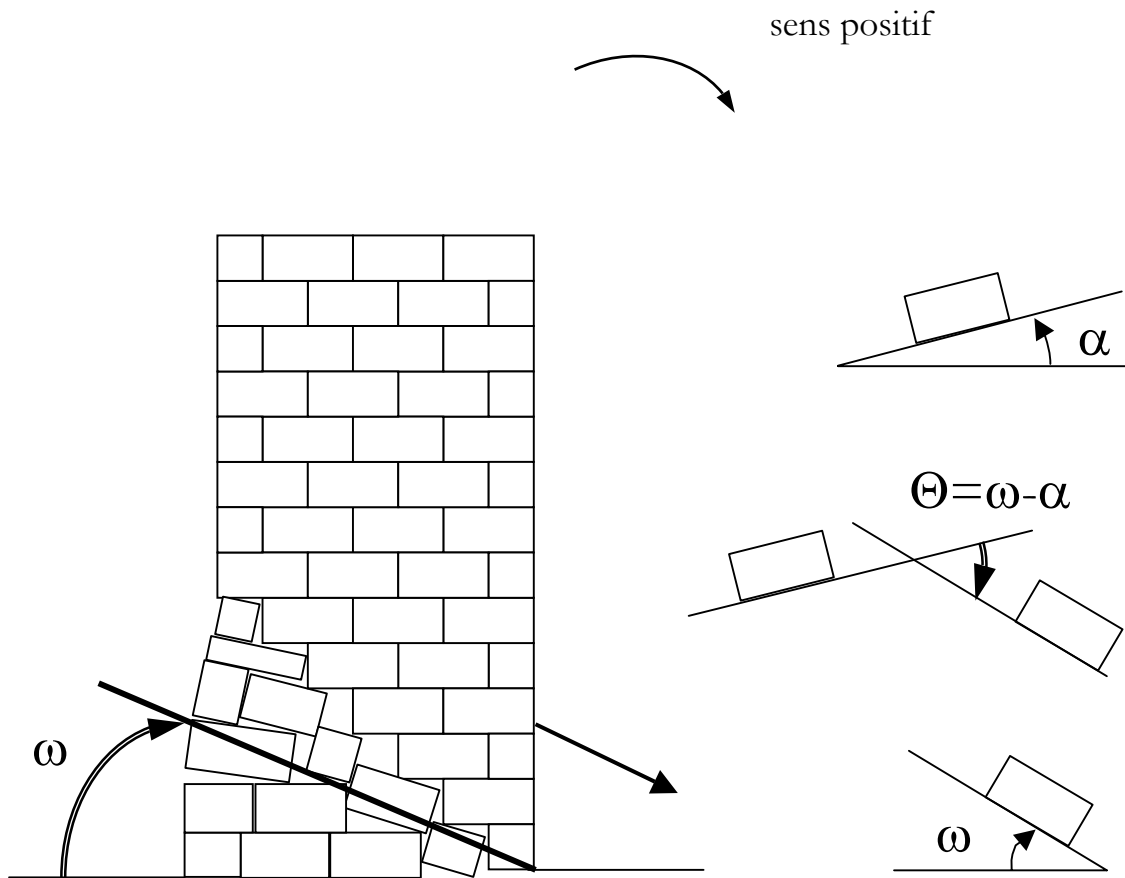


Figure II-9 : A gauche, cinématique de rupture retenue pour la vérification de la stabilité vis à vis du glissement interne d'un mur en pierres sèches construit de manière traditionnelle (la figure n'est pas très représentative : cales non visibles, utilisation de blocs parallélépipédiques, etc.). Les assises sont initialement horizontales ($\alpha=0$).

A droite de haut en bas, inclinaison initiale α des lits de pierres sèches (vers l'amont, $\alpha \leq 0$), rotation locale Θ des pierres au niveau de la surface de glissement interne et glissement interne incliné de ω , résultant de la rotation locale des pierres.

2. Calcul à la rupture

Nous calculons le torseur des forces extérieures qui s'appliquent sur la partie du mur entrant en rupture ($ACEF$ sur la figure II-10). La rupture est définie par le plan de renversement interne d'inclinaison ψ par rapport à l'horizontale ou par le plan de glissement interne d'inclinaison ω par rapport à l'horizontale (cf. partie qui précède). Par la suite, nous ne ferons plus de distinction, du point de vue de la notation, entre les angles ψ et ω . L'inventaire des forces est donné dans les tableaux II-4 et 5.

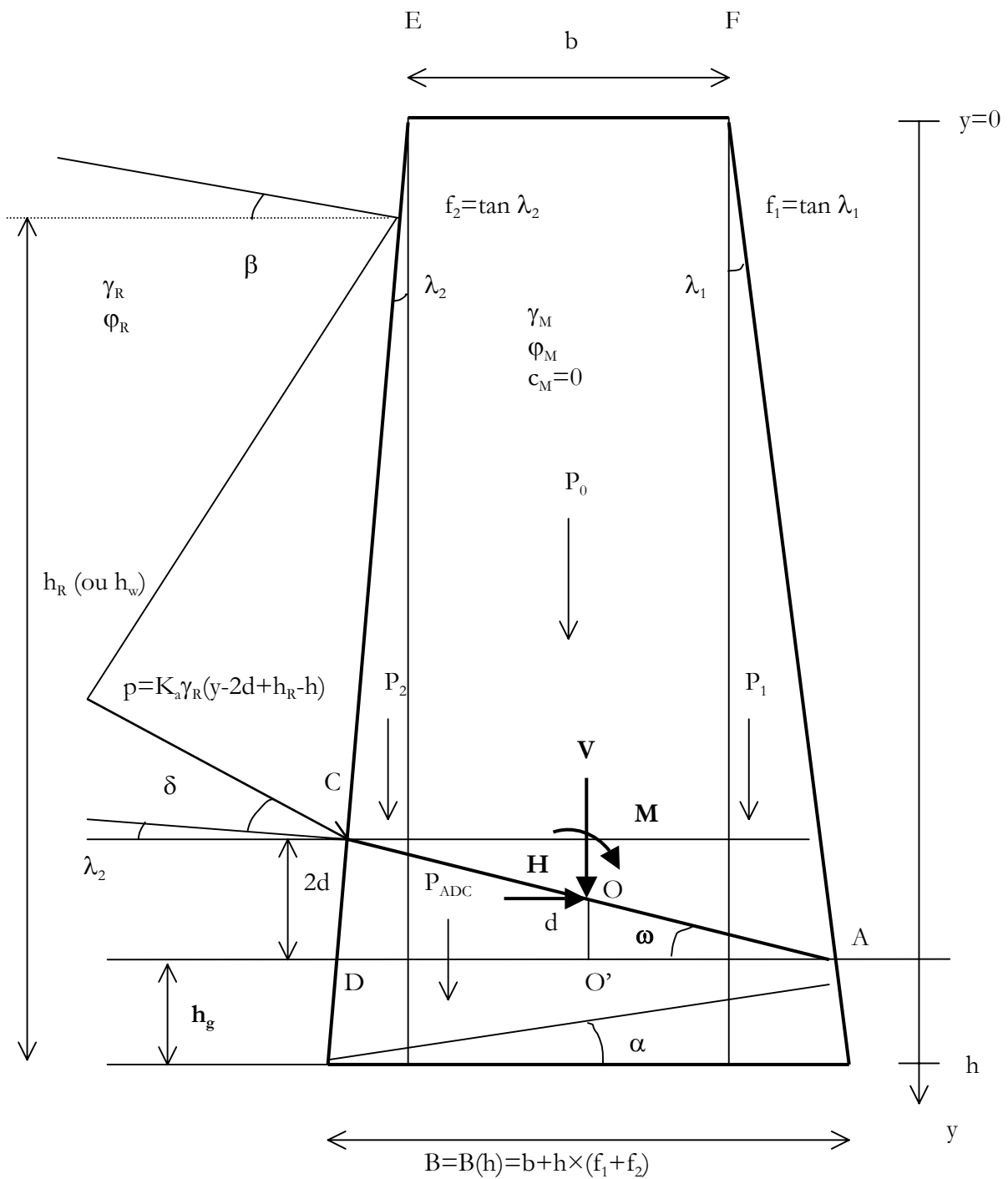


Figure II-10 : données du calcul à la rupture d'un mur de soutènement en pierres sèches, le point A se trouve à la « cote » y .

nom	valeur de la force	distance horizontale par rapport à \mathcal{A}	distance verticale par rapport à \mathcal{A}
V_1	$\frac{1}{2}\gamma_M f_1 \times y^2$	$-2/3yf_1$	
V_0	$\gamma_M by$	$-yf_1-b/2$	
V_2	$\frac{1}{2}\gamma_M f_2 \times y^2$	$-yf_1-b-yf_2/3$	
V_{ADC}	$\frac{1}{2}\gamma_M B(y) \times 2d$	$-2[B(y)-2df_2]/3$	
V_{sol}	$\frac{1}{2}K_a \gamma_R \left(\frac{y-2d+h_R-h}{\cos(\lambda_2)} \right)^2 \sin(\delta+\lambda_2)$	$-yf_1-b-2(y-2d+h_R-h)f_2/3$	
H	$\frac{1}{2}K_a \gamma_R \left(\frac{y-2d+h_R-h}{\cos(\lambda_2)} \right)^2 \cos(\delta+\lambda_2)$		$2d+(y-2d+h_R-h)/3$

Tableau II-4: éléments nécessaires pour le calcul du torseur en \mathcal{A} des forces extérieures qui s'appliquent à la partie $ACEF$ du mur entrant en rupture (le plan de rupture étant incliné de ω par rapport à l'horizontale).

nom	valeur de la force	distance horizontale par rapport à O	distance verticale par rapport à O
V_1	$\frac{1}{2}\gamma_M f_1 \times y^2$	$B(y)/2-2/3yf_1$	
V_0	$\gamma_M by$	$B(y)/2-yf_1-b/2$	
V_2	$\frac{1}{2}\gamma_M f_2 \times y^2$	$B(y)/2-yf_1-b-yf_2/3$	
V_{ADC}	$\frac{1}{2}\gamma_M B(y) \times 2d$	$B(y)/2-2[B(y)-2df_2]/3$	
V_{sol}	$\frac{1}{2}K_a \gamma_R \left(\frac{y-2d+h_R-h}{\cos(\lambda_2)} \right)^2 \sin(\delta+\lambda_2)$	$B(y)/2-yf_1-b-2(y-2d+h_R-h)f_2/3$	
H	$\frac{1}{2}K_a \gamma_R \left(\frac{y-2d+h_R-h}{\cos(\lambda_2)} \right)^2 \cos(\delta+\lambda_2)$		$d+(y-2d+h_R-h)/3$

Tableau II-5: éléments nécessaires pour le calcul du torseur en O des forces extérieures qui s'appliquent à la partie $ACEF$ du mur entrant en rupture (le plan de rupture étant incliné de ω par rapport à l'horizontale).

Le torseur en O des forces extérieures appliquées à la partie du mur entrant en rupture ($ACEF$ sur la figure II-10) est le suivant :

$$H(y,\omega) = \frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y,\omega) + h_R - h]^2 \cos(\delta + \lambda_2)}{2[\cos(\lambda_2)]^2}$$

$$V(y,\omega) = \frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y,\omega) + h_R - h]^2 \sin(\delta + \lambda_2)}{2[\cos(\lambda_2)]^2} + \gamma_M \left[by + (f_1 + f_2) \frac{y^2}{2} - B(y)d(y,\omega) \right]$$

$$M(y,\omega) = \gamma_M \left[by \left(\frac{B(y)}{2} - f_1 y - \frac{b}{2} \right) + \frac{f_2 y^2}{2} \left(\frac{B(y)}{2} - f_1 y - b - \frac{f_2 y}{3} \right) + \frac{f_1 y^2}{2} \left(\frac{B(y)}{2} - \frac{2f_1 y}{3} \right) - B(y)d(y,\omega) \left(\frac{4f_2 d(y,\omega)}{3} - \frac{B(y)}{6} \right) \right]$$

$$+ \frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y,\omega) + h_R - h]^2 \sin(\delta + \lambda_2)}{2[\cos(\lambda_2)]^2} \left(\frac{B(y)}{2} - f_1 y - b - \frac{2f_2}{3} (y - 2d(y,\omega) + h_R - h) \right)$$

$$+ \frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y,\omega) + h_R - h]^2 \cos(\delta + \lambda_2)}{6[\cos(\lambda_2)]^2} (y + d(y,\omega) + h_R - h)$$

Avec,

$$B(y) = b + (f_1 + f_2)y$$

$$d(y,\omega) = \frac{B(y) \tan \omega}{2(1 + f_2 \tan \omega)}$$

Après simplifications,

$$M(y,\omega) = \frac{1}{6} \gamma_M \left[\frac{y^2}{2} (f_2 - f_1) [3b + y(f_2 + f_1)] + B(y)d(y,\omega) [8f_2 d(y,\omega) - B(y)] \right]$$

$$+ \frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y,\omega) + h_R - h]^2}{12[\cos(\lambda_2)]^2} \{ 4f_2 (2d(y,\omega) + h - h_R) - 3b - y(3f_1 + f_2) \} \sin(\delta + \lambda_2)$$

$$+ \frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y,\omega) + h_R - h]^2}{6[\cos(\lambda_2)]^2} [y + d(y,\omega) + h_R - h] \cos(\delta + \lambda_2)$$

a) Cas du renversement interne

Pour l'étude du renversement interne, nous utilisons le coefficient de stabilité classique F_r , ratio entre le moment renversant et le moment stabilisant, calculés au niveau de l'arête avant (point A sur la figure II-10).

$$F_r(y, \omega) = \frac{M_{\text{stabilisant}}(y, \omega)}{M_{\text{renversant}}(y, \omega)}$$

$F_r(y, \omega)$ décrit le risque de renversement interne. Il faudra déterminer la limite à ne pas dépasser pour garantir le comportement en petits déplacements du mur (quasi-monolithisme) et vérifier si les ruptures par renversement ont lieu à une valeur de F_r proche de 1.

Le comportement d'interface entre les pierres est régi par une loi de frottement pur. La cohésion d'interface est donc nulle sur la ligne AC délimitant la rupture de la partie $ACEF$ du mur (pas de travail résistant sur AC). F_r s'exprime donc par :

$$F_r(y, \omega) = \frac{\gamma_M \left[by(-f_1y - \frac{b}{2}) + \frac{f_2y^2}{2}(-f_1y - b - \frac{f_2y}{3}) + \frac{f_1y^2}{2}(-\frac{2f_1y}{3}) - B(y)d(y, \omega) \left(\frac{4f_2d(y, \omega)}{3} - \frac{B(y)}{6} \right) \right]}{\frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y, \omega) + h_R - h]^2 \cos(\delta + \lambda_2)}{6[\cos(\lambda_2)]^2} (y + 4d(y, \omega) + h_R - h)} + \frac{\frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y, \omega) + h_R - h]^2 \sin(\delta + \lambda_2)}{2[\cos(\lambda_2)]^2} (-f_1y - b - \frac{2f_2}{3}(y - 2d(y, \omega) + h_R - h))}{\frac{K_a \gamma_R [y - 2d(y, \omega) + h_R - h]^2 \cos(\delta + \lambda_2)}{6[\cos(\lambda_2)]^2} (y + 4d(y, \omega) + h_R - h)}$$

Après simplifications,

$$F_r(y, \omega) = \frac{\gamma_M [\cos(\lambda_2)]^2 \left[\frac{y^2}{2}(f_2 - f_1)[3b + y(f_2 + f_1)] + B(y)d(y, \omega)[4f_2d(y, \omega) - B(y)] \right]}{K_a \gamma_R [y - 2d(y, \omega) + h_R - h]^2 \cos(\delta + \lambda_2) (y + 4d(y, \omega) + h_R - h)} + \frac{\tan(\delta + \lambda_2) [4f_2(2d(y, \omega) + h - h_R) - 3b - y(3f_1 + f_2)]}{2(y + 4d(y, \omega) + h_R - h)}$$

b) Cas du glissement interne

Dans un premier temps, nous pouvons raisonner dans le cas d'un assemblage régulier de blocs réguliers (fig. II-8). Le coefficient de sécurité au non-glissement interne $F_g(y, \omega)$ est l'homologue de k_g (cf. II-A-3):

$$F_g(y, \omega) = \frac{V(y, \omega) \cdot \tan(\varphi_M - \alpha)}{H(y, \omega)}$$

φ_M est l'angle de frottement d'interface entre les pierres de la maçonnerie.

α est l'inclinaison initiale (vers l'amont) des lits de pierres sèches par rapport à l'horizontale.

La cohésion interne est négligée vu les essais en laboratoire de cisaillement d'interface pierre/pierre et lit de pierres/lit de pierres (chap. III).

Le calcul montre que F_g est minimum pour $y=h$ et $\omega=0$, et la vérification de la stabilité au glissement interne se ramène à la vérification de la stabilité au glissement sur le premier lit de pierres.

Dans le cas des murs en pierres sèches réalisés en pierres brutes, l'irrégularité des blocs est à l'origine d'un réarrangement par translation et rotation. Ceci nous fait envisager des ruptures possibles par glissement sur un plan d'inclinaison moyenne ω par rapport à l'horizontale (fig. II-9). Le coefficient de sécurité au non-glissement interne $F_g(y, \omega)$ devient donc :

$$F_g(y, \omega) = \frac{V(y, \omega) \cdot \tan(\varphi_M - \omega)}{H(y, \omega)}$$

Après simplifications :

$$F_g(y, \omega) = 2\gamma_M [\cos(\lambda_2)]^2 \frac{\left[by + (f_1 + f_2) \frac{y^2}{2} - B(y)d(y, \omega) \right] \tan(\varphi_M - \omega)}{K_a \gamma_R [y - 2d(y, \omega) + h_R - h]^2 \cos(\delta + \lambda_2)} + \tan(\delta + \lambda_2) \tan(\varphi_M - \omega)$$

Nous avons vu précédemment (cf. II-C-1) que ω est à priori une donnée liée à la nature des pierres employées, à la technologie constructive et au niveau de chargement. Pour un mur réalisé en appareillage régulier de pierres de taille, ω est proche de zéro. Pour un mur en pierres sèches traditionnel, ω sera un paramètre à évaluer empiriquement (ce qui sera fait lors des essais de chargement de murs en pierres sèches d'échelle 1, dans le quatrième et cinquième chapitre).

Il faudra également définir la limite pour garantir le comportement en petits déplacements du mur. Ceci suppose de pouvoir déterminer expérimentalement les caractéristiques du comportement au cisaillement de l'interface entre les lits de pierres sèches, ce qui sera fait dans le troisième, quatrième et cinquième chapitre.

c) Non-poinçonnement

L'état de surface de la pierre (micro-rugosité) est plus ou moins fragile. Historiquement, les pierres étaient souvent issues d'épierrages, ce qui permettait une sélection naturelle des pierres : exposées aux intempéries durant des années, les pierres gélives ou fragiles cassaient, alors que les pierres saines se durcissaient en surface par usure et cristallisation. Aujourd'hui, la construction en pierres sèches fait plutôt appel aux pierres de carrière, utilisées plus ou moins brutes et présentant un état de surface assez fragile.

Les ondulations de surface (macro-rugosité) sont importantes pour les pierres brutes. La macro-rugosité est faible à modérée pour les pierres de taille. Pour anecdote, les murs de soutènement les plus soignés à Macchu Picchu (*cf.* I-A-1) présentent un état de surface tel qu'on ne peut pas glisser une lame de rasoir entre les joints des pierres.

Pour les murs réalisés avec des pierres brutes, dont il est question dans ce mémoire, il faut s'assurer que les pierres ne soient pas poinçonnées et qu'il n'y ait pas de rupture en flexion : en effet, les contacts entre les pierres sont limités à quelques zones de faible surface, ce qui induit une concentration des contraintes sur ces zones et des risques de flexion. Lorsque le mur est soigneusement monté, ces risques sont amoindris mais ils demeurent néanmoins. Au delà d'un chargement admissible, les grands déplacements internes vont modifier les contacts et amplifier les risques de flexion et de poinçonnement.

Il faut donc s'assurer que :

$$q'_{ref} < q'_{adm}$$

q'_{adm} sera à déterminer en fonction de la nature des pierres et de la taille des blocs utilisés, et on pourra calculer q'_{ref} de la même façon que pour la vérification de la fondation du mur.

III. ESSAIS DE LABORATOIRE

Dans cette partie, nous présentons divers essais de laboratoire qui permettent de mieux caractériser les éléments du mur (pierres), les interactions entre les éléments du mur (interface entre les pierres et interface entre les lits de pierres), et la phénoménologie d'un mur de soutènement en pierres sèches.

A. Essais de compression

1. Compression d'échantillons cylindriques (de découpe)

L'intégrité d'un mur en pierres sèches est directement liée aux pierres qui le composent. D'une part, la résistance en compression et traction des pierres doit être suffisante par rapport à la technologie constructive (contacts plus ou moins répartis et localisés). D'autre part, la résistance au cisaillement des lits de pierres sèches doit garantir un faible déplacement des lits de pierres entre eux, pour garantir l'état monolithe du mur.

a) Dispositif de l'essai

Le dispositif utilisé dans notre cas (fig. III-1) est constitué d'une presse hydraulique pilotée en déplacement, d'un capteur de force de capacité 250kN et de trois capteurs de déplacement dont deux sont des capteurs LVDT. Une centrale d'acquisition est utilisée avec le logiciel ESAM. On place deux anneaux circulaires, espacés de sept centimètres, au milieu de l'échantillon cylindrique à comprimer (fig. III-2). Ceci permet de limiter les perturbations dues au freinage (en supposant les déformations homogènes au centre). Deux capteurs LVDT mesurent les déplacements entre les deux anneaux en fonction de l'effort normal. L'effort normal est appliqué par l'intermédiaire d'une rotule.

b) Echantillons cylindriques

On applique trois cycles de chargement sur chaque échantillon, les deux premiers chargements étant limités à 40% de la contrainte de rupture, le troisième allant jusqu'à la rupture. Les résultats sont résumés dans le tableau III-1 :

type de pierre	σ_c expérimental (MPa)	module d'Young E (Mpa)	σ_c (MPa) d'après Michel (1998)	nombre d'essais
molasse d'épierrage	19±3	14300 MPa	20	3
calcaire de S ^t -Gens	23±2	18000 MPa	28	3

Tableau III-1 : résultats expérimentaux sur la compression d'échantillons cylindriques de pierres.



Figure III-1 : dispositif expérimental de compression du LGM-ENTPE.

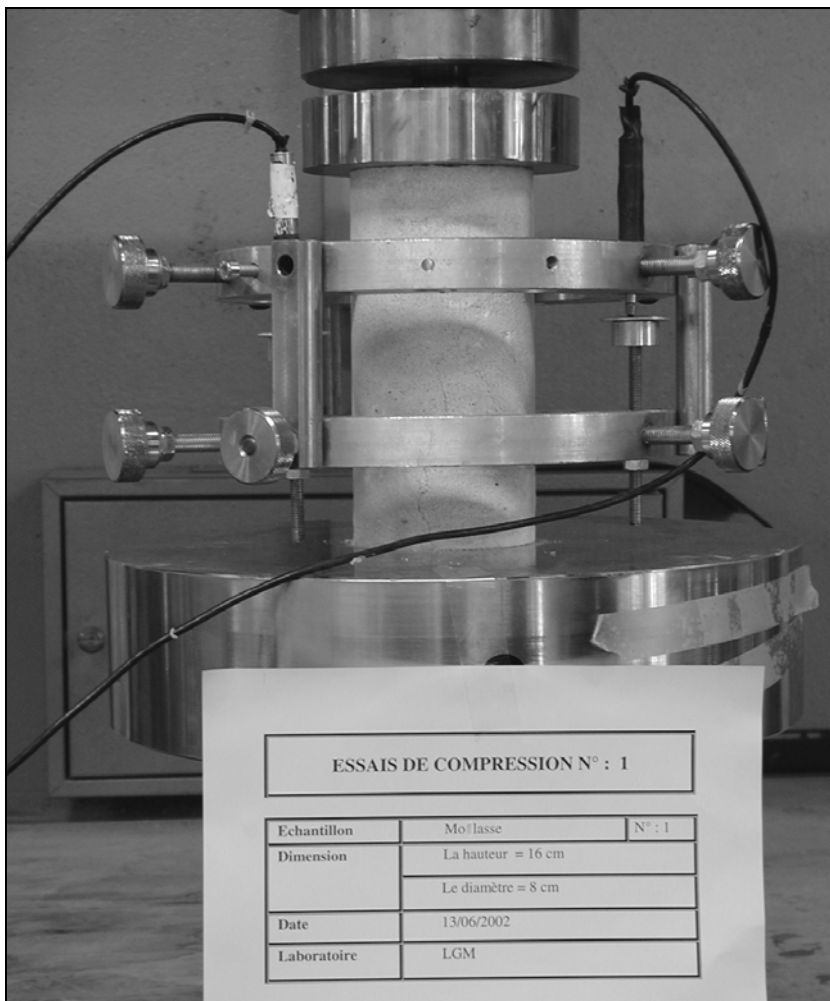


Figure III-2 : anneaux support des capteurs LVDT, fixés sur un échantillon cylindrique découpé dans une pierre de St-Gens.

c) Echantillons cylindriques comportant des joints

Pour étudier l'effet du nombre de joints sur la résistance et sur la rigidité de compression, on utilise le même dispositif que pour l'essai de compression simple, avec un échantillon cylindrique de même taille découpé en deux, trois, quatre ou cinq parties (fig. III-3). Les résultats sont résumés dans le tableau III-2 :

nombre de joints	0	1	2	3	4
σ_c (MPa)	19	3	3,2	8	4,3
E (MPa)	14300	10200	9800	11300	8300

Tableau III-2 : résultats expérimentaux sur la compression d'échantillons cylindriques de molasses.

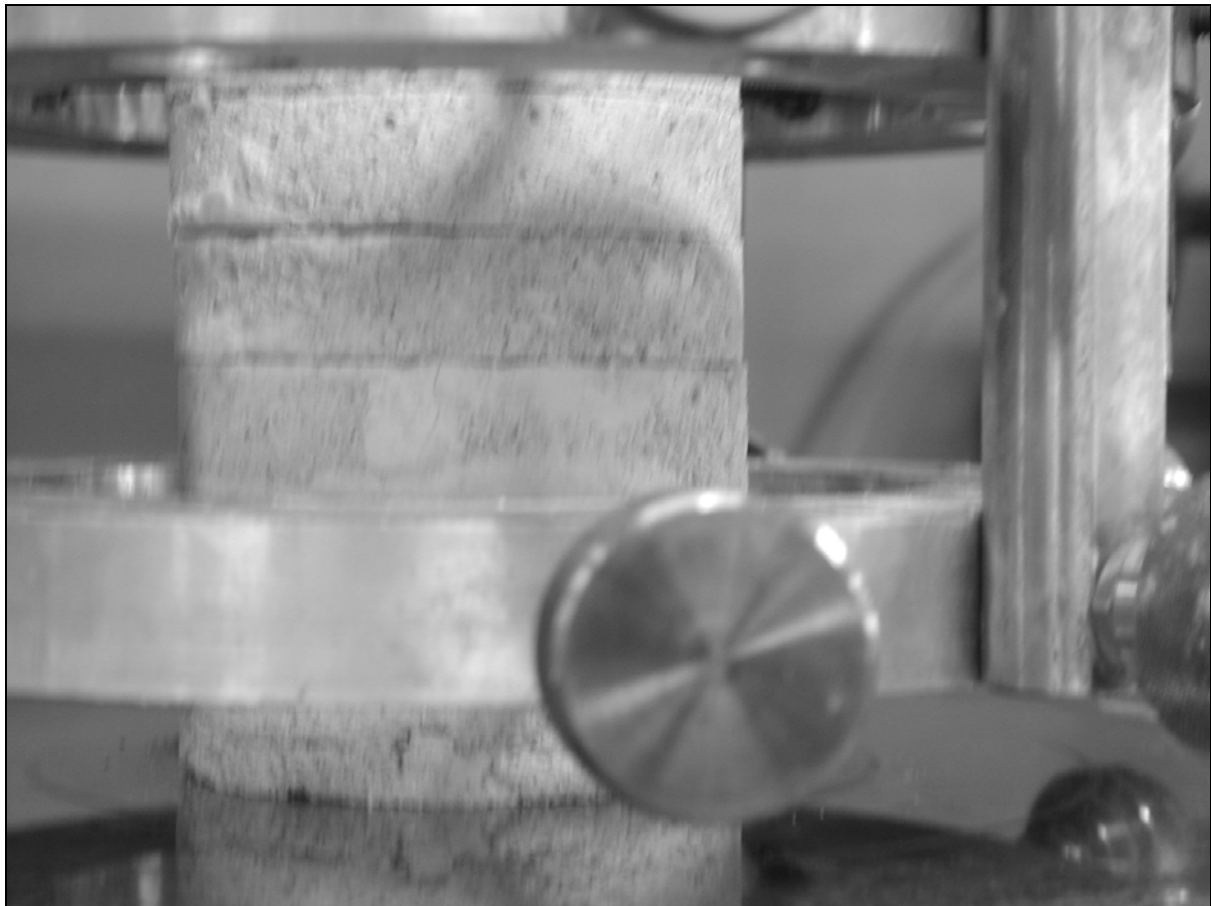


Figure III-3 : échantillon cylindrique découpé dans une molasse et présentant quatre joints.

d) Conclusions

La présence de joints fragilise fortement l'échantillon au niveau de la résistance en compression. On remarque que les ruptures ont lieu par poinçonnement, du fait de la non-planéité parfaite des joints. Ceci donne une idée de la fragilité au poinçonnement des pierres à l'intérieur d'un mur en pierres sèches construit avec des pierres brutes.

A partir du module d'Young E déterminé expérimentalement, on peut calculer la distorsion élastique γ (fig. III-4) lors des essais de cisaillement (cf. III-A-2).

$$\frac{\gamma}{2} = \frac{1+\nu}{E} \tau$$

E , ν : respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson de la pierre considérée

τ : contrainte de cisaillement responsable de la distorsion γ

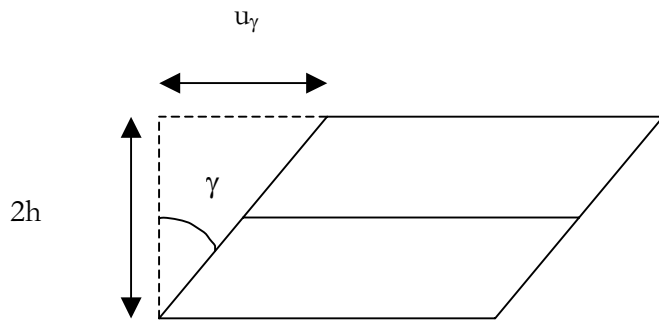


Figure III-4 : estimation du déplacement horizontal u_γ induit par la distorsion γ lors d'un essai de cisaillement de joints de pierres.

$$\tan \gamma = \frac{u_\gamma}{2h}$$

Cela nous donne un déplacement u_γ de 0,005 mm pour une contrainte de cisaillement de 100kPa (contrainte maximale de cisaillement lors des essais de cisaillement sur joints de pierres) sur une paire d'échantillons de pierre de S^t-Gens de deux centimètres de hauteur. Pour une même contrainte et une paire d'échantillons de molasse de vingt centimètres de hauteur, on obtient un déplacement u_γ de 0,013 mm. On pourra donc négliger cette part de déplacement, mesuré lors des essais de cisaillement réalisés avec les boîtes 6cm×6cm, 30cm×30cm et 100cm×100cm.

2. Compression d'échantillons bruts

a) Dispositif de l'essai

L'essai consiste à comprimer au moyen d'une presse possédant un système à rotule, diverses pierres brutes du Luberon, à savoir des molasses d'épierrage (fig. III-5). Une première série d'essais a été réalisée pour mettre au point le principe expérimental ; trois séries d'essais ont ensuite été menées pour trois tailles de pierres. Le système de chargement est réalisé à déplacement contrôlé, et nous notons une à deux valeurs de rupture pour les pierres : lorsqu'il existe de la flexion, la première rupture survient par flexion (fig. III-5(a)) et la deuxième par fendage ou compression. Lorsqu'il n'y a pas de flexion possible, nous ne notons qu'une valeur de rupture par compression ou fendage (fig. III-5(b)). Les zones de contact sont évaluées au moyen d'une feuille papier disposée entre la pierre et le vérin, afin d'estimer la surface réelle de contact S_c .

au niveau du joint de surface S . L'objet de l'essai consiste à évaluer les limites d'utilisation de ces pierres dans le soutènement en pierres sèches, sachant que l'essai sous-estime la résistance en compression d'une même pierre, utilisée au sein d'un mur. En effet, le maçon expérimenté doit lisser les aspérités grossières au moyen d'un marteau, et caler les pierres entre elles par des petites pierres (débris appelés cales). Ces cales doivent éviter au maximum l'existence de flexion au sein des pierres. Certains maçons utilisent du sable pour combler les vides et pour mieux répartir les efforts en évitant les points durs. Dans l'essai, les pierres sont soumises à une flexion relativement importante à cause du non-respect des règles de l'art de bâtir énoncées ci-avant. On peut donc penser que ceci pénalise la résistance mesurée dans l'essai et que cela va dans le sens de la sécurité, mais nous verrons dans les résultats des essais d'échelle 1 (chap. IV et V) que les grands déplacements internes dans le mur sont à l'origine de ruptures en flexion des pierres.

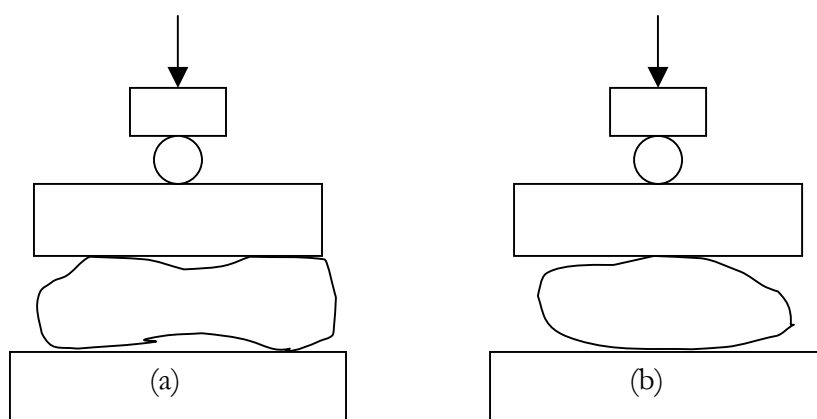


Figure III-5 : principe de l'essai de compression d'échantillons bruts de molasses d'épierrage ; (a) rupture par flexion ; (b) rupture par fendage ou compression.

b) Résultats

Le tableau III-3 donne les résultats des essais, que l'on peut commenter :

- La surface réelle de contact mesurée S_c est estimée à environ 5% de la surface S de la pierre, ce qui est à l'origine de contraintes localisées σ_c fortes.
- Du fait de la localisation des contraintes, la première rupture a généralement lieu par flexion, à un niveau de contrainte $\sigma=800\text{kPa}$, qui correspond à un niveau de contrainte de $\sigma_c=14\text{MPa}$ au niveau des contacts réels estimés. Ceci est à comparer au niveau de contrainte moyen de 400kPa pour un mur de 10m de hauteur dimensionné avec la règle du tiers central. Cette rupture n'est pas totale, et la pierre peut supporter un effort normal supplémentaire jusqu'à atteindre une deuxième rupture qui est la plupart du temps totale (écrasement de l'échantillon).
- La deuxième rupture a lieu par écrasement de la pierre, à un niveau de contrainte de $\sigma=1000\text{kPa}$, qui correspond à un niveau de contrainte de $\sigma_c=23\text{MPa}$ au niveau des contacts réels estimés. Ceci est très cohérent avec la valeur de résistance en compression simple de $\sigma_c=19\text{MPa}$, trouvée lors des essais réalisés sur la même pierre (cf. III-A-1).

La résistance en compression des pierres d'un mur en pierres sèches modeste (hauteur inférieure à 8 mètres) semble suffisante dans le cadre d'un dimensionnement classique. En outre, comme nous le verrons pour les essais d'échelle 1, la rupture de quelques pierres ne modifie par le comportement d'ensemble du mur.

n° essai	S(m ²)	Sc(m ²)	Sc/S(%)	e _p (m)	rupture par flexion			rupture par compression		
					F _{rupt} (kN)	σ(Mpa)	σ _c (Mpa)	F _{rupt} (kN)	σ(Mpa)	σ _c (Mpa)
0	0,0408	0,0027	6,6	0,1	49,4	1,2	18,3	55,2	1,4	20,4
1	0,0496	0,0013	2,6	0,09	19,2	0,4	14,8	33	0,7	25,4
2	0,028	0,0013	4,6	0,08	25,2	0,9	19,4	36,9	1,3	28,4
3	0,0402	0,0011	2,7	0,08	12,2	0,3	11,1	25	0,6	22,7
4	0,033	0,0025	7,6	0,08	45,5	1,4	18,2	59,9	1,8	24,0
5	0,05	0,0017	3,4	0,09	36,6	0,7	21,5	45,5	0,9	26,8
6	0,033	0,0014	4,2	0,08	27,3	0,8	19,5	37	1,1	26,4
7	0,036	0,0019	5,3	0,08		0,0	0,0	58,4	1,6	30,7
8	0,0252	0,0006	2,4	0,07	14,9	0,6	24,8	15	0,6	25,0
9	0,0299	0,0009	3,0	0,07	22,5	0,8	25,0	24,3	0,8	27,0
10	0,0221	0,0016	7,2	0,06	11,1	0,5	6,9	16,4	0,7	10,3
11	0,018	0,0011	6,1	0,06		0,0	0,0	21,3	1,2	19,4
12	0,0195	0,0013	6,7	0,06	29,9	1,5	23,0	35,1	1,8	27,0
13	0,021	0,0017	8,1	0,07	15,6	0,7	9,2	25,1	1,2	14,8
14	0,0192	0,0007	3,6	0,04		0,0	0,0	13,8	0,7	19,7
15	0,024	0,0017	7,1	0,065	26,4	1,1	15,5	34	1,4	20,0
16	0,0225	0,0008	3,6	0,06	17,6	0,8	22,0	19,9	0,9	24,9
17	0,023	0,0009	3,9	0,06	10,5	0,5	11,7	18,8	0,8	20,9
moyenne			4,9			0,81	14,5		1,09	23,0

Les ruptures ont toujours lieu d'abord par flexion puis par écrasement total, sauf pour les essais 7,11,14.

Tableau III-3 : résultat des essais de compression d'échantillons bruts de molasse d'épierrage, e_p est l'épaisseur de la pierre.

B. Essais de cisaillement

1. Essais de cisaillement d'une pierre sur une autre

Il est possible, dans un premier temps, de qualifier le comportement d'interface entre deux pierres découpées. Ceci permet de s'affranchir du problème de la macro-rugosité. Nous avons ainsi réalisé une campagne extensive de cisaillement pour différentes natures de pierres, à la boîte 30cm×30cm du LIRIGM de Grenoble et à la boîte 6cm×6cm de l'ENTPE.

a) Dispositif expérimental

Le principe expérimental fut de placer une pierre découpée dans la demi-boîte inférieure, de façon à ce que la surface de la pierre corresponde au plan de cisaillement de la boîte, et de poser sur la première pierre (dans la deuxième demi-boîte) un autre échantillon de même taille (fig. III-6). Une contrainte normale σ est appliquée et on enregistre l'évolution de la contrainte tangentielle τ , en fonction du déplacement relatif u des deux boîtes. Ceci nous permet de déterminer la contrainte tangentielle τ_p au pic de résistance correspondant au chargement normal, et ainsi de tracer la courbe $\tau_p=f(\sigma)$. Les boîtes de cisaillement sont présentées dans les figures III-7 et III-8.

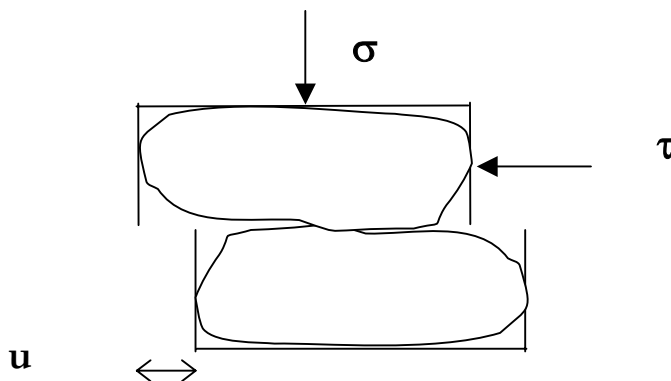


Figure III-6 : principe des essais de cisaillement d'interface pierre/pierre aux boîtes 6cm×6cm et 30cm×30cm.

b) Résultats

Nous avons réalisé de trois à six essais pour chaque type d'échantillons (différentes natures de pierres et deux tailles d'échantillons).

Les figures III-9 et III-10 illustrent le type de résultats obtenus pour les essais de cisaillement d'interface pierre/pierre à la boîte 6cm×6cm et à la boîte 30cm×30cm. La figure III-11 présente l'allure des échantillons testés.



Figure III-7 : dispositif de cisaillement 30cm×30cm du LIRIGM de l'UJF (Grenoble).

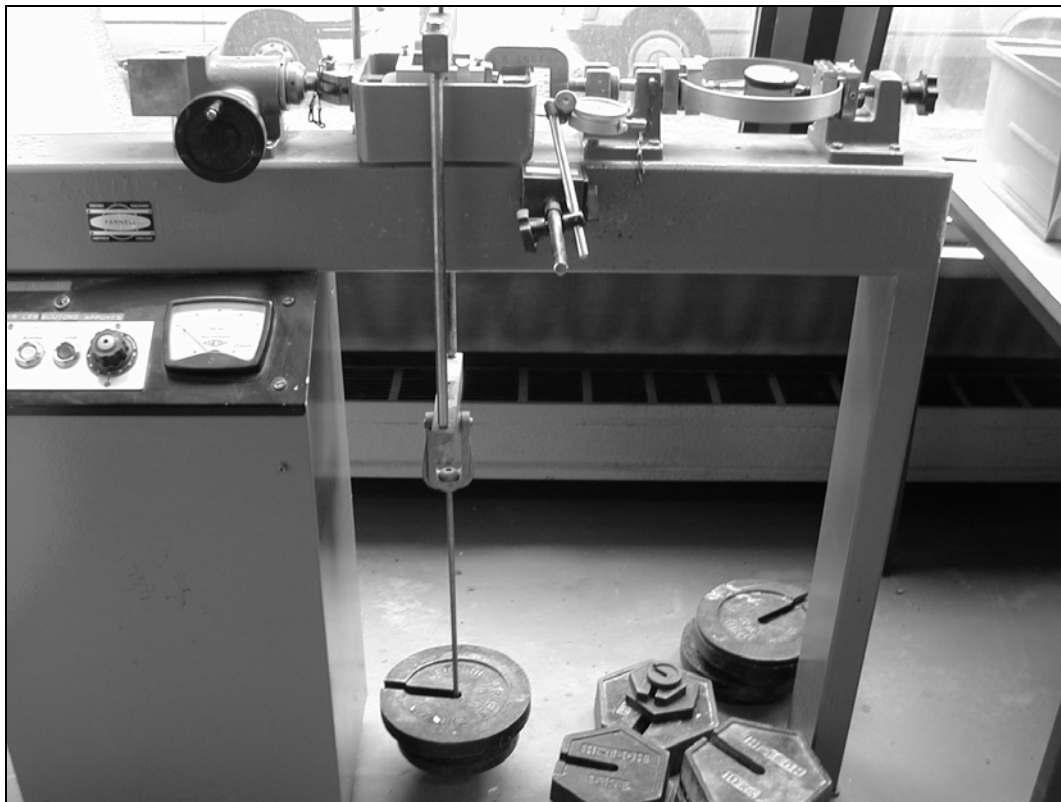


Figure III-8 : dispositif de cisaillement 6cm×6cm de l'ENTPE.

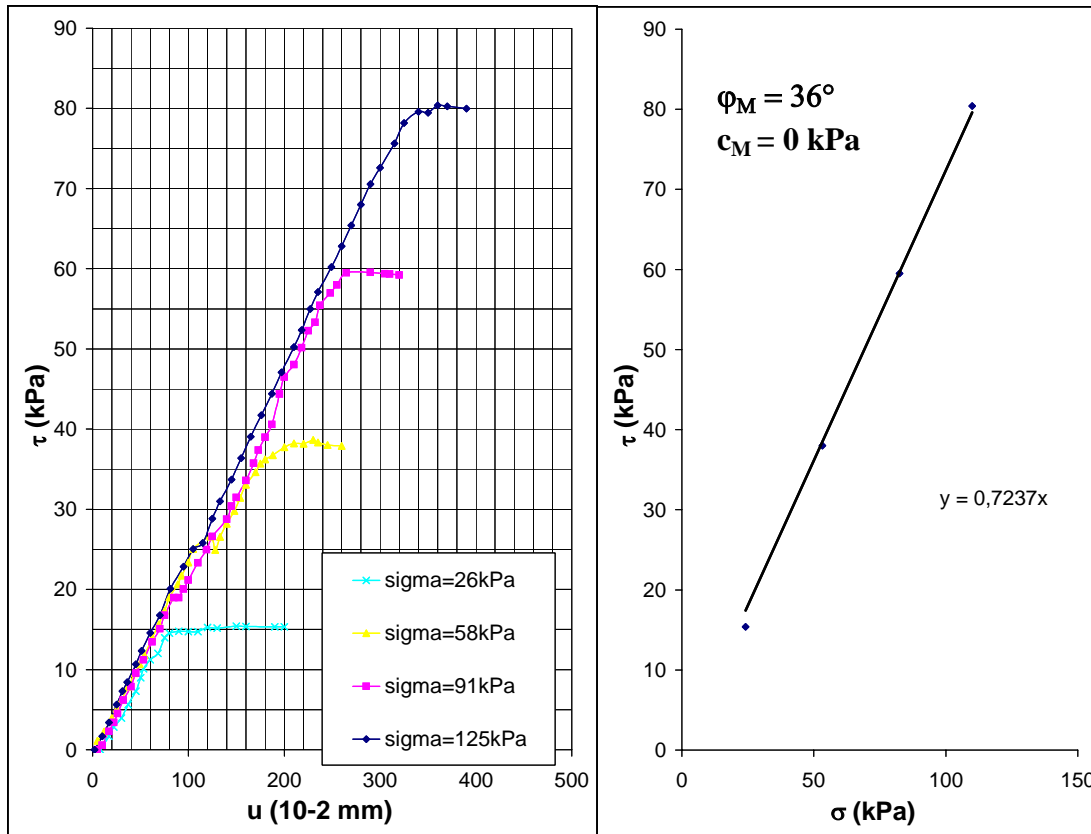


Figure III-9 : courbes $\tau=f(u)$ en fonction de σ et $\tau=f(\sigma)$ pour l'essai de cisaillement d'interface sur deux échantillons 6cm×6cm de molasse, u est le déplacement d'interface, τ et σ sont respectivement les contraintes de cisaillement et normales.

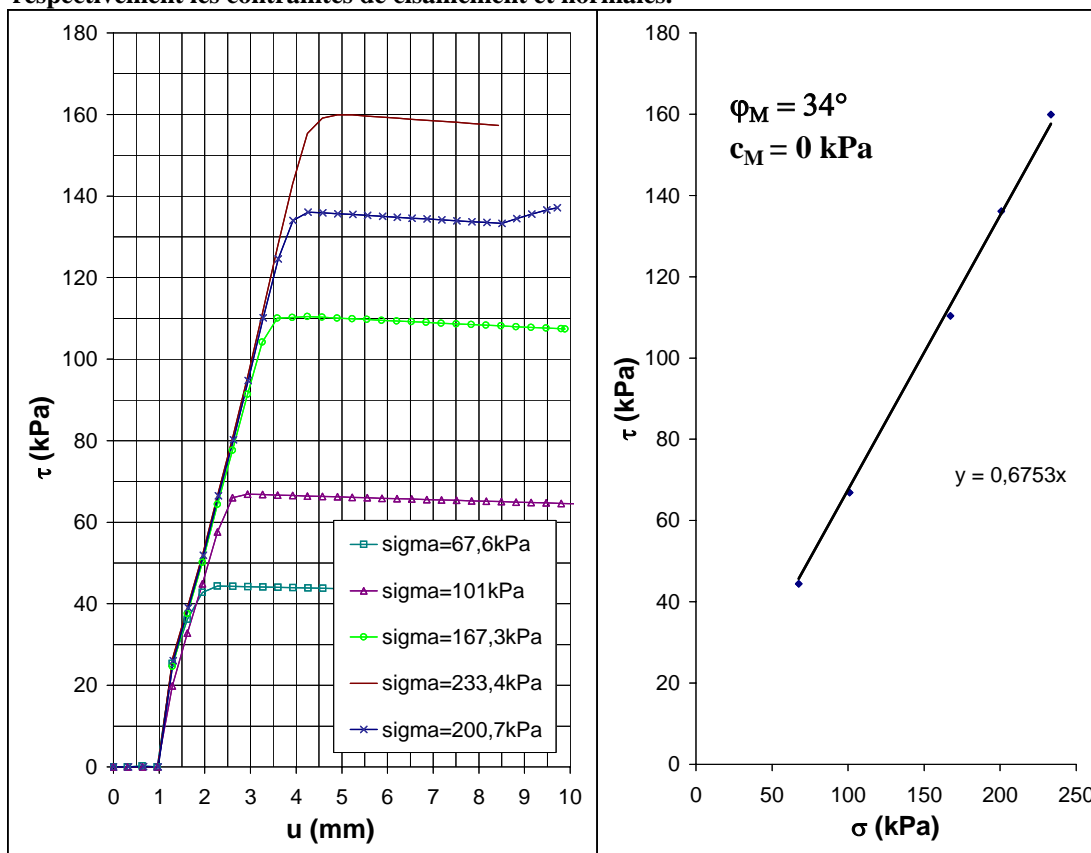
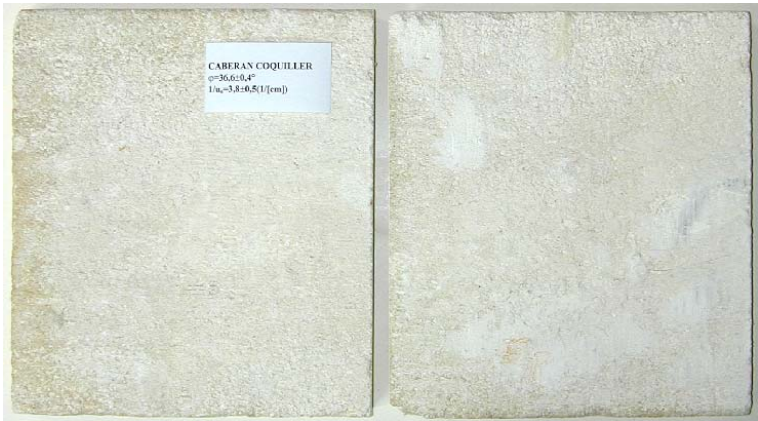


Figure III-10 : courbes $\tau=f(u)$ en fonction de σ et $\tau=f(\sigma)$ pour l'essai de cisaillement d'interface sur deux échantillons 30cm×30cm de molasse.



Cabéran Coquillier



Saint-Gens



Pont du Gard

Molasse Bonnieux

Estailades

Figure III-11 : présentation de quelques échantillons testés à la boîte 30cm×30cm et 6cm×6cm.

L'ensemble des essais a montré que le frottement obéit à la loi de Coulomb, c'est-à-dire que le frottement est proportionnel à la contrainte normale, avec un coefficient de proportionnalité (angle de frottement) qui ne dépend pas de la surface de contact au niveau du joint. Les essais ont aussi montré que malgré les joints lisses, les contacts restent localisés sur une, deux ou trois zones de faible surface.

On s'est également aperçu d'un biais dû au dispositif de cisaillement non adapté pour les joints rocheux : la demi-boîte supérieure entre en rotation sur la demi-boîte inférieure avant d'atteindre le palier de glissement. On obtient donc des courbes $\tau=f(u)$ avec une pente qui correspond au biais du dispositif et non pas à la rigidité de cisaillement K_s : nous n'exploiterons donc que le palier de frottement obtenu pour les divers échantillons.

2. Essais de cisaillement d'un lit de pierre sur un autre

Pour modéliser de manière correcte ce qui se passe *in situ*, nous avons réalisé des essais de cisaillement à l'aide d'une "très grande" boîte de Casagrande. En effet, de grandes dimensions permettent la prise en compte des interactions entre les pierres, notamment par la présence de joints. Mais surtout, ceci permet de représenter correctement la macrorugosité des différentes pierres : on se rapproche ainsi statistiquement de la réalité.

Le LIRIGM, laboratoire de géologie et mécanique de l'Université J.Fourier de Grenoble, possède une boîte de cisaillement prototype de $100 \times 100 \text{ cm}^2$ qui a fait l'objet d'une thèse (Aboura, 1999). Ceci permet de monter un lit de pierre sèche dans la boîte inférieure, et de le cisailer par un second lit, monté dans la boîte supérieure.

a) Dispositif expérimental

La figure III-12 présente le principe expérimental, la boîte de cisaillement $100 \times 100 \text{ cm}^2$ étant présentée dans la figure III-13 .

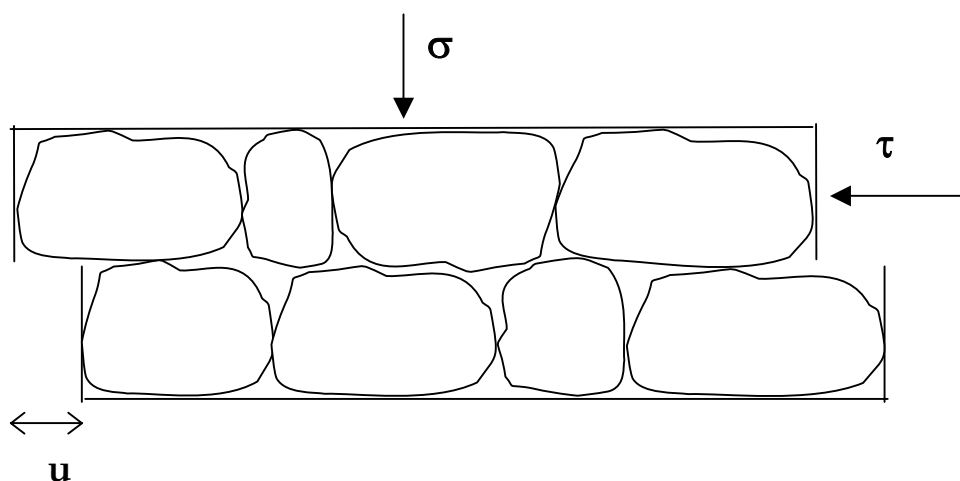
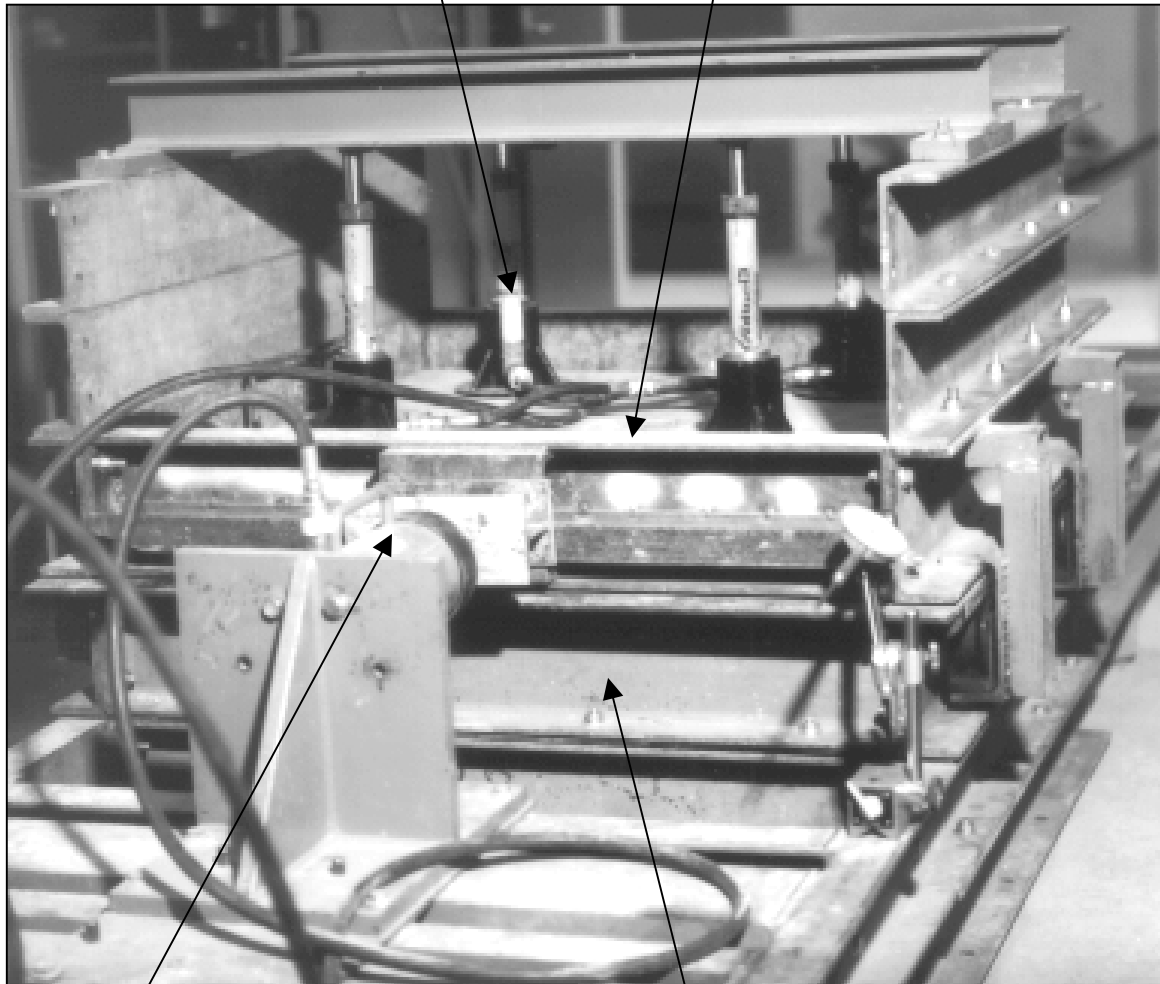


Figure III-12 : principe du cisaillement d'interface entre deux lits de pierres à la boîte $100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$ du LIRIGM (Grenoble).

quatre vérins de confinement

demi-boîte supérieure



un vérin (déplacement tangentiel)

demi-boîte inférieure

Figure III-13 : dispositif de cisaillement à la boîte 100×100cm² du LIRIGM de l'Université J.Fourier (Grenoble).

b) Réalisation de l'essai

Pour le remplissage total de la demi-boîte inférieure, les pierres sont choisies de manière à assurer une relative planéité de la surface supérieure du lit de pierres. Cette surface se rapproche le plus possible du plan de cisaillement de la boîte. Les pierres, une fois arrangées, sont calées à l'aide de petites pierres pointues (cales).

Pour le remplissage partiel de la demi-boîte supérieure, nous veillons à croiser les joints, à bien caler les pierres les unes par rapport aux autres. Le deuxième lit ainsi réalisé a pour dimensions $100 \times 85 \text{ cm}^2$, afin de permettre un déplacement relatif de 15cm entre les deux demi-boîtes : en effet, la surface de cisaillement, qui ne peut être parfaitement plane, est légèrement au-dessous de celle de la boîte. Les pierres de la demi-boîte supérieure risqueraient de buter contre la demi-boîte inférieure si l'on ne laissait pas les 15cm de vide.

Des cales en bois, ainsi que des géomembranes en polymères assez rigides à picots, sont placées pour répartir le confinement sur toutes les pierres du lit supérieur. Cette répartition du confinement n'est pas uniforme mais toutes les pierres ont au moins un contact ponctuel avec la plaque de chargement.

Le confinement (de 30 à 130 kPa) est appliqué manuellement (par pompage), à l'aide de quatre vérins, reliés à un manomètre. Le vérin horizontal, également relié à un manomètre, permet de déplacer la demi-boîte supérieure. Le cisaillement est réalisé manuellement (par pompage), et un opérateur dicte la pression du vérin toutes les trente secondes. La vitesse de déplacement n'est donc pas constante mais reste faible (inférieure à 3mm/mn). Un second opérateur relève, sur le comparateur, le déplacement correspondant à la pression de cisaillement. L'essai se poursuit jusqu'à un déplacement de trois voire quatre centimètres par chargement. Le frottement entre les deux lits de pierres est directement lié au mode de construction de l'échantillon. Nous avons donc choisi de garder le même échantillon pour quatre essais de cisaillement à confinement croissant. Le problème provient de l'usure des pierres, et des grands déplacements qui modifient le nombre et la situation des contacts entre les pierres. Entre chaque chargement, l'échantillon est « déconfiné » pour débloquer les pierres. Ce mode opératoire modifie la réponse en déplacement, puisqu'après le premier chargement, nous n'avons plus le déplacement nécessaire au calage des pierres vis-à-vis de la poussée horizontale.

Néanmoins, ceci n'a pas de répercussions sur le calcul des paramètres ϵ et φ .

c) Résultats

Au cours de l'essai, on peut parfois entendre des pierres se briser par flexion (notamment sous les forts chargements). Après ouverture du couvercle, on observe effectivement deux à trois pierres du lit supérieur cassées en deux (sur un total de treize pierres), cinq à six pour le lit inférieur (sur un total de treize pierres). Ceci traduit peut-être l'existence de points durs au fond de la boîte, sachant que le fond n'est pas rigide, car la plaque peut localement fléchir. Si le mur est maçonné selon les règles de l'art et s'il n'est pas trop haut, il ne doit pas y avoir de problèmes de flexion tant que les déplacements restent faibles.

L'état de surface des pierres est fortement endommagé, avec notamment la création de sable d'usure, des bris d'angles, écrasement de cales, etc.

On pourrait placer le lit de pierre inférieur sur une couche de sable, mais on perdrait la notion de contact ponctuel qui est effectivement présente dans les murs. En outre, les essais seraient encore plus lourds à réaliser (sachant qu'un essai avec quatre points représente une journée de travail).

Pour l'exploitation des résultats, une correction de la surface de cisaillement est faite en fonction du déplacement. Les frottements parasites de la boîte ont été étalonnés et ôtés aux efforts mesurés.

Protocole expérimental d'un essai (quatre chargements) :

La première contrainte normale appliquée est de 30kPa. Le palier est atteint après un déplacement d'environ quinze millimètres. Une partie de ce déplacement correspond au calage du lit supérieur contre la demi-boîte (bris des aspérités fragiles, etc.) et au déplacement parasite de la demi-boîte supérieure, par rotation sur son arête avant. Pour les autres contraintes, le palier est atteint beaucoup plus tôt, c'est-à-dire après environ cinq millimètres. Ceci est important et gagne à être approfondi : lors de sa construction, le mur ne sera pas parfaitement calé vis à vis des poussées du remblai. On pourrait penser que le mur aurait à subir d'assez grands déplacements, ceci jusqu'au bon calage des pierres entre elles vis à vis des poussées horizontales. Ceci sera vérifié dans le quatrième et cinquième chapitre.

Le type de courbes obtenues est présenté dans la figure III-14 et l'état de surface des lits de pierres après essais est présenté dans les figures III-15 et 16.

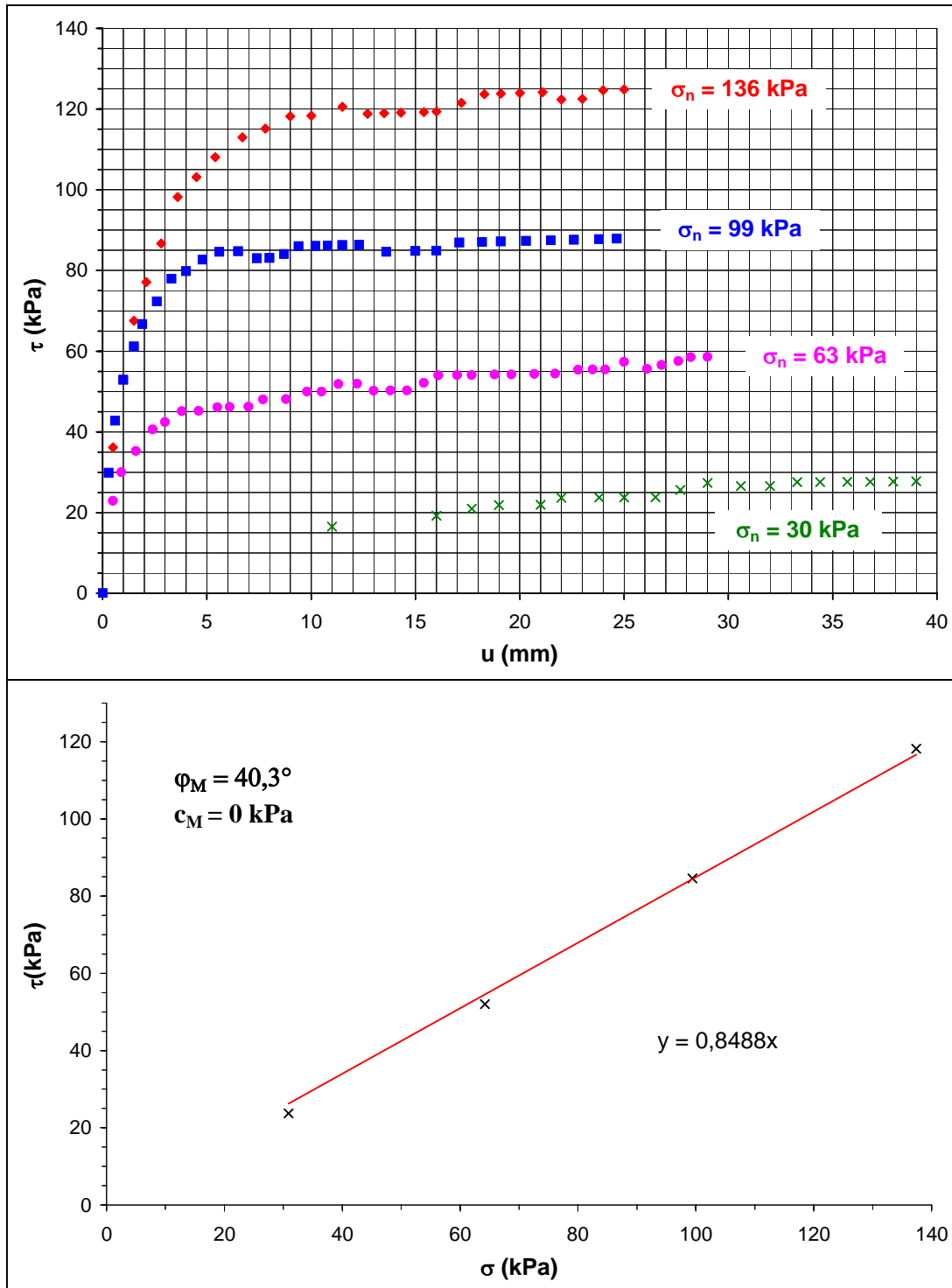


Figure III-14 : courbes $\tau=f(u)$ en fonction de σ et $\tau=f(\sigma)$ pour l'essai de cisaillement d'interface sur deux lits de pierres $100\text{cm}\times 100\text{cm}$ de molasse; u est le déplacement d'interface, τ et σ sont respectivement les contraintes de cisaillement et normales.

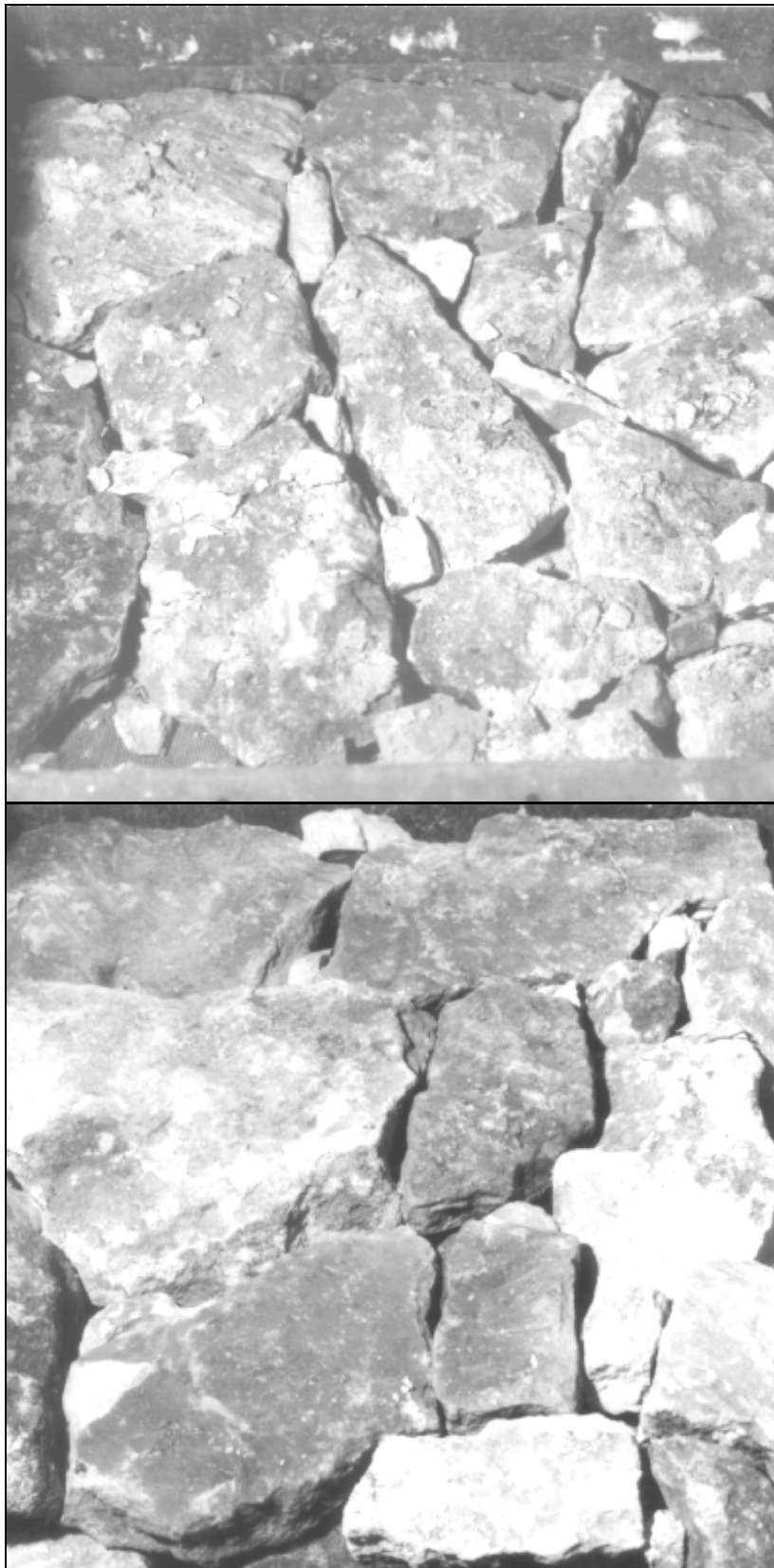


Figure III-15 et 16 : lits de pierres inférieur (15) et supérieur (16) après un essai de cisaillement d'interface entre deux lits de pierres de 100cm×100cm (molasses) à la très grande boîte de cisaillement du LIRIGM (Grenoble).

numéro de l'essai	φ_M (°)	c_M (kPa)
1	34,6	1
2	40,3	0
3	38,4	20
4	39,0	0
5	37,0	5
moyenne	37,9	5,2
écart type	2,2	8,5

Tableau III-4: résultat des essais de cisaillement d'interface entre deux lits de pierres à la boîte 100cm×100cm pour la molasse d'épierrage.

Les résultats montrent que la cohésion est en moyenne négligeable, d'autant plus qu'elle peut être induite par la très grande boîte de cisaillement (Shirdam, 1999). L'angle de frottement obtenu est proche de celui trouvé par le biais des autres boîtes de cisaillement.

3. Essais de cisaillement au plan incliné

L'idée de ces essais est de savoir s'il est possible d'utiliser un dispositif simple sur le terrain (lors d'un chantier) pour évaluer le frottement d'une pierre donnée, et éviter ainsi des essais coûteux. D'autre part, ces essais sont utiles pour vérifier le déplacement nécessaire à la mobilisation du frottement, vu les effets parasites induits par les boîtes de cisaillement sur les forces et sur les déplacements.

a) Dispositif expérimental

L'essai consiste à disposer une pierre (brute ou découpée) de surface horizontale (en moyenne), et bloquée par une butée sur un plan incliné. On dispose sur cette pierre une autre pierre de même nature et on mesure le déplacement u de la pierre supérieure en fonction de l'angle d'inclinaison θ du plan incliné avec l'horizontale (fig. III-17). En écrivant l'équilibre des forces :

$$T = N \cdot \tan \theta$$

$$N = P \cdot \cos \theta$$

A la rupture (glissement), l'angle de frottement d'interface φ_M entre les deux pierres est directement donné par l'angle θ . En faisant varier l'état de surface des pierres, les natures des pierres, on peut évaluer l'angle φ_M pour des contraintes normales faibles (ratio entre le poids des pierres et la surface d'interface).

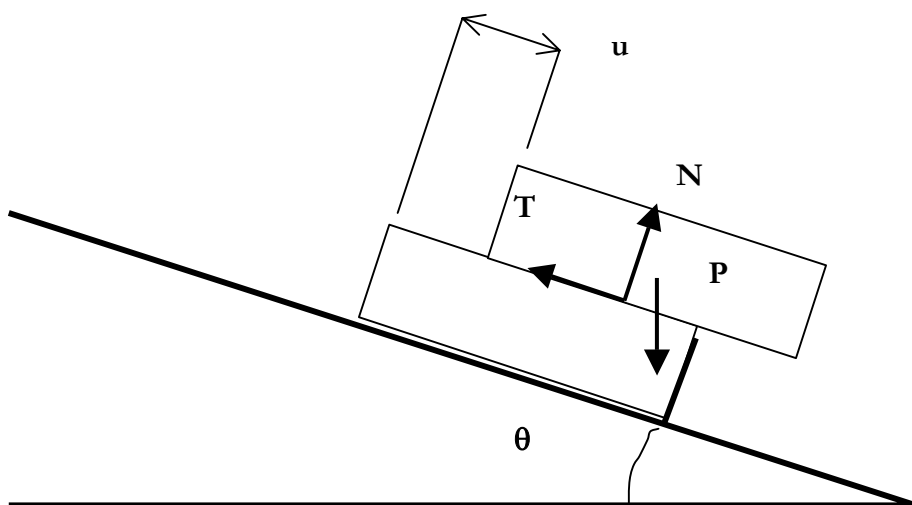


Figure III-17: principe de l'essai de cisaillement d'interface pierre/pierre au plan incliné ; P est le poids de la pierre, N la réaction normale et T la réaction tangentielle.

b) Résultats

Pierres de découpe

numéro	nature de pierre	surface d'interface	contrainte normale moyenne σ (kPa)	angle d'interface φ_M (degrés)
1	Estailades	lisse	0,57	39
2	Estailades	lisse	0,57	40
3	Estailades	lisse	0,53	37
4	Vers	lisse	1,0	36
5	Vers	lisse	1,1	37
6	Vers	lisse	1,4	34
7	S ^t -Gens	lisse	0,63	38
8	S ^t -Gens	rugueuse	0,63	39
9	S ^t -Gens	lisse	1,1	41
10	S ^t -Gens	lisse	0,95	40

11	S ^t -Gens	rugueuse	0,95	39
12	Espeil	lisse	1,0	42
13	Espeil	lisse	1,0	40
14	Espeil	lisse	0,8	38
15	Hautes-Alpes	lisse	1,1	31
16	Hautes-Alpes	rugueuse	1,1	43
17	Cabéran	lisse	0,52	40

Tableau III-5 : angles de frottement d'interface φ_M entre différentes natures de pierres et différents états de surface, obtenus par l'essai au plan incliné.

Les résultats présentés dans le tableau III-5 montrent qu'il existe une certaine dispersion (deux à trois degrés) due au dispositif expérimental imprécis. D'autre part, l'angle de frottement d'interface obtenu est plus important que celui obtenu par l'essai à la boîte de cisaillement, ce qui peut s'expliquer par le fait que nous sommes dans le domaine des faibles contraintes : la rugosité de surface est peu endommagée et s'exprime par de la dilatance (l'angle de frottement mesuré est la somme de l'angle de frottement intrinsèque à la pierre et de l'angle de dilatance).

Pierres brutes

La figure III-18 présente les résultats bruts obtenus par les essais au plan incliné. Connaissant le poids des pierres utilisées et leurs surfaces, nous pouvons calculer, à partir des données brutes, la contrainte de cisaillement τ d'interface en fonction du déplacement relatif u d'interface. Les courbes correspondantes sont données dans la figure III-19, qui montre que le frottement est mobilisé pour un faible déplacement relatif u (0,02 à 0,2 mm), ce qui n'était pas le cas pour les essais aux boîtes de cisaillement, qui induisent des déplacements parasites par rotation du boîtier supérieur sur le boîtier inférieur. L'essai au plan incliné peut donc être utile pour mesurer la rigidité de cisaillement d'interface K_s , qui est la pente de la courbe $\tau=f(u)$ à l'origine.

Dans notre cas, on trouve une rigidité de cisaillement variant de 50MPa/m à 1000MPa/m. A l'aide d'un dispositif expérimental de cisaillement de joints rocheux, Raffard (2000) a trouvé une rigidité de cisaillement variant de 500MPa/m à 9000MPa/m pour des essais de cisaillement d'interface pierres/pierres de découpe (pierre d'Estailades, qui est un calcaire coquiller proche de la pierre de S^t-Gens). Nos résultats sont donc cohérents bien que nous ayons utilisé des pierres brutes et un dispositif expérimental très limité (non asservi et peu précis).

D'autre part, les résultats sur la même pierre de S^t-Gens montrent que l'angle trouvé φ_M vaut $\varphi_M=40 \pm 3^\circ$. La dispersion provient de l'hétérogénéité des échantillons : sous faibles contraintes, la rugosité de l'interface s'exprime par un angle de dilatance. Cet angle vient s'ajouter à l'angle de frottement mesuré pour une interface lisse. Sous fortes contraintes, la rugosité est généralement lissée, ce qui ramène l'angle de dilatance à une valeur négligeable.

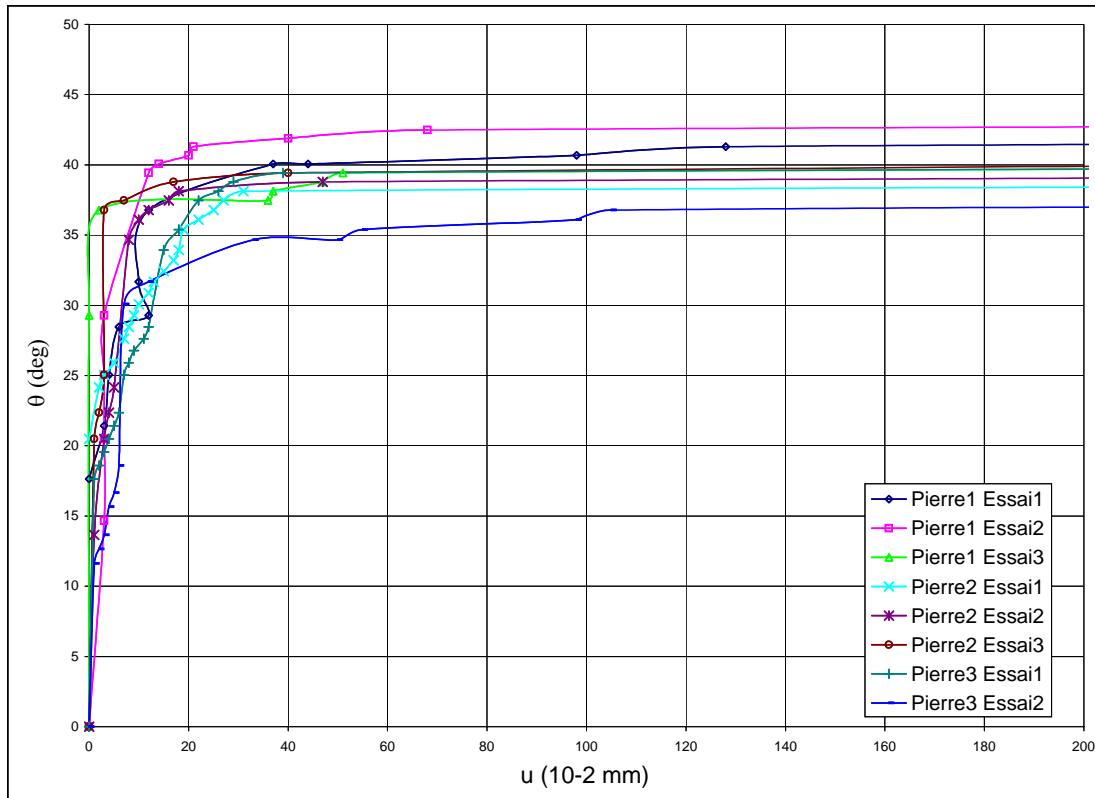


Figure III-18 : déplacement d'interface u (entre les deux pierres) en fonction de l'angle d'inclinaison θ du plan incliné, pierres brutes de St-Gens, essais au plan incliné.

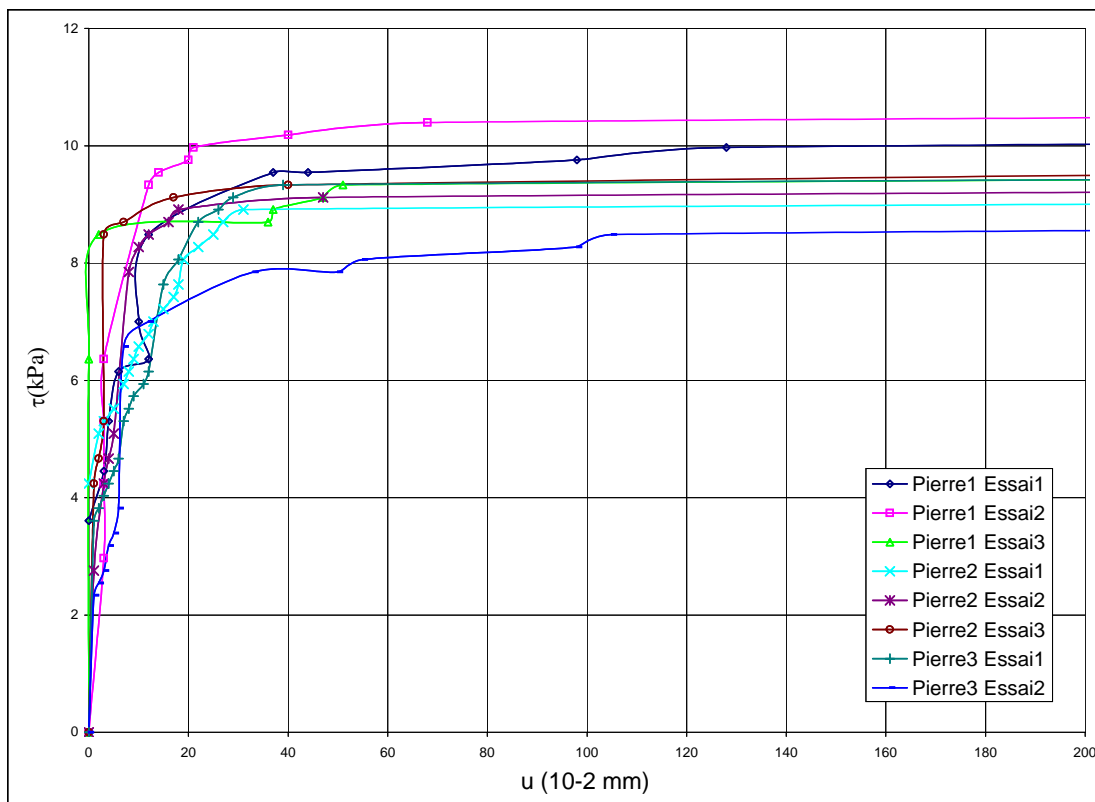


Figure III-19 : déplacement d'interface u (entre les deux pierres) en fonction de la contrainte de cisaillement τ , pierres brutes de St-Gens, essais au plan incliné.

4. Synthèse des essais de cisaillement

Le tableau III-6 est une synthèse des résultats obtenus au niveau des essais de cisaillement en laboratoire, sachant que trois à six essais ont été réalisés par types d'échantillons. On peut en tirer les conclusions suivantes :

- le frottement est une donnée intrinsèque qui ne dépend pas de la surface de contact dans notre domaine de contraintes normales faibles (de 30 à 200kPa).
- dans ce même cas de faibles contraintes, la cohésion (apparente) est négligeable.
- le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement ne peut pas être évalué correctement par les essais aux boîtes de cisaillement « classiques », qui induisent des effets parasites au niveau des déplacements mais aussi au niveau de la cohésion apparente. Nous avons obtenu des valeurs d'angle de frottement (tab. III-6) très cohérentes avec celles de Raffard (2000), qui a utilisé une boîte de cisaillement de l'ENSG de Nancy adaptée à la caractérisation du comportement des joints rocheux. Raffard a trouvé un angle de frottement pour la pierre d'Estailades de 32° à 37° et une valeur de rigidité au cisaillement de 500 à 9000 MPa/m (que nous avons pu estimer grossièrement avec les essais au plan incliné, mais pas avec les essais aux boîtes de Casagrande non adaptées).
- les essais au plan incliné sont plus réalistes au niveau du déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement, mais ils sont très limités du fait qu'ils concernent les très faibles contraintes (quelques kPa) qui induisent une certaine dispersion et surestiment l'angle de frottement d'interface du fait de la dilatance (expression de la rugosité sous faible contrainte).

nature des pierres	boîte 6cm×6cm échantillons découpés	boîte 30cm×30cm échantillons découpés	boîte 100cm×100cm échantillons bruts	plan incliné échantillons découpés	plan incliné échantillons bruts
Molasse	37 ± 1°	35,5 ± 1,5°	38 ± 2°		
S ^t -Gens	36 ± 1°	35,5 ± 1,5°		38 ± 2°	40 ± 2°
Vers	35 ± 0,5°	34 ± 1°			36 ± 2°
Espeil		37 ± 1°			40 ± 2°
Caberan		37 ± 0,5°			39 ± 1°
Hautes-Alpes		26 ± 3°			30 ± 4°
Estailades	34 ± 1°	34 ± 2°			39 ± 2°
Schiste	28,5 ± 1°				

Tableau III-6 : valeur de l'angle de frottement d'interface φ_M selon le type d'essai de cisaillement d'interface et selon la nature des interfaces (nature des pierres et dimension des interfaces).

C. Essais de chargement de murs de soutènement en maçonnerie sèche (modèles réduits)

L'intérêt des essais sur modèles réduits est de comprendre de manière simple et efficace la phénoménologie d'un mur de soutènement en maçonnerie sèche, avec notamment :

- la vérification de l'adéquation des coefficients de stabilité définis dans le deuxième chapitre, dans le cas particulier des maçonneries réalisées en blocs parallélépipédiques réguliers.
- l'effet de la géométrie et des caractéristiques physiques du mur sur le mode de rupture.

En outre, ces essais constitueront une base de réflexion pour réaliser des essais similaires sur des murs en taille réelle.

Nous avons choisi de charger divers types de murs de soutènement en maçonnerie sèche d'échelle 1/20 par de l'eau et par un sable normalisé.

1. Rappel théorique

a) Cas du chargement hydrostatique

Nous rappelons que la poussée hydrostatique est linéaire à l'arrière du mur, perpendiculairement à la normale au parement interne, ce qui correspond au cas de la poussée théorique d'un sol pulvérulent sur un écran qui se déplace en rotation par rapport à la base, avec un frottement d'interface $\delta=0$. La poussée hydrostatique va donc favoriser le cisaillement interne du mur (que nous recherchons pour analyser ce mode de rupture interne).

Du fait de la linéarité de la poussée hydrostatique et en faisant les hypothèses suivantes :

- le mur se comporte comme un monobloc,
- les éléments du mur sont indéformables (rigidité infinie),
- l'interface entre les blocs est régie par une loi de frottement pur (sans cohésion),

la répartition des efforts est pilotée par les proportions géométriques du problème et l'effet d'échelle est directement disponible à partir des coefficients de proportionnalité du problème.

Le cas de la poussée hydrostatique permet donc de transposer directement les résultats obtenus aux murs d'échelle 1, mais elle ne permet pas de tenir compte du frottement d'interface δ entre le mur en pierres sèches et le remblai.

Dans cette étude sur des modèles réduits, nous nous intéressons aux coefficients de stabilité au renversement interne F_r (et k) et au glissement interne F_g . La poussée hydrostatique est connue, et les murs ont un parement interne vertical ($f_2=0=\lambda_2$).

Nous pouvons adimensionnaliser le problème en posant :

$$Y=y/h,$$

$$\gamma=\gamma_M/\gamma_R,$$

$$m=b/h,$$

$$w=h_R/h.$$

A partir des calculs de F_r et F_g du deuxième chapitre, on obtient les coefficients de stabilité adimensionnels suivants :

$$F_g = \gamma Y \frac{(2m + f_1 Y)}{(Y - 1 + w)^2} \tan(\varphi_M) \quad (\omega = 0 \text{ car les blocs utilisés sont parallélépipédiques})$$

$$F_r = \gamma \frac{2f_1^2 Y^3 + mY(6f_1 Y + 3m) + 2(f_1 Y + m)^3 \tan \omega}{[Y + w - 1 - (f_1 Y + m) \tan \omega]^2 [Y + w - 1 + 2(f_1 Y + m) \tan \omega]}$$

On remarque que si les proportions des murs réels et réduits sont identiques, ainsi que les ratios de chargement et de poids volumique des maçonneries, on pourra directement transposer les résultats obtenus par les modèles réduits aux murs réels. Les limitations de ces essais sont la non prise en compte de l'hétérogénéité et de la rupture possible des blocs : nous ne pourrions donc transposer les résultats qu'aux murs réalisés en pierres de taille.

b) Cas du chargement par un sable normalisé (d'Hostun RF)

Dans le cas des essais de chargement par un sable normalisé, nous ne pourrions pas transposer directement les résultats obtenus aux murs d'échelle 1. En effet, le sable du modèle réduit est dans un état lâche : la répartition des contraintes est donc différente du cas de chargement d'un mur réel par le même sable.

Néanmoins, ces essais sont utiles pour vérifier le mode probable de rupture d'un mur de soutènement en maçonnerie sèche, la poussée d'un sable normalisé étant plus représentative de la poussée d'un sol.

2. Procédé expérimental

Les murs sont construits dans un aquarium en verre de dimensions 20cm×50cm pour la base, 25cm pour la hauteur (fig. III-20). Le verre étant trop glissant, le fond de l'aquarium est surmonté d'une plaque épaisse de bois bien calée, qui peut être considérée comme rigide et rugueuse. Le mur est construit selon les règles de l'art, à l'aide de briquettes en terre cuite du commerce, ou en morceaux de sucre dont nous connaissons les caractéristiques de frottement par des essais sur plan incliné. La géométrie du mur peut être définie précisément et sa densité est calculée. Une fois le mur construit, nous plaçons une feuille de papier millimétré transparente de façon à ce que le parement interne du mur coïncide avec une ligne forte. Nous pouvons alors relever le déplacement de chaque point du mur au millimètre près, ainsi que la hauteur de chargement. Pour une partie des expériences, des comparateurs sensibles ont été utilisés afin de vérifier la précision des mesures visuelles. Les murs construits ont pour la plupart une hauteur de 20cm et sont constitués de lits de briquettes (avec ou sans boutisses) ou de sucres d'environ 1cm de hauteur. Le tableau III-7 résume la campagne expérimentale en présentant huit types d'expériences. Les essais sur plan incliné ont montré que le frottement est sensiblement le même pour les interfaces briquette sur briquette, lit de briquette sur lit de briquette (idem pour les sucres).

On trouve les angles suivants (moyenne sur 60 essais) :

- $\varphi_M=33^\circ\pm 1,5^\circ$ pour les briquettes
- $\varphi_M=20^\circ\pm 2^\circ$ pour les briquettes « sablées » (couche mince de sable à l'interface)
- $\varphi_M=30^\circ\pm 1^\circ$ pour les morceaux de sucre

Pour l'essai mené sous chargement de sable, la détermination de la poussée est la suivante : le processus expérimental (versement du sable d'une hauteur fixe) donne une densité de $1,50\pm 0,06$ qui correspond à un sable lâche. La teneur en eau étant connue, il est possible d'obtenir l'angle de frottement interne du sable au triaxal, égal à 34° . Cette valeur est reliée à l'angle de frottement interne du sable pour un cisaillement plan, ce qui nous donne un angle $\varphi_R=34^\circ\pm 0,5$.

type de mur	matériau de densité d et d'angle de frottement φ_M	densité d	angle de frottement $\varphi_M(^{\circ})$	fruit f_t	hauteur h (cm)	élancement $m=b/h$ (b , largeur en tête)	nature du chargement
A	briques (boutisses seules)	$d=1,95$	33°	0	20	0,19	eau
B	briques (sans boutisses)	$d=1,95$	33°	0	20	0,19	eau
C	briques	$d=1,95$	33°	0,2	20	0,21	eau
D	briques sablées	$d=1,95$	20°	0	20	0,19	eau
E	sucres	$d=1,00$	30°	0	20	0,37	eau
F	sucres	$d=1,00$	30°	0	16	0,47	eau
G	sucres	$d=1,00$	30°	0,2	20	0,37	eau
H	sucres	$d=1,00$	30°	0	21	0,28	sable

Tableau III-7 : données géométriques et physiques concernant les essais de chargement de murs en maçonnerie sèche (modèles réduits).

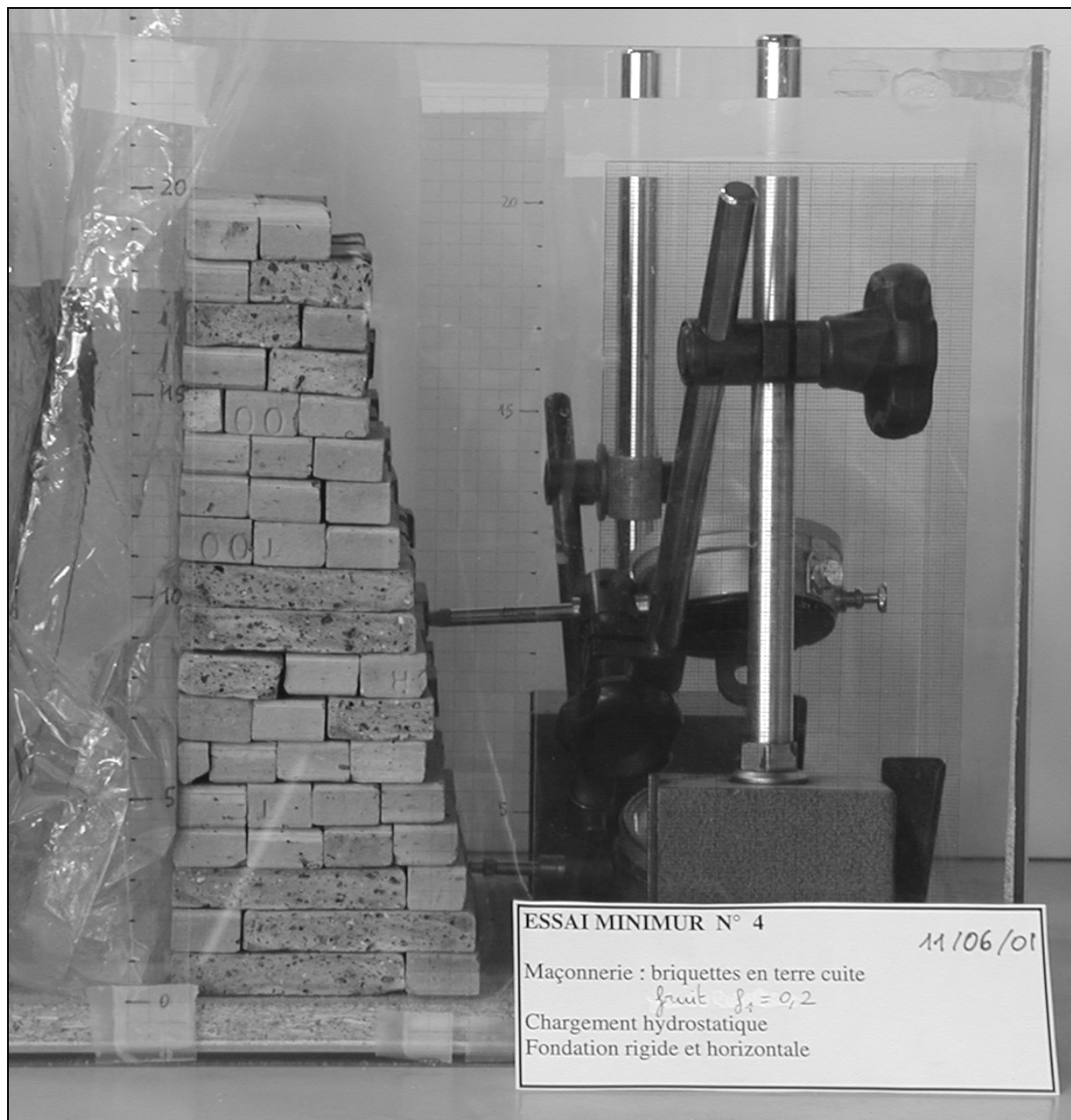


Figure III-20 : modèle réduit (1/20) de mur en maçonnerie sèche chargé par de l'eau (mur construit avec un fruit $f_1=0,2$ et des boutisses).

3. Résultats expérimentaux

Nous avons calculé les coefficients de stabilité du modèle de calcul proposé au deuxième chapitre, à partir des résultats expérimentaux. Le tout est résumé dans le tableau III-8 et illustré par les figures III-21 à 24

type de mur (nombre d'essais)	rupture expérimentale observée	ω (rad) angle d'inclinaison du plan de rupture par renversement (cf. géométrie de l'arrangement des blocs)	k excentricité relative	$F_r(h, \omega=0)$ coefficient de stabilité interne au renversement sans prise en compte de ω	$F_r(h, \omega)$ coefficient de stabilité interne au renversement avec prise en compte de ω	$F_g(h, 0)$ coefficient de stabilité interne au glissement (horizontal)
A (5)	renversement	0	0,49±0,01	1,01±0,03	1,01±0,03	1,20
B (3)	renversement	0,25	0,47±0,02	1,05±0,05	1,03±0,05	1,23
C (3)	glissement	0	0,38	0,38		0,94±0,04
D (3)	glissement	0	0,28	0,28		1,03±0,08
E (2)	glissement	0	0,36	0,36		0,95±0,03
F (3)	glissement	0	0,27	0,27		1,07±0,03
G (2)	glissement	0	0,11	0,11		0,95±0,05
H (3)	renversement	0,8	0,43±0,02	1,13±0,06	0,97±0,06	1,34

Tableau III-8 : calcul des coefficients de stabilité pour l'ensemble des murs (modèles réduits) chargés jusqu'à la rupture.

a) Ruptures par renversement

Les résultats expérimentaux sur les murs A, B, et H montrent que :

- une faible rotation de calage a lieu pour une excentricité relative $k < 1/4$ (fig. III-22).
- les murs ont un comportement monolithique dans le domaine des petits déplacements.
- En grands déplacements, la rupture a lieu par renversement interne par rapport à l'arête avant du mur, le mur passant d'un état monolithe à un état bi-bloc (fig. III-21 et III-23).
- le renversement interne est différent selon la présence ou l'absence de boutisses : les murs A ont rompu avec un plan de rupture horizontal et les murs B et H avec un plan de rupture incliné.
- le mode de rupture par renversement interne est bien décrit par le coefficient de stabilité au renversement F_r (proche de 1 à la rupture) et par l'excentricité relative k (proche de 0,5 à la rupture) (tab. II-8 et fig. III-22).



Figure III-21 : renversement du mur B sur l'arête avant avec un plan de rupture incliné, un coefficient de stabilité au renversement F_r proche de 1, et une excentricité relative k proche de 0,5.

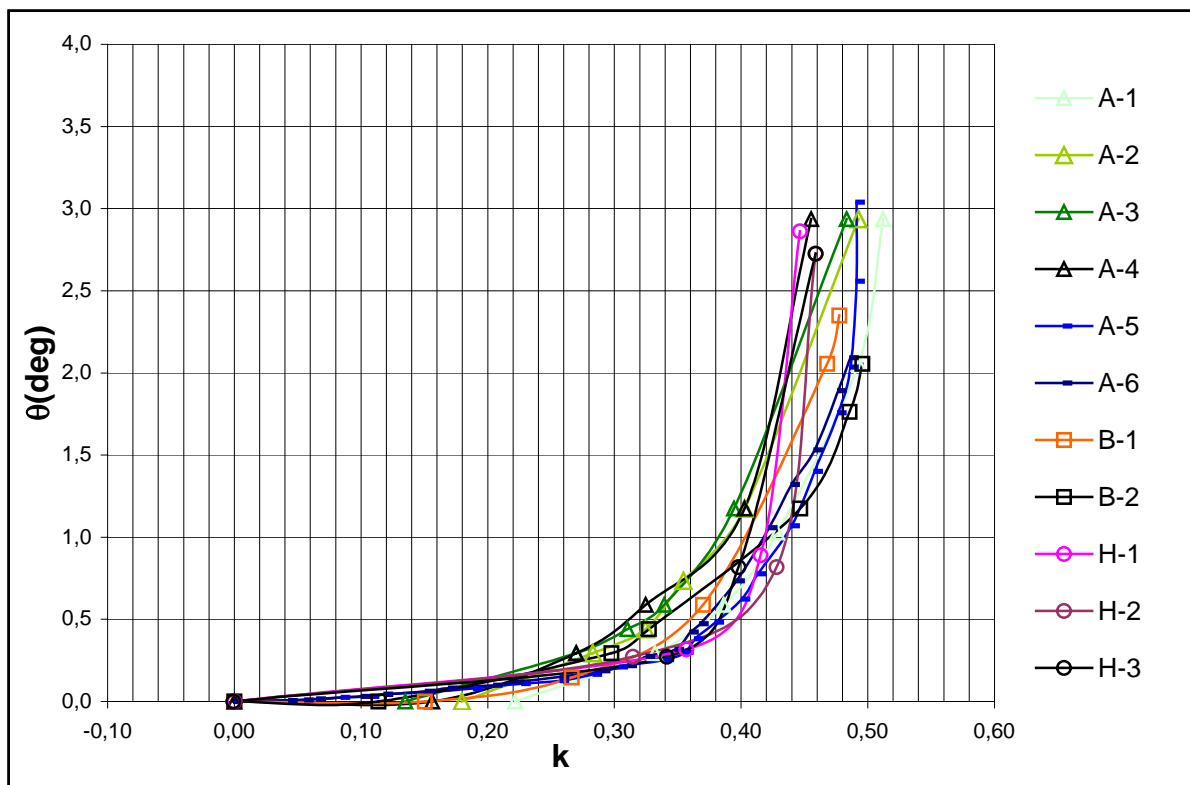


Figure III-22 : rotation d'ensemble expérimentale θ du mur, en fonction de l'excentricité relative k , pour les différents types de murs ayant rompu par renversement.



Figure III-23 : renversement du mur H selon un plan de rupture incliné, avec un coefficient de stabilité au renversement F_r proche de 1 et une excentricité relative k proche de 0,5.

b) Ruptures par glissement

Les résultats expérimentaux sur les murs C, D, E, F, et G montrent que :

- les murs ont un comportement monolithique dans le domaine des petits déplacements.
- en grands déplacements, la rupture a lieu par glissement interne sur le premier lit du mur, le mur passant d'un état monolithe à un état bi-bloc (fig. III-24).
- les glissements ont tous été horizontaux ($\omega=0$) du fait de la régularité des blocs qui ne permet pas (ou peu) le réarrangement des blocs en rotation, comme c'est le cas pour les blocs irréguliers.
- le mode de rupture par glissement est bien décrit par le coefficient de stabilité F_g (tab. III-8) qui est proche de 1 à la rupture. Le glissement est survenu, selon les murs, à des valeurs d'excentricité relative k comprises entre 0,1 et 0,4. Ceci montre que le glissement est bien dissociable du renversement avant l'amorce de rupture.



Figure III-24 : zooms sur le glissement interne, qui survient sur le premier lit de briquettes pour les murs C et D (le décrochement est visible par rapport au premier lit de briquettes). Le plan de rupture est horizontal (pas de réarrangement des blocs en rotation, i.e. $\omega=0$) et le coefficient de stabilité F_g au glissement est proche de 1.

4. Conclusion

Ces essais sont très limités à cause de la simplification sur la construction des murs, qui sont montés avec des éléments réguliers ou assez réguliers. Pour cette raison, il n'était pas nécessaire de rechercher un relevé des mesures très précis. Les résultats sont néanmoins intéressants pour mieux cerner la phénoménologie des murs de soutènement en maçonnerie sèche et pour permettre une meilleure appréhension des essais sur les murs d'échelle 1.

Entre autres, nous avons pu mieux prévoir les ruptures qui ont eu lieu sur les murs réels, sachant que :

- les ruptures par renversement ont lieu pour un coefficient de stabilité au renversement F_r proche de 1 et une excentricité relative k proche de 0,5. L'inclinaison du plan de rupture dépend de la géométrie et de l'agencement des blocs utilisés, et les essais ont mis en évidence l'effet stabilisant des boutisses.
- les ruptures par glissement concernent la base du mur et ont lieu pour un coefficient de stabilité au glissement F_g proche de 1.
- Les deux modes de rupture sont dissociables.

Par contre, ces essais ne sont pas du tout adaptés pour cerner le risque de poinçonnement au sein du mur, bien que cela puisse être dimensionnant dans le cas de grands murs. De plus, ils ne permettent pas de tenir compte de la spécificité essentielle des murs en pierres sèches montés avec des pierres brutes, spécificité qui est à l'origine d'une cinématique de rupture plus complexe.

D. Conclusion sur les essais de laboratoire

L'ensemble des essais de laboratoire, malgré leurs limitations, ont été nécessaires :

- pour mettre en place la campagne expérimentale sur les murs d'échelle 1, car il fallait avoir une idée des critères de rupture et des valeurs des paramètres propres aux murs en pierres sèches. Par exemple, nous aurions pu penser que le renversement interne du mur surviendrait à des valeurs de k bien inférieures à 0,5 et cela n'a pas été le cas.
- pour voir s'il était possible d'estimer les paramètres spécifiques d'un mur en pierres sèches par des essais de laboratoire plus faciles à mettre en œuvre.

IV. ESSAIS DE CHARGEMENT DE MURS DE SOUTÈNEMENT EN PIERRES SÈCHES, DE TAILLE REELLE, REALISÉS AU BEUCET (VAUCLUSE)

Ces essais marquent l'aboutissement d'un travail scientifique (bibliographie, modélisation et essais en laboratoire) qui intéressait de nombreuses collectivités et services de l'Etat (au niveau français mais aussi européen). En effet, il existe aujourd'hui une réelle demande pour utiliser la technique de la pierre sèche, au même titre que les technologies plus récentes. Cela n'est possible que si l'on peut donner les éléments scientifiques nécessaires pour dimensionner ces murs, ce qui a justifié la réalisation d'essais de chargement sur des murs de taille réelle.

La mise en place de ces essais a pu se faire grâce aux nombreux partenaires qui ont bien voulu prendre le risque d'investir dans ce travail de recherche. Nous pouvons mentionner entre autres, le ministère de l'équipement, les muraillers bénévoles et l'entreprise OPUS Patrimonio, la région et la DIREN PACA, le département du Vaucluse, l'APARE, la commune du Beucet, la Chambre de Métiers de Vaucluse et l'ENTPE.

Il fut assez difficile de mettre en place de tels essais : approche scientifique d'une technique traditionnelle difficilement modélisable et souvent considérée désuète, nécessité de trouver des financements propres, nombre et éloignement des divers partenaires, communication entre les partenaires, etc. Malgré tout, le travail de collaboration s'est avéré fructueux grâce aux quatre essais réalisés.

A. Murs en pierres sèches réalisés

1. Construction des murs

Les murs ont été construits selon les règles de l'art par des volontaires de l'Association des murailleurs de Provence, l'entreprise OPUS Patrimoine de Paul Arnault et Philippe Alexandre de l'APARE. Les pierres calcaires (de S^t-Gens) ont été fournies par la carrière « Mallet », située au Beaucet (Vaucluse), qui est spécialisée dans la vente de blocs de pierres utilisés pour la maçonnerie (murs porteurs, cheminées, etc.). Les pierres utilisées ont été récupérées parmi les déchets de taille, ce qui n'était pas le plus facile à travailler du fait de la relative fragilité, de la présence de lits argileux dans les pierres, de l'hétérogénéité des blocs. Néanmoins, cela est assez représentatif de la tendance actuelle, à savoir l'utilisation de pierres issues de carrières.

Les géométries des murs ont été choisies de manière à obtenir des ruptures par glissement et des ruptures par renversement, grâce aux résultats obtenus par le travail de bibliographie, de modélisation et d'expérimentation en laboratoire. Connaissant l'angle de frottement des pierres utilisées (étudié en laboratoire) et considérant le mur comme monolithique dans le domaine des petits déplacements, nous avons mené un calcul solide-rigide de la stabilité des murs testés. Nous avons ainsi disposé d'estimations assez précises sur les seuils de rupture et sur les modes de rupture des murs projetés.

Ne pouvant pas réaliser plus de quatre murs pour cette campagne expérimentale en raison des budgets limités, nous avons choisi la stratégie suivante :

- Construire et expérimenter trois murs de deux mètres de hauteur en faisant varier les paramètres suivants : la largeur b en tête du mur, le fruit f_i du parement externe et l'inclinaison des assises par rapport à l'horizontale. Les autres paramètres sont restés globalement constants (poids volumique γ_M du mur, parement interne vertical, angle de frottement φ_M des pierres).
- Pour la géométrie courante d'un mur de soutènement en pierres sèches (parement interne vertical et parement externe présentant un fruit, ici de 15%), faire varier la hauteur en construisant un mur de quatre mètres de hauteur, proportionnel à un mur de deux mètres de hauteur.

L'ensemble des données concernant les quatre murs sont présentées dans la figure IV-5 et dans le tableau IV-1. Pour le calcul de la masse volumique γ_M des murs expérimentés, chaque mur a été pesé après réalisation de l'essai. Cela a nécessité de charger les pierres du mur dans un camion, de peser le camion plein et le camion à vide, et de calculer la masse de pierres, la géométrie du mur étant connue. Les balances disponibles étaient éloignées du chantier et plusieurs voyages furent nécessaires pour peser les murs. Pour ordre de grandeur, le mur 3 fut construit avec vingt-neuf tonnes de pierres (montées à la main), dont la masse fut pesée en quatre voyages de dix-neuf tonnes (poids à vide du camion de 11,5 tonnes).

Les figures IV-1 à 3 illustrent la construction du mur 1 au village du Beaucet et la figure IV-4 la construction du mur 3 à la carrière « Mallet » au Beaucet.



Figures IV-1 et 2 : construction du mur 1 au village du Beucet (1) avec vue sur le calage d'une pierre (2) .



Figure IV-3 : mur 1 prêt à être expérimenté.



Figure IV-4 : construction du mur 3 et vue sur le coffrage latéral (blocs de carrière de St-Gens).

2. Données géométriques et physiques

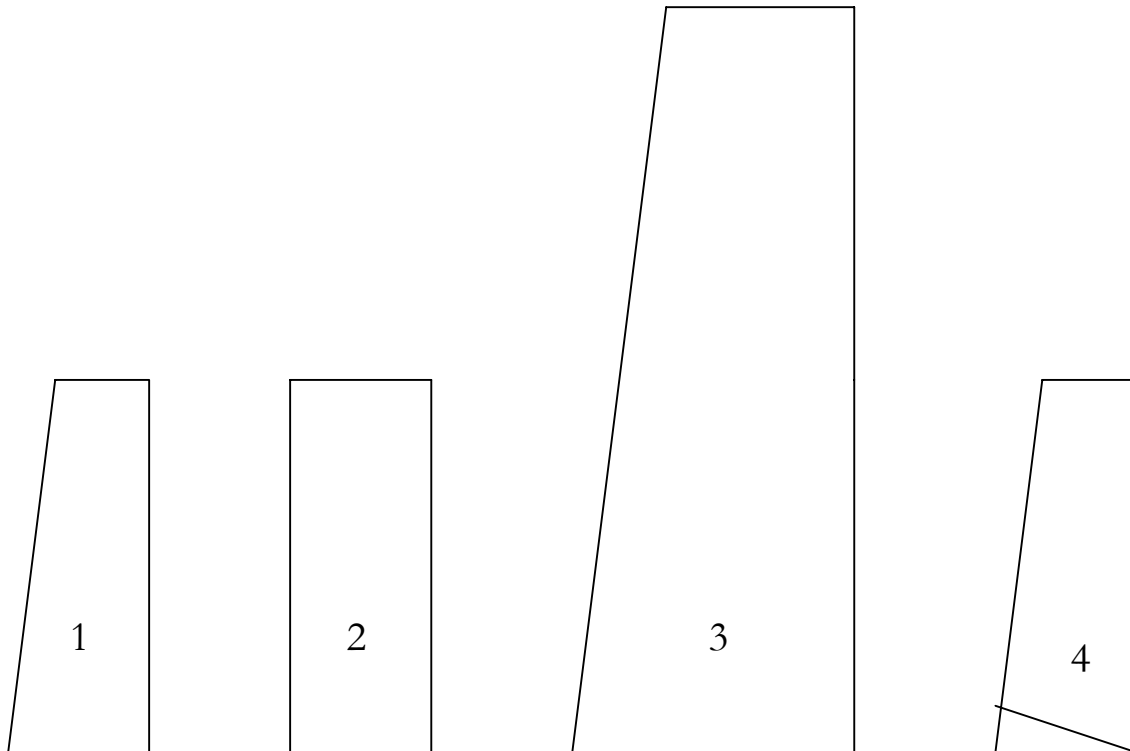


Figure IV-5 : allure de la géométrie des 4 murs expérimentés.

	mur 1	mur 2	mur 3	mur 4
hauteur h (m)	2	2	4	2
hauteur libre (m) (hauteur de la partie du mur non bloquée en pied)	1,85	1,85	3,85	1,90
longueur (m)	2	2	3	2
épaisseur b en tête (m)	0,6	0,9	1,2	0,65
fruit f_1 (%)	15	0	15	12
masse volumique (t/m^3)	1,57	1,53	1,60	1,63
pourcentage de vides	25%	27%	24%	23%
indice des vides	0,33	0,37	0,32	0,30
assises	horizontales	horizontales	horizontales	inclinées de $\alpha=-4^\circ$ vers l'amont
remarques			pierres humides	pierres humides

Tableau IV-1 : données géométriques et physiques des murs.

B. Dispositif expérimental

Nous avons choisi de charger les murs par une pression latérale d'eau, comme pour les essais sur modèles réduits, afin de pouvoir dans un premier temps lever les inconnues que sont : le frottement interne global de la maçonnerie en pierre sèche et le comportement sous chargement latéral réparti triangulairement à l'arrière du mur (cas classique de la poussée d'un sol s'exerçant sur un mur poids). Ces essais ne permettent pas d'aborder l'interaction entre le mur et le remblai, mais ce paramètre peut être estimé à partir de la connaissance établie pour les murs de soutènement réalisés par assemblage d'éléments préfabriqués (blocs, caissons, poutres, etc.).

Malgré la mobilisation de nombreux partenaires, nos moyens étaient limités et nous n'avons pu utiliser que quatre capteurs de force pour la fondation et huit capteurs de déplacement à câble pour l'évolution d'un profil du mur au cours du chargement. Pour compléter les mesures, des photos 6cm×6cm d'un côté du mur ont été prises à partir d'un point fixe. L'analyse stéréophotogrammétrique (*cf.* IV-C-3) de ces prises de vue permet de déterminer les déplacements de chaque pierre du mur afin de :

- vérifier si l'évolution de la partie médiane du parement externe (mesurée par les capteurs) est la même que sur le côté de la tranche, afin de valider ou non l'hypothèse de déformation plane.
- cerner avec précision la cinématique de rupture, en observant la ou les lignes de glissement au niveau de la tranche du mur ainsi que la rotation d'ensemble.

1. Chaîne de mesure

a) Capteurs de force

Etant donné nos moyens limités (quatre capteurs), nous avons opté pour une solution susceptible de donner des résultats sur le comportement d'ensemble. Nous avons utilisé des capteurs « Interface » (modèle 1211 AF, trois de 10kN et un de 50kN pour l'avant du mur).

Les capteurs ont été placés sous la fondation de sorte que les forces soient enregistrées sur une tranche de 20cm de largeur et de longueur l'épaisseur du mur. Les capteurs ont été vissés sur un profilé en acier épais, lui-même ancré dans la fondation (fig. IV-6 et 8).

Le positionnement des quatre capteurs a été fait pour que chaque capteur enregistre la force sur un quart de l'épaisseur B du mur (fig. IV-7). On obtient donc les forces sur le " quart avant " du mur, " quart avant milieu ", " quart milieu arrière ", " quart arrière ".

Une plaque en acier suffisamment rigide de 20cm×20cm×5mm est posée sur chaque capteur (fig. IV-9). Sur chaque plaque est placée une pierre de surface égale ou légèrement inférieure à celle de la plaque (fig. IV-10).

On s'arrange ensuite, lors du montage du mur, pour que les pierres qui bordent les quatre pierres posées sur les capteurs soient plus basses, de façon à éviter les effets linteaux lors du croisement des joints sur les pierres des capteurs (fig. IV-6 et 11).

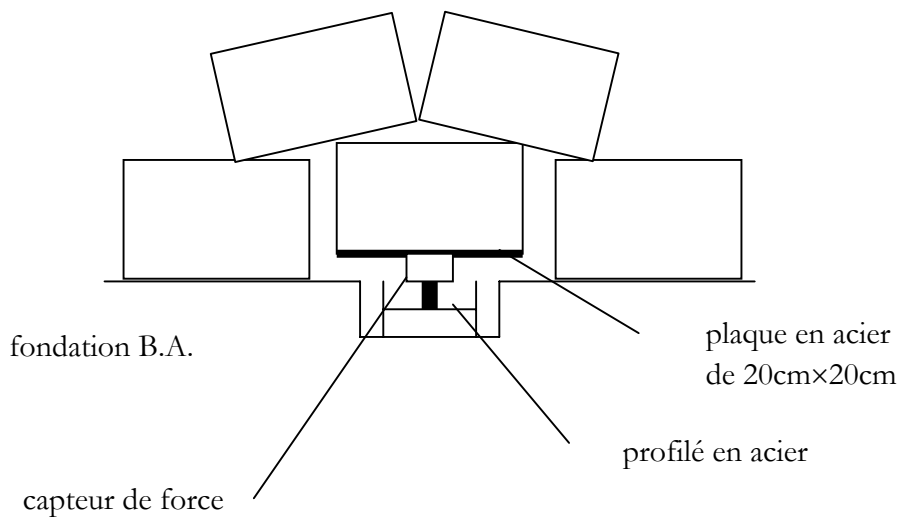


Figure IV-6 : coupe du mur (vue de face) au droit d'un capteur de force. La disposition des pierres évite en partie les effets linteaux.

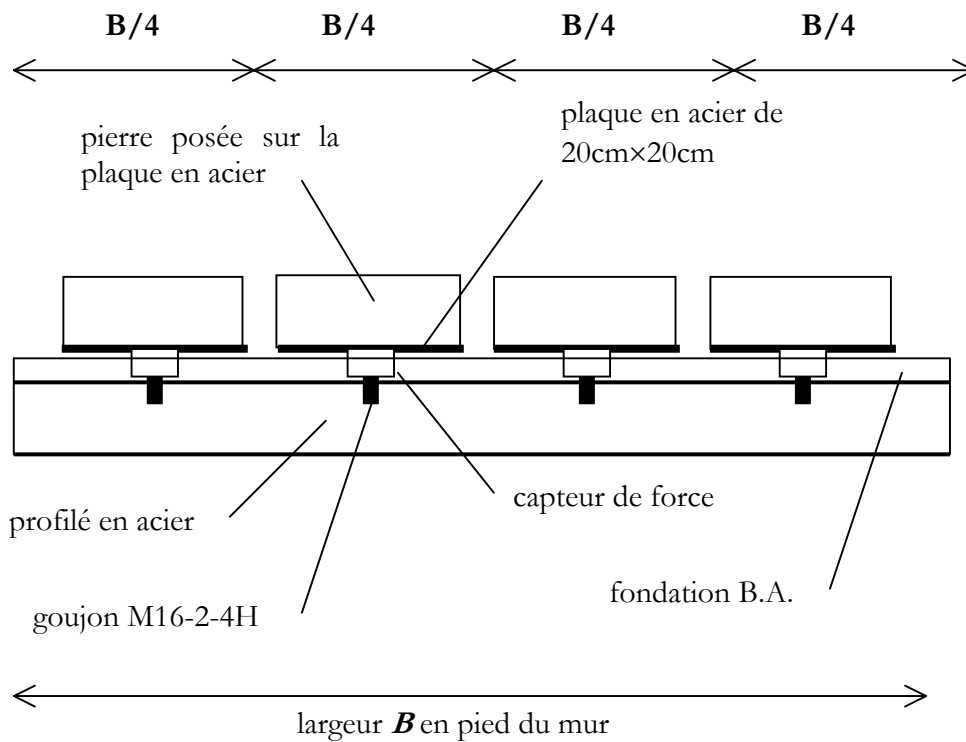


Figure IV-7 : coupe du mur (vue de côté) au droit des capteurs de force.

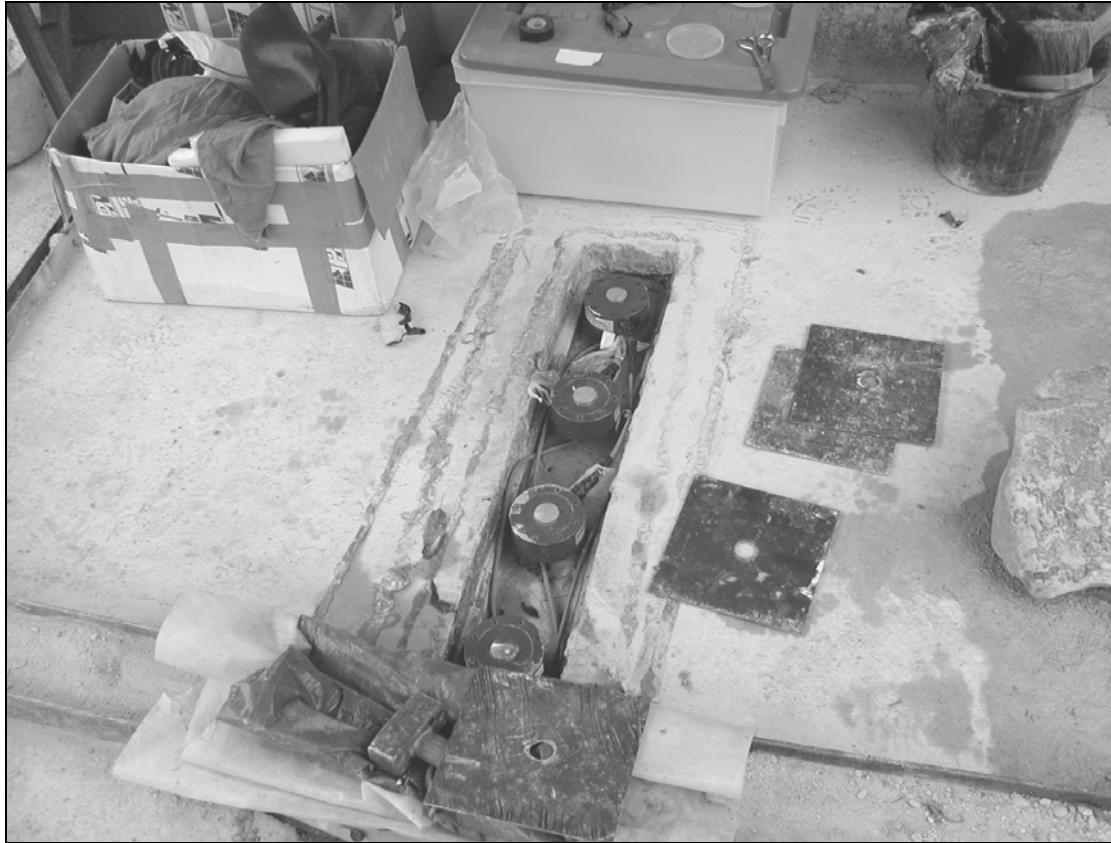


Figure IV-8 : montage des capteurs de force vissés sur un profilé en acier coulé dans la fondation en béton armé pour les murs 1, 2 et 4.

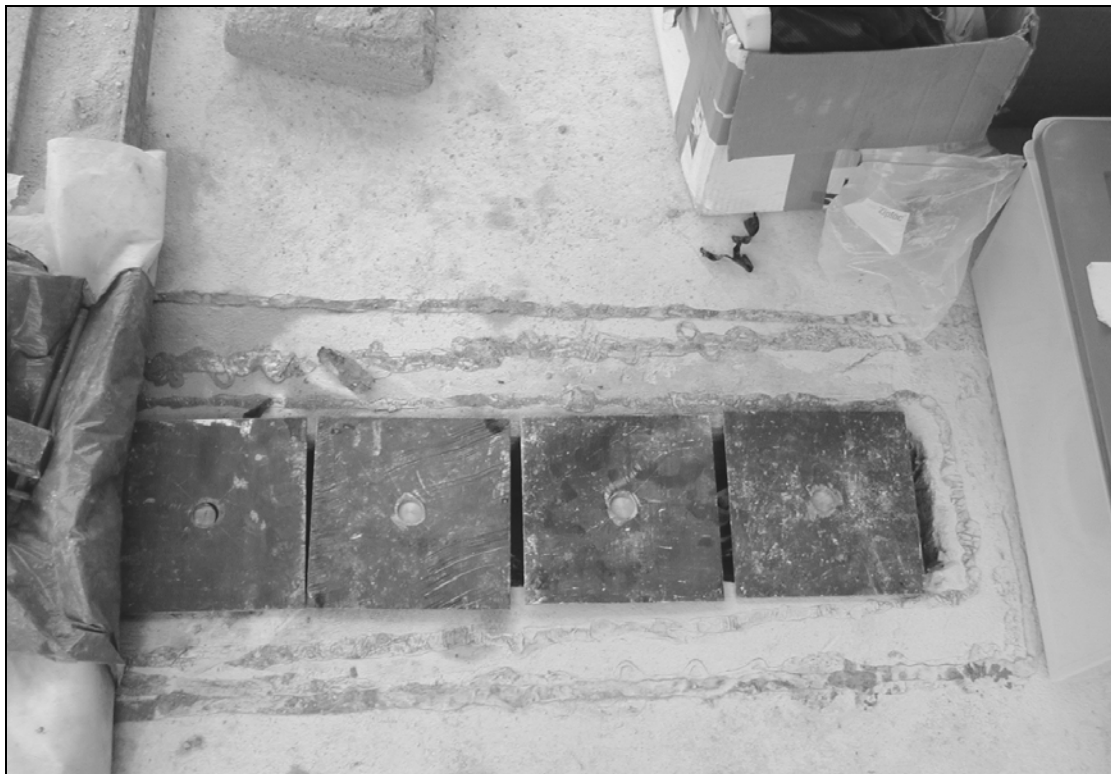


Figure IV-9 : montage des plaques en acier sur les capteurs de force pour les murs 1, 2 et 4.



Figure IV-10 : montage des pierres sur les plaques après avoir posé l'étanchéité des capteurs (mur 4).



Figure IV-11 : croisement des joints sur les pierres posées sur les capteurs de force (mur 4).

b) Capteurs de déplacement

Grâce au travail réalisé préalablement aux essais d'échelle 1, nous savions que le mur était susceptible de se comporter comme un mur monolithe au niveau de la rotation d'ensemble, et qu'au-delà de la résistance interne au cisaillement, le mur risquait d'être cisailé au niveau de la base du mur. L'idée a donc été de mesurer :

- le cisaillement au niveau de la base du mur en plaçant quatre capteurs sur les premiers lits de pierres, même si en pratique cela ne fut pas réellement possible. La maçonnerie en pierre sèche ne peut pas être prévue à l'avance pour que l'on ait une pierre adaptée pour la pose des capteurs aux bons endroits.
- la rotation d'ensemble en plaçant les trois derniers capteurs en zone médiane et haute du mur.

Nous avons utilisé des capteurs à câble « Unimeasure », séries HX-PA 10 (250mm), PA 20 (500mm), PA 30 (750mm), PA 50 (1250mm), et HX-PA 200 (5000mm) pour le capteur de niveau d'eau.

Les capteurs ont été vissés sur un poteau rigide face au milieu du parement externe du mur, et les câbles des capteurs ont été fixés sur le parement, au moyen de crochets ancrés dans les pierres du mur (fig. IV-13 et 14).

Au départ, les câbles sont horizontaux. Avec la rotation d'ensemble θ du mur, les câbles s'inclinent légèrement mais un petit calcul montre qu'il est possible de considérer le mouvement enregistré par le capteur comme un mouvement horizontal.

Calcul de l'erreur ε due au fait de considérer le déplacement de la cible comme un déplacement horizontal (fig. IV-12) :

$$\varepsilon = \frac{d-u}{u}$$

$$d^2 = u^2 + \Delta h^2$$

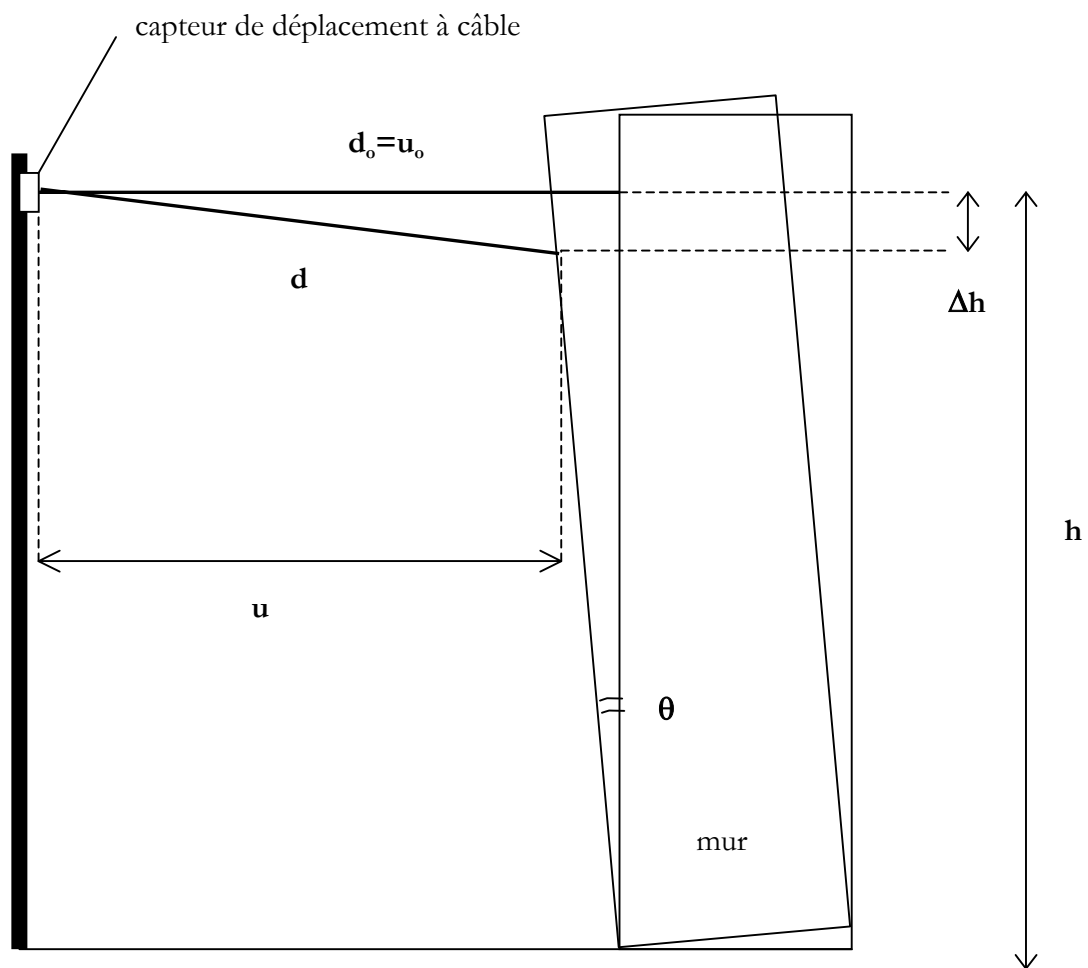
$$\Delta h = h(1 - \cos\theta)$$

$$u = d \sqrt{1 - \left(\frac{h}{d}\right)^2 (1 - \cos\theta)^2}$$

$$\varepsilon = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{h}{d}\right)^2 (1 - \cos\theta)^2}} - 1$$

En calculant ε pour chaque capteur pour les essais, nous trouvons une erreur inférieure à 1% (en prenant une valeur de rotation d'ensemble de $\theta = 15^\circ$ alors que la rotation mesurée expérimentalement est inférieure à 6°).

Il est donc possible de considérer le déplacement mesuré par les capteurs, comme un déplacement horizontal.



poteau support des capteurs
de déplacement

Figure IV-12 : évaluation de l'effet de la rotation d'ensemble θ du mur sur le déplacement mesuré par les capteurs à câble.



Figure IV-13 : poteau supportant les capteurs de déplacement à câble pour le mur 1 vu de face.



Figure IV-14 : poteau supportant les capteurs de déplacement à câble pour le mur 3 vu de profil.

c) Dispositif de chargement

Pour appliquer la pression d'eau, deux types de bâches ont été conçues et réalisées en collaboration avec l'entreprise Albon Plastic (St Rambert d'Albon - Drôme) :

- une bâche de 2m×2,5m×1m en PVC très résistant, pour les essais sur les murs de deux mètres de hauteur.
- deux bâches de 4m×4m×1,5m pour l'essai sur le mur de quatre mètres de hauteur : une bâche en PVC très résistant (de style bâche de camion) et une bâche en *liner* de piscine très épais avec thermo-soudures renforcées.

Ces bâches ont dû être appliquées avec soin. Il fallait s'assurer qu'il y ait suffisamment de « mou » pour que la bâche s'applique bien sur le mur (fig. IV-15), et pour éviter que la pression d'eau soit reprise par la bâche (qui pourrait entrer en tension et se rompre, ce qui s'est produit lors du premier essai). Pour éviter le poinçonnement excessif de la bâche, un tissu a été placé entre la bâche et le mur.



Figure IV-15: installation de la bâche de chargement d'eau pour le mur 1.

La mesure de la hauteur d'eau s'est faite à l'aide d'un capteur à câble, fixé au-dessus de la bâche de chargement d'eau et relié à un flotteur (fig. IV-16).

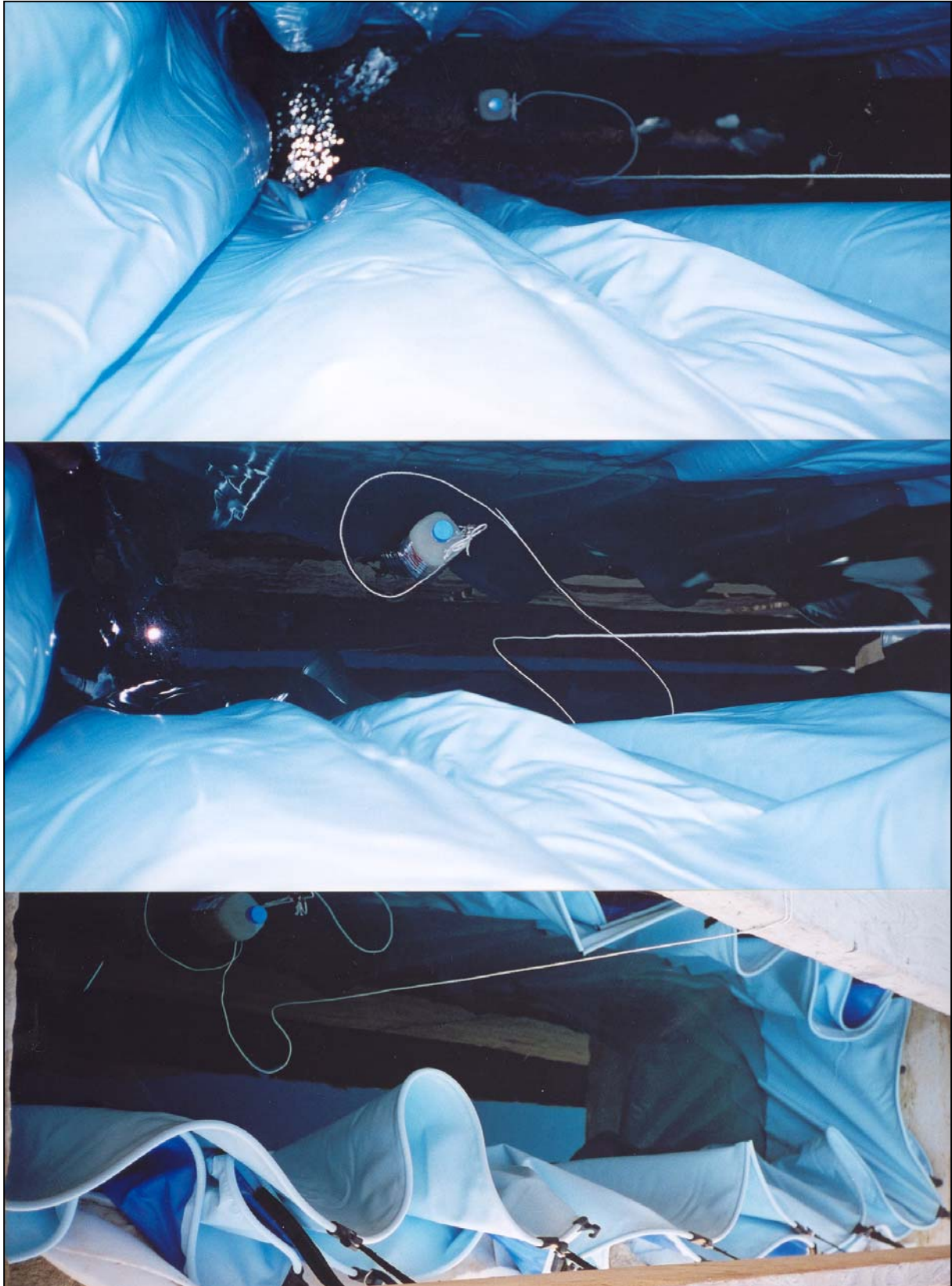


Figure IV-16 : mesure de la hauteur d'eau par le biais d'un flotteur relié à un capteur de déplacement à câble de grande course (5000mm) pour le mur 3.

d) Acquisition des mesures

Le système d'acquisition est présenté dans la figure IV-17. Pour les mesures *in situ*, il fallait que la centrale d'acquisition soit facilement déplaçable (fig. IV-18).

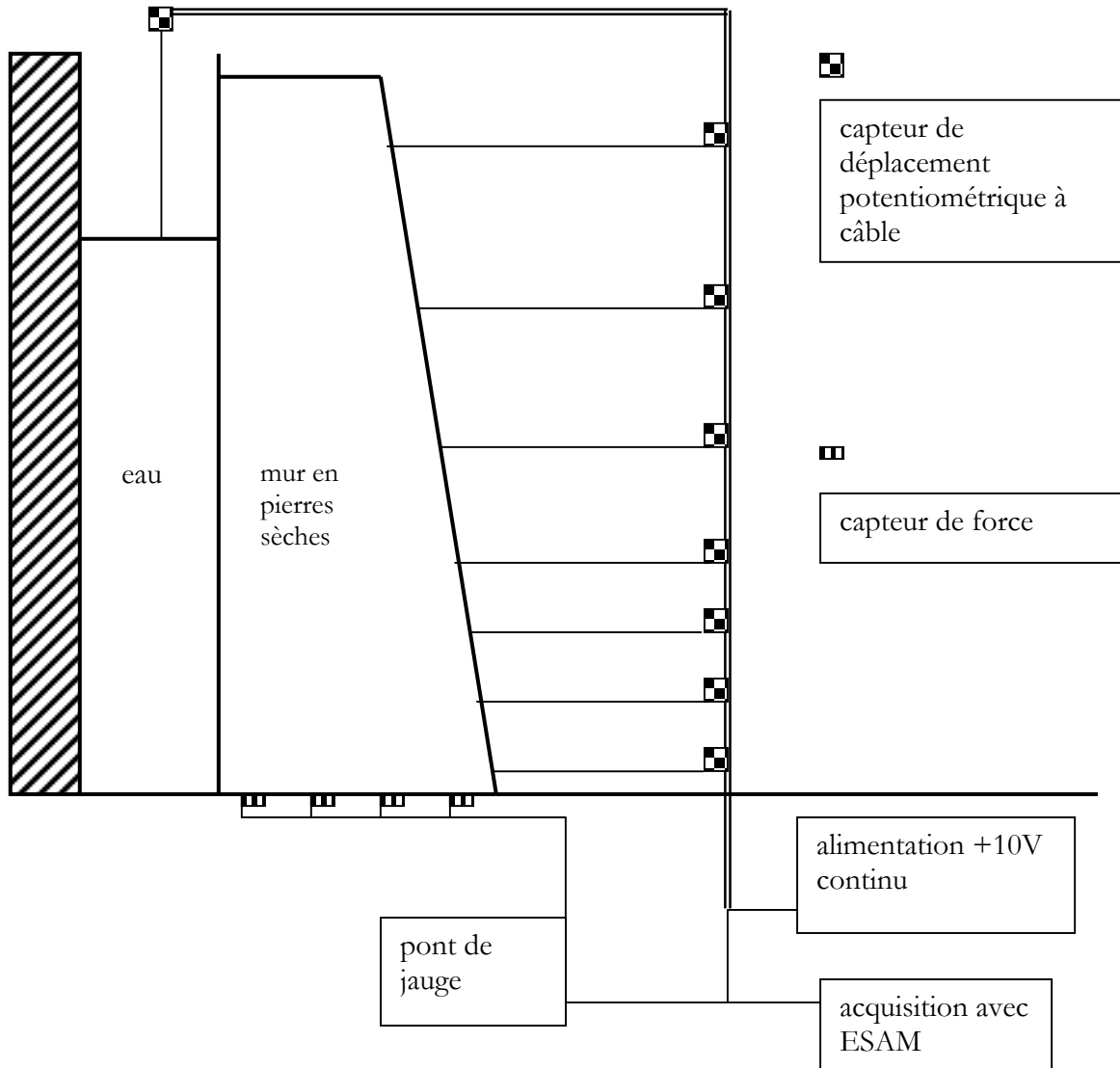


Figure IV-17 : plan d'instrumentation des essais de chargement de murs en pierres sèches.



Figure IV-18 : centrale d'acquisition.

2. Limitations des essais

Précision des capteurs de déplacement

La précision des capteurs est de :

- 0,15% sur la pleine échelle pour les capteurs de déplacement de course 250mm, ce qui donne une précision de 0,4mm.
- 0,10% sur la pleine échelle pour les capteurs de déplacement de course 500mm, 750mm, 1250mm, et 5000mm ce qui donne une précision de 0,5mm, 0,75mm, 1,25mm et 5mm.

L'alimentation des capteurs en 10V continu induit un bruit qui peut être gênant si l'alimentation n'est pas suffisamment stable. Ceci a été le cas lors de l'essai sur le mur 4, pour lequel trois capteurs n'ont pas pu être exploités.

Précision des capteurs de force

La précision des capteurs est de 0,04% sur la pleine échelle, soit pour les capteurs de 5kN (10kN), une précision de 0,2N (0,4N).

Nos moyens limités nous ont fait choisir de mesurer l'évolution globale des forces sous la fondation des murs en pierres sèches, ceci sur une bande transversale de vingt centimètres de largeur. Nous pouvons enregistrer, de manière assez fiable, la résultante des forces verticales au droit de chaque capteur mais le point d'application de la force n'est pas connu directement, ce qui laisse une marge d'imprécision sur la répartition des forces sous la fondation.

C. Résultats bruts des essais de chargement

Nous présentons les courbes brutes de l'essai sur le mur 3, dans les paragraphes C-1 et C-2. Ce mur sert de référence, parce qu'il fut le plus haut et parce que tous les capteurs et l'acquisition ont bien fonctionné. La description et la position des différentes voies de l'acquisition sont présentées dans la figure IV-19.

Les courbes brutes données par les capteurs de déplacement (fig. IV-20) sont les courbes $u_i=f(h_w)$, où u_i est le déplacement mesuré par le capteur i , situé à une hauteur h_i par rapport à la fondation. u_i peut être considéré comme horizontal (cf. B-1-b).

h_w est la hauteur d'eau derrière le mur, donnée par la voie 11.

Les courbes brutes données par les capteurs de force (fig. IV-21) sont les courbes $F_i=f(h_w)$, où F_i est la force mesurée par le capteur de force i .

Dans la partie C-3, nous présentons la méthode de stéréophotogrammétrie, ainsi que les figures brutes que la méthode permet de donner, sachant que cette étude concerne le côté du mur qui a été photographié depuis un point fixe, alors que l'instrumentation concerne la partie médiane du mur.

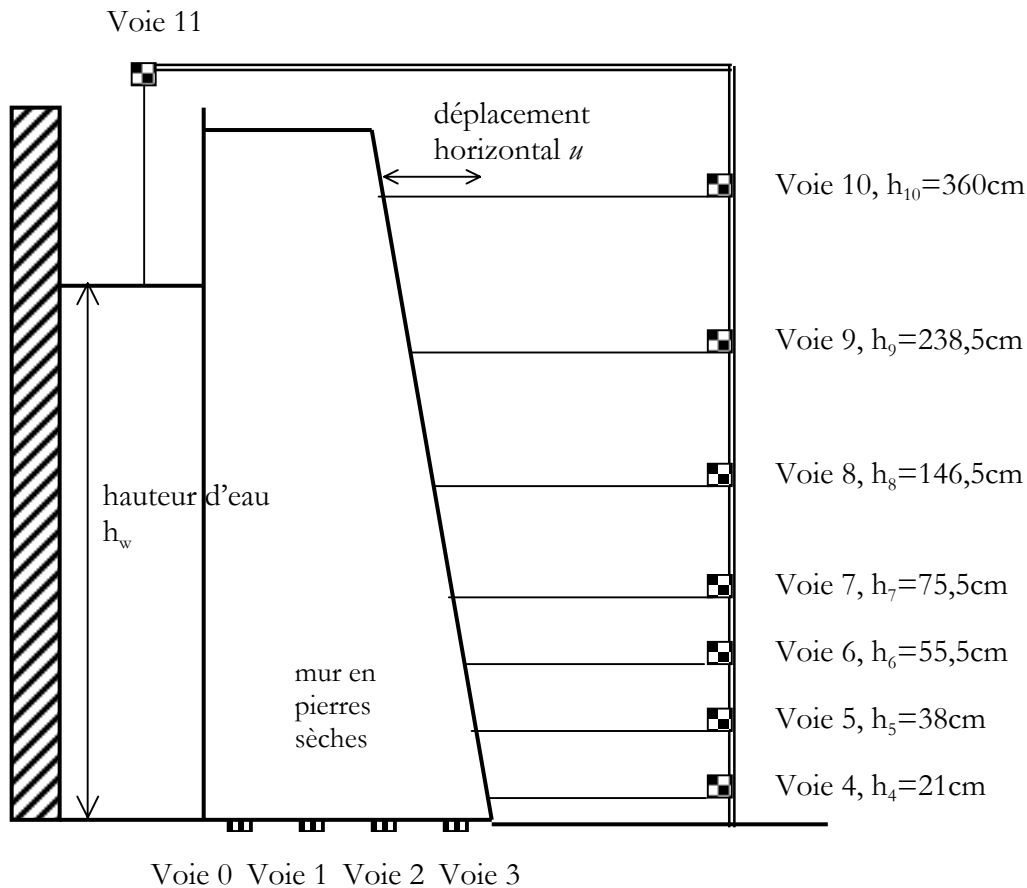


Figure IV-19 : description et positionnement des différentes voies de l'acquisition pour le mur 3.

1. Capteurs de déplacement

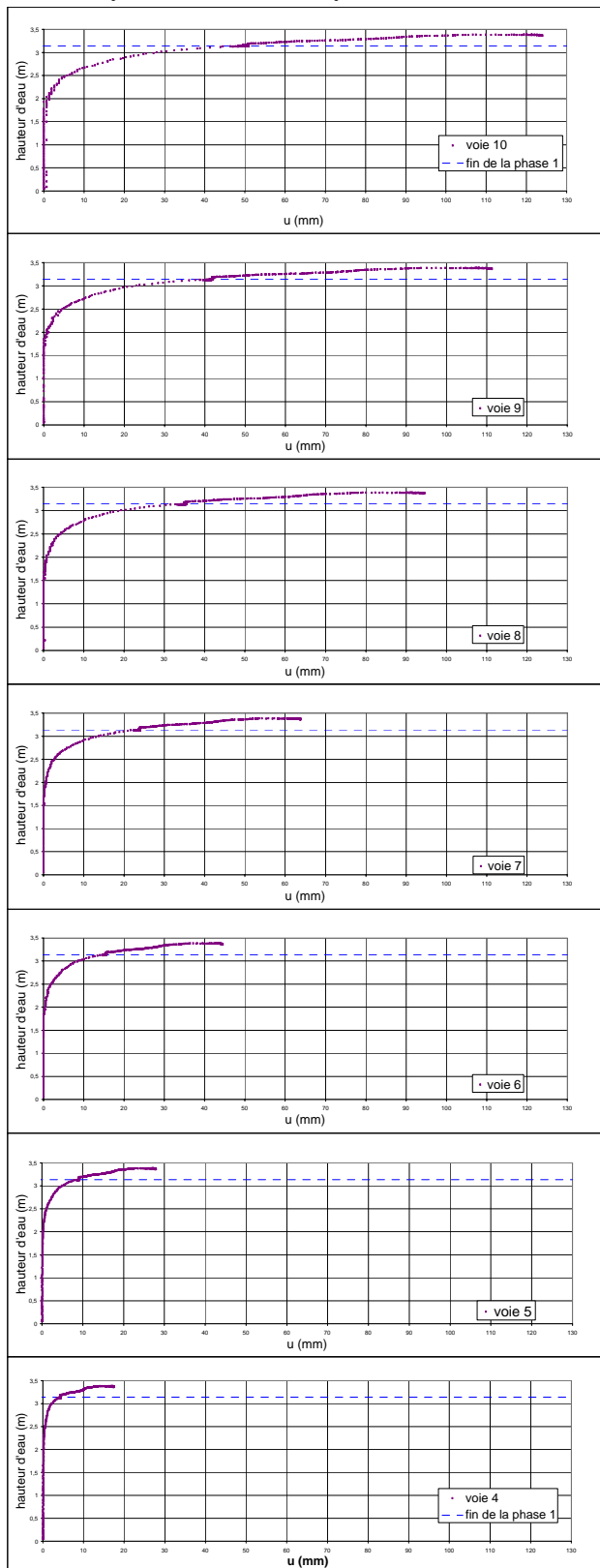


Figure IV-20: déplacements bruts u (voies 4 à 10) en fonction de la hauteur d'eau h_w du mur 3; l'allure des déplacements et leur évolution (en fonction de la position des capteurs) est cohérente.

2. Capteurs de force

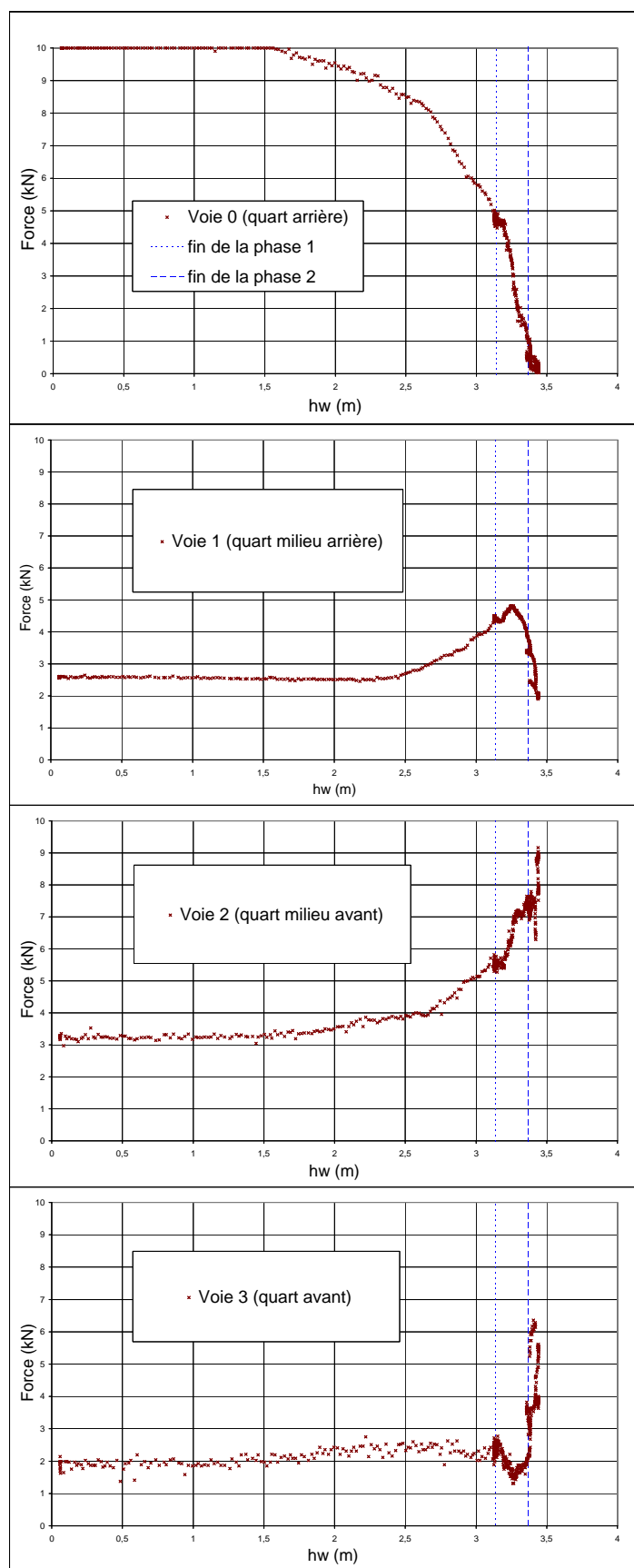


Figure IV-21: forces brutes F (voies 0 à 3) en fonction de la hauteur d'eau hw du mur 3.

3. Stéréophotogrammétrie

a) Principe de la stéréophotogrammétrie :

La stéréophotogrammétrie est l'enregistrement photographique de plusieurs vues d'un même objet. Cette technique a d'abord été développée dans la cartographie aérienne, où, en prenant deux clichés d'un même paysage à partir de deux endroits différents, on peut restituer le relief du paysage. Plus généralement, on peut connaître les caractéristiques géométriques d'un objet à partir de deux clichés pris sous deux angles différents.

Nous allons appliquer ce principe, sur un objet plan subissant une déformation plane, les deux clichés étant photographiés d'un même endroit mais à deux instants différents. Ainsi, en regardant les deux clichés au stéréoscope, un relief virtuel apparaîtra (« faux relief » non physique puisque l'objet reste plan). Le « faux relief » est proportionnel aux variations géométriques de l'objet plan (dus aux déformations subies entre les deux prises de vues).

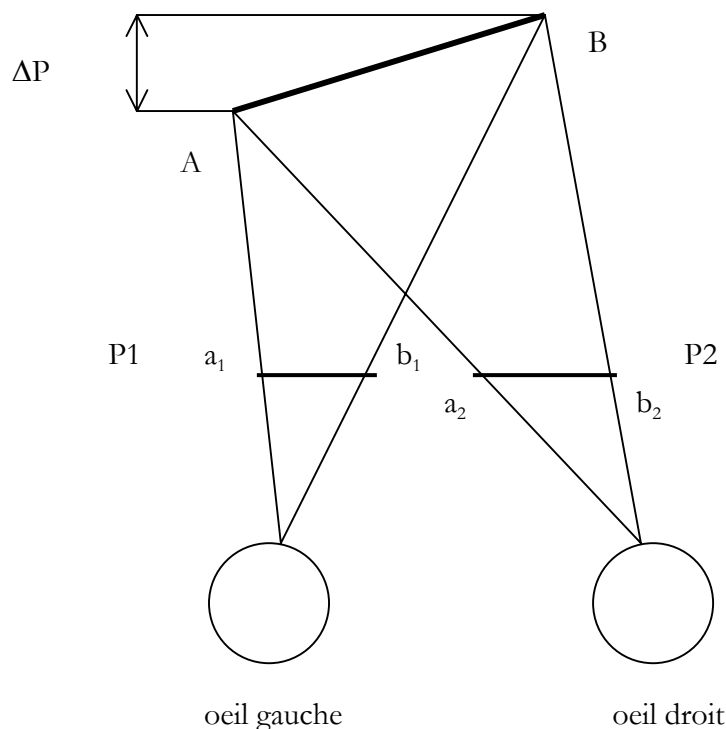


Figure IV-22 : principe de perception du relief d'après Desrues (1984).

La figure IV-22 présente le lien entre le « faux relief » et le vrai relief. L'objet AB est en vrai relief ($\Delta P \neq 0$) et est perçu comme tel par la vision binoculaire grâce à un travail du cerveau qui tient compte de l'écartement entre les deux yeux. Chaque œil ne voit respectivement que les plans ($P1$) et ($P2$), projections de l'objet AB .

Un point matériel quelconque de l'échantillon, a_1 sur le cliché gauche, à un temps t_1 se retrouve en a_2 pour un temps $t_2 = t_1 + \Delta t$ (Δt est le temps séparant les deux clichés).

Lors d'un essai de chargement d'un mur en pierres sèches, nous prenons des clichés d'un des côtés du mur, qui peut être considéré comme plan. Les deux clichés successifs dans le temps correspondent à $(P1)$ et $(P2)$. Pour en avoir une vision binoculaire, on les dépose dans le stéréoscope. Le premier cliché $(P1)$ est vu par l'œil gauche, le second $(P2)$ par l'œil droit. On voit alors apparaître un objet fictif (virtuel) en relief, qui est AB issu de $(P1)$ et $(P2)$, d'où la notion de « faux relief ».

Le pointé stéréoscopique permet l'enregistrement des coordonnées d'un point du cliché gauche et de sa parallaxe (différence entre ses coordonnées et celles du même point matériel sur le cliché droit). Pour chaque cliché, le stéréoscope possède un système de visée matérialisée par un point lumineux. Ces deux marques sont fixes et ce sont les clichés qui bougent, mais on raisonne comme si les clichés étaient fixes et les marques mobiles, ce qui ne change rien au raisonnement.

Superposition des clichés

Les deux clichés doivent être superposés correctement dans le stéréoscope à l'aide des points fixes de référence (quatre au moins sont nécessaires), qui sont des points ne subissant aucune déformation. Lorsque les points fixes apparaissent superposés, les deux clichés sont alors superposés correctement et le faux relief apparaît sur l'échantillon. Les points fixes créent un repère fixe, identique pour les deux clichés. Si les deux clichés sont bien superposés et si on amène la marque du cliché gauche, par un mouvement couplé des marques lumineuses sur un point fixe, la marque lumineuse du cliché droit est exactement sur le même point fixe.

Mesure du déplacement des points

Supposons maintenant que les deux points b_1 et b_2 n'appartiennent plus à $(P1)$ et $(P2)$, mais soient les marques lumineuses liées à chaque cliché. Les cas suivants peuvent se présenter :

- Si $\Delta P=0$,

le point matériel sur le cliché gauche qui est en a_1 n'a pas bougé pendant le temps Δt . Si nous déplaçons les marques b_1 et b_2 dans un mouvement couplé jusqu'à ce que b_1 coïncide avec a_1 , alors b_2 coïncide avec a_2 et les deux marques sont vues l'une sur l'autre. Aucun faux relief n'apparaît dans cette zone car les deux clichés étaient déjà superposés correctement dans la première étape, grâce aux points fixes.

- Si $\Delta P \neq 0$,

le point matériel sur le cliché gauche qui est en a_1 a bougé pendant le temps Δt par rapport au repère fixe (le même sur les deux clichés). Le point virtuel A est vu en relief. Si on refait coïncider en mouvement couplé b_1 avec a_1 , les coordonnées du point a_1 sont mesurées. Les deux marques lumineuses ne sont plus confondues puisque la marque du cliché 2 n'est pas sur a_2 mais sur les coordonnées de a_1 dans $(P2)$. Par un mouvement découplé, on positionne la marque 2 sur la marque 1 (les deux points lumineux sont confondus lorsqu'on ne voit qu'un point matériel A en faux relief). Ainsi la marque 2 est sur a_2 et la marque 1 est restée sur a_1 . On enregistre le déplacement de la marque 2 depuis le découplage, ce qui donne directement la parallaxe de A .

Ces opérations se font les deux yeux ouverts et avec un peu d'habitude, on obtient une assez bonne précision. Il est ainsi possible de mesurer chaque point de l'objet plan.

En mesurant la position sur chaque cliché d'un même point matériel et en faisant la différence des coordonnées obtenues, on obtient son déplacement sans notion de faux relief. Cependant, la vision binoculaire du faux relief permet de :

- choisir la densité de points à enregistrer selon l'intensité de la déformation.

- circonscrire les zones de fort relief comme les bandes de glissement ou les fissures (joints).
- identifier immédiatement deux points homologues par simple vision binoculaire et les enregistrer.

L'opérateur enregistre ainsi numériquement les coordonnées d'un nuage de points. A ce stade, la restitution analogique nous permet d'avoir le nuage de points (semis) avec les vecteurs déplacement de chaque point. Toutes les échelles de longueur sont des longueurs sur le négatif du film : pour obtenir les dimensions réelles, il faut multiplier par un facteur d'échelle.

b) Matériel utilisé

Nous avons utilisé un appareil photographique de marque Hasselblad. Les pellicules, de dimensions 6cm×6cm, sont de marque Ilford (noir et blanc), de 50 ASA à 125 ASA selon l'éclairage. On cherche à utiliser la pellicule au grain le plus fin possible.

Nous avons eu accès à l'équipement de J.Desrues du Laboratoire 3S de S^t-Martin-d'Hères (stéréoscope et traitement des données) et nous avons bénéficié des développements que son équipe a apporté à cette méthode. Pour avoir plus de précisions, on pourra se reporter aux références Desrues (1984) et Butterfield (1970).

c) Traitement numérique des données

Le champ de déformation finie est obtenu grâce à la méthode analytique et le logiciel Anadef développé par J.Desrues.

A partir du semis des points mesurés par le biais du stéréocomparateur, le logiciel Anadef effectue une triangulation du domaine de mesure avec les points du semis pour sommets des triangles. Ce maillage permet de connaître, par interpolation linéaire, les déplacements en tout point du domaine.

Un deuxième maillage plus régulier est créé avec des rectangles, les déplacements aux nœuds étant obtenus par interpolation à partir du premier maillage triangulaire. C'est à partir de ce maillage que le logiciel Anadef calcule le tenseur des déformations.

Rappel sur les déformations finies

Soit f une transformation finie, définie par une fonction vectorielle $x_i(X_j)$ ($i=1,2,3$ et $j=1,2,3$) qui définit les coordonnées actuelles x_i des points de coordonnées X_j dans l'état de référence.

La transformation linéaire tangente est l'application linéaire qui lie les vecteurs dx aux vecteurs dX :

$$dx = F \cdot dX \text{ avec } F = \partial f / \partial X \text{ et } F_{ij} = \partial x_i / \partial X_j$$

Le tenseur F , gradient de la transformation, peut être décomposé en produit d'une rotation R et d'une déformation pure W : $F = RW$

En déformations planes, le problème est à deux dimensions, d'où la décomposition suivante :

$$F = \begin{pmatrix} F_{xx} & F_{xy} \\ F_{yx} & F_{yy} \end{pmatrix} \quad R = \begin{pmatrix} \cos \Theta & \sin \Theta \\ -\sin \Theta & \cos \Theta \end{pmatrix} \quad W = \begin{pmatrix} W_{xx} & W_{xy} \\ W_{yx} & W_{yy} \end{pmatrix}$$

On a donc $W = RF$, d'où le système de quatre équations à quatre inconnues W_{xy} ($=W_{yx}$), W_{xx} , W_{yy} et Θ :

$$\begin{aligned}\Theta &= \arctan(F_{yx} - F_{xy}) / (F_{xx} - F_{yy}) \\ W_{xx} &= F_{xx} \cos \Theta + F_{yx} \sin \Theta \\ W_{xy} &= F_{yx} \cos \Theta - F_{xx} \sin \Theta \\ W_{yy} &= F_{yy} \cos \Theta - F_{xy} \sin \Theta\end{aligned}$$

Pour calculer F , il faut calculer les $\partial x_i / \partial X_j$ que l'on peut aussi calculer sous la forme :

$$\partial x_i / \partial X_j = \delta_{ij} + \partial(x_i - X_j) / \partial X_j = \delta_{ij} + \partial u_i / \partial X_j$$

où δ_{ij} est le symbole de Kronecker et u_i la fonction déplacement connue par ses valeurs aux nœuds d'un maillage régulier, elles mêmes obtenues par interpolation des points de mesures. Rappelons que le premier maillage par des triangles permet de connaître les déplacements en tout point du domaine, ce qui permet de procéder à un second maillage de rectangles. On approche ainsi la fonction déplacement par une fonction quadratique incomplète :

$$u_i(X, Y) = ax + by + cxy + d \quad (i=1,2)$$

Définition des notations dans Anadef :

Les valeurs de déformation ε indiquées sur les figures données par le programme Anadef sont calculées sur le second maillage fait de rectangles. Les valeurs logarithmiques sont obtenues avec le tenseur de Hencky, qui est calculé à partir de W . Les valeurs propres du tenseur de Hencky sont le logarithme népérien des valeurs propres de W et il a les mêmes axes principaux. Ce tenseur est aussi valable pour les grandes déformations.

Dans la présentation des figures, les symboles sont proportionnels en surface à la valeur effective de la fonction concernée et le signe se différencie selon :

- un carré correspondant à une valeur positive (dilatance pour les variations de volume).
- un hexagone correspondant à une valeur négative.

Les notations rencontrées dans les figures sont :

- semis : vecteurs déplacement en mm sur le film.
- dy : composante verticale du déplacement en mm sur le film.
- dx : composante horizontale du déplacement en mm sur le film.
- intensité du cisaillement : déviateur de la déformation $\frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_2|}{2}$
- variation de volume : $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)$
- rotation matérielle : Θ

d) Application de la stéréophotogrammétrie aux murs expérimentés

L'utilisation du stéréocomparateur pour calculer les déplacements des pierres du mur peut se faire sans problèmes, bien que nous soyons en limite de précision à cause du facteur d'échelle important (la taille réelle du mur en pierres sèches est très supérieure à la taille du négatif photo). Le mur en pierres sèches de quatre mètres de hauteur, expérimenté au Beucet, comporte une trentaine de lits de pierres, chaque lit comprenant six à dix pierres (selon qu'il y ait des boutisses ou non). Il est donc possible d'utiliser le logiciel Anadef, en considérant le milieu comme continu, sachant que cette interprétation est «limite et qu'il faudra en rester à une approche qualitative. Il aurait été utile d'avoir une approche discrète exhaustive, par l'enregistrement des déplacements de chaque pierre du mur, ce que nous n'avons pu faire faute de temps.

Contour

La tranche de mur photographié n'était pas visible en totalité à cause de la présence du coffrage latéral (retenant la poche d'eau) qui cache l'arrière du mur sur 30cm. Le contour de mesure par analyse stéréophotogrammétrique ne correspond donc pas au contour réel du mur. Néanmoins, cela donne déjà une bonne représentation des déplacements internes du mur puisque la partie visible correspond à 80% de la surface totale de la tranche.

Facteur d'échelle

Le mur 3, qui mesure 4000mm de hauteur, est représenté par 51mm sur le négatif. Cela donne un facteur d'échelle de 78,43. (Le facteur d'échelle pour le mur 4 vaut 44,4).

Précision

Lors du choix des points fixes, la précision est de 0,005 mm sur le négatif. Cela nous donne une précision de 0,4 mm pour les déplacements réels. On obtient donc une précision théorique de l'ordre des capteurs de déplacement à câble de plus faible course. En pratique, la méthode du pointé stéréophotogrammétrique est moins précise lorsque les points mesurés n'ont pas été repérés par des cibles, ce qui est en partie notre cas.

Echelle

Pour une meilleure lisibilité, les vecteurs du semis sont représentés dix fois plus grands que dans la réalité, et le contour des points de mesure du mur après déplacement est représenté sur la figure par la courbe en pointillé.

Nous présentons dans la figure IV-23 qui suit :

- (a) les déplacements du mur entre les clichés n°5 et n°8 (couple 05-8), c'est-à-dire les déplacements entre le chargement $h_w=3,14\text{m}$ ($k=0,22$) et le chargement $h_w=3,37\text{m}$ ($k=0,29$) qui correspond à la rupture interne par cisaillement.
- (b) le premier maillage, triangulation du domaine de mesure avec pour sommets des triangles les points du semis.
- (c) le second maillage, créé avec des rectangles, les déplacements aux nœuds étant obtenus par interpolation à partir du premier maillage triangulaire.

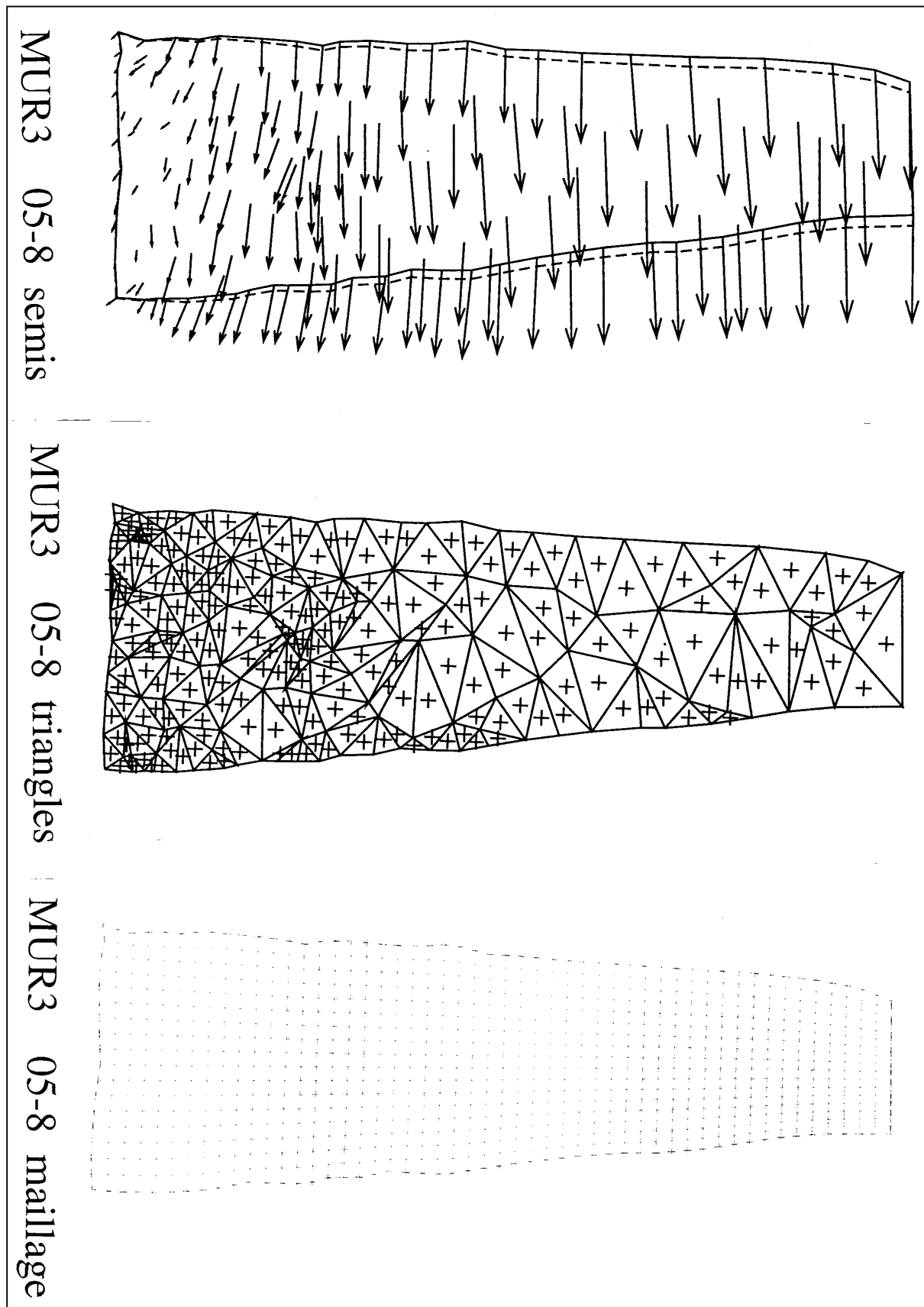


Figure IV-23: (a) semis du couple 05-8 du mur 3 obtenu par analyse stéréophotogrammétrique, (b) premier maillage, (c) second maillage.

D. Interprétation de l'essai de chargement du mur 3

1. Résistance au renversement

a) Etude de l'évolution du profil du mur 3

L'étude de l'évolution du profil du mur 3 sur les figures IV-25 (échelle horizontale dilatée) et IV-26 au droit des capteurs montre que :

- le mur peut être considéré comme monolithique jusqu'à un certain chargement. On peut considérer qu'à partir d'une excentricité relative $k=1/6$, les déplacements internes ne sont plus négligeables.
- le mur a un mouvement d'ensemble en rotation qui reste faible.
- en plus du phénomène de rotation d'ensemble, le mur entre en cisaillement interne depuis la base à partir d'un certain chargement, et la bande de cisaillement s'épaissit au fur et à mesure du chargement.

Nous pouvons estimer la rotation d'ensemble θ grâce au mouvement de la partie supérieure du mur qui ne se déforme quasiment pas, du moins jusqu'à un certain chargement ($k < 0,25$). Cette rotation d'ensemble est donnée en fonction de l'excentricité relative k (fig. IV-24). Dans le domaine des grands déplacements, la définition de la rotation d'ensemble est plus délicate, mais nous présentons néanmoins les courbes sur tout le domaine de mesure.

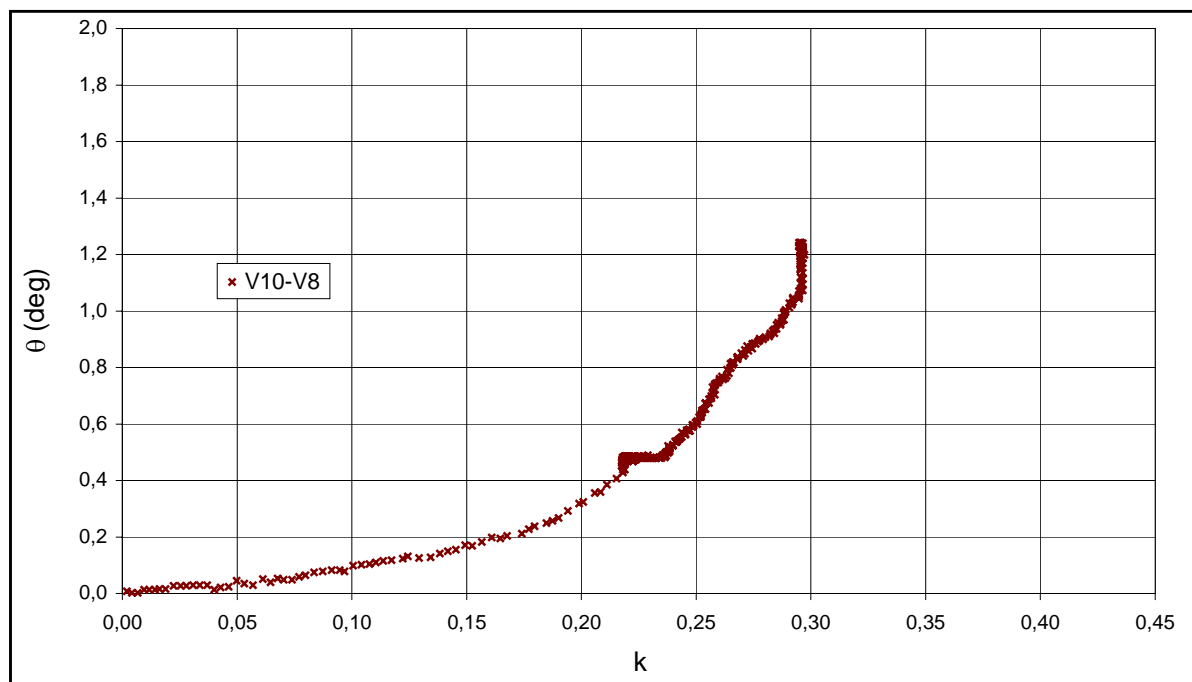


Figure IV-24 : rotation d'ensemble θ du mur 3 en fonction de l'excentricité relative k .

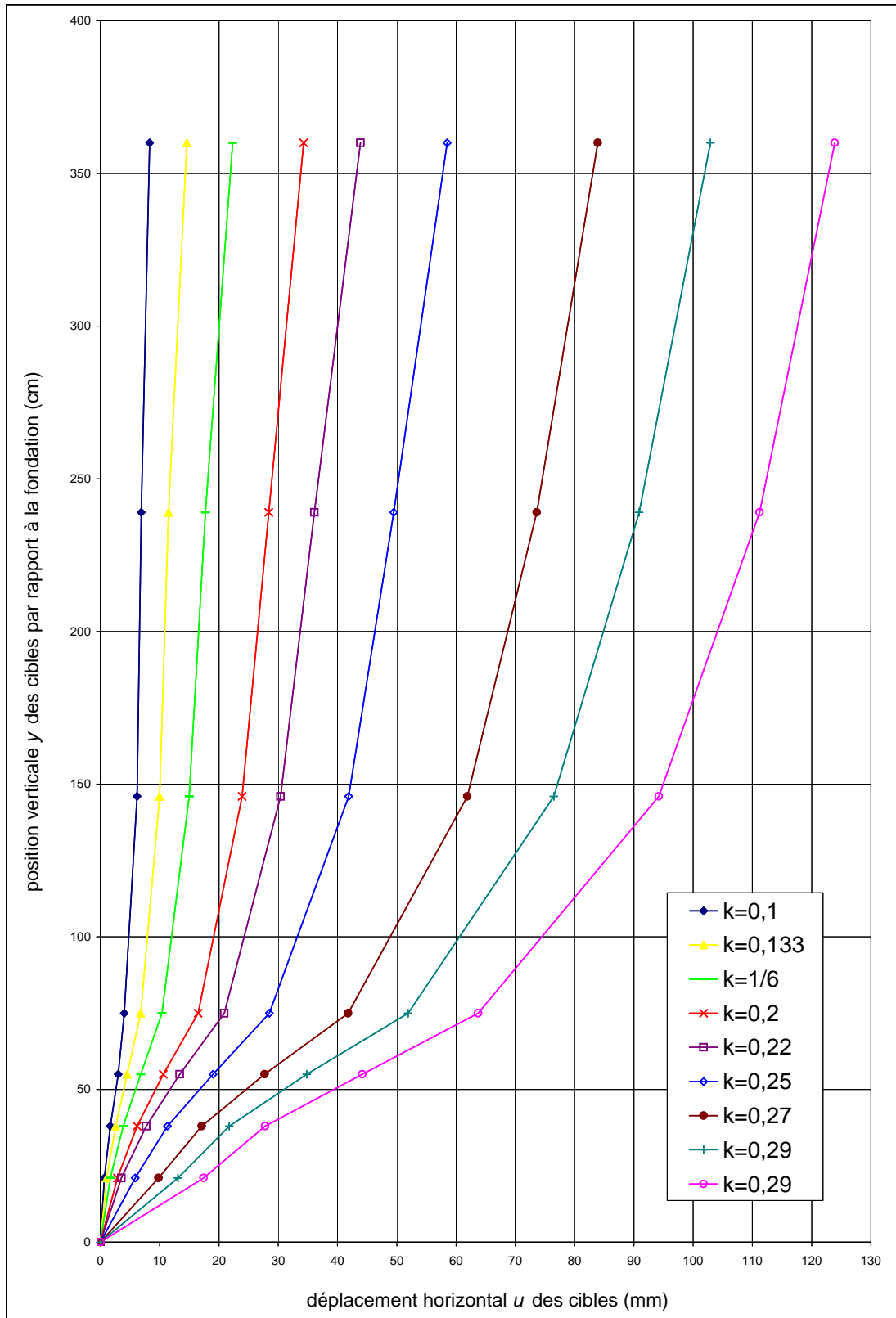


Figure IV-25 : déplacement horizontal u des cibles de mesure (parement externe) repérées par leur position verticale y , en fonction de l'excentricité relative k du mur 3. L'échelle horizontale est dilatée pour mieux voir l'évolution des déplacements du parement externe du mur.

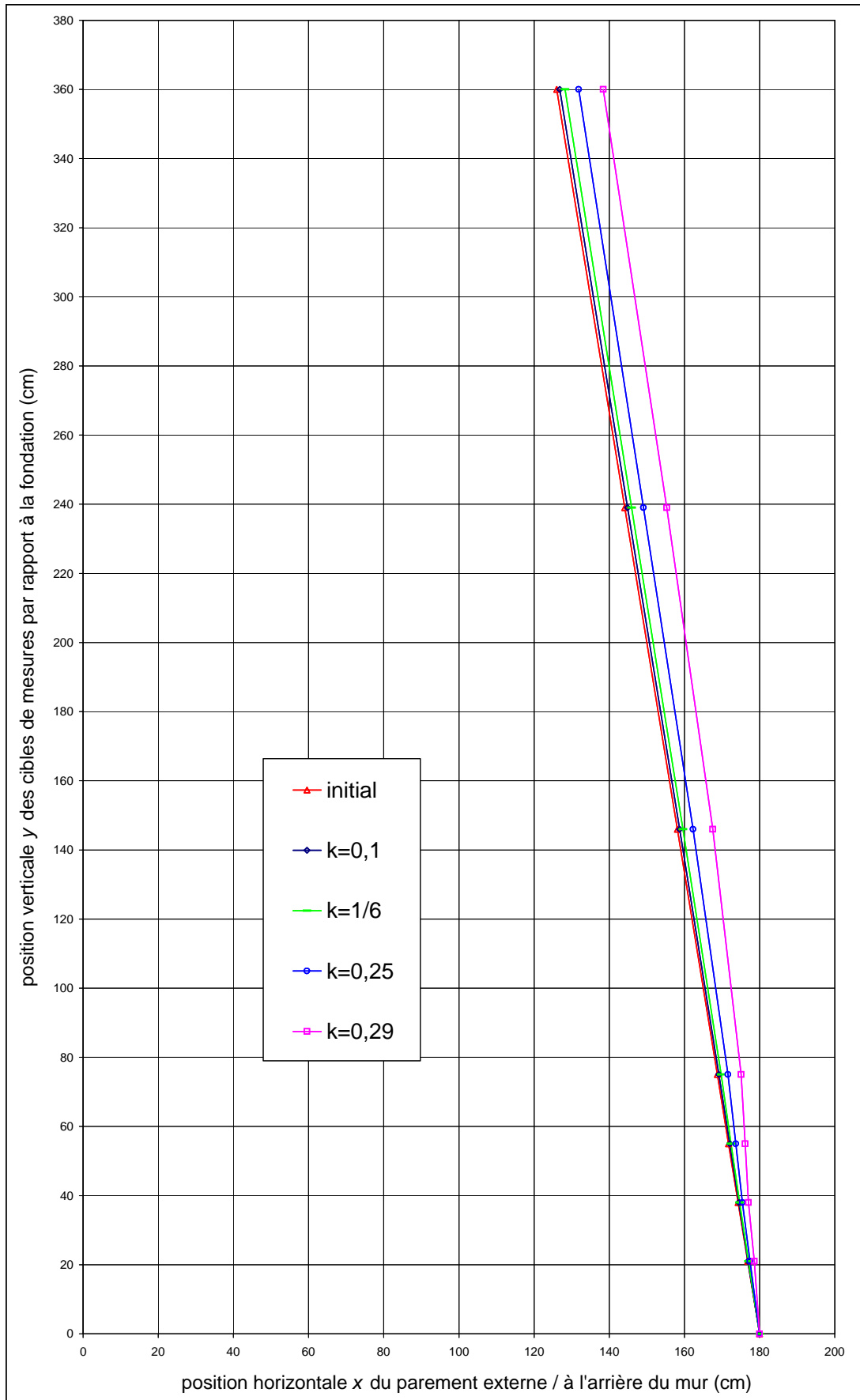


Figure IV-26 : évolution du profil du parement externe du mur 3 en fonction de l'excentricité relative k (sans dilatation des abscisses).

b) Comparaison avec les mesures stéréophotogrammétriques

Les mesures stéréophotogrammétriques concernent le côté du mur, alors que les capteurs de déplacement concernent le parement externe du mur (en partie médiane). Il est donc utile de vérifier si le mur se déplace de manière uniforme dans sa longueur et si les mesures des déplacements horizontaux, obtenues par les deux méthodes, sont cohérentes. Nous présentons dans la figure IV-28 la comparaison entre les deux méthodes, pour les couples de clichés 01-05, 05-8 et 01-8. Nous rappelons que la méthode stéréophotogrammétrique permet de déterminer les déplacements des pierres du mur entre deux clichés, c'est-à-dire entre deux niveaux de chargement (tab. IV-2) :

n° de cliché	1	5	8
hauteur d'eau correspondante h_w (m)	0	3,14	3,37
excentricité relative correspondante k	-0,07	0,22	0,297

Tableau IV-2 : données expérimentales correspondant aux différents clichés photographiques utilisés pour le mur 3.

L'analyse des figures met en évidence les points suivants :

- les déplacements obtenus par les deux méthodes sont très proches pour le couple 01-05, ce qui montre la validité de l'hypothèse de déformation plane (effets de bord négligeables dans notre domaine de mesures). Pour le couple suivant, il existe un écart entre les deux méthodes, qui montre que le mur commence à ne plus avoir un comportement plan dans le sens de la longueur (16% de différence). On observe néanmoins que l'allure du profil reste semblable.
- après avoir enlevé les capteurs (hors mesures), le mur a continué d'être chargé, ce qui a mis en évidence le comportement non homogène du mur (dans le sens de la longueur) en fin d'essai : les grands déplacements ont déstabilisé le mur, qui a commencé à se bomber, les pierres des côtés du mur se sont coincées sur le coffrage latéral et des fissures au niveau du parement externe se sont produites (fig. IV-30).
- les capteurs de déplacement enregistrent les déplacements du parement externe du mur, qui sont sensiblement différents des déplacements internes pour une même cote de mur. Ceci illustre la complémentarité des deux méthodes de mesure ; les capteurs seuls sont insuffisants pour déterminer la cinématique de rupture et la stéréophotogrammétrie seule est insuffisante pour déterminer le domaine de validité des mesures (moment où les effets de bord sont négligeables).

Etant donné les remarques énoncées ci-avant, nous utiliserons par la suite la stéréophotogrammétrie pour déterminer la cinématique à l'amorce de la rupture d'un mur en pierres sèches, sachant que la méthode devient un peu moins précise au-delà du domaine des petits déplacements.

Dans la figure IV-29, nous présentons les déplacements verticaux des points de mesure, pour les couples 01-05, 05-8 et 01-8.

Si la rotation d'ensemble avait eu lieu au niveau de l'arête avant (fig. IV-27), on aurait observé une différence de dépression verticale de 3,4cm entre le parement interne et externe à cet endroit :

$$dy = B \cdot \sin \theta$$

avec $B = 180\text{cm}$ et $\theta = 1,1^\circ$ (cf. fig. IV-24).

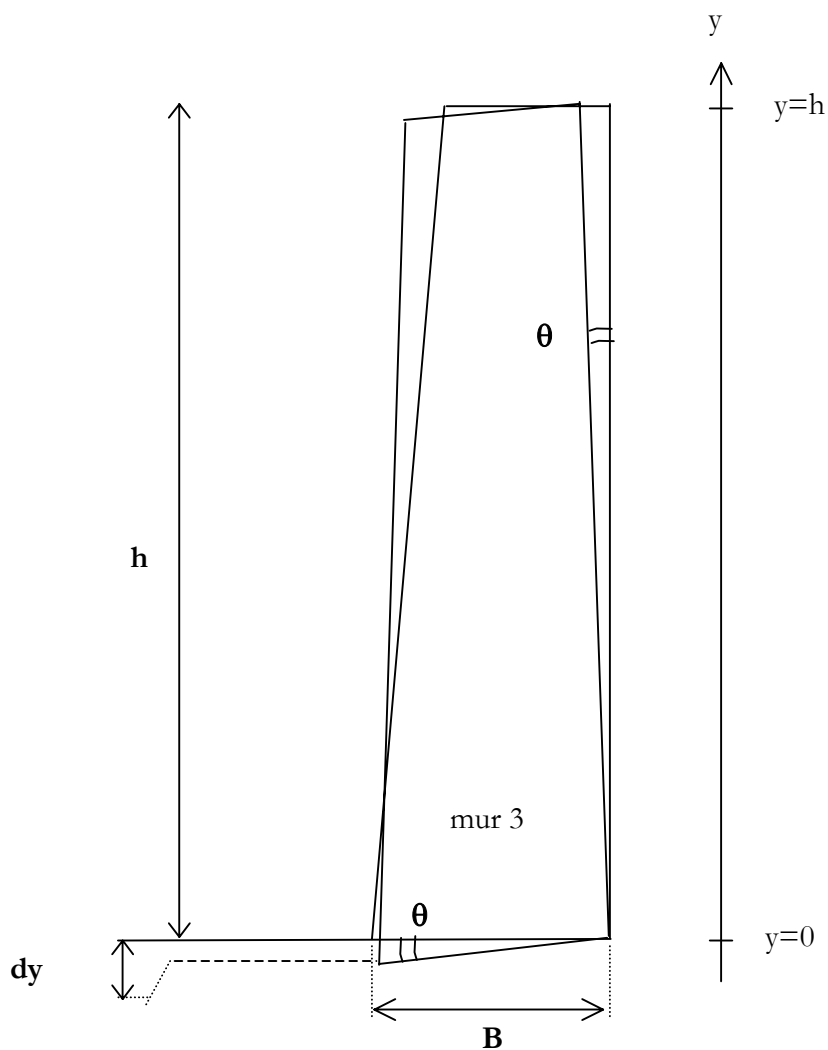


Figure IV-27 : évaluation de la position de l'axe de la rotation d'ensemble θ du mur 3, à partir du déplacement vertical dy donné par l'analyse stéréophotogrammétrique. Il ne faudra pas confondre l'orientation de l'axe des ordonnées y qui est contraire à celle retenue pour le modèle théorique (cf. fig. II-10, p51).

Ceci nous permet de situer la position de l'axe de rotation d'ensemble du mur. L'examen des courbes (relatives au couple de clichés 01-8) semble indiquer qu'il se situe environ à 60cm au-dessus de la fondation et au niveau du parement externe, comme l'indique la dépression verticale au niveau de cette zone : pour $y \approx 60\text{cm}$, la dépression verticale du parement externe est supérieure à celle de la verticale médiane d'environ 1,5cm (sachant que la distance horizontale entre le parement externe et la verticale médiane vaut 100cm à $y = 60\text{cm}$, ce qui donne théoriquement une variation de dépression de 1,9cm).

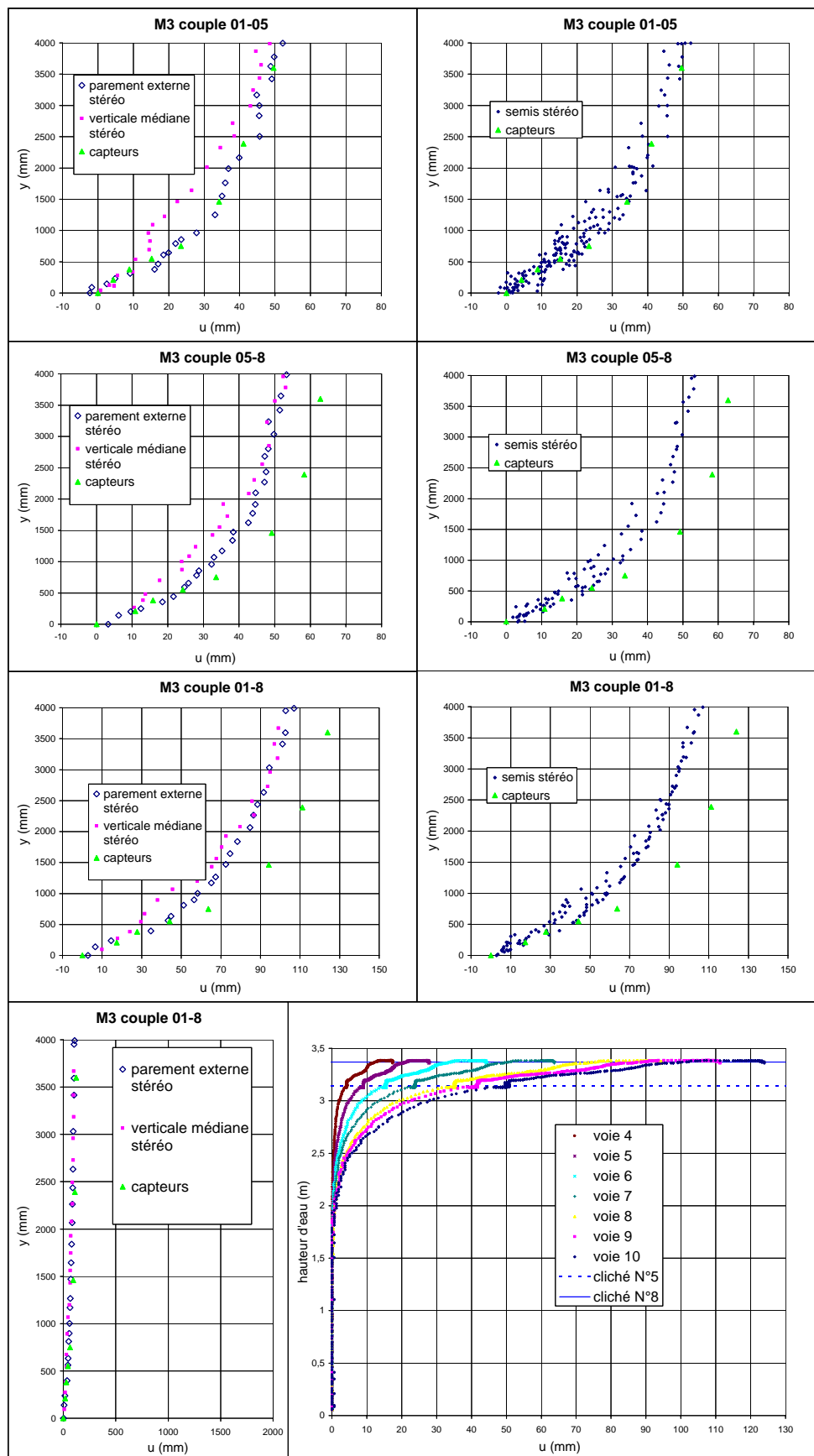


Figure IV-28 : déplacements horizontaux u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur) et par les capteurs de déplacement (partie médiane du parement externe).

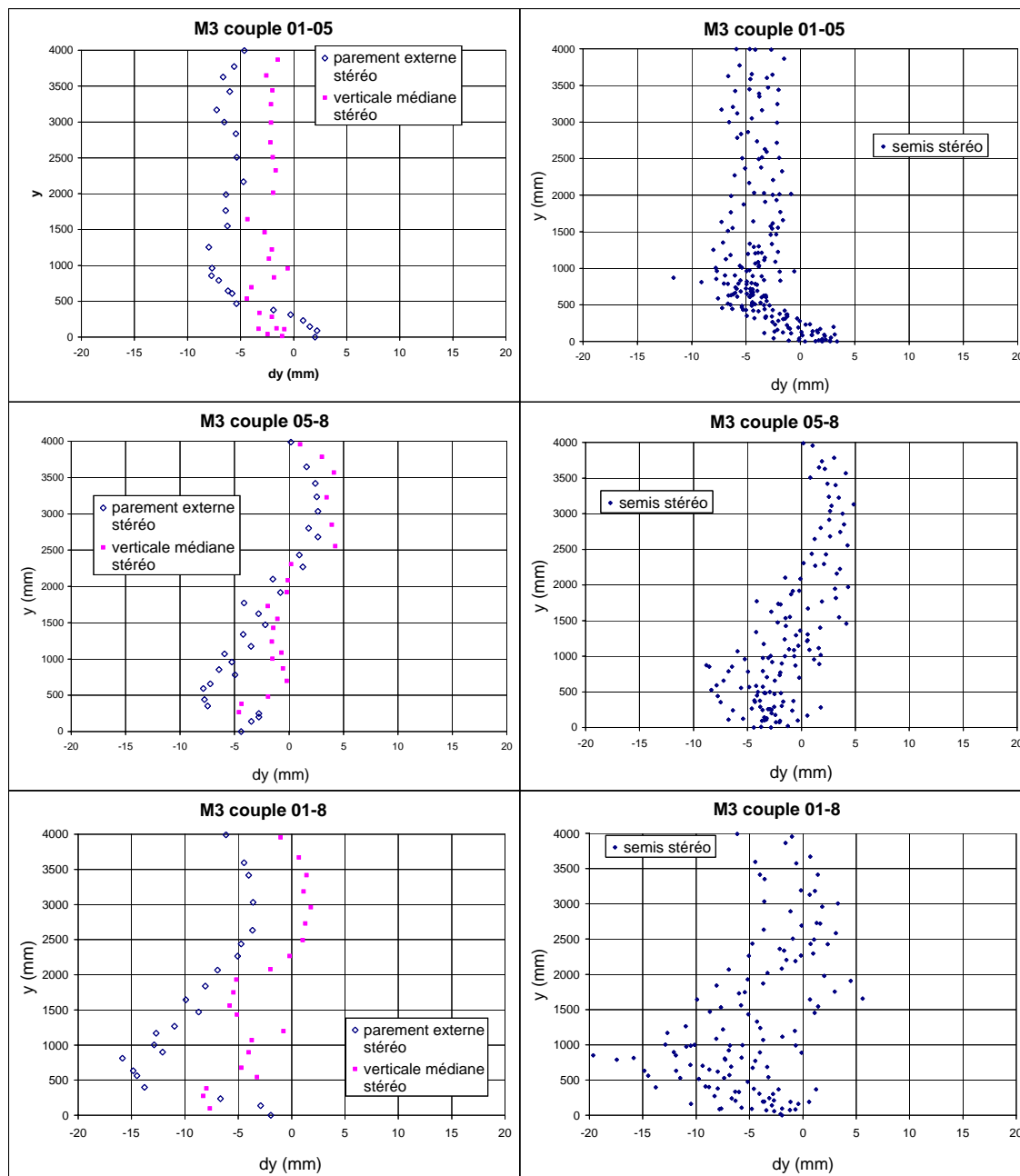


Figure IV-29 : déplacements verticaux dy des points de mesure (repérés par leur position initiale verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur). A gauche, parement externe et verticale médiane, à droite, ensemble des points de mesure.



Figure IV-30: déformation non homogène du mur 3 vu de face en fin d'essais (hors mesures).

2. Résistance interne au cisaillement du mur 3

a) Etude stéréophotogrammétrique du côté droit du mur

Nous présentons pour les couples de clichés 01-05 et 05-8, les vecteurs déplacement des semis et les cartes des isovaleurs des déplacements horizontaux (fig. IV-32), les cartes de distorsion et de la rotation matérielle (fig. IV-33), et les cartes des isovaleurs des déplacements verticaux et des variations de volume (fig. IV-34).

Les semis des vecteurs déplacement des pierres du côté droit du mur 3 mettent en évidence la cinématique de rupture interne qui est un glissement incliné vers l'aval, l'inclinaison étant due au réarrangement des pierres de la partie basse du mur (rotation locale des pierres). Afin de mieux visualiser le réarrangement des pierres du mur dans la première phase de chargement, nous présentons dans la figure IV-31 le semis des vecteurs déplacement du couple 01-05 sur le fond photographique du mur 3.

L'examen des figures IV-31 et 32 montre que :

- le déplacement de réarrangement est incliné de 15° pour le début de chargement (couple 01-05).
- le glissement est incliné de $\omega=11,5^\circ$ (couple 05-8).
- le glissement interne se manifeste à une hauteur $h_g=18\text{cm}$ et $h_g=33\text{cm}$ au-dessus de la fondation (au niveau du parement externe), sachant que le mur en pierres sèches a été bloqué en pied sur une hauteur de 10cm (pour éviter de cisailer les capteurs de force, posés sous le premier lit de pierres).

Du fait de l'inclinaison du glissement, la résistance au glissement se fait avec un angle de frottement apparent de $\varphi=\varphi_M-\omega=36-11,5=24,5^\circ$. Le calcul à la rupture, pour ces deux lignes de glissement, donne un coefficient de sécurité au glissement F_g de 0,98 et 1,03 (cf. IV-D-4). Si le réarrangement des blocs n'était pas possible (cas des pierres de taille), le glissement n'aurait pas eu lieu à ce niveau de chargement qui correspondrait à un coefficient de sécurité au glissement F_g de 1,30. Ceci met en évidence la spécificité de la pierre sèche, qui, du fait des réarrangements internes possibles des pierres, induit du glissement potentiel incliné de ω (qui amoindrit la résistance au glissement).

On retrouve la corrélation entre la rotation des blocs (rotation matérielle Θ), la distorsion (fig. IV-33) et la zone de glissement (fig. IV-32) qui sont superposables. Sur les cartes de la distorsion, l'allure des lignes de cisaillement ressemble aux bandes de cisaillement trouvées pour les essais de compression de sables au biaxal, ce qui laisse penser que le comportement du mur pourrait se rapprocher du comportement d'un milieu granulaire, d'autant plus que la rotation matérielle trouvée est de l'ordre de 11° , ce qui pourrait être relié à l'angle de dilatance d'un sable.

La partie basse du mur subit une compression globalement verticale, surtout dans la phase de réarrangement des blocs, alors que le reste du mur ne se comprime pas ou peu verticalement. Ce phénomène est visible sur la figure IV-34:

- sur la carte des isovaleurs des déplacements verticaux, pour le premier couple de clichés 01-05, les courbes des isovaleurs sont horizontales à la base du mur (ce qui traduit la compression de cette zone), alors qu'elles sont verticales dans la partie supérieure (ce qui traduit la non compression de cette zone) ; pour le deuxième couple de clichés, l'interprétation est plus difficile mais on retrouve un phénomène globalement similaire.
- sur la carte des variations de volume, la compression du bas du mur est visible seulement pour le premier couple de clichés (présence d'hexagones sur toute la partie basse) ; d'autre part, on observe la non-compression du reste du mur ainsi qu'une zone d'ouverture latérale du mur au niveau du tiers inférieur (présence de carrés). La zone d'ouverture latérale correspond à une zone de faiblesse du mur (nombre important de petites pierres et absence de boutisses, cf. fig. IV-31), qui s'observe également sur les cartes des isovaleurs des déplacements verticaux (lignes concentriques).

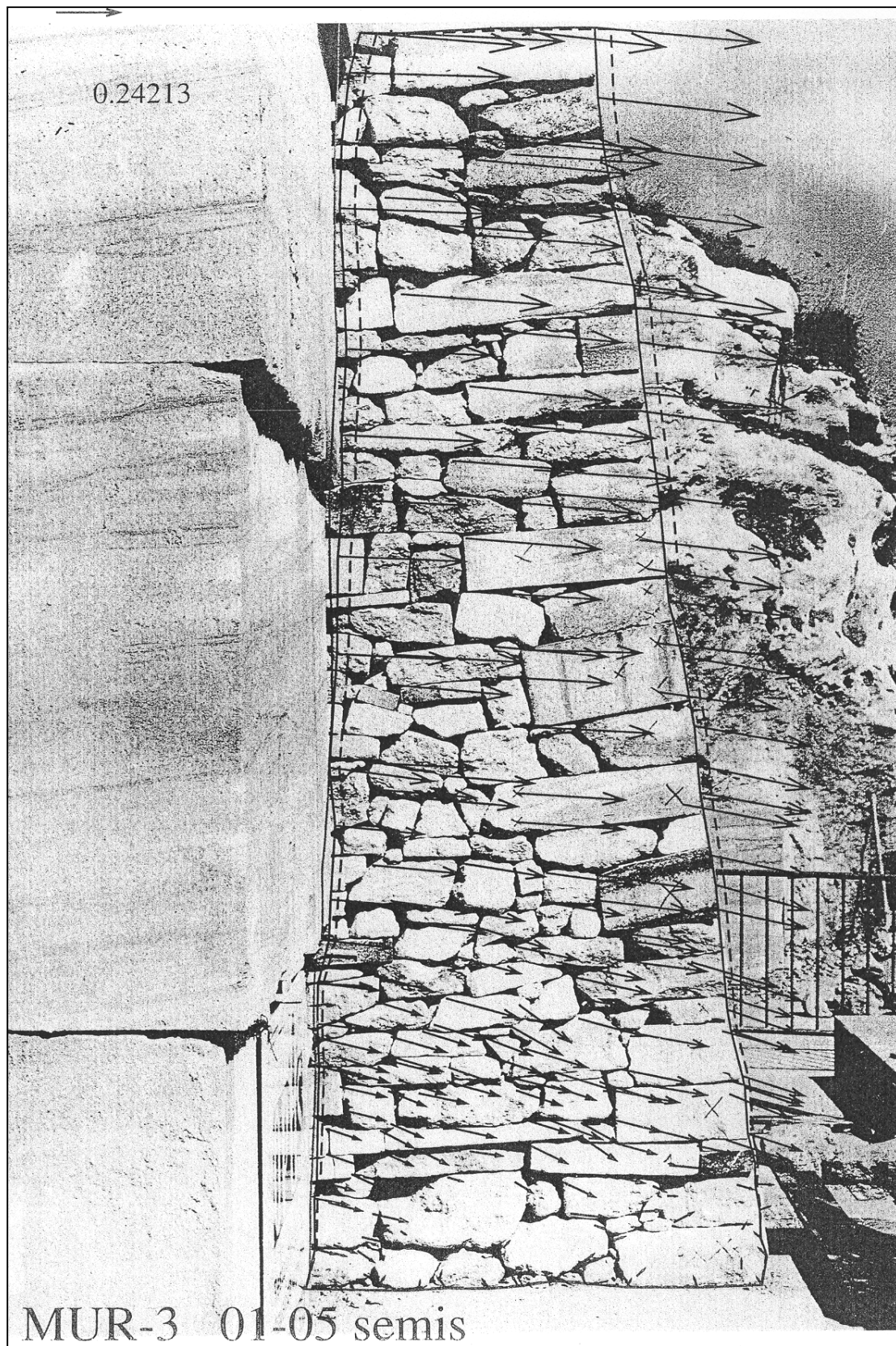


Figure IV-31 : semis du côté droit du mur 3 (couple 01-05) sur fond photographique.

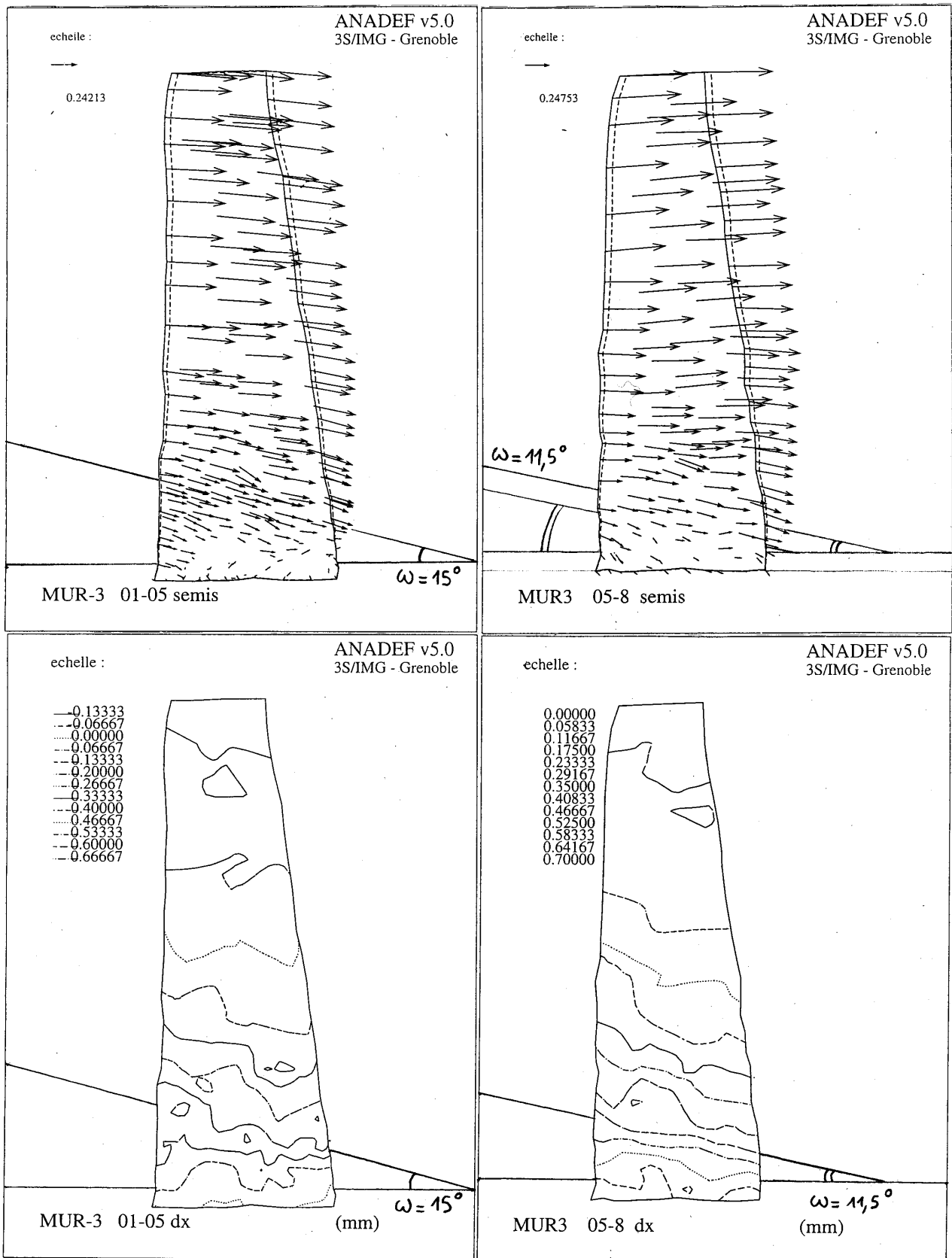


Figure IV-32 : pour les couples de clichés 01-05 et 05-8 du mur 3, en haut, semis des vecteurs déplacement avec vue sur l'inclinaison ω du glissement ; en bas, isovaleurs des déplacements horizontaux avec vue sur l'inclinaison ω du glissement.

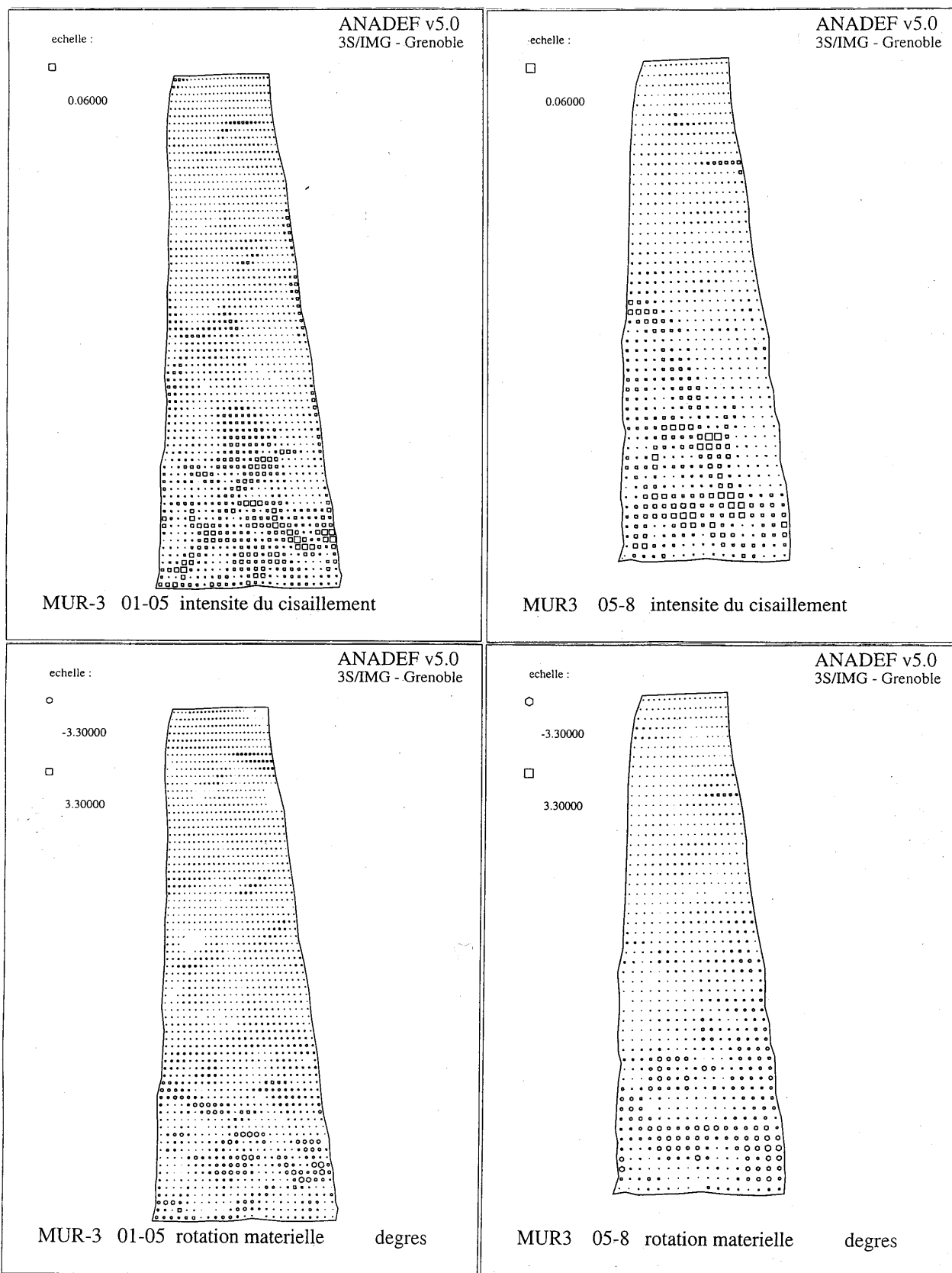


Figure IV-33 : pour les couples de clichés 01-05 et 05-8 du mur 3, en haut, intensité de cisaillement avec vue sur les bandes de cisaillement ; en bas, rotation matérielle θ avec vue sur la corrélation entre l'intensité de cisaillement et la rotation matérielle (superposables).

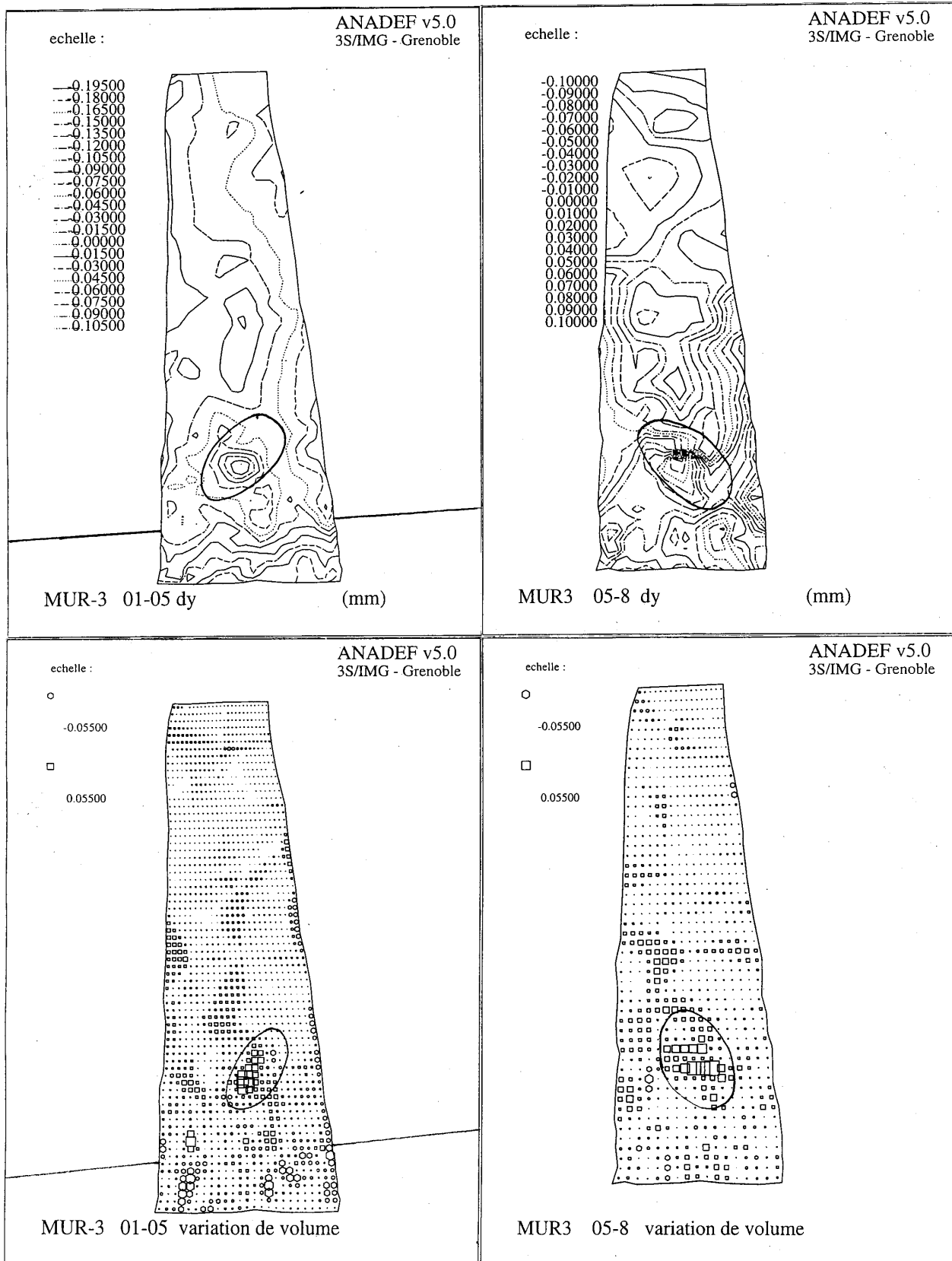


Figure IV-34 : pour les couples de clichés 01-05 et 05-8 du mur 3, en haut, isovaleurs des déplacements verticaux avec vue sur la zone de faiblesse du mur (lignes concentriques) et sur la compression du mur en partie basse (lignes horizontales sur le couple 01-05) ; en bas, cartes des variations de volume avec vue sur la zone de faiblesse du mur, qui se dilate au tiers inférieur et sur la compression du bas du mur pour le début du chargement (couple 01-05).

b) Mesures expérimentales des déplacements (capteurs)

Etant donné la stratification des murs en pierres sèches, nous sommes tentés dans ce paragraphe d'envisager le glissement selon un plan de stratification du mur 3, c'est-à-dire selon un plan horizontal. La figure IV-35 donne les courbes des déplacements relatifs entre deux cibles successives en fonction de la charge hydrostatique. L'étude du profil du mur au droit des capteurs a montré l'existence d'une rotation d'ensemble du mur (cf. IV-C-1): le déplacement horizontal u_i mesuré par le capteur de déplacement i est la somme d'un déplacement de glissement interne u_{gi} et d'un déplacement de rotation d'ensemble u_{ri} . Nous connaissons l'évolution de la rotation d'ensemble θ en fonction du chargement. Il est donc possible de déterminer le déplacement de glissement u_{gi} , déplacement qui a lieu par glissement entre les lits de pierres situés entre deux capteurs successifs ($i-1$) et i :

$$u_i(h_w) = u_{gi}(h_w) + u_{ri}(h_w)$$

$$u_{gi}(h_w) = u_i(h_w) - h_i \times \tan[\theta(h_w)]$$

h_i est la distance verticale entre le capteur i et l'axe de rotation d'ensemble du mur,

h_w est le chargement hydrostatique à l'arrière du mur 3.

Le point délicat se situe dans la détermination de l'axe de rotation d'ensemble du mur. L'analyse stéréophotogrammétrique a permis d'évaluer la position verticale de cet axe, qui semble être situé à 60cm au-dessus de la fondation et au niveau du parement externe (cf. IV-D-b). La correction du déplacement de rotation d'ensemble ne concerne donc pas les deux premiers capteurs de déplacement.

La figure IV-36 présente les courbes des déplacements relatifs obtenus après correction de la rotation d'ensemble, en fonction de H/V (ratio entre la force résultante horizontale et la force résultante verticale). Si le glissement avait lieu selon la stratification, ces courbes seraient à rapprocher des courbes de cisaillement d'interface, puisque :

$\frac{H}{V} = \frac{H/S}{V/S} = \frac{\tau}{\sigma}$ où τ et σ sont respectivement les contraintes tangentielles et normales moyennes au niveau d'une interface fictive de surface S et d'inclinaison celle des lits (ici horizontale).

Les courbes montrent qu'un palier est atteint. Si ce palier correspond à la limite de résistance du mur au cisaillement horizontal, on peut alors calculer l'angle de frottement d'interface ϕ_M entre deux lits de pierres sèches :

$$\phi_M = \arctan\left(\frac{H}{V}\right)_{\text{seuil}}$$

En faisant cette hypothèse pour le mur 3, on trouve un angle de frottement $\phi_M = 29,7^\circ$. Cet angle de frottement est très inférieur à l'angle de frottement ϕ_M mesuré à la boîte de cisaillement ($\phi_M = 36^\circ$ pour le calcaire de S^t-Gens). Ceci montre que l'hypothèse de glissement selon la stratification sur-estime la résistance au glissement interne et qu'il ne faudra pas l'utiliser pour le dimensionnement d'un mur en pierres sèches.

3. Résistance interne au poinçonnement du mur

a) Mesures expérimentales des forces sous la fondation

La figure IV-37 présente l'évolution des forces brutes sous la fondation, en fonction de l'excentricité relative k , et la figure IV-38 présente le profil de répartition des forces sous la fondation, en fonction de k . Nous pouvons déjà noter que :

- les capteurs de force sont indépendants.
- les valeurs des forces mesurées par la voie 0 sont largement supérieures aux valeurs mesurées par les autres voies.
- l'évolution des forces mesurées est cohérente puisque :
 - la voie 0 (« quart arrière » du mur) décroît jusqu'à la valeur zéro (décompression du « quart arrière » en fin d'essai).
 - la voie 1 (« quart milieu arrière ») croît depuis le début de l'essai jusqu'au chargement correspondant à une excentricité relative $k=0,26$ pour décroître ensuite.
 - la voie 2 (« quart milieu avant ») croît depuis le début de l'essai jusqu'à la fin de l'essai.
 - la voie 3 (« quart avant » du mur) commence à croître seulement à partir d'un chargement correspondant à une excentricité relative $k=0,30$.

L'évolution des forces sous la fondation ne semble donc pas correspondre à l'évolution théorique (cas de l'hypothèse de (bi)linéarité des contraintes sous la fondation). Nous aborderons ce point plus en détail dans la partie D-3-b du même chapitre.

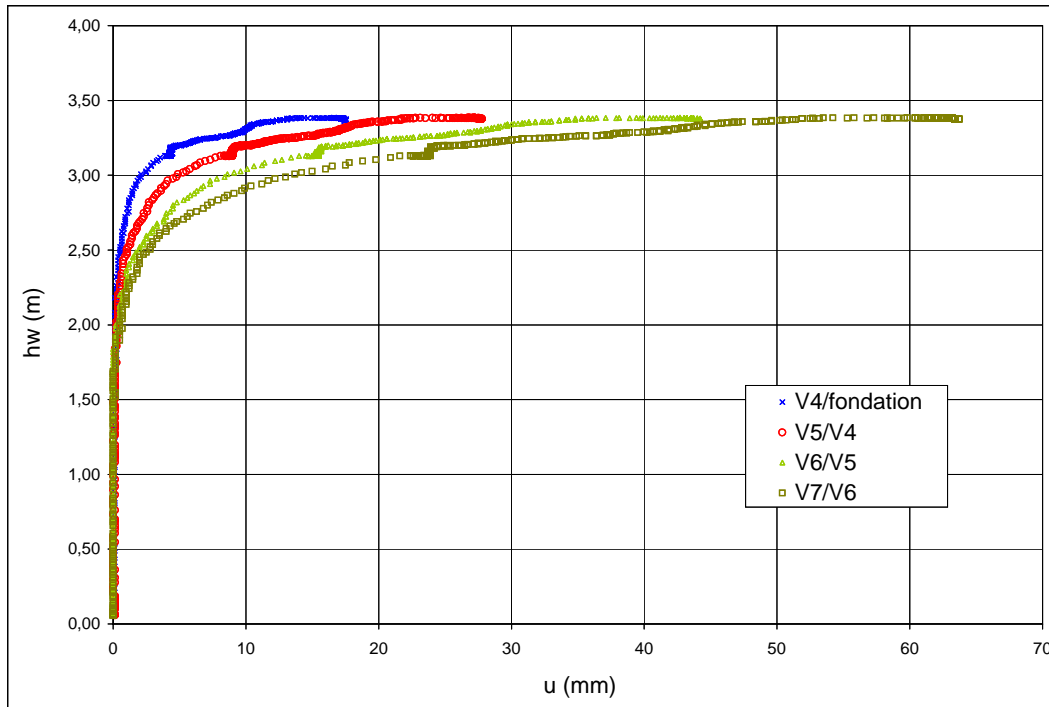


Figure IV-35 : déplacements relatifs u (entre deux capteurs successifs) en fonction du chargement hydrostatique (hauteur d'eau hw) pour le bas du mur 3.

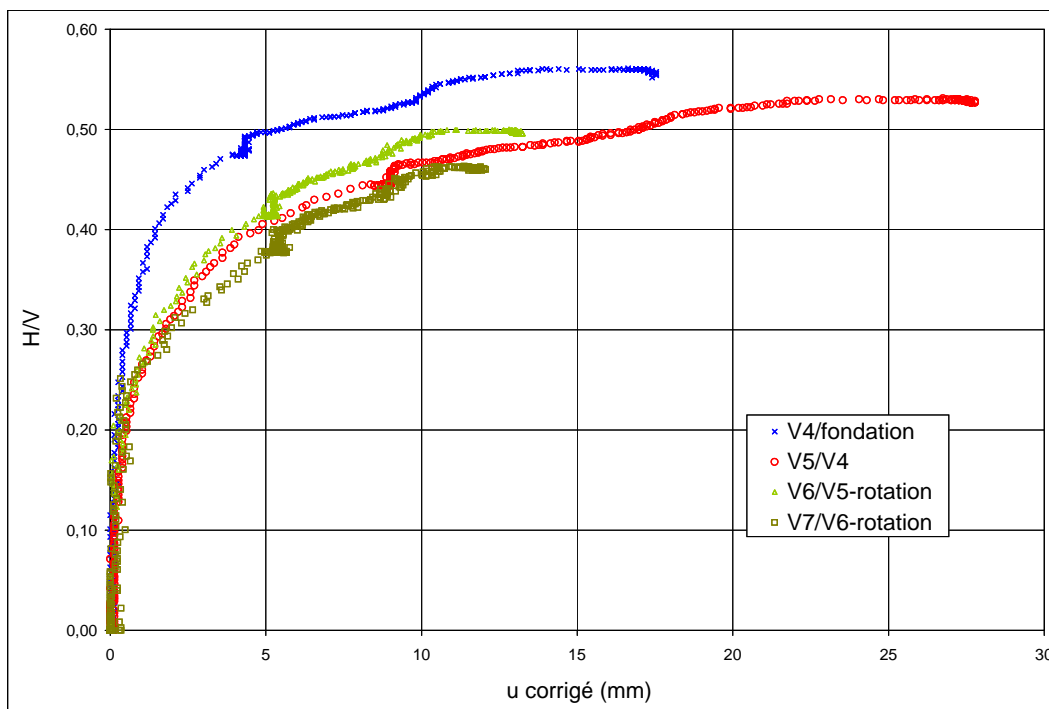


Figure IV-36 : déplacements relatifs u corrigé (cf. rotation d'ensemble θ), en fonction de H/V , ratio entre les forces résultantes horizontale H et verticale V , pour le bas du mur 3.

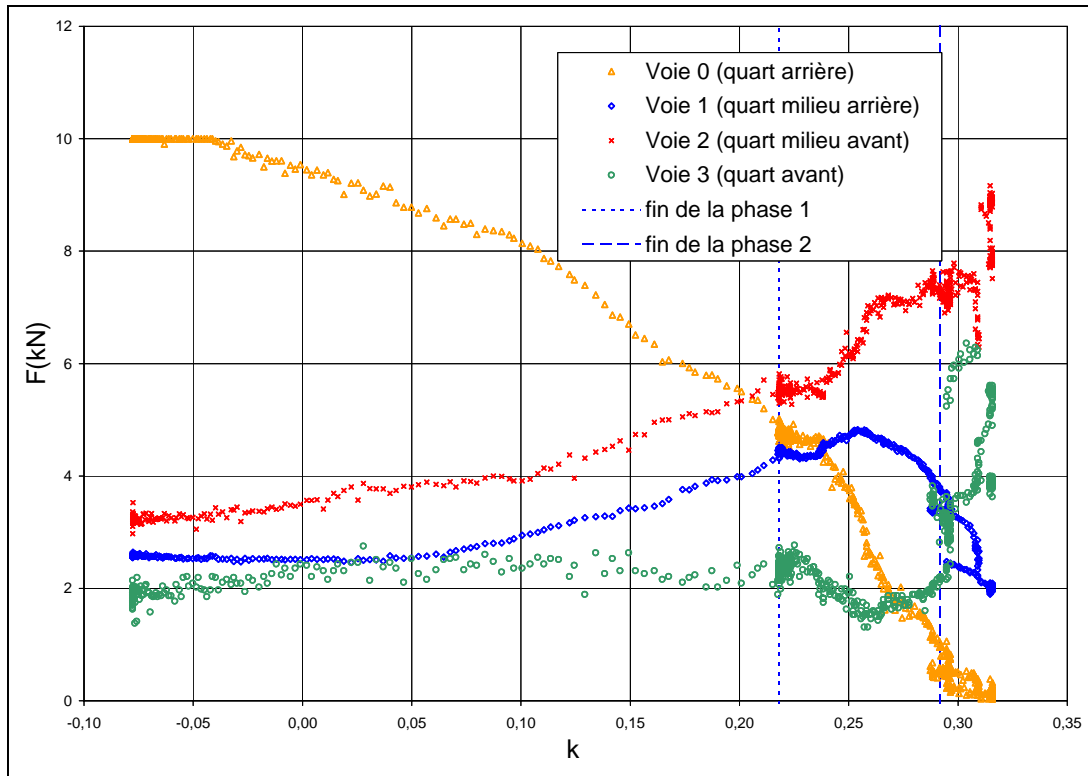


Figure IV-37 : forces verticales expérimentales F sous la fondation, en fonction de k , excentricité relative du mur 3.

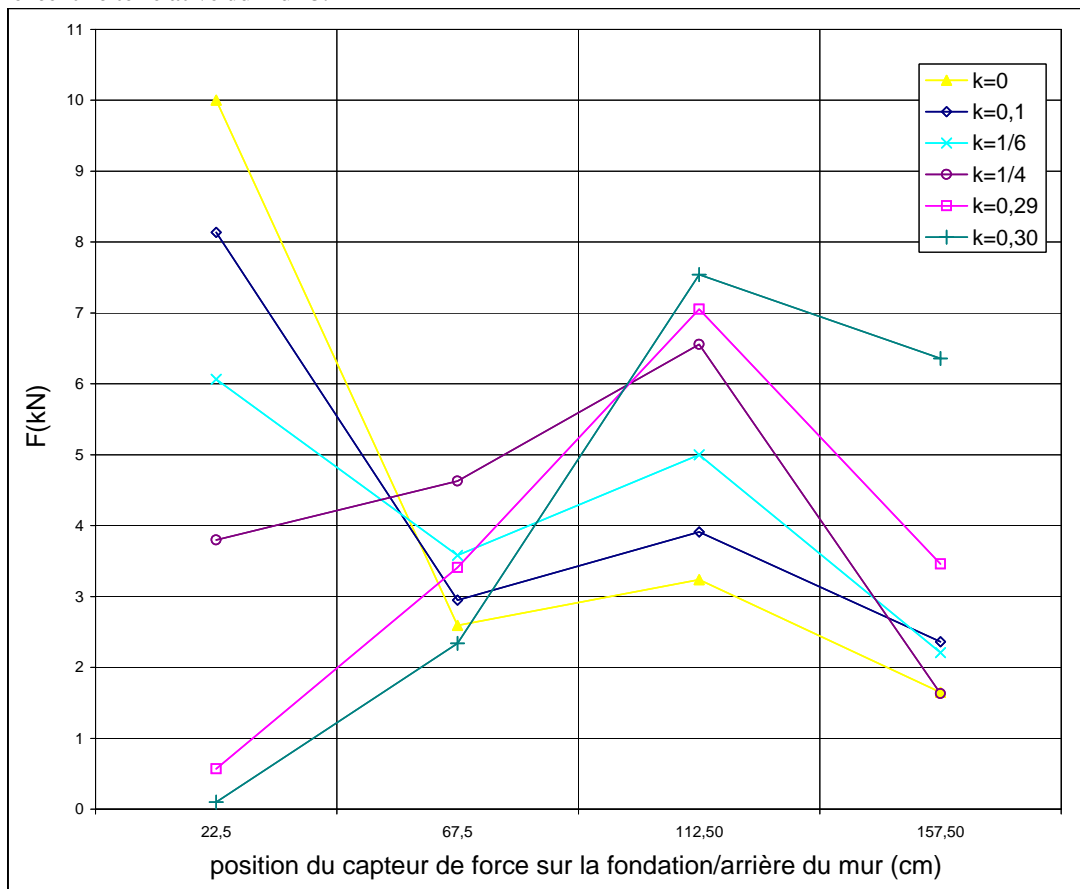


Figure IV-38 : profil de la répartition des forces verticales F expérimentales sous la fondation, en fonction de l'excentricité relative k du mur 3 (la voie 0 a pour position 22,5cm/arrière du mur).

Pour avoir une idée de la validité des mesures expérimentales des forces sous la fondation, nous avons calculé la force totale enregistrée sous la fondation, ainsi que le moment de ces forces par rapport au centre de la base du mur (fig. IV-39).

Ces valeurs sont comparées aux valeurs théoriques V et M , respectivement force normale résultante et moment résultant (définis dans le deuxième chapitre), qui sont calculés pour une tranche de un mètre d'épaisseur (transversalement au mur). Comme les valeurs expérimentales concernent une tranche de mur de 20cm d'épaisseur, nous avons multiplié les valeurs expérimentales par cinq, pour se ramener aux forces théoriques.

$$V_{\text{expérimental}} = 5 \times (F_0 + F_1 + F_2 + F_3)$$

$$M_{\text{expérimental}} = 5 \times (-F_0 \times 3B/8 - F_1 \times B/8 + F_2 \times B/8 + F_3 \times 3B/8)$$

Les courbes comparatives sont présentées dans la figure IV-41. On remarque que:

- les forces mesurées sont légèrement inférieures aux forces théoriques (6%).
- pendant la première phase de chargement, la force normale résultante mesurée est très stable. Ceci prouve la qualité des résultats expérimentaux et le bon fonctionnement du procédé expérimental (la résultante est constante malgré l'indépendance des capteurs, cf. fig. IV-37). Pendant la deuxième phase de chargement, une partie des forces verticales ne sont plus transmises sur les capteurs. Cela est compréhensible vu que les déplacements internes du mur sont déjà importants (le déplacement en tête du mur passe de 5cm à 12cm entre la fin des deux phases). Après la deuxième phase, les résultats deviennent très aléatoires (hors mesure des capteurs de déplacement).
- la courbe des moments résultants mesurés présente une allure similaire à la courbe théorique, mais il existe un décalage.

Etant donné que largeur effective l' sur laquelle sont mesurées les forces expérimentales sous la fondation ne correspond pas forcément à la largeur l de la plaque d'acier (contact ponctuel), il est légitime de corriger les forces mesurées en les multipliant par un coefficient correcteur. Ce coefficient correcteur est calculé de façon à ce que l'on retrouve la force théorique qui devrait s'appliquer sur les capteurs. Nous trouvons un coefficient correcteur $l/l' = 1,064$ qui est appliqué à chaque capteur (fig. IV-40).

Bien que la résultante verticale des forces soit stable et juste, il existe une incertitude sur le point d'application des forces, qui peut expliquer la différence observée entre le moment théorique et le moment expérimental. Pour le calcul du moment expérimental corrigé, nous avons donc corrigé le bras de levier de la Voie 0 (qui est connu à plus ou moins $B/8$, cf. fig. IV-39).

La figure IV-42, qui présente la comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales corrigées de V et M , montre que l'on peut effectivement se rapprocher des valeurs théoriques.

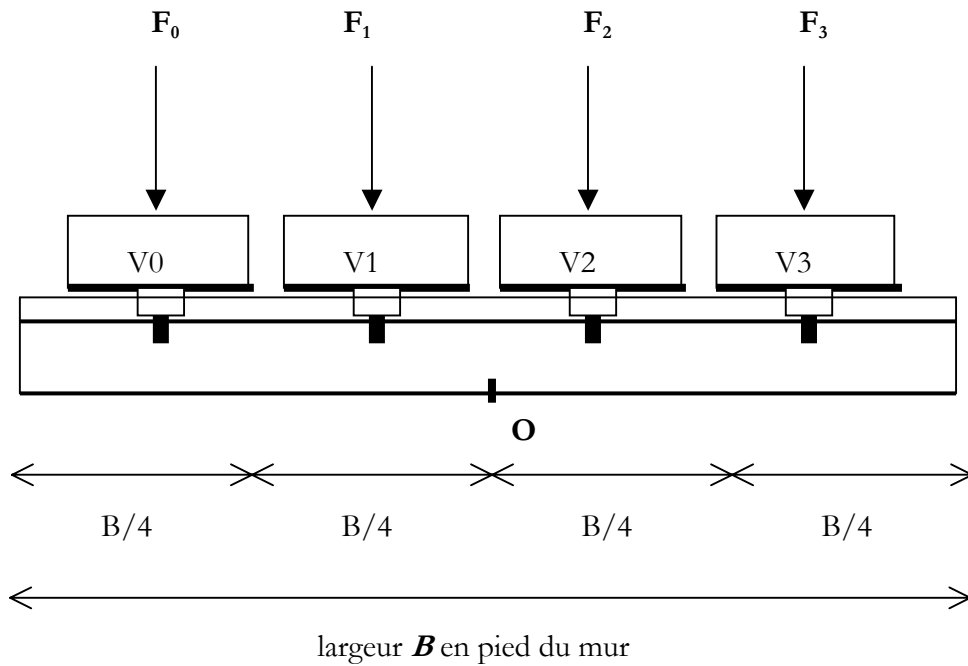


Figure IV-39: principe de calcul de la résultante verticale V et du moment résultant M calculé en O à partir des forces expérimentales.

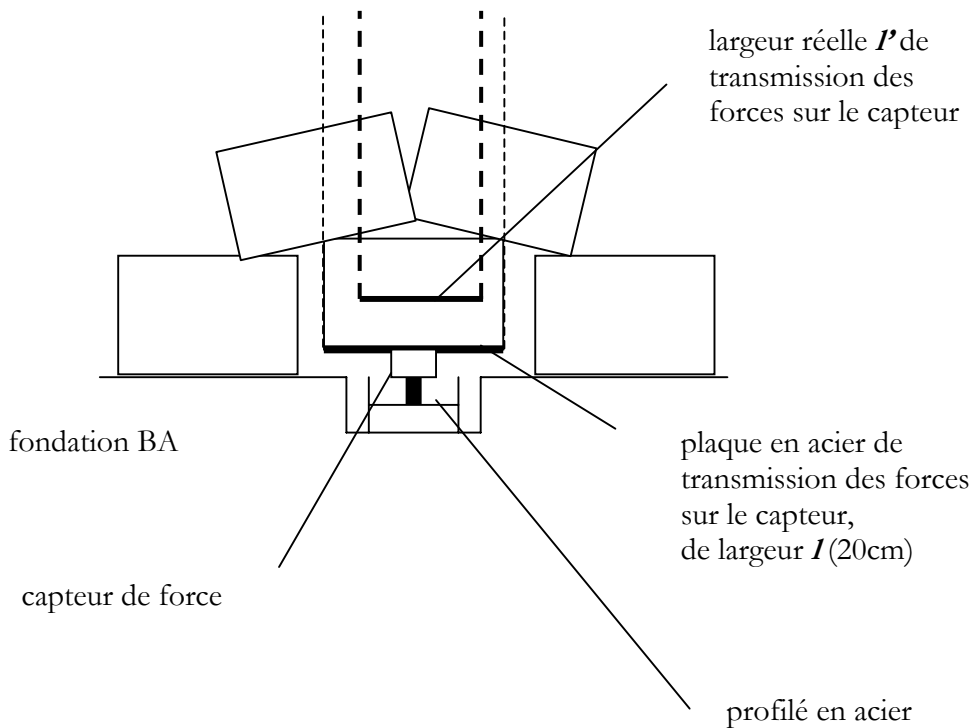


Figure IV-40: principe de calcul du coefficient de correction propre aux capteurs.

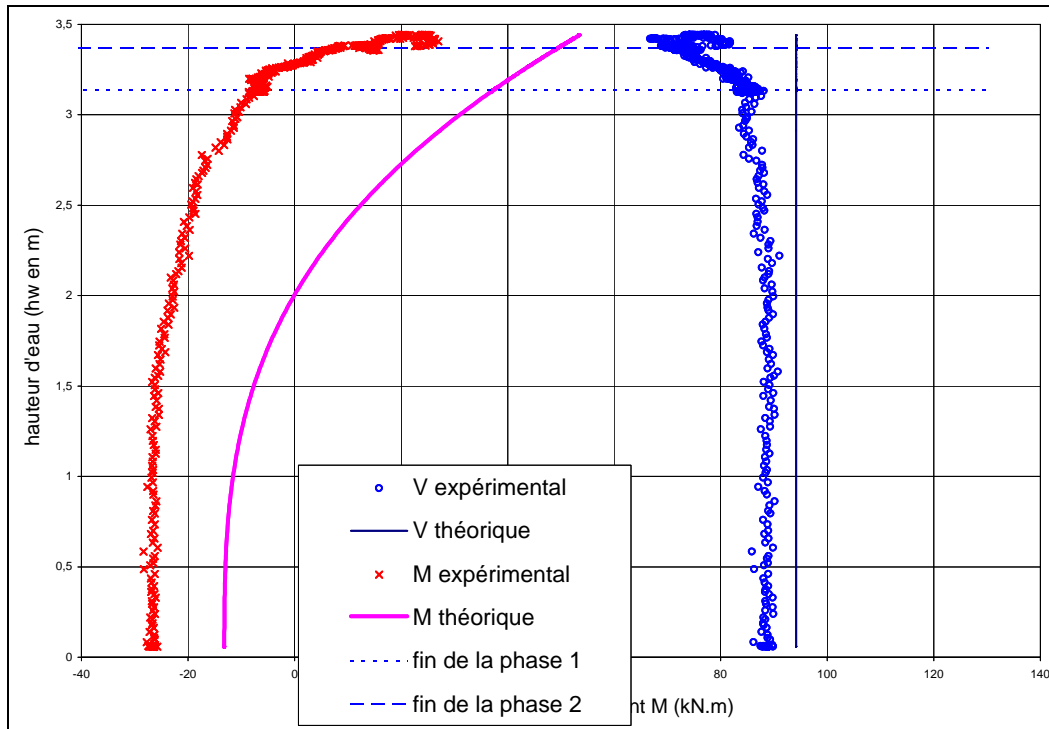


Figure IV-41 : valeurs théoriques et expérimentales de la force verticale V et du moment M .

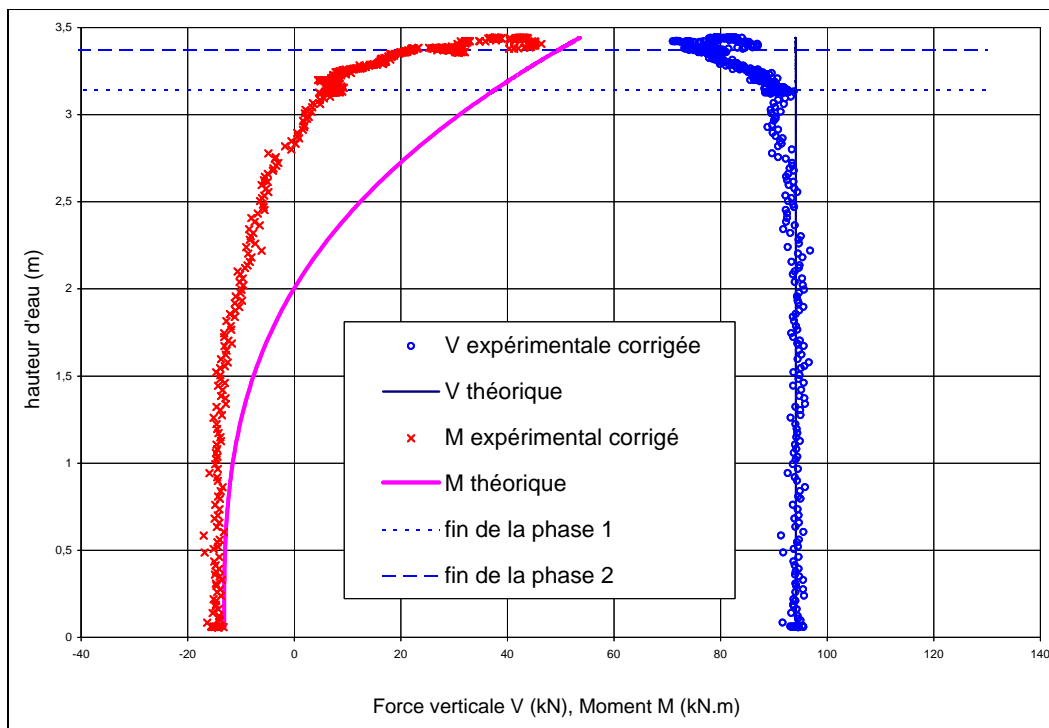


Figure IV-42 : valeurs théoriques et expérimentales corrigées de la force verticale V et du moment M .

b) Comparaison entre les forces expérimentales et les forces théoriques

Il est possible de calculer l'évolution des forces théoriques qui s'appliquent sur les quatre capteurs en fonction du chargement du mur, dans l'hypothèse d'une répartition (bi)linéaire des contraintes sous la fondation :

Cas où $|k| < 1/6$

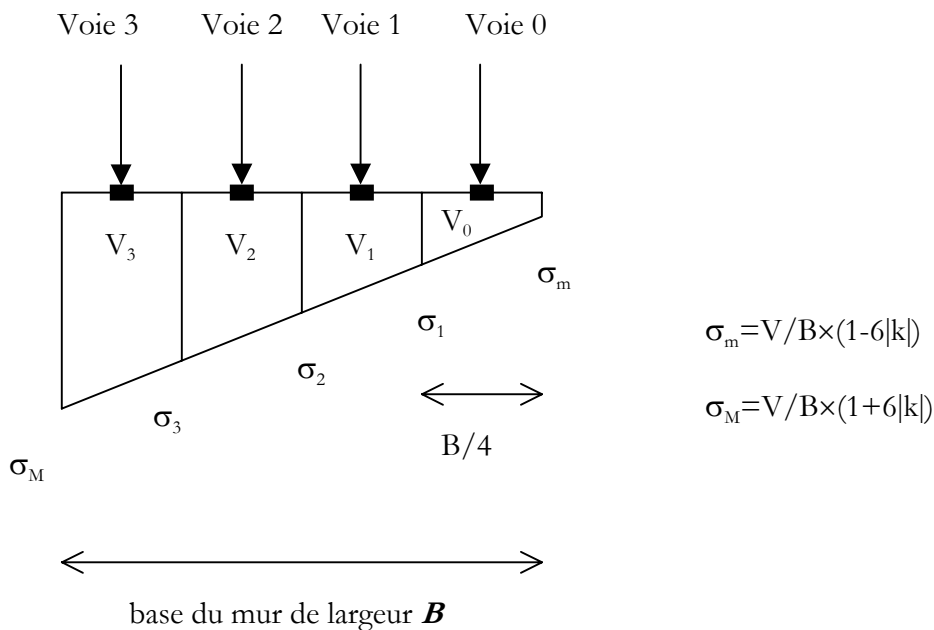


Figure IV-43: calcul des forces théoriques s'appliquant sur les capteurs de force, selon l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes sous la fondation, dans le cas $|k| < 1/6$.

En posant :

$$l = \frac{B\sigma_m}{\sigma_M - \sigma_m}$$

$$\sigma_1 = \frac{l+B/4}{l+B}\sigma_M, \quad \sigma_2 = \frac{l+B/2}{l+B}\sigma_M, \quad \sigma_3 = \frac{l+3B/4}{l+B}\sigma_M$$

$$V_0 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_m + \sigma_1),$$

$$V_1 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_1 + \sigma_2)$$

$$V_2 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_2 + \sigma_3)$$

$$V_3 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_3 + \sigma_M)$$

Cas où $1/6 < |k| < 1/4$

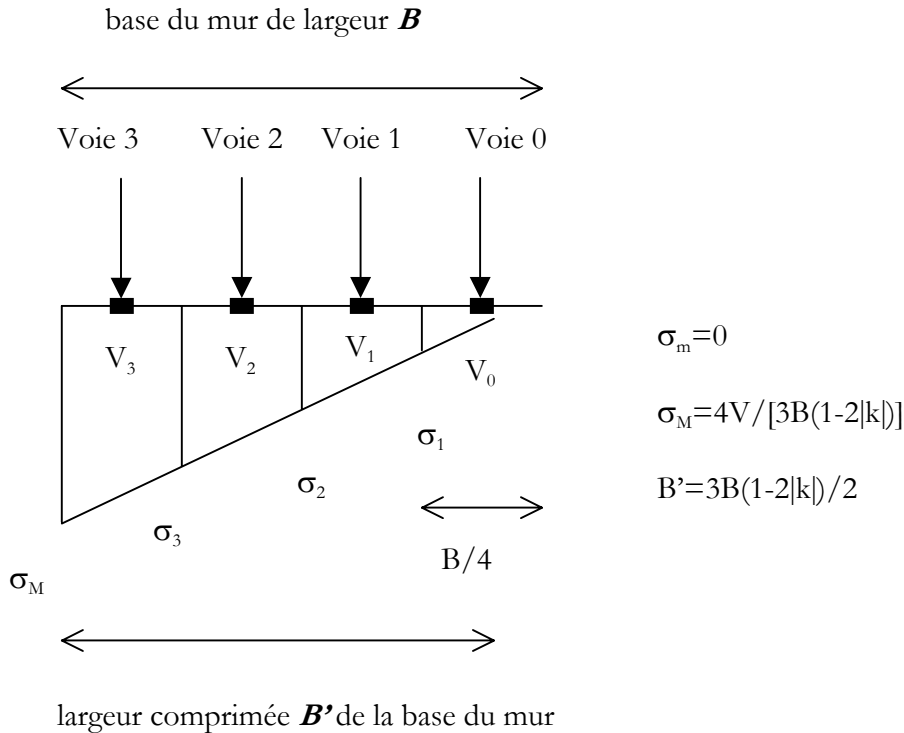


Figure IV-44 : calcul des forces théoriques s'appliquant sur les capteurs de force, selon l'hypothèse d'une répartition bilinéaire des contraintes sous la fondation, dans le cas $1/6 < |k| < 1/4$.

$$\sigma_1 = \frac{B' - 3B/4}{B'} \sigma_M, \quad \sigma_2 = \frac{B' - B/2}{B'} \sigma_M, \quad \sigma_3 = \frac{B' - B/4}{B'} \sigma_M$$

$$V_0 = \frac{\rho_M}{2} \times (B' - 3B/4) \times \sigma_1, \quad V_1 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_1 + \sigma_2), \quad V_2 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_2 + \sigma_3), \quad V_3 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_3 + \sigma_M)$$

Nous ne détaillons pas les cas suivants, qui sont similaires du point de vue de la détermination des forces théoriques s'appliquant sur les capteurs de forces.

Cas où $1/4 < |k| < 1/3$

$$\sigma_1 = 0, \quad \sigma_2 = \frac{B' - B/2}{B'} \sigma_M, \quad \sigma_3 = \frac{B' - B/4}{B'} \sigma_M$$

$$V_0 = 0, \quad V_1 = \frac{\rho_M}{2} \times (B' - B/2) \times \sigma_2, \quad V_2 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_2 + \sigma_3), \quad V_3 = \frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_3 + \sigma_M)$$

Cas où $1/3 < |k| < 5/12$

$$\sigma_1 = 0, \quad \sigma_2 = 0, \quad \sigma_3 = \frac{B' - B/4}{B'} \sigma_M$$

$$V_0=0, V_1=0, V_2=\frac{\rho_M}{2} \times (B'-3B/4) \times \sigma_3, V_3=\frac{\rho_M}{2} \times \frac{B}{4} \times (\sigma_3 + \sigma_M)$$

Cas où $5/12 < |k| < 1/2$

$$\sigma_1=0, \sigma_2=0, \sigma_3=0$$

$$V_0=0, V_1=0, V_2=0, V_3=\frac{\rho_M}{2} \times B' \times \sigma_M$$

La figure IV-45 présente les courbes de variation des forces corrigées sous la fondation, en comparaison avec la variation des forces théoriques (hypothèse de répartition (bi)linéaire des contraintes sous le mur), le tout en fonction de l'excentricité relative k .

La figure IV-46 présente la répartition de la variation des forces corrigées sous le mur, à différentes excentricités relatives k .

On observe que l'hypothèse de (bi)linéarité des contraintes sous la fondation n'est pas vérifiée, mais que l'allure des courbes théoriques et expérimentales sont cohérentes. En effet,

- les forces décroissent à l'arrière du mur (Voie 0) pour atteindre la valeur zéro en fin de chargement, ce qui correspond à une décompression du « quart arrière » du mur. La décompression totale du « quart arrière » du mur a lieu théoriquement à $k=0,25$ si la répartition des contraintes est répartie (bi)linéairement sous la fondation. Expérimentalement, c'est le cas à $k=0,30$.
- Les forces se transfèrent du quart arrière du mur (Voie 0) vers le milieu du mur (Voies 1 et 2), avec une allure similaire à l'allure théorique de la voie 3. Ceci montre que les forces ne se transmettent pas directement sur l'avant du mur mais plutôt sur la zone médiane.
- Les forces se transmettent à l'avant du mur (Voie 3) seulement vers la fin du chargement, à partir de $k>0,30$ et les forces à l'avant sont encore inférieures aux forces du « quart milieu avant ».

c) Conclusion

Malgré ses limitations, le procédé expérimental de mesure des forces verticales sous la fondation a donné de bons résultats. Nous avons observé que l'hypothèse de (bi)linéarité des contraintes normales sous la fondation ne s'applique pas dans le cas d'un mur de soutènement en pierres sèches. Il semblerait que, lors du chargement du mur, les contraintes se transmettent d'abord au milieu du mur pour une excentricité relative k voisine de 0,25. La transmission des contraintes vers l'arête avant du mur ne s'est manifestée que pour $k>0,30$.

Pour le calcul du non poinçonnement de la fondation, l'application des méthodes existantes concernant les murs poids monolithes (*cf.* II-A-3) sera donc défavorable aux murs en pierres sèches.

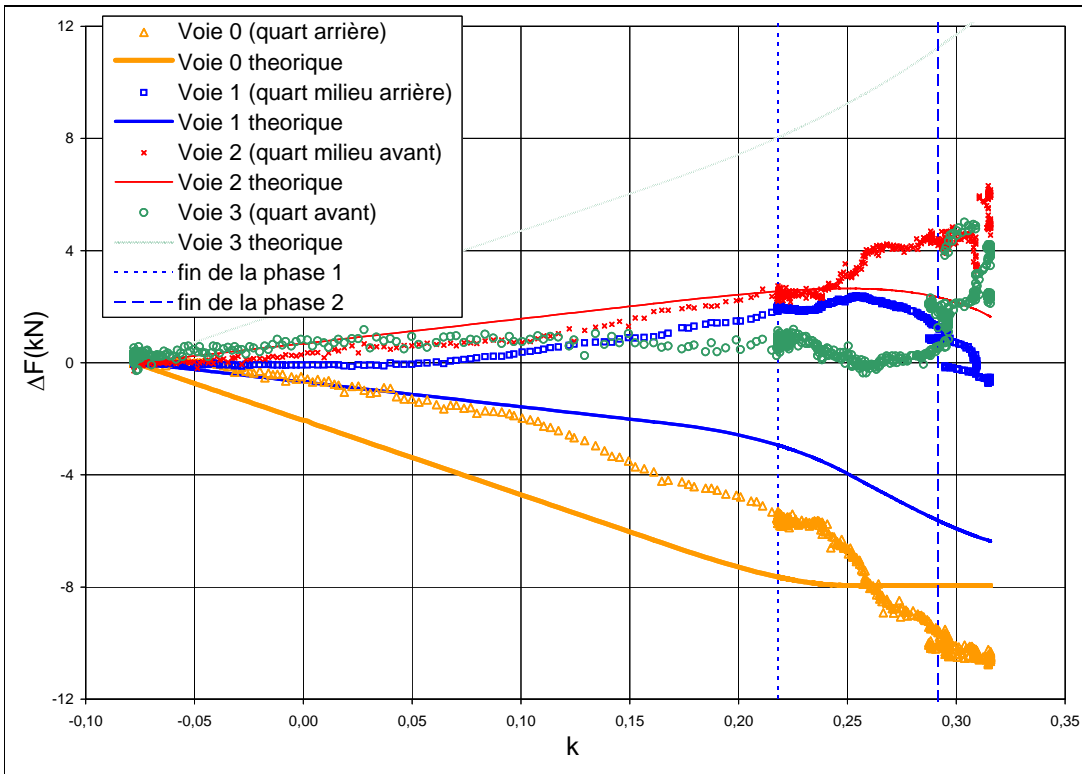


Figure IV-45 : variation des forces ΔF expérimentales corrigées et théoriques (hypothèse de répartition bilinéaire des contraintes) sous la fondation, en fonction de l'excentricité relative k .

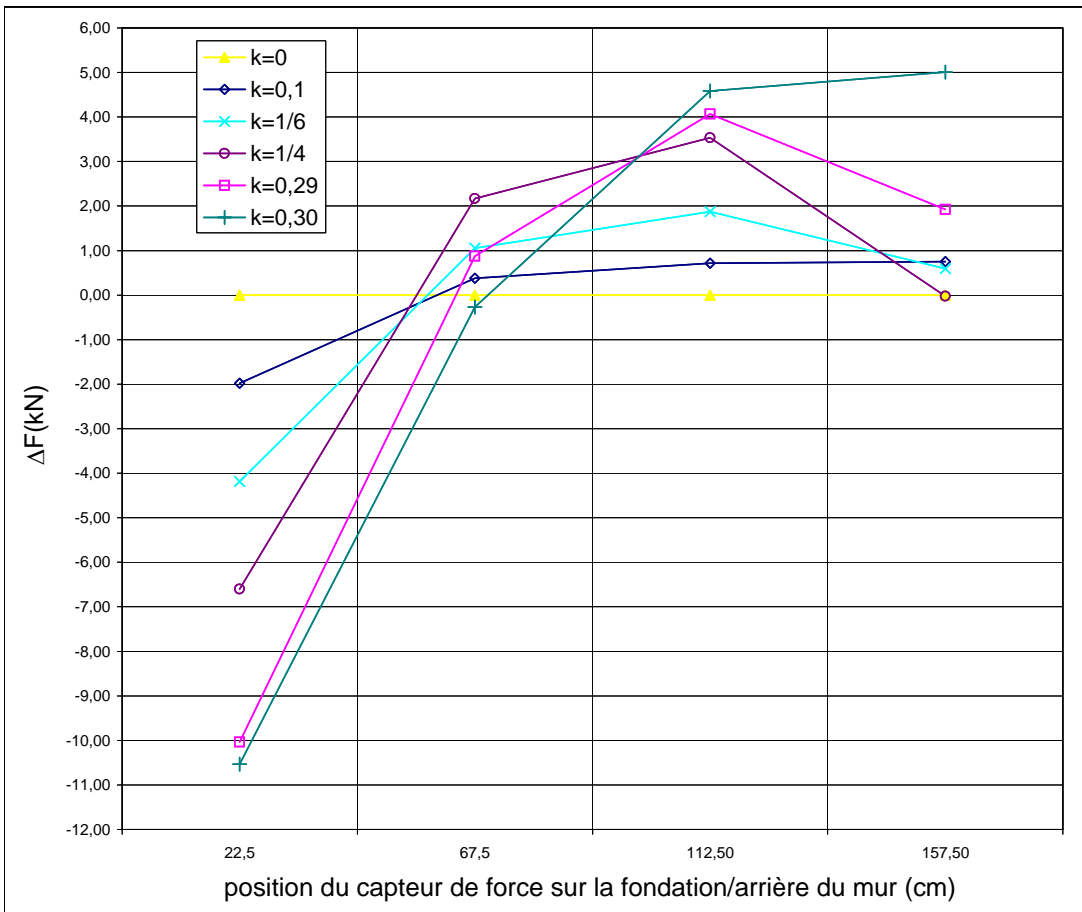


Figure IV-46 : profil de la variation des forces ΔF expérimentales corrigées sous la fondation, en fonction de l'excentricité relative k du mur 3.

4. Application du modèle de calcul au mur 3

Nous avons observé la rupture du mur 3 par glissement :

- pour un chargement d'eau de $h_w=3,37\text{m}$
- sur deux plans de glissement de hauteurs $h_g=18\text{cm}$ et $h_g=33\text{cm}$, au-dessus de l'arête avant, tous deux inclinés de $\omega=11,5^\circ$ (cf. IV-D-2).

Nous pouvons donc utiliser la méthode de calcul exposée au II-C-2 pour voir si la théorie et l'expérience sont cohérentes. Le calcul des coefficients de stabilité interne au glissement et au renversement (F_g et F_r) ainsi que de l'excentricité relative k est fait sous le logiciel *Maple 7*, à partir de la valeur h_w du chargement limite et à partir de l'angle de frottement d'interface $\phi_M=36^\circ$ trouvé pour la pierre de S^t-Gens (tab. III-6). Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau IV-3 et illustrés dans les figures IV-47 à 51.

seuil de rupture ($h_w=3,37\text{ m}$)	rupture observée	$F_g(h-h_g,\omega)$	$F_r(h, \omega)$	k
$h_g=18\text{cm}$ $\omega=11,5^\circ$ ou $0,2\text{ rad}$	glissement et non-renversement	0,98	1,52	0,29
$h_g=33\text{cm}$ $\omega=11,5^\circ$	glissement et non-renversement	1,03	1,52	0,29

Tableau IV-3 : calcul des coefficients de stabilité du mur 3 à partir des valeurs expérimentales mesurées à la rupture, à savoir h_g , position horizontale par rapport à l'arête avant du plan de rupture, incliné de ω par rapport à l'horizontale, et h_w , hauteur du chargement hydrostatique limite.

Nous pouvons considérer un mur fictif réalisé en pierres de taille et présentant les mêmes caractéristiques géométriques et physiques que le mur 3. Les pierres de taille induisent un réarrangement des pierres en rotation négligeable ($\Theta=0$). Les assises étant horizontales ($\alpha=0$), le glissement potentiel est incliné de $\omega=\Theta+\alpha=0^\circ$. Ce mur est soumis au chargement limite du mur 3 et nous calculons les coefficients de stabilité correspondants (tab. IV-4).

chargement $h_w=3,37\text{ m}$	résultats du calcul	$F_g(h-h_g, 0)$	$F_r(h, 0)$	k
$h_g=18\text{cm}$ et $\omega=0$	non-glissement et non-renversement	1,30	1,56	0,29
$h_g=0\text{cm}$ et $\omega=0$	non-glissement et non-renversement	1,23	1,56	0,29

Tableau IV-4 : calcul des coefficients de stabilité pour un mur fictif similaire au mur 3, mais réalisé en pierres de taille ($\Theta=0$), avec des assises horizontales ($\alpha=0$) pour le chargement hydrostatique limite du mur 3 ($h_w=3,37\text{m}$).

Les coefficients de stabilité d'un mur en pierres sèches définis dans le modèle proposé (cf. II-C-2) décrivent bien la rupture expérimentale du mur 3, puisque :

- le glissement est survenu pour une valeur de F_g proche de 1.
- le non-renversement est assuré pour une valeur de $F_r=1,5>1$ (et $k<0,3$).

L'influence du paramètre ω a également été mise en évidence : le réarrangement des pierres en rotation est à l'origine du glissement, qui n'aurait pas eu lieu dans le cas des pierres de taille.

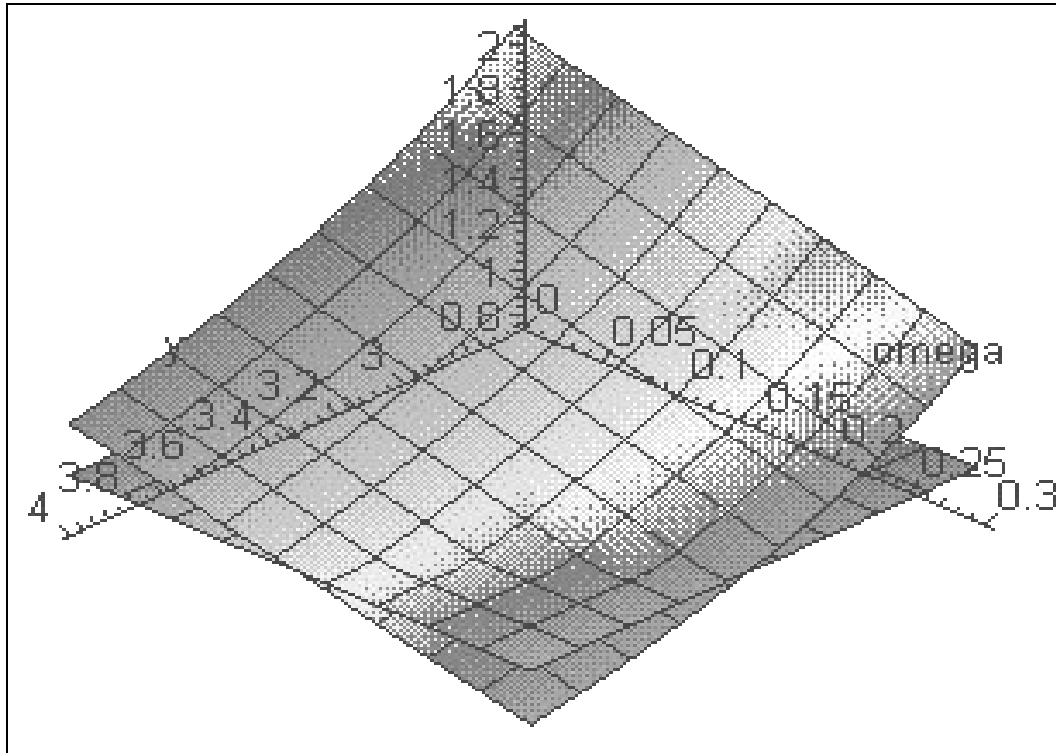


Figure IV-47: en ordonnée, coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$, calculé pour le chargement limite $h_w=3,37\text{m}$; en abscisses, cote y (m) et angle ω (rad) du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_g=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$ et $\omega < 0,2$ cf. II-C-1).

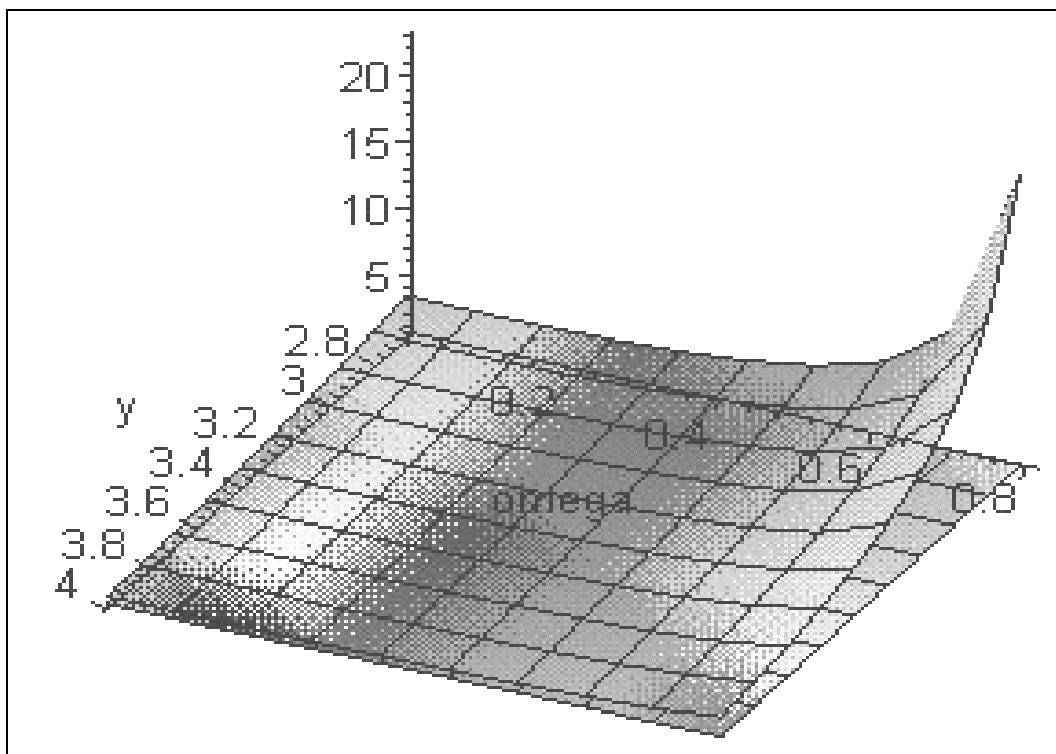


Figure IV-48: en ordonnée, coefficient de sécurité au renversement $F_r(y, \omega)$, calculé pour le chargement limite $h_w=3,37\text{m}$; en abscisses, cote y (m) et angle $\omega (= \psi)$ (rad) du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_r=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$).

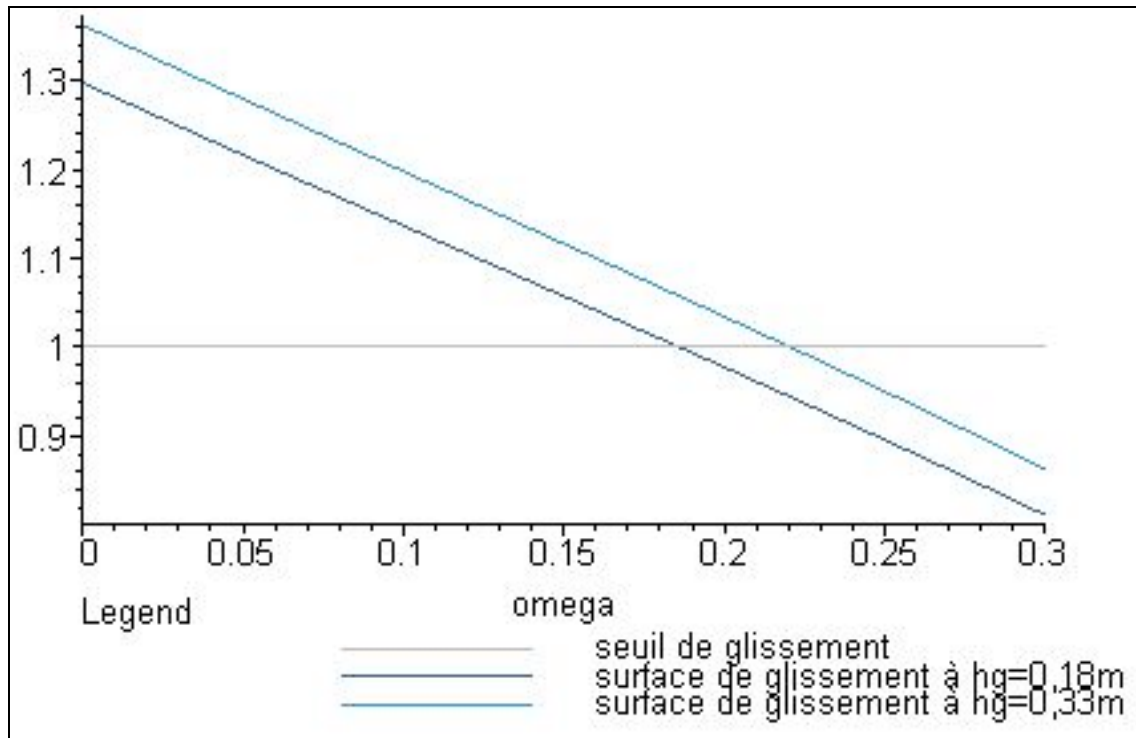


Figure IV-49: coefficient de sécurité au glissement $F_g(h-h_g, \omega)$ en fonction de ω , calculé à partir de la position des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($h_g=0,18m$ et $h_g=0,33m$) et pour le chargement limite $h_w=3,37m$.

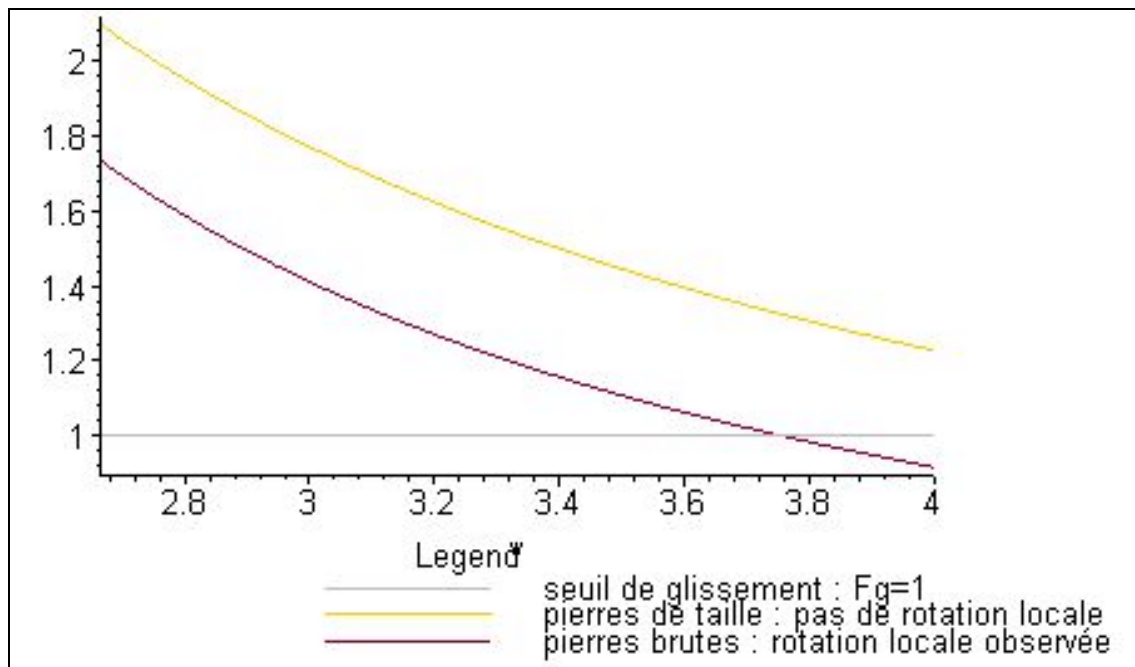


Figure IV-50: coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$ en fonction de y (cote du point A, fig. II-10)., calculé (au chargement limite $h_w=3,37m$) à partir de l'inclinaison des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($\omega=11,5^\circ$) et d'une inclinaison nulle de la surface de glissement (cas fictif d'un mur réalisé en pierres de taille).

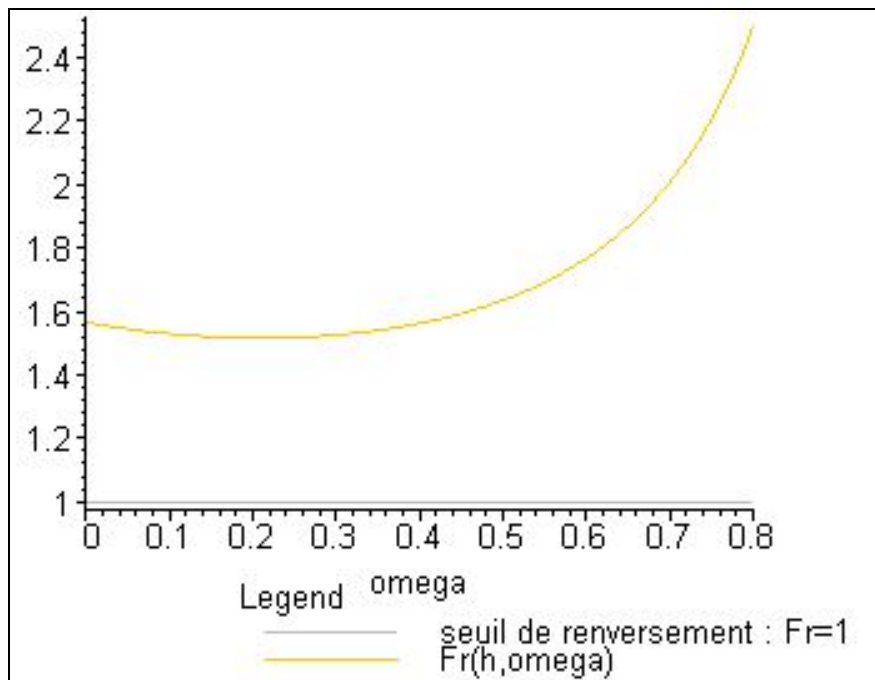


Figure IV-51: coefficient de sécurité au renversement $F_r(h, \omega)$ en fonction de $\omega (= \psi)$, calculé au niveau de l'arête avant du mur ($y=h$), pour le chargement limite $h_w=3,37m$.

E. Synthèse des essais réalisés au Beaucet

Dans la partie IV-C, nous avons détaillé l'interprétation de l'essai sur le mur 3 afin de faciliter la compréhension des résultats. Dans cette partie, nous passons les détails de l'interprétation des trois autres murs pour directement aborder l'étude comparative des résultats. Pour les murs 1,2 et 4, les détails sont donnés dans l'annexe 3.

1. Application du modèle de calcul aux murs expérimentés

Dans cette partie, nous calculons les coefficients de stabilité k , F_r et F_g à partir des résultats expérimentaux. Ceux-ci sont incomplets pour les murs 1 et 2. En effet, ces deux premiers murs n'ont pas bénéficié de l'analyse stéréophotogrammétrique, ce qui ne permet pas la détermination du paramètre ω qui résulte de la rotation locale des pierres sur le plan de glissement. Pour ces deux murs, ayant observé *in situ* la position des plans de glissement (position verticale h_g par rapport à l'arête avant), que l'on retrouve par le biais des capteurs de déplacement, nous calculerons la valeur du paramètre ω qui assure le glissement théorique, c'est-à-dire ω tel que $F_g(h-h_g, \omega)=1$.

Le tableau IV-5, qui résume les résultats obtenus pour chaque mur, montre une bonne corrélation entre le modèle théorique et l'expérience.

Pour le mur 4, la rupture a eu lieu par glissement interne et par renversement interne, avec les points suivants :

- le renversement a été amorcé à une valeur $k=0,46$ et une valeur $F_r=1,07$.
- le glissement est survenu sur deux plans de rupture définis (grâce à la stéréophotogrammétrie) par :
 - $h_g=10\text{cm}$ et $\omega=3,5^\circ$, ce qui donne $F_g(h-h_g, \omega)=0,93$.
 - $h_g=20\text{cm}$ et $\omega=7^\circ$, ce qui donne $F_g(h-h_g, \omega)=0,95$.

Pour le mur 2, la rupture a eu lieu par glissement interne et par renversement interne, avec les points suivants :

- le renversement a été amorcé à une valeur $k=0,465$ et une valeur $F_r=1,07$.
- le glissement a eu lieu selon le plan de rupture défini par $h_g=25\text{cm}$ et d'inclinaison ω inconnue (pas de stéréophotogrammétrie pour ce mur). La théorie donne un angle $\omega=9,4^\circ$ pour qu'il y ait rupture, ce qui est dans l'ordre de grandeur des valeurs trouvées pour les autres murs :
 - le mur 4 fut construit avec une assise inclinée de $\alpha=-4^\circ$ vers l'amont, ce qui donne une rotation de réarrangement des pierres de $\Theta=\omega-\alpha=7^\circ+4^\circ=11^\circ$.
 - le mur 3 fut construit avec une assise horizontale, ce qui donne une rotation de réarrangement des pierres de $\Theta=\omega-\alpha=11,5^\circ+0^\circ=11,5^\circ$.

Pour le mur 3, la rupture a eu lieu par glissement interne pur, avec les points suivants :

- le non-renversement est assuré pour une valeur $k=0,29$ et une valeur $F_r=1,56$.
- le glissement a eu lieu à
 - $h_g=18\text{cm}$ et $\omega=11,5^\circ$, ce qui donne $F_g(h-h_g, \omega)=0,98$.
 - $h_g=33\text{cm}$ et $\omega=11,5^\circ$, ce qui donne $F_g(h-h_g, \omega)=1,03$.

Pour le mur 1, la rupture a eu lieu par glissement interne pur, avec les points suivants :

- le non renversement est assuré pour une valeur $k=0,29$ et une valeur $F_r=1,56$.
- le glissement a eu lieu à
 - $h_g=15\text{cm}$ et ω inconnu.
 - la théorie donne un angle $\omega=11,3^\circ$ pour qu'il y ait rupture, ce qui est dans l'ordre de grandeur des valeurs trouvées pour les autres murs.

	mur 1	mur 2	mur 3	mur 4
hauteur h (m)	2	2	4	2
épaisseur b en tête (m)	0,6	0,9	1,2	0,65
fruit f_r (%)	15	0	15	12
poids volumique γ_M (kN/m ³)	15,4	15,0	15,7	16,0
pourcentage de vides	25%	27%	24%	23%
assises	horizontales	horizontales	horizontales	inclinées de $\alpha=-4^\circ$ vers l'amont
chargement limite h_w (m)	1,74	1,90	3,37	1,94
glissement	oui	oui	oui	oui
renversement	non	oui	non	oui
k	0,29	0,465	0,29	0,46
$F_r(h,0)$	1,56	1,07	1,56	1,07
$F_g(h-0.1, \alpha)$	1,27	1,15	1,27	1,15
premier plan de glissement observé	$h_g=15$ cm ω non connu	$h_g=25$ cm ω non connu	$h_g=18$ cm $\omega=11,5^\circ$	$h_g=10$ cm $\omega=3,5^\circ$
$F_g(h-h_g, \omega)$?	?	0,97	0,93
valeur théorique de ω telle que $F_g=1$	$\omega=11,3^\circ$	$\omega=9,4^\circ$	$\omega=10,5^\circ$	$\omega=1,5^\circ$
deuxième plan de glissement observé	pas observé	pas observé	$h_g=33$ cm $\omega=11,5^\circ$	$h_g=20$ cm $\omega=7^\circ$
$F_g(h-h_g, \omega)$			1,03	0,95
valeur théorique de ω telle que $F_g=1$	$\omega=11,3^\circ$	$\omega=9,4^\circ$	$\omega=13^\circ$	$\omega=3,5^\circ$

Tableau IV-5 : synthèse des résultats obtenus lors de l'expérimentation du Beaucet.

2. Conclusion

Pour les quatre murs, nous sommes restés dans le cadre des petits déplacements jusqu'à la règle du tiers central ($k < 1/6$) et pour un coefficient de stabilité au glissement interne $F_g > 1,2$. Cela valide l'hypothèse de monolithisme pour ce domaine de chargement. Au delà, les déplacements internes ne sont plus négligeables, mais les coefficients de stabilité (cf. II-C) restent valables : la géométrie d'ensemble du mur reste à peu près constante et les coefficients de stabilité sont calculés avec des considérations géométriques uniquement.

Nous avons observé une bonne corrélation entre le modèle théorique et l'expérience puisque :

- les ruptures par renversement ont été amorcées pour $k > 0,46$ et $F_r < 1,07$.
- les ruptures par glissement ont eu lieu pour $0,93 < F_g < 1,03$.
- le non-renversement est assuré pour $k < 0,3$ et $F_r > 1,56$.
- les modes principaux de rupture sont bien dissociables avant rupture (le glissement interne a eu lieu dans un intervalle d'excentricité relative k compris entre 0,3 et 0,47 sans que cela change la cinématique de rupture).

La spécificité de la pierre sèche a été mise en évidence au moyen du paramètre ω , qui résulte de la rotation locale Θ des pierres sur le plan de glissement. Nous avons pu estimer Θ à partir de l'inclinaison initiale α vers l'amont des lits de pierres :

- $\Theta = \omega - \alpha = 9,5^\circ \pm 2^\circ$ d'après les mesures expérimentales
- $\Theta = \omega - \alpha = 10,3^\circ \pm 1^\circ$ d'après le calcul théorique (sur les murs 1 et 2 qui ont rompu par glissement).

Cette rotation locale des pierres a piloté la cinématique de rupture pour les murs 2 et 4 (glissement suivi d'une amorce de renversement), qui sans réarrangement des blocs auraient rompu par renversement pur.

Nous avons observé l'influence positive de l'inclinaison α des assises vers l'amont pour le mur 4. En effet, le calcul de l'angle de frottement interne global ϕ_M de la maçonnerie en pierres sèches a donné une valeur de $\phi_M = 30^\circ \pm 0,4^\circ$ pour les trois premiers murs, et une valeur de $\phi_M = 34,5^\circ$ pour le mur 4 qui présente des assises inclinées de $\alpha = 4^\circ$.

La répartition des contraintes normales sous la fondation n'est pas (bi)linéaire : nous avons observé une transmission des contraintes non pas directement vers l'arête avant du mur mais plutôt vers la partie médiane du mur.

V. ESSAIS DE CHARGEMENT DE MURS DE SOUTÈNEMENT EN PIERRES SÈCHES, DE TAILLE REELLE, RÉALISÉS À SAINT-GERMAIN DE CALBERTE (LOZÈRE)

Dans le prolongement des essais réalisés au Beucet, nous avons mis en place un second chantier expérimental grâce au concours du Parc National des Cévennes, de la FFB, de la Chambre de Métiers de Lozère, de l'association « Maisons paysannes de France », de la mairie de Saint-Germain de Calberte et de l'Association des « Artisans Bâisseurs en Pierres Sèches » qui a assuré la logistique pour la construction du mur et pour la réalisation de l'essai. Ceci a permis la construction d'un mur de 4,25m de hauteur, en schistes issus de la carrière « Galta » à Saint-Germain de Calberte. L'utilisation des schistes pour la construction de murs en pierres sèches fait appel à un savoir-faire local spécifique (bien que la technique de la pierre sèche présente les mêmes dispositions constructives globales, *cf.* Chap. I) et le comportement des murs en schistes, du fait de la nature des pierres et de leur forme (plus élancée), est légèrement différent des murs réalisés en blocs calcaires (moins élancés). Dans ce chapitre, nous reprenons la même logique adoptée au cinquième chapitre.

A. Mise en place de l'essai

1. Construction du mur

Nous indiquons les caractéristiques géométriques et physiques du mur 5 avec celles du mur 3 à titre de comparaison dans le tableau V-1 et la figure V-1.

	mur 5	mur 3
hauteur b (m)	4,25	4
hauteur « libre » (m) (hauteur de la partie du mur non bloquée en pied)	4,10	3,85
longueur (m)	2,95	3
épaisseur en tête b (m)	1,16	1,2
fruit f_t (%)	15	15
poids volumique γ_M (kN/m ³)	18,0	15,7
pourcentage de vides	32%	24%
indice des vides	0,47	0,32
nature des pierres	schistes (carrière « Galta »)	calcaire de S ^t -Gens (carrière « Mallet »)
angle de frottement d'interface des pierres φ_M (°)	28,5°	36°
assises	inclinées vers l'amont de la valeur du fruit, soit $\alpha = -8,5^\circ$.	horizontales
remarques	premier lit incliné scellé sur la fondation ; mur à priori moins dense qu'habituellement à cause de l'absence de matériaux de remplissage.	pierres humides

Tableau V-1 : données géométriques et physiques des murs 5 et 3.

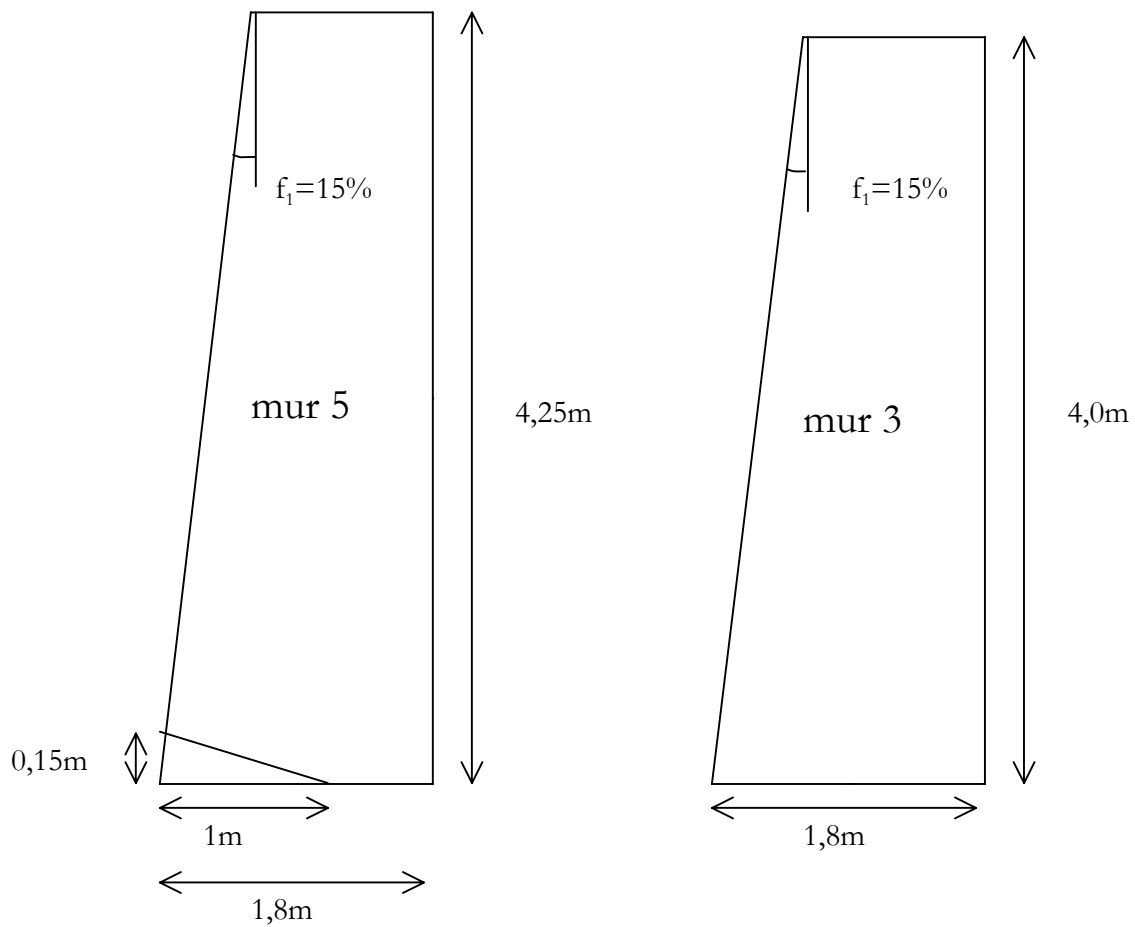


Figure V-1: géométries du mur 5 et du mur 3.

2. Dispositif expérimental

Nous avons repris le même dispositif expérimental que pour les essais du Beucet, avec une instrumentation plus fine grâce à l'utilisation de deux capteurs de déplacement supplémentaires de course 75mm (deux capteurs « Unimesasure » PA 3).

Les étapes de la construction du mur 5, de la pose du dispositif de chargement et de l'instrumentation sont présentées dans les figures V-2 à 6.



Figure V-2 : étapes du montage du mur ; à gauche de haut en bas, (a) pose des capteurs de force, (b) pose de l'étanchéité, (c) pose des pierres sur les capteurs de force ; à droite de haut en bas, (d) croisement des joints sur les pierres posées sur les capteurs, (e) construction de la base du mur, (f) étape intermédiaire de la construction.



Figure V-3 : étape intermédiaire de la construction avec vue de l'hétérogénéité des pierres de construction.



Figure V-4 : artisans bâtisseurs en pierres sèches à l'œuvre.



Figure V-5 : à gauche, mur construit avec profilés métalliques pour la pose du coffrage; à droite, pose de la bâche de chargement protégée par des plaques fines de polystyrène et par du géotextile non-tissé (bidim).



Figure V-6 : à gauche, fin de pose du dispositif de chargement (vue sur la bâche en PVC, sur le *liner* et sur le capteur de niveau d'eau); à droite, marquage du mur pour faciliter l'analyse stéréophotogrammétrique.

B. Réalisation de l'essai



Figure V-7 : vues d'ensemble pendant la mise en charge du mur 5 ; le remplissage de la bache de chargement est fait par un camion de pompiers, situé au-dessus du mur de soutènement de la place.

C. Résultats bruts de l'essai de chargement du mur 5

Par rapport au mur 3, seules les voies 12 et 13 sont nouvelles (fig. V-8).

Les courbes brutes données par les capteurs de déplacement (fig. V-9) sont les courbes $u_i=f(h_w)$, où u_i est le déplacement mesuré par le capteur i , situé à une hauteur h_i par rapport à la fondation. u_i peut être considéré comme horizontal (cf. B-1-b). h_w est la hauteur d'eau derrière le mur, donnée par la voie 11.

Les courbes brutes données par les capteurs de force (fig. V-10) sont les courbes $F_i=f(h_w)$, où F_i est la force mesurée par le capteur de force i .

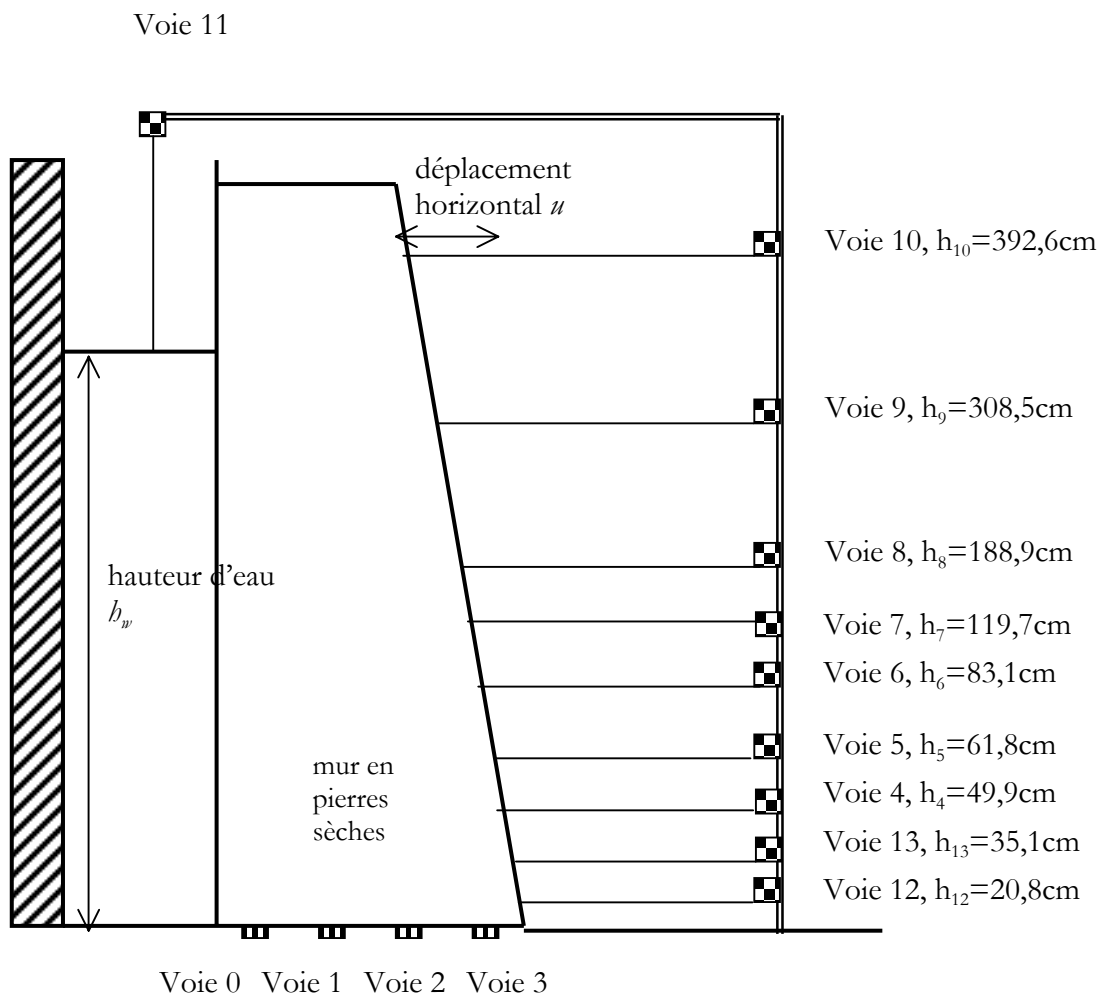


Figure V-8 : description et positionnement des différentes voies de l'acquisition pour le mur 5.

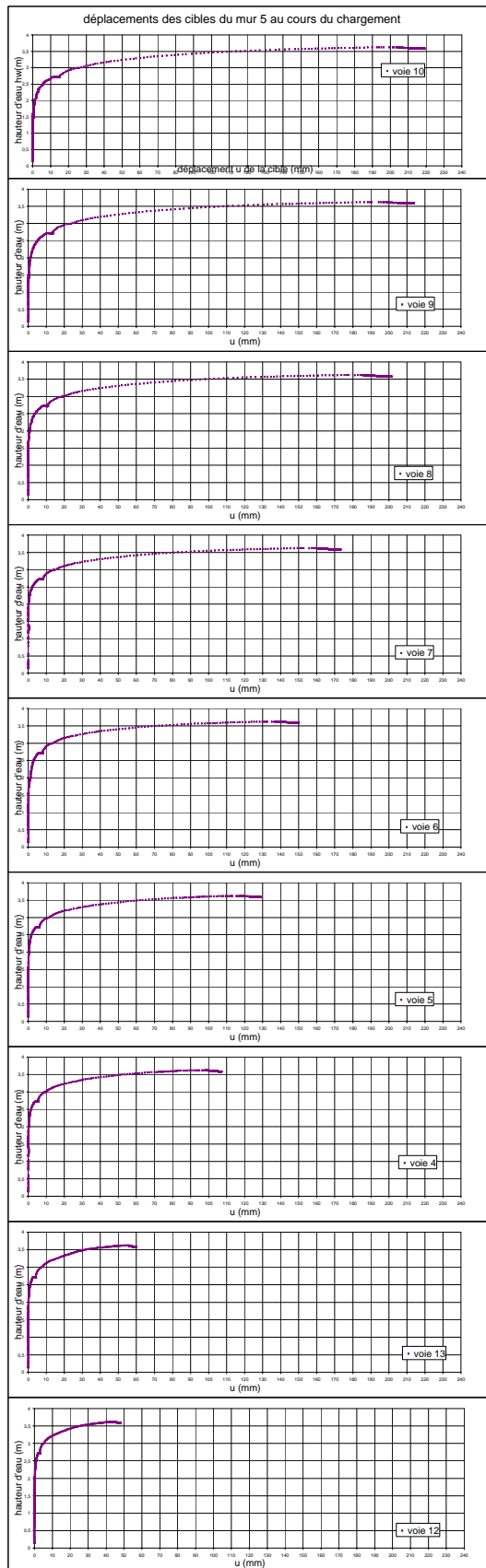


Figure V-9: déplacement brut u en fonction la hauteur d'eau h_w du mur 5.

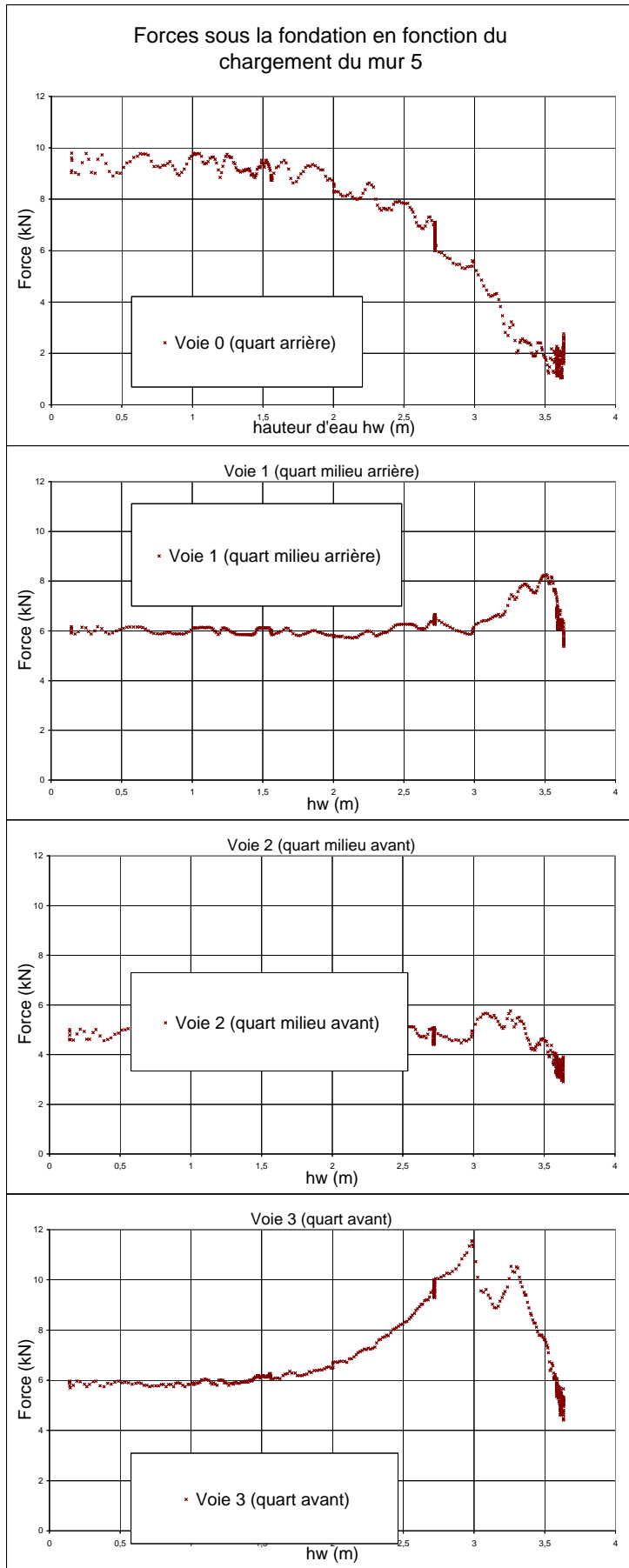


Figure V-10: forces brutes F en fonction de la hauteur d'eau hw du mur 5.

D. Interprétation de l'essai de chargement du mur 5

1. Résistance au renversement

a) Etude de l'évolution du parement externe du mur 5 au droit des capteurs

L'étude de l'évolution du parement externe du mur 5 au droit des capteurs (fig. V-12 et 13) montre que, tout comme le mur 3,

- le mur peut être considéré comme monolithique jusqu'au chargement correspondant à $k=1/6$ ($F_g > 1,2$). Au-delà, les déplacements internes ne sont plus négligeables.
- le mur a un mouvement d'ensemble en rotation qui reste très faible.
- le mur entre en cisaillement interne depuis la base, et la bande de cisaillement s'épaissit au fur et à mesure du chargement.

Nous pouvons estimer la rotation d'ensemble θ grâce au mouvement de la partie supérieure du mur, qui ne se déforme quasiment pas jusqu'au chargement correspondant à $k < 0,25$. Cette rotation d'ensemble est donnée en fonction de l'excentricité relative k (fig. V-11). Nous remarquons que la rotation d'ensemble reste faible, inférieure à celle du mur 3, et que l'évolution est presque linéaire par rapport à l'excentricité relative (contrairement au mur 3).

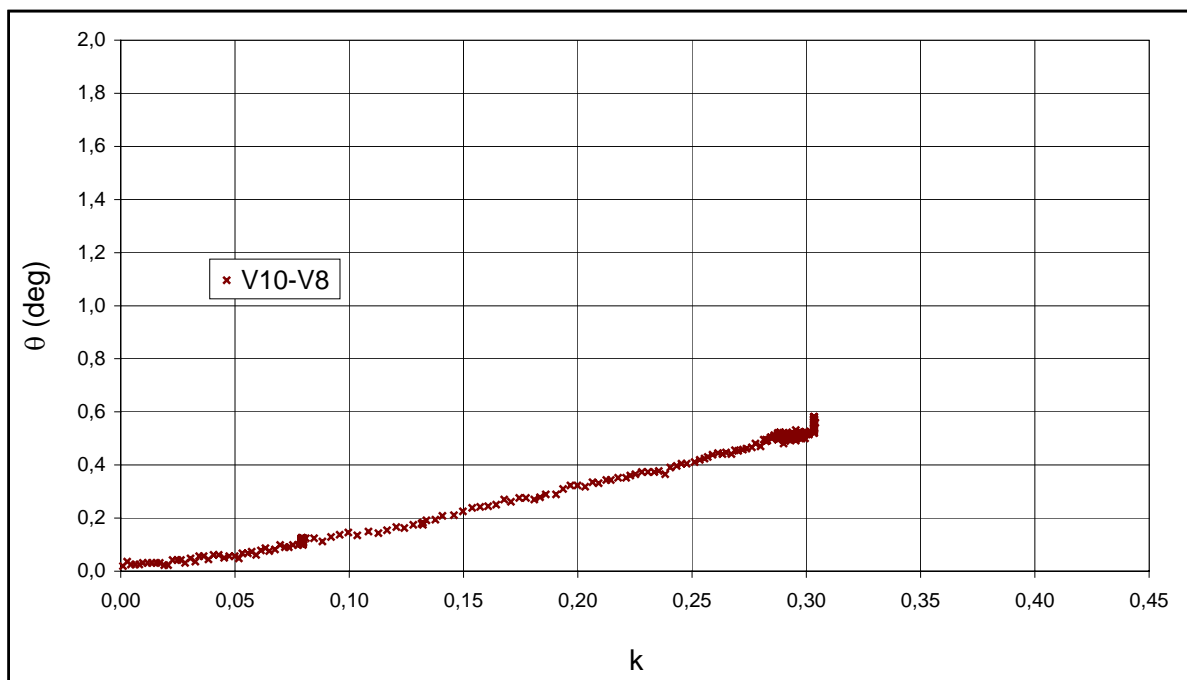


Figure V-11: rotation d'ensemble θ du mur 5 en fonction de l'excentricité relative k .

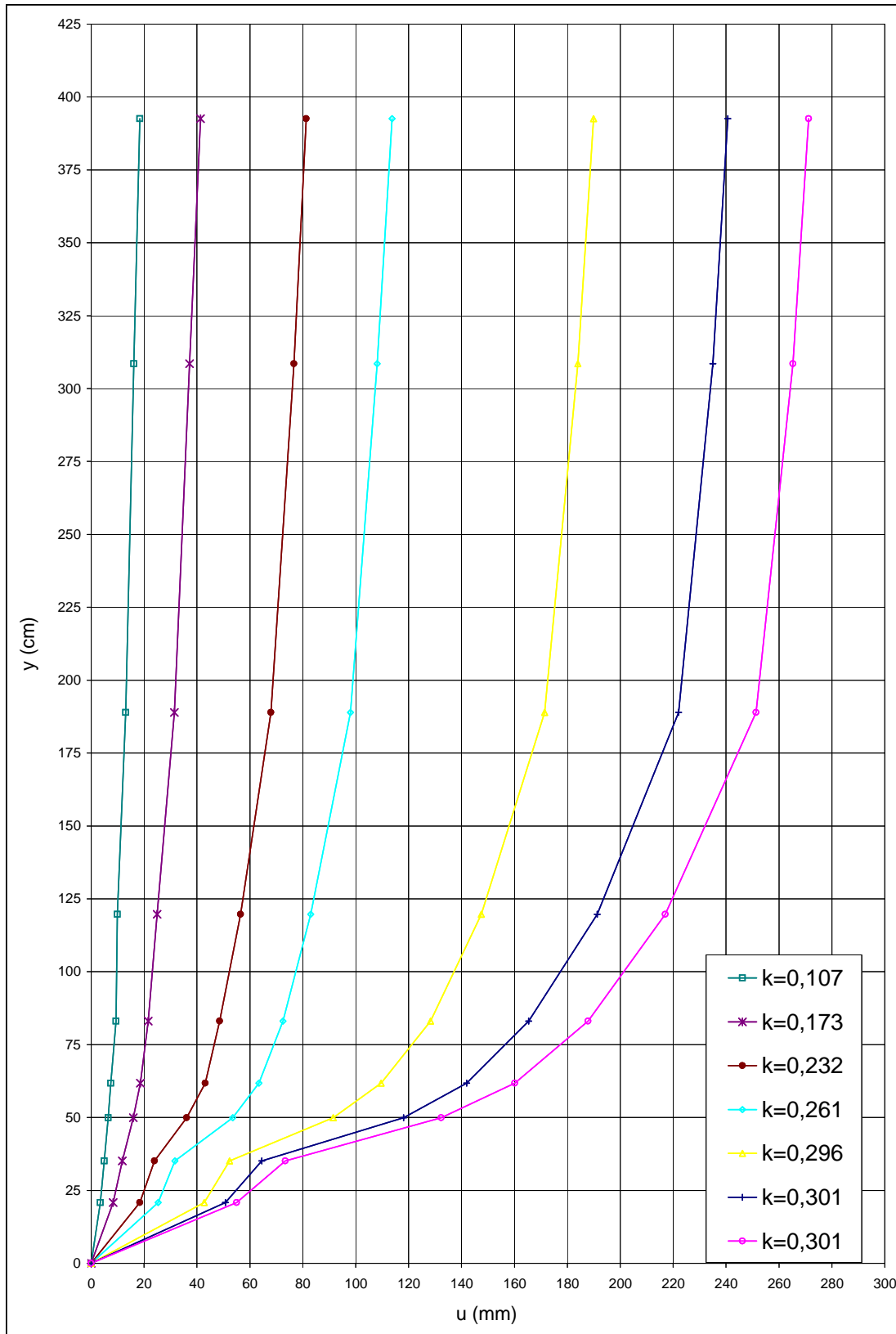


Figure V-12 : déplacement horizontal u des points de mesure par capteurs (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) en fonction de l'excentricité relative k du mur. Les abscisses sont dilatées pour mieux apprécier les déplacements du bas du mur.

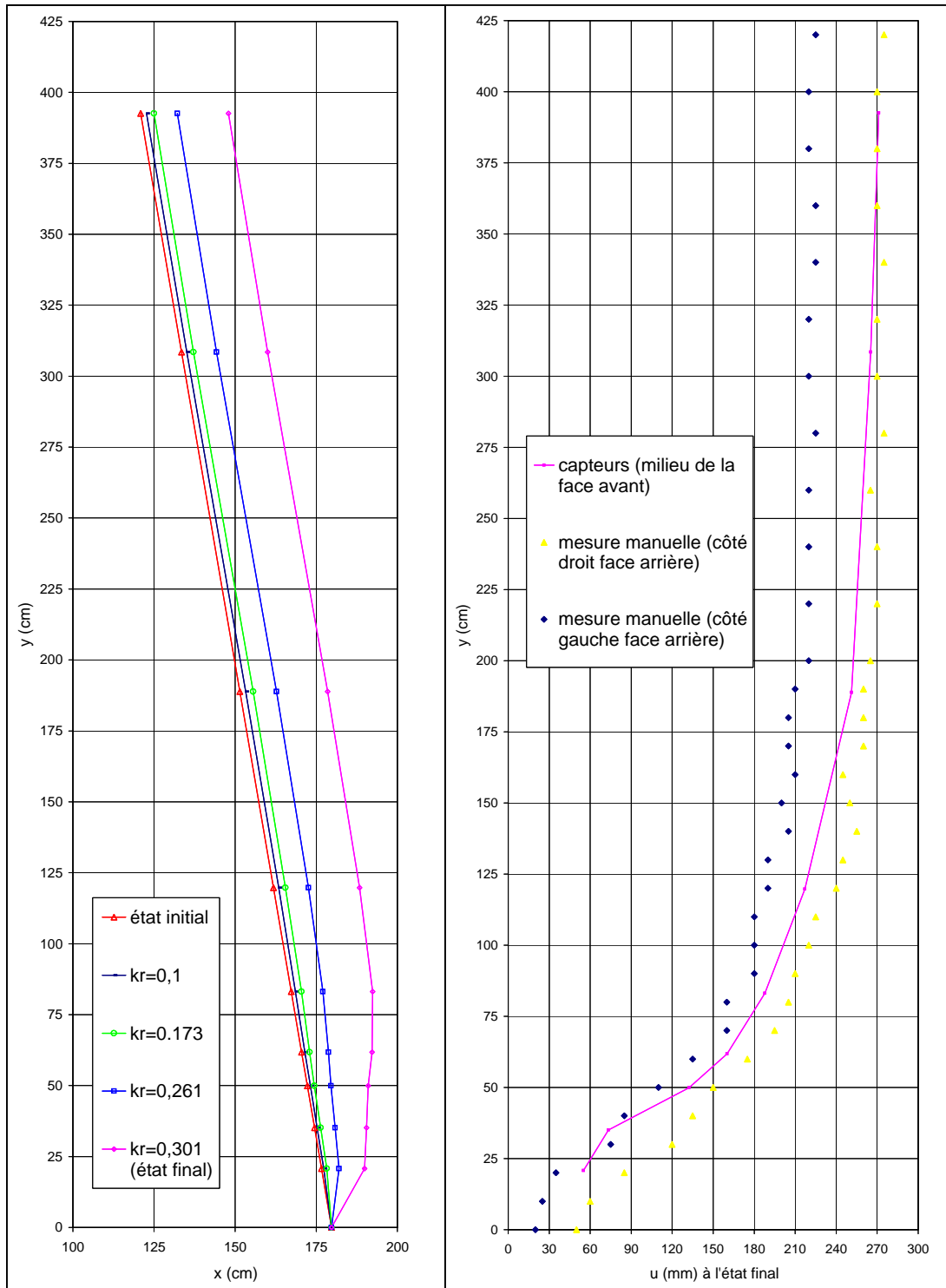


Figure V-13 :
 à gauche, déplacement horizontal u des points de mesure (repérés par leur position horizontale x et verticale y par rapport à l'arrière de la fondation) en fonction de l'excentricité relative k du mur 5;
 à droite, déplacement horizontal u des points de mesure (manuelle) de l'arrière du mur en fin d'essai.



Figure V-14 : à gauche, profil final du parement interne du côté droit du mur 5, relevé par mesure manuelle à la fin de l'essai ; à droite, idem pour le côté gauche du parement interne.



Figure V-15 : vues de la déformée finale du mur 5 (en forme de « ventre ») après avoir enlevé le coffrage.

b) Comparaison avec les mesures stéréophotogrammétriques

Comme pour le mur 3, les mesures stéréophotogrammétriques concernent la tranche du mur, alors que les capteurs de déplacement concernent le profil externe médian du mur. Il est donc utile de vérifier si le mur se déplace de manière uniforme dans sa longueur et si les mesures obtenues par les deux méthodes sont cohérentes. Dans les figures V-16 et V-17, nous présentons les résultats obtenus par les deux méthodes, pour les couples de clichés 03-05, 05-7, 07-9 et 03-09. Le tableau V-2 indique les niveaux de chargement correspondants aux clichés photographiques :

n° de cliché	3 (début d'essai)	5	7	9 (quasi fin d'essai)
h_w (m)	0	3,17	3,40	3,62
k	-0,08	0,173	0,232	0,296

Tableau V-2 : données expérimentales correspondant aux différents clichés photographiques utilisés pour le mur 5.

L'analyse des figures V-16 et 17 met en évidence les points suivants :

- les déplacements obtenus par les deux méthodes sont très proches pour le couple 01-05, ce qui montre la validité de l'hypothèse de déformation plane (effets de bord négligeables dans notre domaine de mesures).
- pour les deux couples suivants, il existe un écart entre les deux méthodes, qui montre que le mur commence à ne plus avoir un comportement uniforme dans le sens de la longueur (15% de différence pour le second couple et 9% pour le troisième couple). On observe néanmoins que l'allure du profil des déplacements reste semblable.
- pour le dernier couple, les deux méthodes coïncident, bien que le mur se soit davantage déplacé sur le côté gauche que sur le côté droit, avec une différence à l'état final de 3 à 5cm au niveau des parements internes (fig. V-13).
- par rapport au mur 3, les déplacements sont plus uniformes (le semis des déplacements horizontaux des points de mesure est plus groupé).

Ceci met en évidence le caractère non rigoureusement homogène d'un mur en pierres sèches qui peut présenter des zones de faiblesse. Néanmoins, cela ne semble pas empêcher l'utilisation de la stéréophotogrammétrie (étude des déplacements des pierres du côté du mur) pour déterminer la cinématique de rupture du mur 5.

Nous présentons dans la figure V-18 les déplacements verticaux des points de mesure, pour les couples 03-05, 05-7, 07-9 et 03-09. Ceci nous permet de situer la position de l'axe de rotation d'ensemble du mur. L'examen des courbes semble indiquer qu'il se situe globalement à 50cm au-dessus de la fondation, au niveau du parement externe, comme l'indique la dépression verticale au niveau de cette zone (pour $y \approx 50$ cm, la dépression verticale du parement externe est supérieure à celle du parement interne d'environ 2cm, cf. couple 03-09). Si la rotation d'ensemble avait eu lieu au niveau de l'arête avant, on aurait observé une différence de dépression verticale de 1,9cm entre le parement interne et externe (cf. fig. IV-27). On retrouve donc un axe de rotation situé comme pour le mur 3.

3. Stéréophotogrammétrie

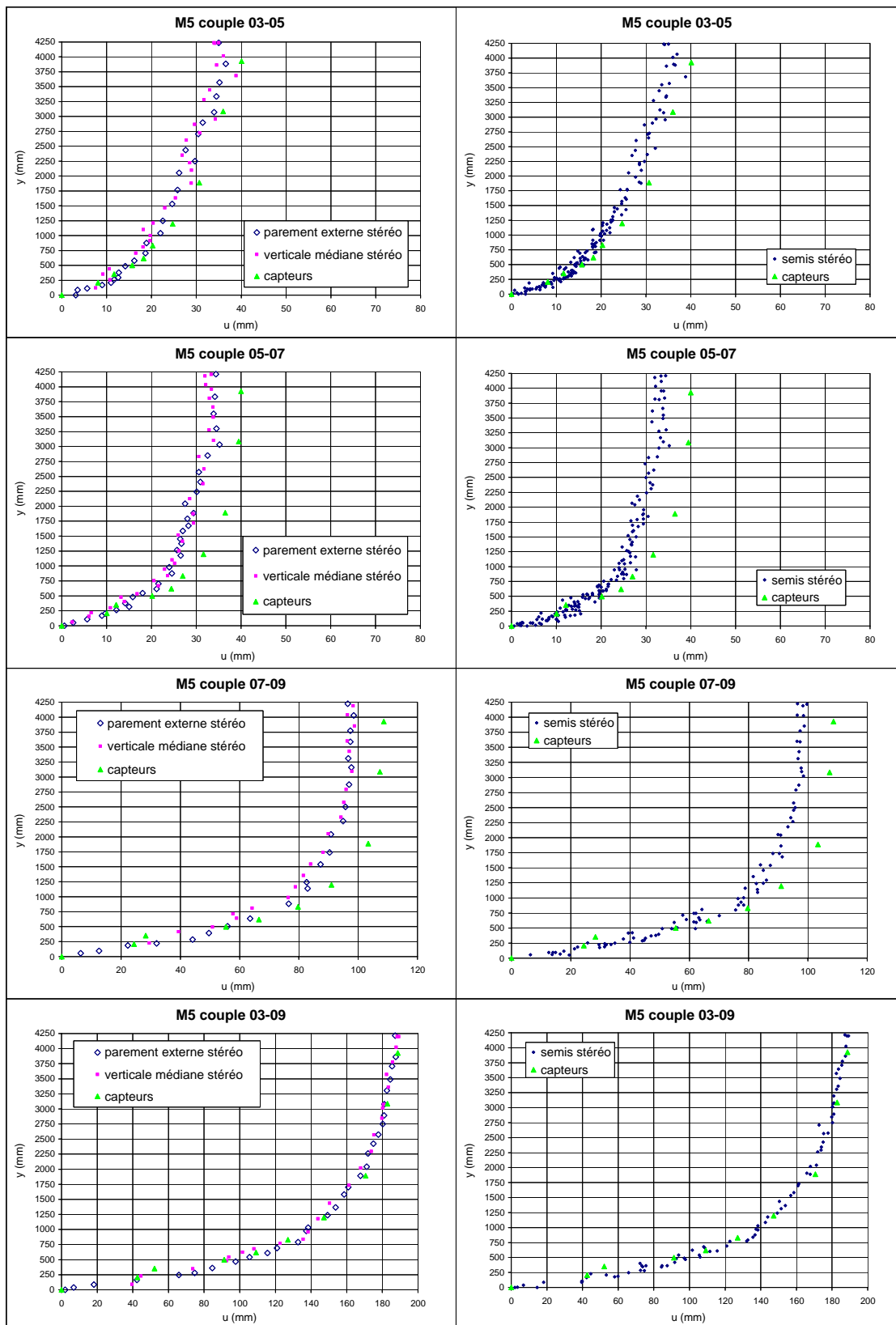


Figure V-16 : déplacements horizontaux u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur) et par les capteurs de déplacement (partie médiane du parement externe).

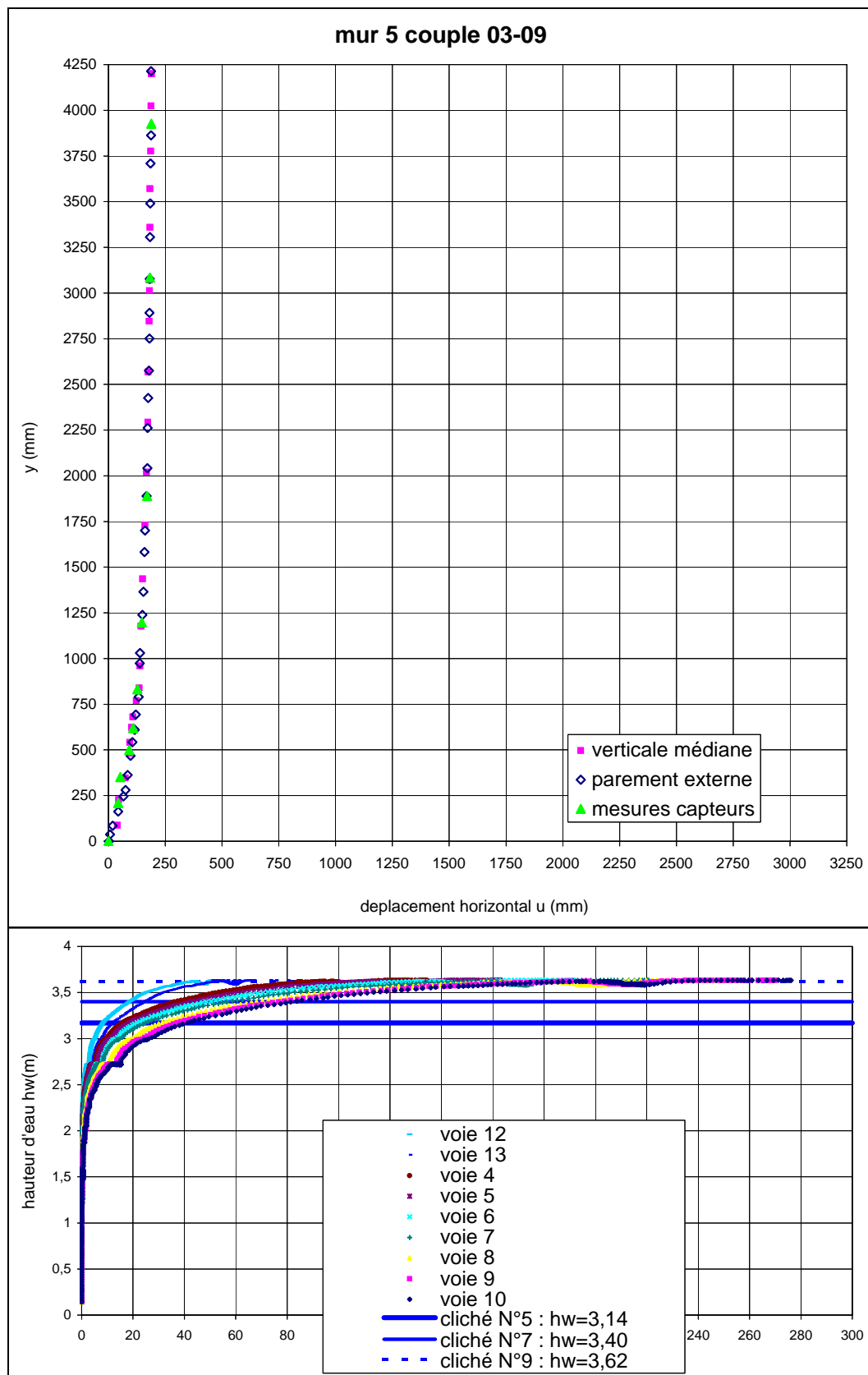


Figure V-17 : en haut, déplacements horizontaux u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur) et par les capteurs de déplacement (partie médiane du parement externe) à l'état final du mur 5; en bas, correspondance entre le n° des clichés photographiques et le niveau de chargement.

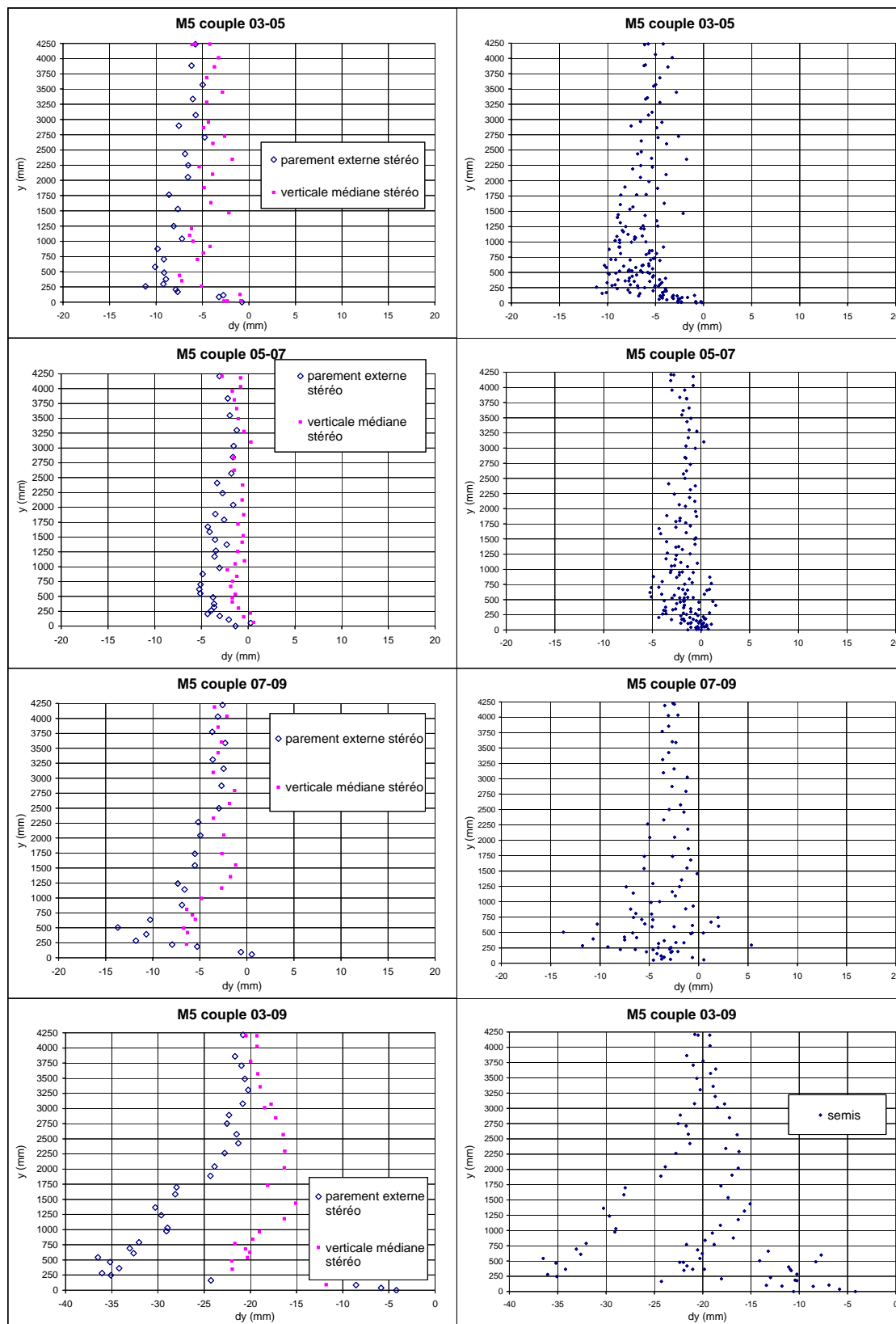


Figure V-18 : déplacements verticaux dy des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur 5). A gauche, parement externe et verticale médiane, à droite, ensemble des points de mesure.

2. Résistance interne au cisaillement

a) Etude stéréophotogrammétrique du côté droit du mur 5

Les semis des vecteurs déplacement des pierres du côté du mur 5 (fig. V-20) mettent en évidence la cinématique de rupture interne, qui est un glissement globalement horizontal, avec une première phase de réarrangement des pierres. On retrouve donc bien un comportement proche de celui du mur 3. Afin de mieux visualiser le réarrangement des pierres du mur dans la première phase de chargement, nous présentons dans la figure V-19 le semis des vecteurs déplacement du couple 01-05 sur le fond photographique du mur 5.

Nous présentons pour les couples 03-05, 05-7, 07-9 et 03-09 les cartes des semis des vecteurs déplacement (fig. V-20), de la distorsion (fig. V-21), de la rotation matérielle (fig. V-22), des isovaleurs des déplacements horizontaux (fig. V-23) et verticaux (fig. V-24) et les cartes de variation de volume (fig. V-25). Concernant la taille des symboles qui représentent la distorsion, la variation de volume et la rotation matérielle, nous avons gardé la même échelle que pour le mur 3. L'examen des courbes indique que :

- il existe un déplacement de réarrangement des pierres incliné d'environ 11° vers l'aval (couple 03-05) ; pour les couples suivants, l'amorce du glissement se fait de manière :
 - globalement horizontale sur le premier lit de pierres sèches « libre » (situé au-dessus du lit bloqué en pied),
 - très légèrement inclinée ($2,5^\circ$ vers l'aval) pour le deuxième lit « libre ».
- on retrouve la corrélation entre la rotation locale des blocs, la distorsion et la zone de glissement. Bien que la rotation matérielle soit importante, elle est compensée par l'inclinaison initiale des lits de pierres vers l'amont (de $\alpha = -8,5^\circ$). Le glissement à l'état final étant globalement horizontal ($\omega = 0^\circ$ à $\omega = 2,5^\circ$), la rotation locale totale des pierres vaut environ $\Theta = 8,5^\circ$ à 11° avant la rupture, ce qui est très cohérent avec les valeurs trouvées pour les murs réalisés au Beucet ($\Theta = 7,5$ à $11,5^\circ$).
- on retrouve la zone de compression du bas du mur en début de chargement et la zone de non compression verticale du mur tout au long de l'essai.
- la rupture du mur 5 est localisée de manière assez uniforme sur toute la base du mur ; le comportement sous chargement du mur 5 semble donc plus proche d'un comportement homogène que le mur 3. Cela peut provenir de l'élançement plus important des schistes ou bien de la qualité de la maçonnerie qui ne présente pas de zone de faiblesse (contrairement au mur 3).



Figure V-19 : semis des vecteurs déplacement du mur 5 (couple 03-05) sur fond photographique.

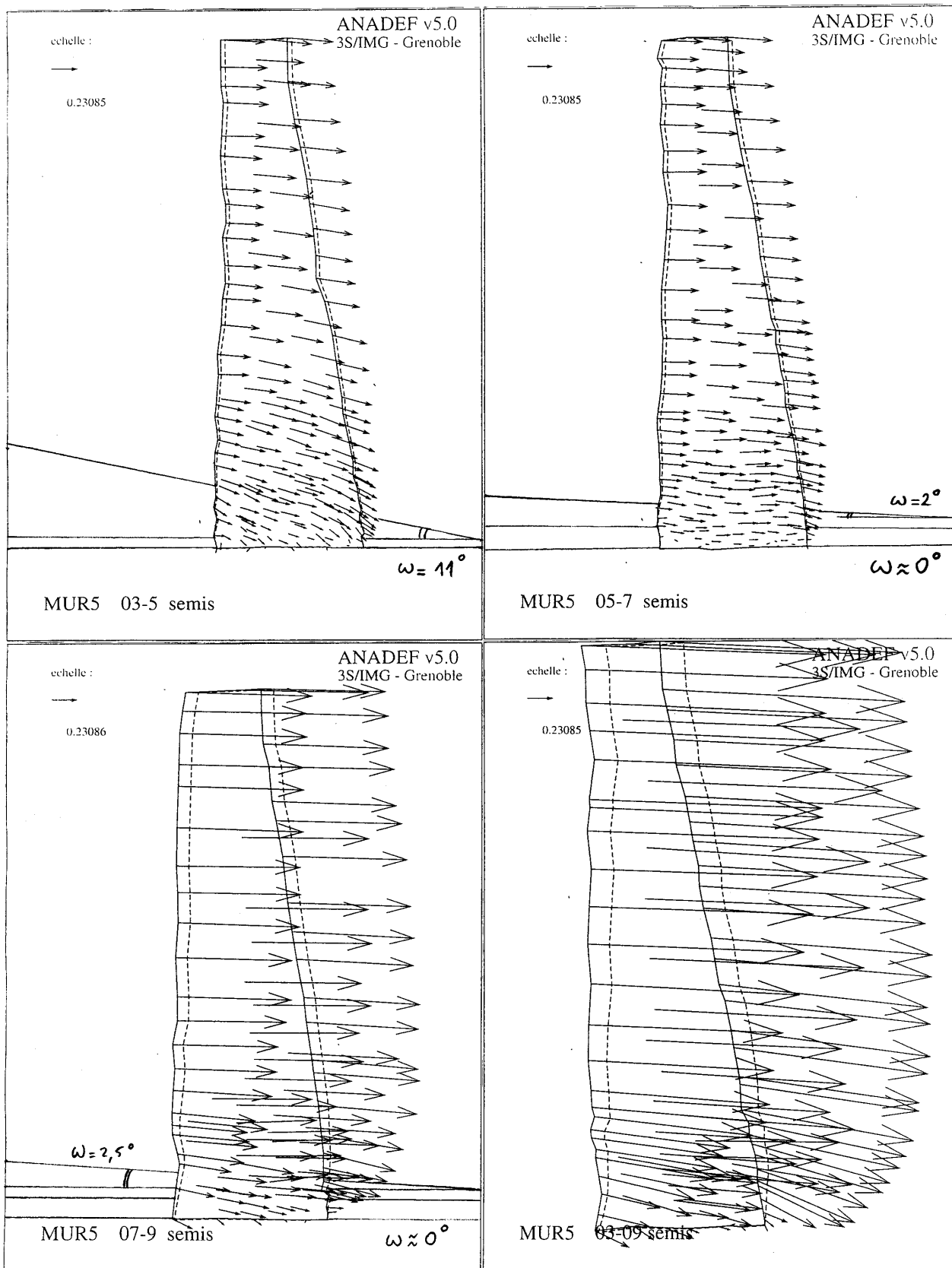


Figure V-20 : semis des vecteurs déplacement du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).

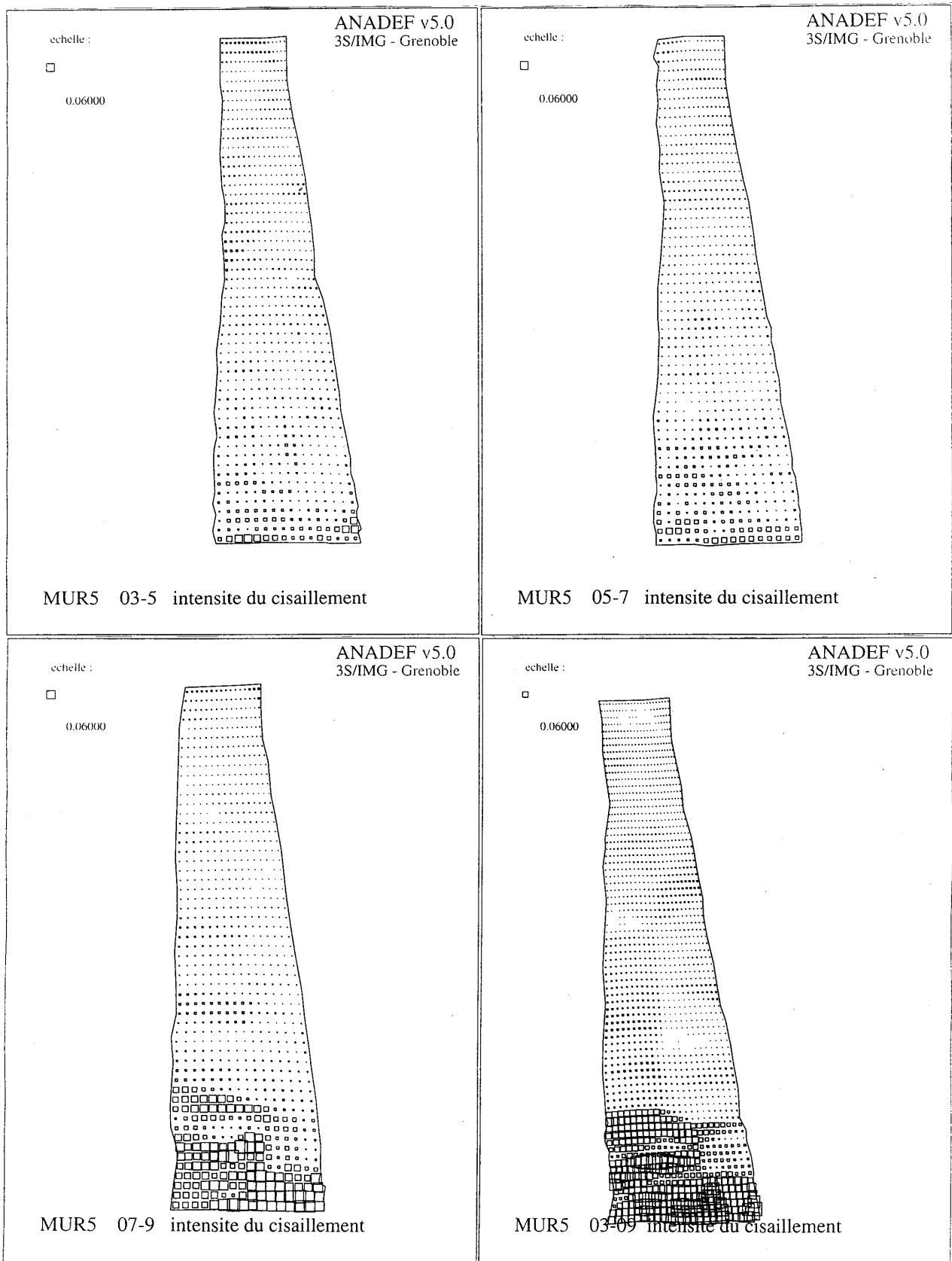


Figure V-21 : intensité du cisaillement du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).

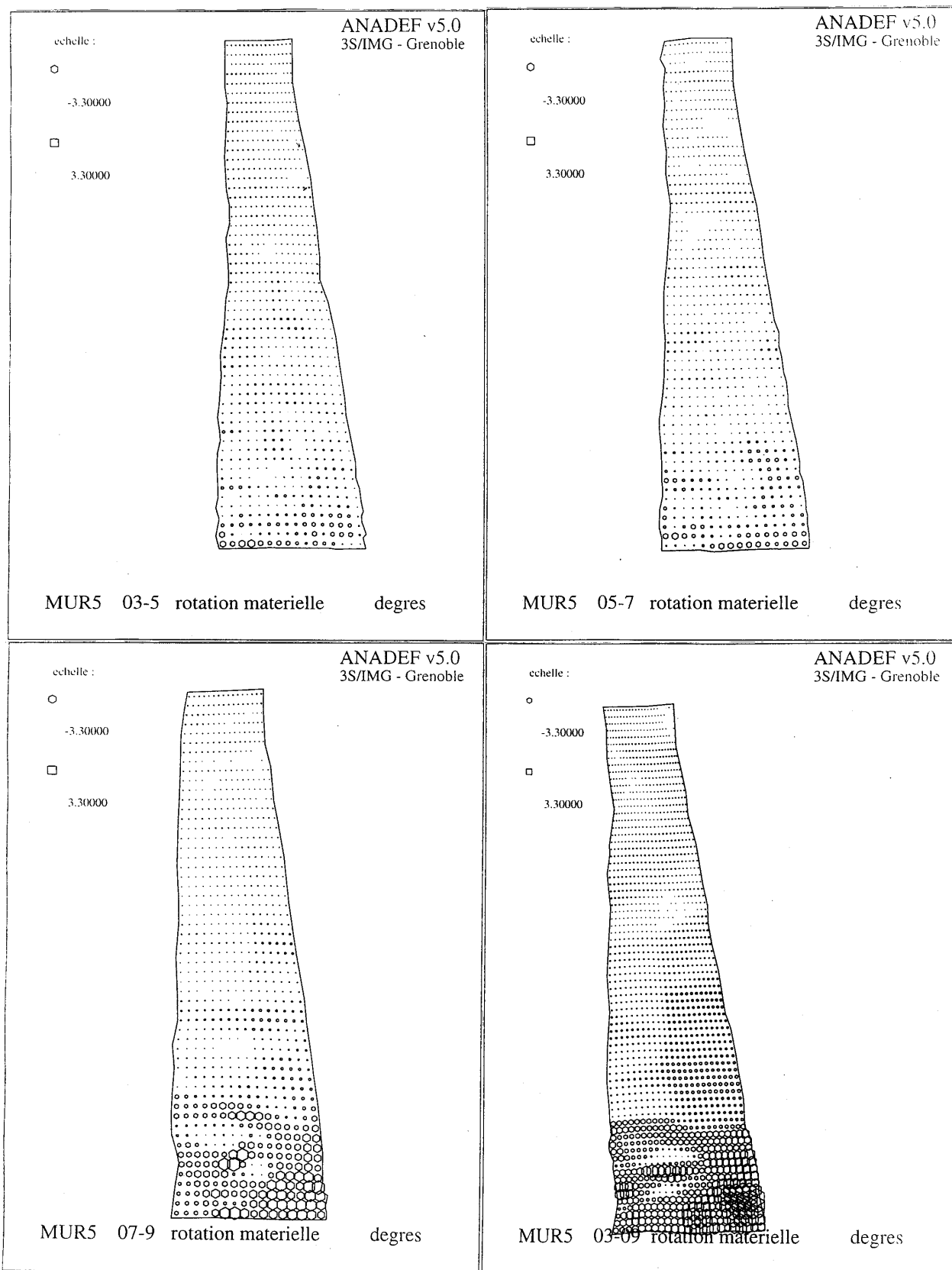


Figure V-22 : rotation matérielle du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).

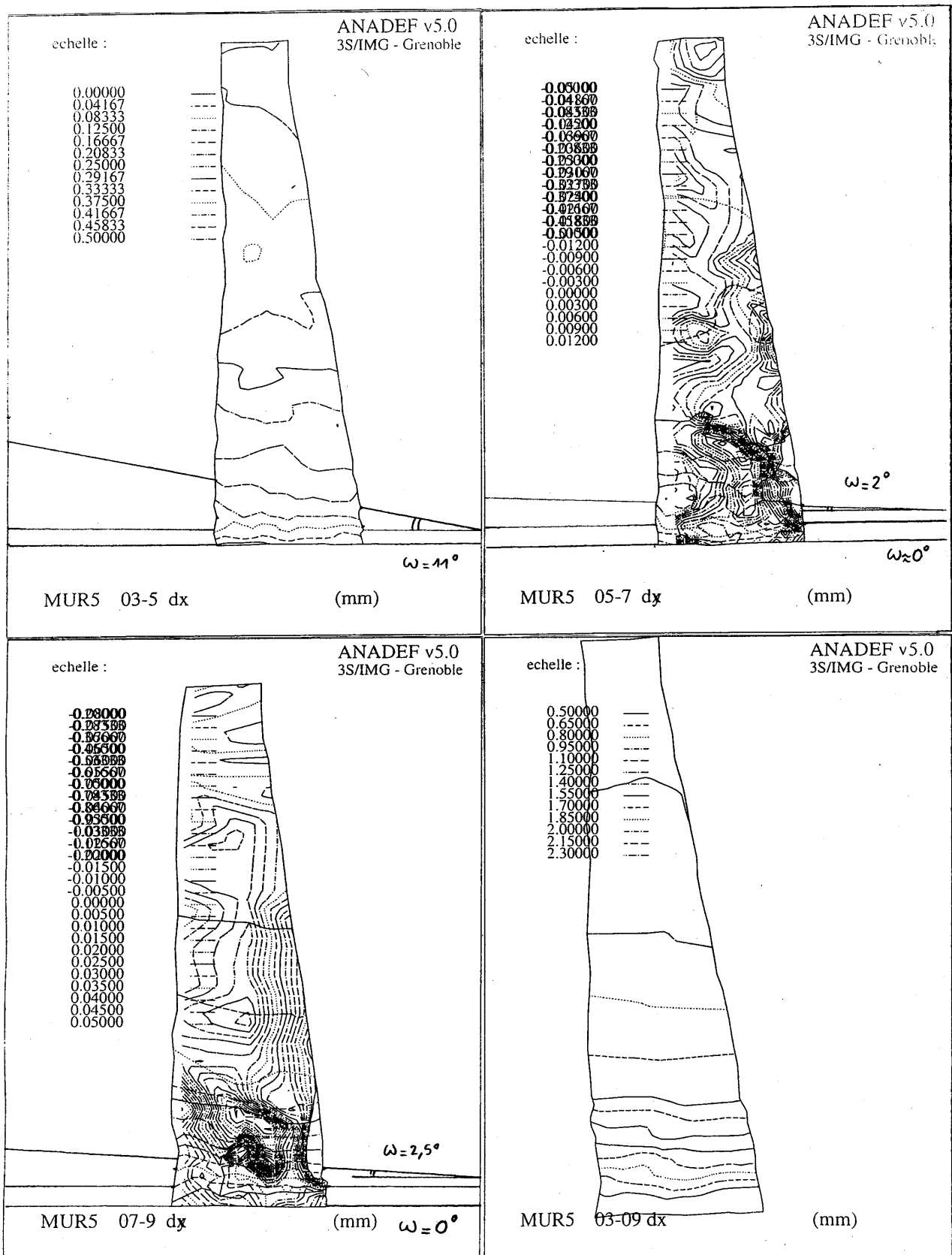


Figure V-23 : isovaleurs des déplacements horizontaux du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9) ; (pour les couples 05-7 et 07-9, les cartes dx et dy sont superposées et il ne faut tenir compte que des lignes globalement horizontales qui correspondent aux dx).

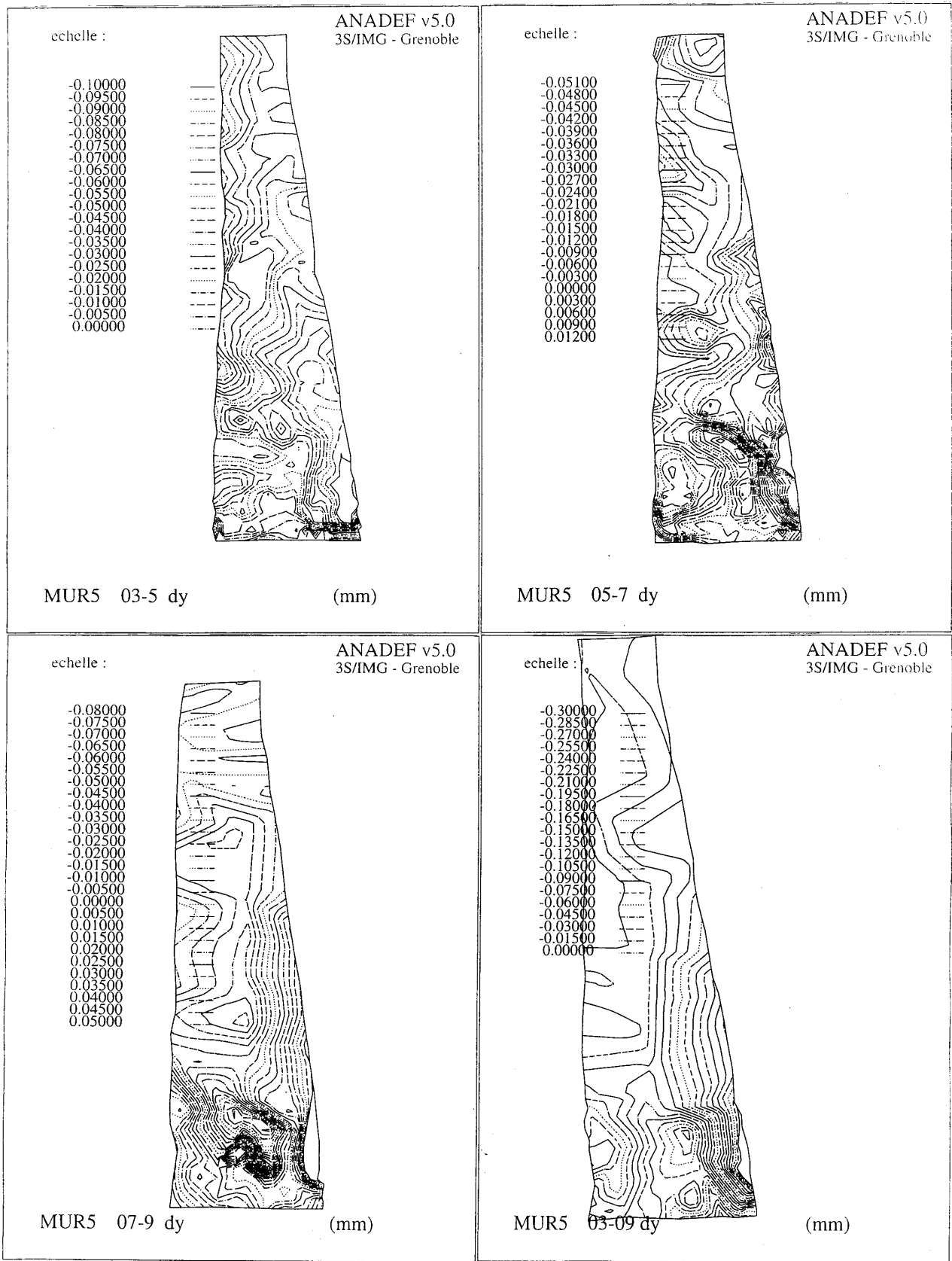


Figure V-24 : isovaleurs des déplacements verticaux du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).

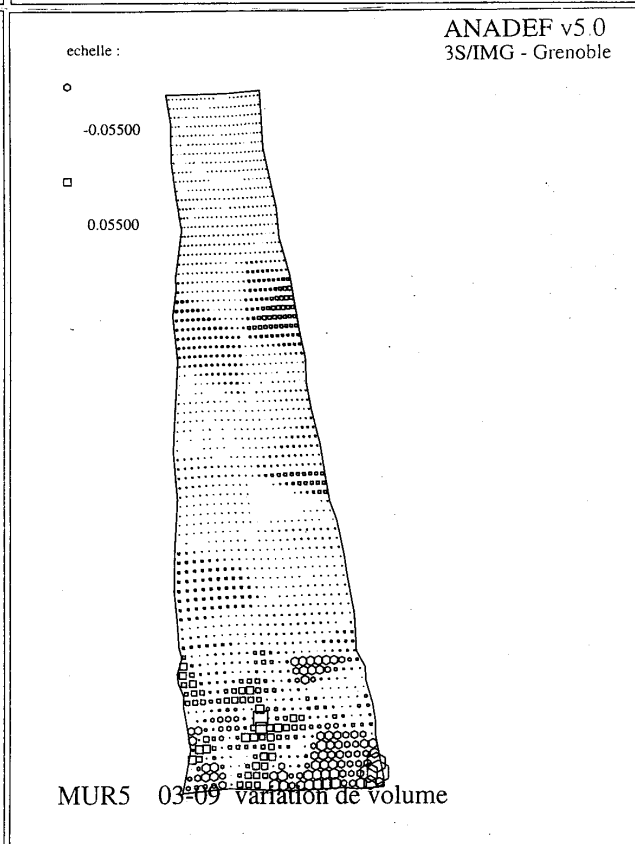
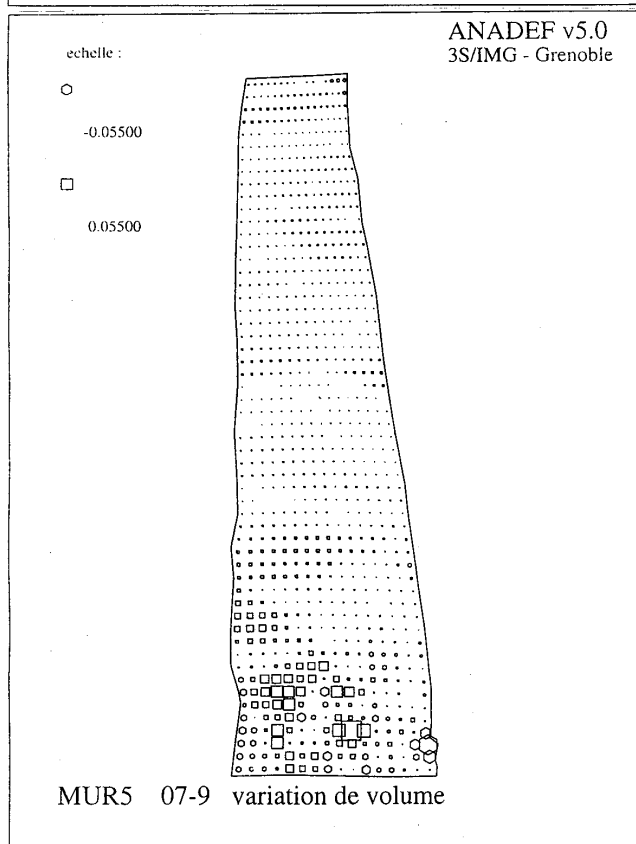
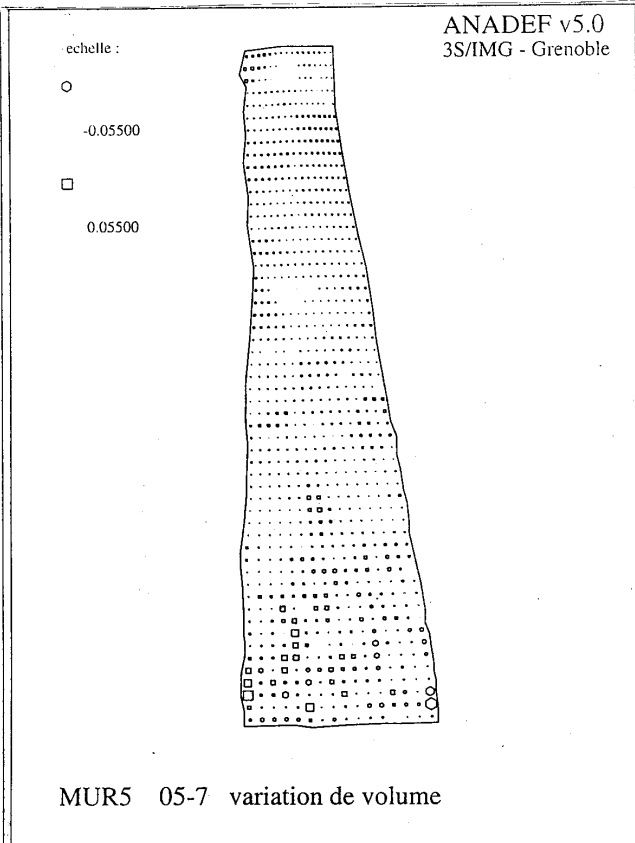
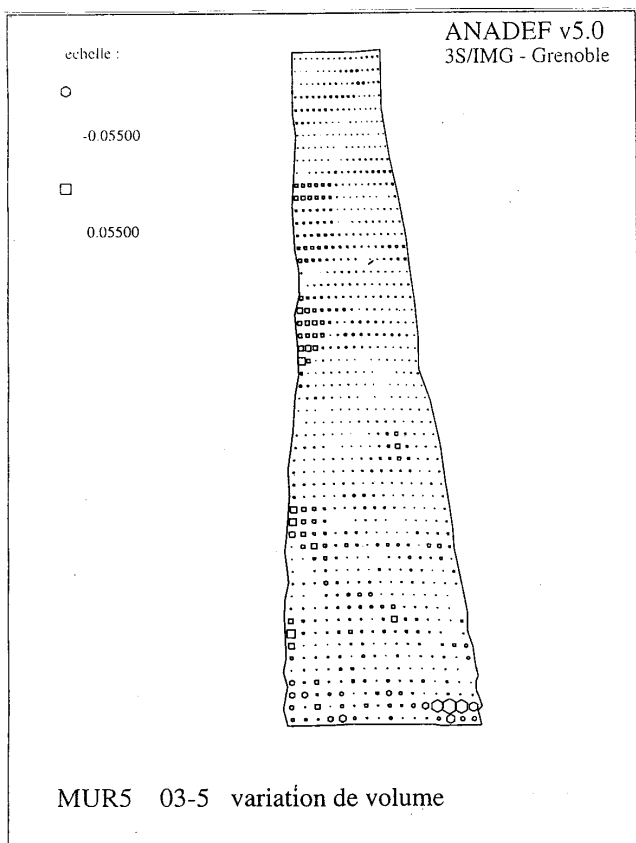


Figure V-25 : variation de volume du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).

b) Etude des mesures expérimentales des déplacements (capteurs de déplacement)

Nous cherchons dans cette partie à confronter, comme pour le mur 3, l'hypothèse de glissement selon la stratification.

La figure V-26 donne les courbes des déplacements relatifs entre deux cibles successives, en fonction de la charge hydrostatique. La figure V-27 présente les mêmes courbes corrigées (cf. rotation d'ensemble θ du mur).

La correction de la rotation d'ensemble ne concerne pas les trois premiers capteurs, car l'axe de rotation est évalué à 50 cm au-dessus de la fondation et au niveau du parement externe. Ceci nous permet de calculer l'angle de frottement ϕ_M d'interface entre deux lits de pierres (avec l'hypothèse de glissement selon la stratification).

$$\phi_M - \alpha = \arctan\left(\frac{H}{V}\right)_{\text{seuil}}$$

Le seuil est atteint pour $H/V=0,57$ soit $\phi_M - \alpha = 29,7^\circ$ et $\phi_M = 22,2^\circ$

Comme pour le mur 3, nous trouvons un angle de frottement d'interface qui ne correspond pas à l'angle de frottement trouvé à la boîte de cisaillement ($\phi_M = 28,5^\circ$). L'hypothèse de glissement selon la stratification, qui sur-estime la résistance au glissement, ne devra pas être employée.

On observe que le déplacement nécessaire pour la mobilisation totale du frottement est beaucoup plus important que pour le mur 3 (45mm contre 15mm pour le mur 3).

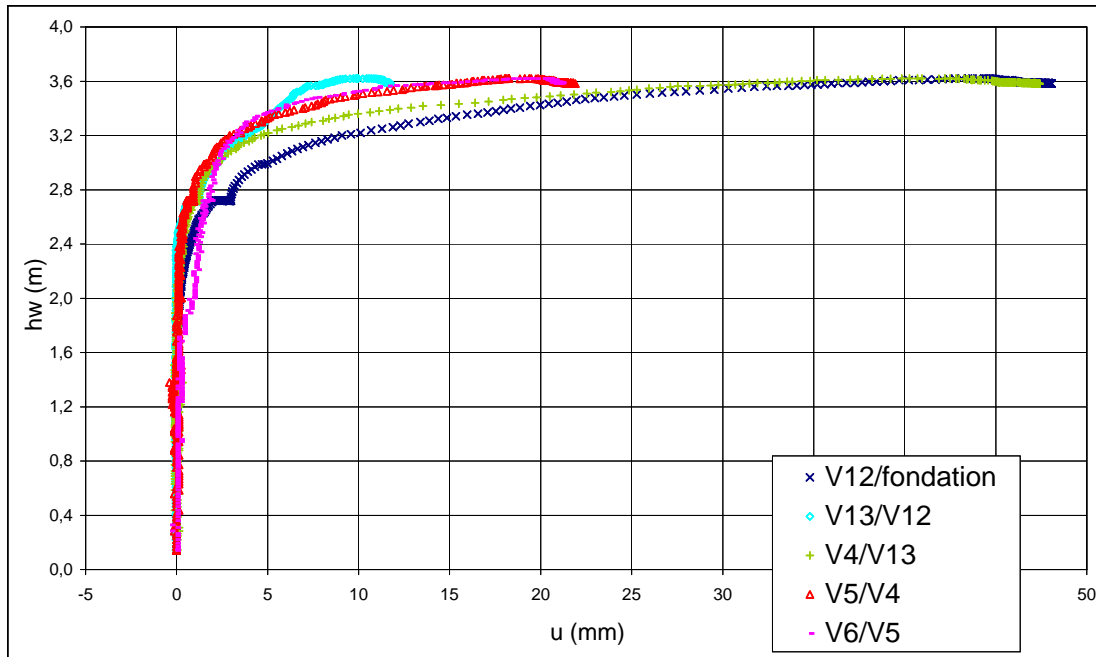


Figure V-26 : courbes des déplacements horizontaux relatifs u (entre deux capteurs successifs) en fonction de la hauteur d'eau hw pour le bas du mur 5.

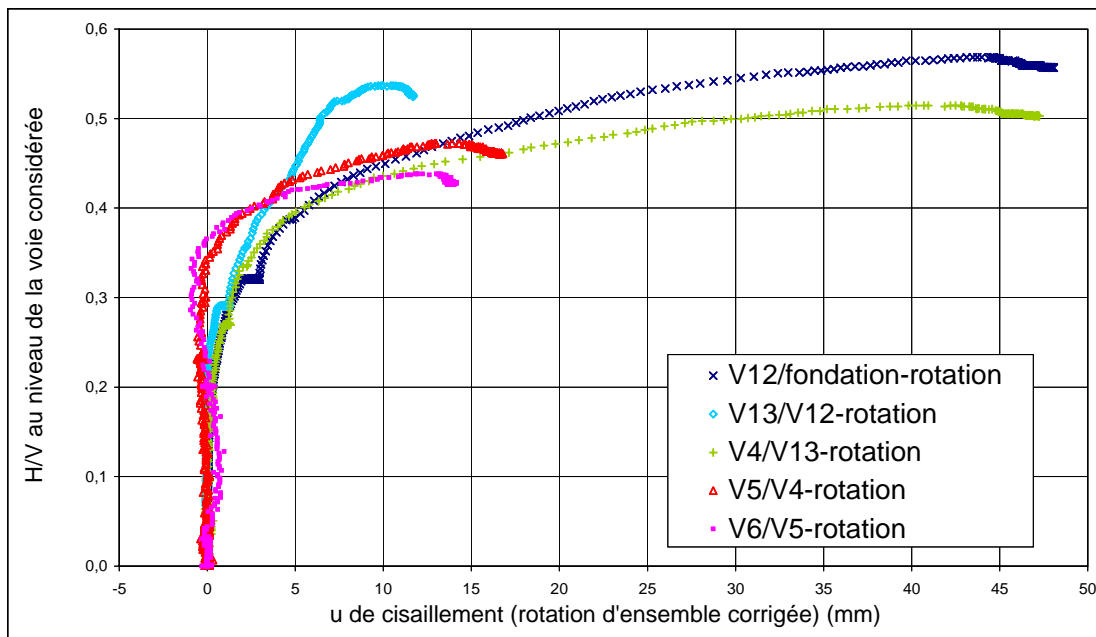


Figure V-27 : courbes des déplacements horizontaux relatifs u (entre deux capteurs successifs), avec correction de la rotation d'ensemble θ du mur 5 en fonction de H/V , ratio entre les forces résultantes horizontale H et verticale V .

3. Résistance interne au poinçonnement du mur

Dans cette partie, nous présentons directement les figures V-28 à 30, qui ont été réalisées à partir du même raisonnement que pour le mur 3 (cf. IV-D-3). Les forces corrigées ont été obtenues par un coefficient correcteur multiplicateur $1/P=1,08$ ($1/P=1,064$ pour le mur 3).

L'examen des courbes permet de lister les points suivants :

- les forces mesurées sont légèrement inférieures aux forces théoriques (8%).
- il existe un bruit parasite (dû au pont de jauge) qui entâche les résultats d'oscillations parasites (amplitude de 8% sur les valeurs mesurées).
- la force normale résultante mesurée est stable jusqu'au chargement $h_w=3,3m$, puis elle décroît, du fait des déplacements internes qui modifient la transmission des forces sur les capteurs.
- la courbe des moments résultants mesurés a une allure similaire à la courbe théorique jusqu'au chargement $h_w=3 m$ et l'on peut approcher la courbe théorique en corrigeant le point d'application des forces expérimentales (qui est connu à $\pm B/8$).
- l'hypothèse de (bi)linéarité des contraintes sous la fondation n'est pas vérifiée, bien que l'allure des courbes théoriques et expérimentales soit cohérente :
 - les forces décroissent à l'arrière du mur (Voie 0) pour atteindre une valeur proche de zéro en fin de chargement, ce qui correspond à une décompression du quart arrière du mur. La décompression totale du quart arrière du mur a lieu théoriquement à $k=0,25$ si la répartition des contraintes est répartie (bi)linéairement sous la fondation. Expérimentalement, c'est presque le cas à $k=0,30$. Les courbes théoriques et expérimentales ont une même allure.
 - l'évolution des forces à l'avant du mur (Voie 3) suit l'évolution des forces théoriques jusqu'à un chargement correspondant à $k=0,13$. Durant cette phase du chargement, l'évolution des forces sous le milieu du mur est stable (Voies 1 et 2). Pour la phase de chargement qui suit, il semble que le réarrangement des pierres au sein du mur modifie le transfert des forces sur les capteurs, on l'on ne retrouve pas l'augmentation des forces trouvée pour le mur 3 à l'avant du mur en fin d'essai.

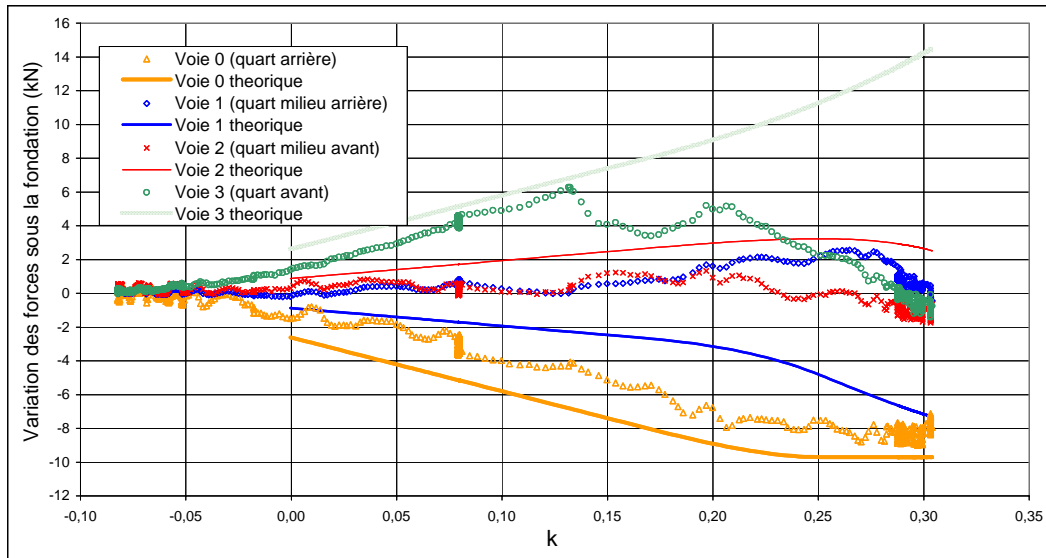


Figure V-28 : variation des forces expérimentales corrigées et théoriques (hypothèse de répartition (bi)linéaire des contraintes) sous la fondation en fonction de l'excentricité relative k .

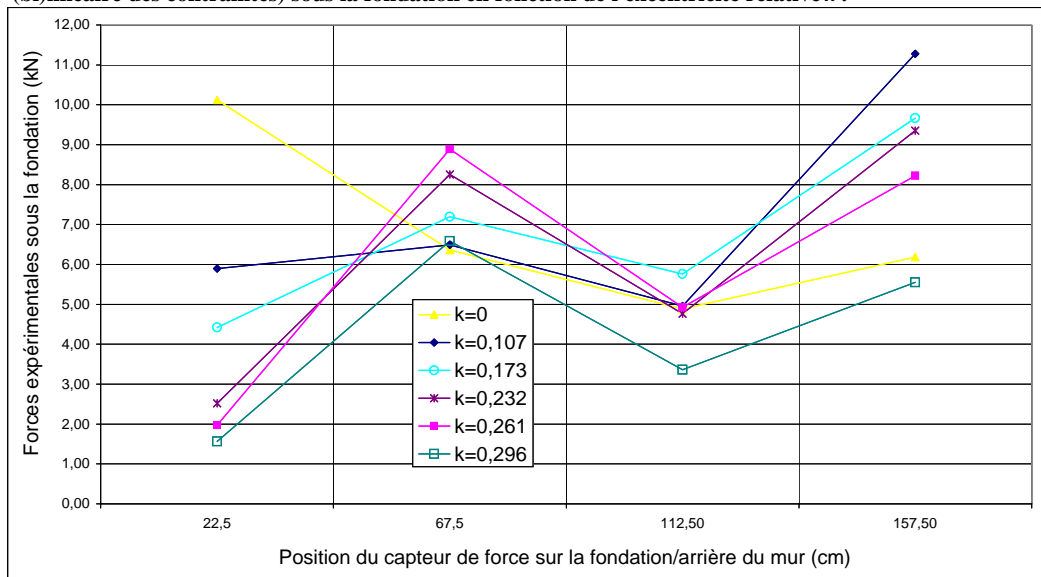


Figure V-29 : répartition des forces expérimentales corrigées sous la fondation en fonction de l'excentricité relative k .

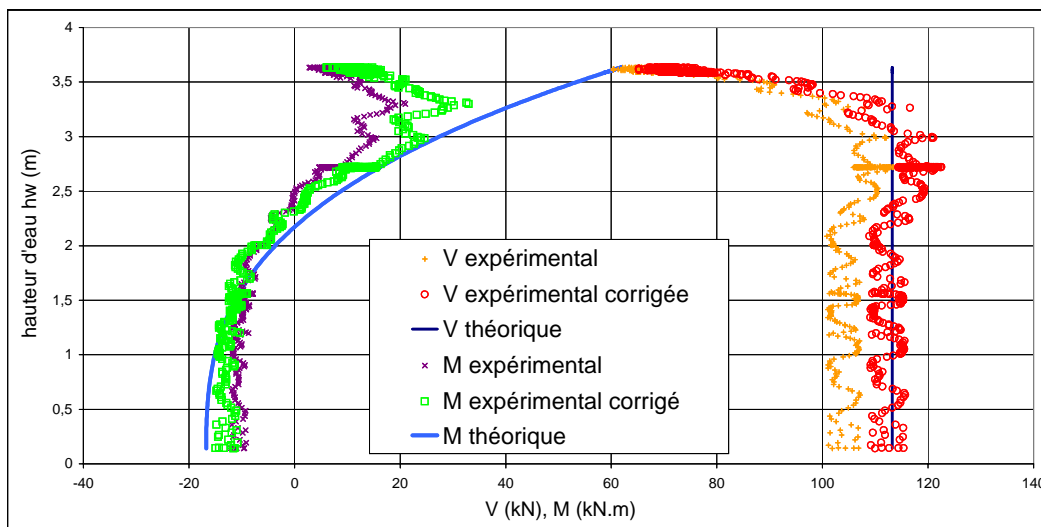


Figure V-30 : valeurs théoriques, expérimentales et expérimentales corrigées de la force verticale V et du moment M en fonction de la hauteur d'eau hw du mur 5.

4. Calcul à la rupture du mur 5

Nous avons observé la rupture du mur 5 par glissement :

- pour un chargement d'eau de $h_w=3,63\text{m}$.
- sur deux plans de glissement de hauteurs $h_g=15\text{cm}$ et $h_g=30\text{cm}$ (au-dessus de l'arête avant), tous deux inclinés respectivement de $\omega=0^\circ$ et $\omega=2,5^\circ$ (cf. IV-D-2).

Comme pour le mur 3, nous pouvons observer (tab. V-3) que les coefficients de stabilité d'un mur en pierres sèches définis dans le modèle proposé (cf. II-C-2) décrivent bien la rupture expérimentale du mur 5, puisque :

- le glissement est survenu pour une valeur de F_g proche de 1.
- le non renversement est assuré pour une valeur de $F_r=1,5>1$ (et $k<0,3$).

L'évolution des coefficients F_r et F_g , en fonction de ω et γ sont donnés dans les figures V-31 à 35.

seuil de rupture ($h_w=3,63\text{ m}$) $\varphi_M=28,5^\circ$ (tab. III-6)	rupture observée	$F_g(h-h_g,\omega)$	$F_r(h, \omega)$	k
$h_g=15\text{cm}$ $\omega=0^\circ$	glissement et non-renversement	0,99	1,50	0,31
$h_g=30\text{cm}$ $\omega=2,5^\circ$	glissement et non-renversement	0,96	1,50	0,31

Tableau V-3 : calcul des coefficients de stabilité du mur 5 à partir des valeurs expérimentales mesurées à la rupture, à savoir h_g , position horizontale par rapport à l'arête avant du plan de rupture (incliné de ω par rapport à l'horizontale), et h_w , hauteur du chargement hydrostatique limite.

Nous pouvons considérer un mur fictif réalisé en pierres de taille, présentant les mêmes caractéristiques géométriques et physiques que le mur 5. Les pierres étant taillées, le glissement potentiel coïncide avec la stratification : $\omega=\alpha=-8,5^\circ$. Ce mur est soumis au chargement limite du mur 5 et nous calculons les coefficients de stabilité correspondants (tab.V-4).

chargement $h_w=3,63\text{ m}$ $\varphi_M=28,5^\circ$ (tab. III-6)	résultats du calcul	$F_g(h-0,1,\alpha)$	$F_r(h, 0)$	k
	non-glissement et non-renversement	1,21	1,56	0,31

Tableau V-4 : calcul des coefficients de stabilité pour un mur expérimental fictif similaire au mur 5, mais réalisé en pierres de taille ($\omega=\alpha$), en assises inclinées ($\alpha=-8,5^\circ$ vers l'amont) et pour le chargement hydrostatique limite du mur 5 ($h_w=3,62\text{m}$).

Nous vérifions que le mur fictif est stable dans les conditions de chargement limite du mur 5. Ceci met en évidence l'influence du paramètre ω , qui doit être pris en compte pour calculer la stabilité d'un mur en pierres sèches.

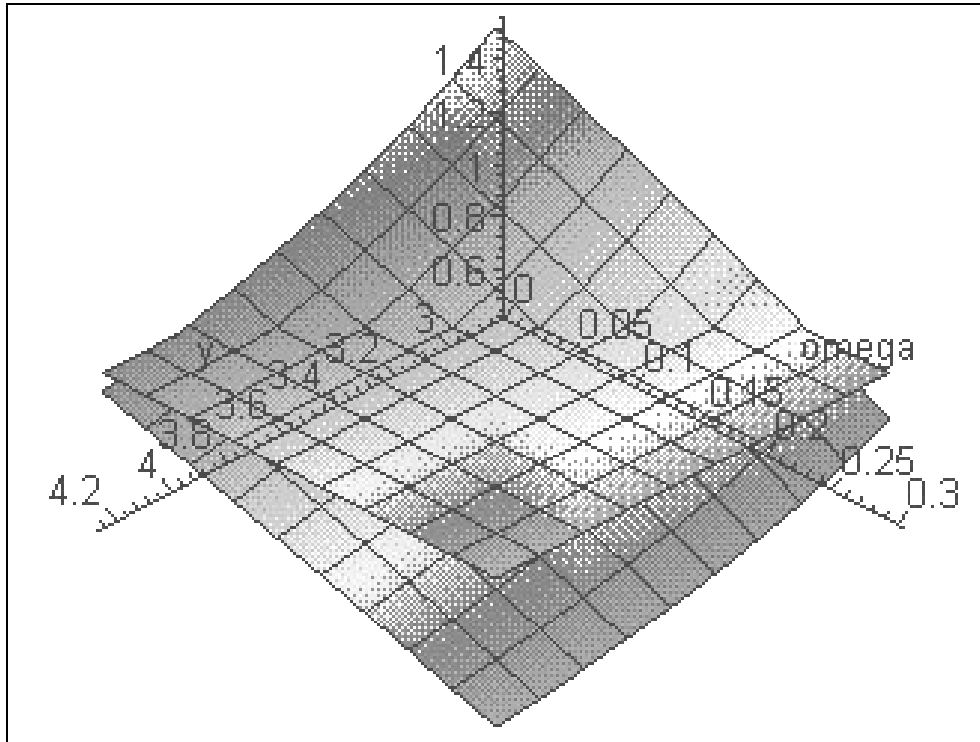


Figure V-31: en ordonnée, coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$; en abscisses, cote y et angle ω du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_g=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$ et $\omega < 0,2$ cf. II-C-1).

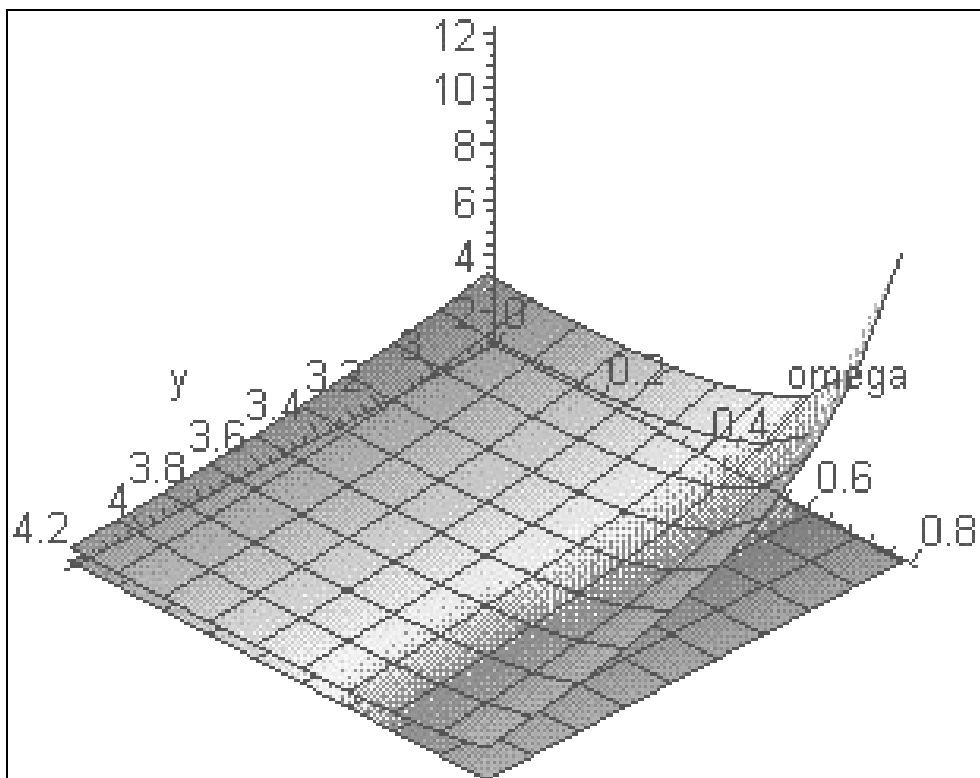


Figure V-32: en ordonnée, coefficient de sécurité au renversement $F_r(y, \omega)$; en abscisses, cote y et angle ω du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_r=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$).

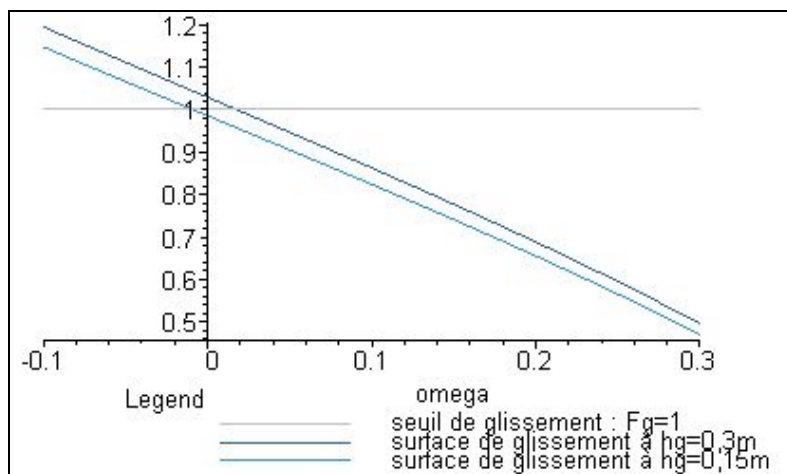


Figure V-33: coefficient de sécurité au glissement $F_g(h-h_g, \omega)$ calculé à partir de la position des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($h_g=0,15\text{m}$ et $h_g=0,3\text{m}$), en fonction de ω .

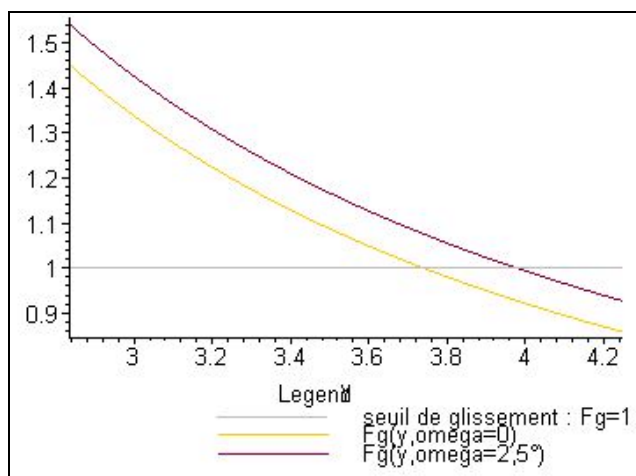


Figure V-34: coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$ calculé à partir de l'inclinaison des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($\omega=0$ et $\omega=11,5^\circ$), en fonction de y .

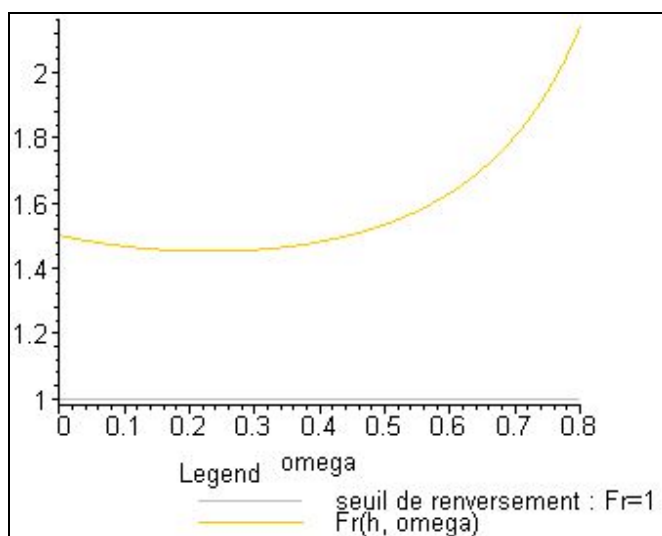


Figure V-35: coefficient de sécurité au renversement $F_r(h, \omega)$, calculé au niveau de l'arête avant du mur ($y=h$), en fonction de ω , avec vue du minimum de F_r obtenu pour un angle $\omega=0,22$ (12°) du plan de rupture.

E. Synthèse des essais de chargement de murs de soutènement en pierres sèches d'échelle 1

1. Application du cadre théorique de l'homogénéisation proposé par De Buhan et De Felice (1997)

De Buhan et De Felice (1997) ont étudié, par une approche d'homogénéisation, la résistance de murs en maçonnerie sous l'effet d'un chargement horizontal dans le plan, pour une structure mince. Le panneau de maçonnerie étudié est un assemblage régulier de briques régulières disposées en quinconce, dont la cellule représentative est présentée dans la figure V-36.

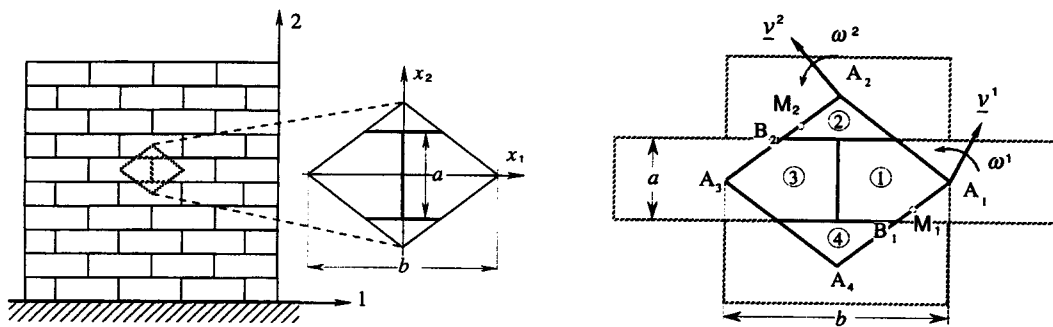


Figure V-36 : définition de la cellule représentative de la maçonnerie, en vue de l'homogénéisation (De Buhan et De Felice, 1997).

Dans le processus d'homogénéisation, les auteurs ont défini les cinématiques retenues pour la cellule représentative, qui sont contraintes par l'hypothèse de périodicité et par la symétrie de la cellule. Cela donne :

- une rotation locale nulle : $\omega^i=0$ ($i=1,4$)
- deux translations locales : $\underline{v}^1=-\underline{v}^3=\underline{\alpha}$ et $\underline{v}^2=-\underline{v}^4=\underline{\beta}$

La cinématique est ainsi définie par quatre paramètres, les coordonnées des vecteurs vitesse $\underline{\alpha}$ et $\underline{\beta}$.

A partir de cette cinématique, on peut calculer la puissance des efforts extérieurs et intérieurs du milieu homogénéisé, pour ensuite étudier la stabilité du panneau de maçonnerie sous un chargement sismique horizontal d'intensité $\lambda\gamma$, où γ est le poids volumique de la maçonnerie et λ un paramètre positif sans dimensions. Pour le mécanisme de rupture de la maçonnerie homogénéisée, deux ruptures possibles sont considérées : le renversement et le glissement de la partie $OO'B$ du mur située au-dessus du plan incliné de ψ par rapport à l'horizontale (fig. V-37). L'espace de résolution est limité par la géométrie de l'assemblage.

A partir de l'étude de la résistance d'une structure mince maçonnée dans le plan, il est possible de se ramener à un chargement hors plan pour une structure d'épaisseur infinie : le chargement dans le plan (de directions 1 et 2, cf. fig. V-36) du panneau de maçonnerie mince (dans la direction 3) peut être considéré comme un chargement hors plan du panneau de maçonnerie considéré infini dans la direction 3. Ceci permet d'appliquer le cadre théorique des auteurs à notre cas des murs en pierres sèches, en tenant compte des différences concernant le chargement et l'espace de résolution.

Dans le tableau V-5, nous faisons le parallèle entre le cas considéré dans l'article de De Buhan (1997), le cas du mur en pierres sèches calculé à partir du cadre théorique de l'article, et le cas expérimental d'un mur en pierres sèches (murs 1 à 5). Les calculs sont détaillés dans l'annexe 1.

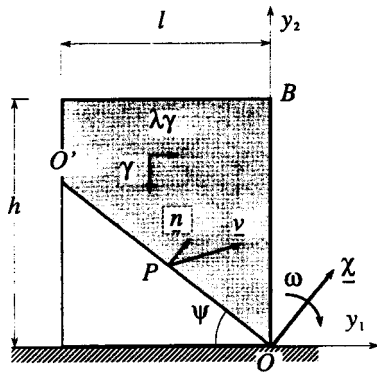


Figure V-37 : définition des mécanismes de rupture retenus pour la maçonnerie homogénéisée (De Buhan et De Felice, 1997). On veillera à ne pas confondre la signification du paramètre ω , qui est pour les auteurs l'angle de rotation d'ensemble, alors que ω est pour nous l'angle du plan de glissement avec l'horizontale.

	cas du panneau de maçonnerie étudié par De Buhan et De Felice (1997)	cas du mur en pierres sèches considéré avec les mêmes hypothèses que les auteurs	cas des murs en pierres sèches expérimentés, d'échelle 1
type de chargement	forces de volume : γ verticale et $\lambda\gamma$ horizontale	forces de volume : γ verticale force de surface : pression hydrostatique linéaire	forces de volume : γ verticale force de surface : pression hydrostatique linéaire
espace de résolution	contraint par la géométrie de l'assemblage (arrangement régulier de blocs parallélépipédiques réguliers disposés en quinconce).	contraint par la géométrie de l'assemblage (arrangement régulier de blocs parallélépipédiques réguliers disposés en quinconce).	moins contraint du fait de la forte irrégularité des pierres.
cinématique de la cellule représentative	pas de rotation locale du fait de la périodicité.	pas de rotation locale du fait de la périodicité.	cellule représentative sans séparation d'échelle et rotation locale.
mécanisme de rupture	découplé : renversement par rapport au plan de rupture incliné de ψ (variable selon les murs), glissement du solide $OO'B$ défini par le plan de rupture incliné de ψ . De fait, $\psi=0$.	découplage ? si oui : renversement par rapport au plan de rupture incliné de ψ (variable selon les murs), glissement du solide $OO'B$ défini par le plan de rupture incliné de ψ . De fait, $\psi=0$.	découplé : renversement par rapport au plan de rupture incliné de ψ (variable selon les murs), glissement incliné sur le plan de rupture incliné de ω (résulte de la rotation locale Θ des pierres au niveau de la surface de rupture).

Tableau V-5 : application du cadre théorique de l'homogénéisation, proposé par De Buhan et De Felice (1997), à différents types de maçonneries.

Nous avons mené les calculs en appliquant le cadre théorique des auteurs au cas des murs en pierres sèches, considérés avec les mêmes hypothèses, excepté pour le chargement (pression hydrostatique à l'arrière du mur) et pour la géométrie globale. Les calculs sont détaillés dans l'annexe 1. L'utilisation de ce cadre théorique nous a permis de vérifier que :

- pour les ruptures par renversement, le calcul par homogénéisation permet d'approcher les ruptures expérimentales observées (cas des murs 2 et 4, ayant rompu par renversement et glissement); nous aboutissons aux mêmes résultats que ceux donnés par notre modèle de calcul (chap. II).
- pour les ruptures par glissement, le calcul par homogénéisation ne permet pas d'approcher les ruptures expérimentales observées (cas des murs 1, 3 et 5), car le calcul mené sur le mur homogénéisé donne le glissement du mur sur le premier lit de pierres ($\psi=0$, cf. annexe 1), et ceci pour un chargement bien supérieur au chargement limite des murs expérimentaux. L'homogénéisation périodique sur-estime la résistance au glissement par la non-prise en compte de la rotation locale.

Ceci illustre la nécessité d'une prise en compte de la rotation locale des pierres.

2. Interprétation globale des cinq murs expérimentés

Les courbes donnant le déplacement de cisaillement d'interface u du premier lit de pierres « libre » en fonction du ratio H/V (à rapprocher de la contrainte de cisaillement normalisée τ/σ) pour les cinq murs expérimentés (fig. V-38) montrent que :

- le comportement au cisaillement est différent selon la nature des pierres et selon la géométrie de l'assemblage. En effet, le déplacement u nécessaire pour mobiliser totalement le frottement est bien plus important pour le mur 5.
- le frottement interne global ϕ_M est le même pour les quatre premiers murs (si l'on tient compte de l'inclinaison initiale α des assises pour le mur 4) (tab. V-6). Etant donné que les quatre premiers murs ont été construits par des équipes de maçons différentes, cela montre que pour une même nature de pierres, un mur en pierres sèches construit selon les règles de l'art aura un frottement interne global donné, ce qui répond aux exigences d'ingénierie.

Les courbes donnant la rotation d'ensemble θ en fonction de l'excentricité relative k pour les cinq murs expérimentés (fig. V-39) montrent que :

- pour les trois murs en calcaire de 2m de hauteur (murs 1,2 et 4), les courbes suivent une courbe maîtresse.
- pour le mur 3 en calcaire de 4m de hauteur, on observe un seuil atteint pour une excentricité relative $k=0,29$ (qui correspond au chargement limite conduisant à une rupture interne par glissement). La souplesse du mur est plus grande que pour les murs en calcaire de 2m de hauteur.
- pour le mur 5, la courbe est linéaire avec un seuil atteint pour une excentricité relative $k=0,30$ (qui correspond au chargement limite et à la rupture interne par glissement).

Pour tous les murs expérimentés, nous sommes restés dans le cadre des petits déplacements jusqu'à la règle du tiers central (avec $F_g > 1,2$), ce qui valide l'hypothèse de monolithisme pour ce domaine de chargement.

La cinématique de rupture spécifique aux murs de soutènement en pierres sèches, à savoir le glissement interne, a été mise en évidence au moyen du paramètre ω , qui est l'inclinaison du glissement par rapport à l'horizontale. Ce paramètre est lié à la technologie constructive, par le biais de l'inclinaison initiale α des assises du mur, de la forme des pierres employées et de la qualité de la maçonnerie (calage, boutisses, etc.).

Les coefficients de stabilité définis (cf. II-C) décrivent bien le comportement du mur jusqu'à la rupture. Le coefficient de stabilité F_r au renversement est peu sensible au paramètre ψ (angle du plan de rupture) (cf. fig. V-32), par contre, le coefficient de stabilité F_g au glissement est très sensible au paramètre ω . Nous ne pouvons pas prédire par le calcul la valeur de ω mais les essais d'échelle 1 montrent que ce paramètre est limité à une valeur voisine de 10° , obtenue sur cinq essais et deux types de maçonnerie (en blocs calcaires et en schistes élancés).

		mur 1	mur 2	mur 3	mur 4	mur 5
inclinaison α des assises (vers l'amont)		0	0	0	-4°	-8,5°
angle de frottement d'interface entre les pierres φ_M (°), mesuré à la boîte de cisaillement et utilisé dans le calcul		36°	36°	36°	36°	28,5°
inclinaison ω de la surface de glissement	calculée à partir des ruptures expérimentales	11,3°	9,4°	10,5°	1,5° et 3,5°	-0,5° et 1°
	observée par stéréophotogrammétrie			11,5°	3,5° et 7°	0° et 2,5°
rotation locale Θ des pierres sur la surface de glissement	calculée (h_g est connu par mesure in-situ)	11,3°	9,4°	10,5°	5,5° et 7,5°	8° et 9,5°
rotation locale Θ des pierres sur la surface de glissement	observée			11,5°	7,5° et 11°	8,5° et 11°

Tableau V-6 : valeurs théoriques et expérimentales des paramètres qui qualifient le risque de glissement interne, pour les cinq murs expérimentaux.

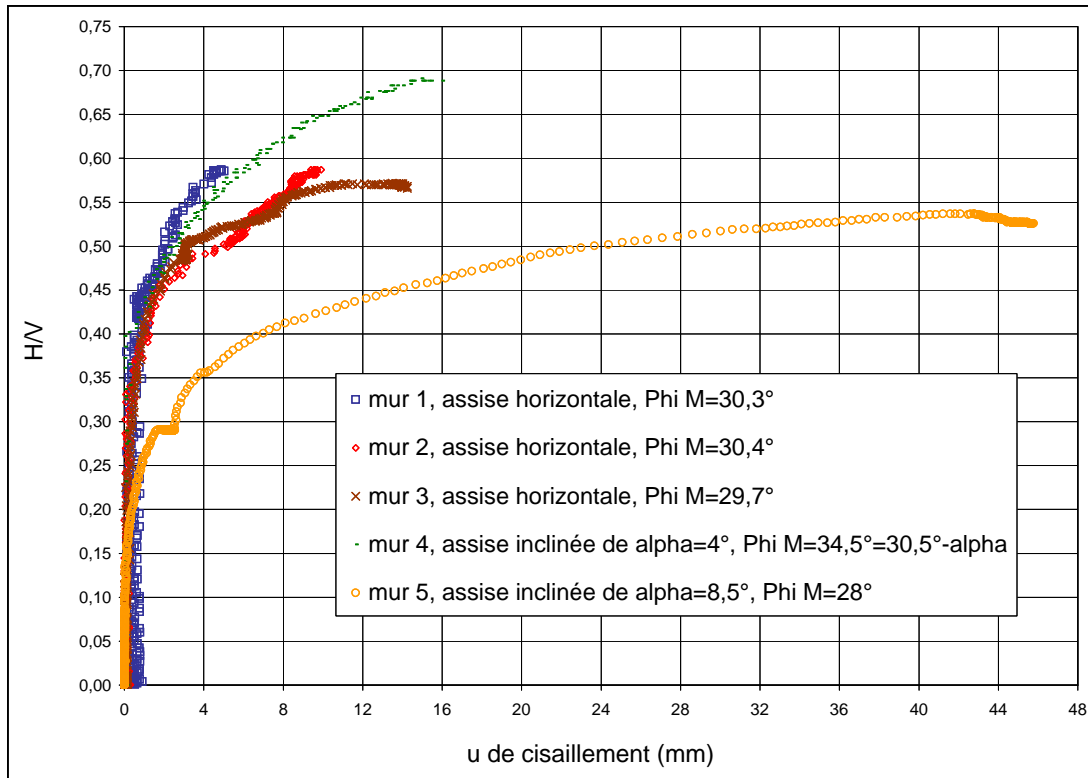


Figure V-38 : déplacement de cisaillement d'interface u du premier lit de pierres "libre" en fonction de H/V (H et V : effort résultant horizontal et vertical au droit du lit de pierres) homogène à une contrainte de cisaillement normalisée pour les cinq murs expérimentaux.

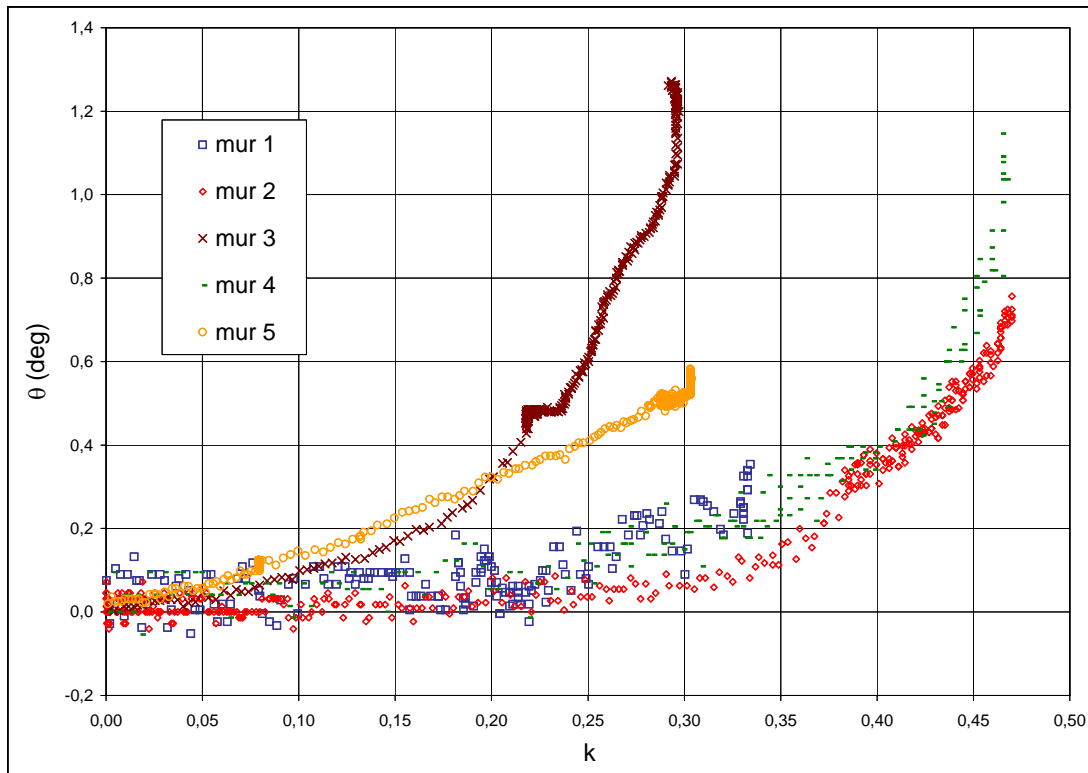


Figure V-39 : rotation d'ensemble θ en fonction de l'excentricité relative k pour les cinq murs expérimentaux.

VI. APPLICATION DU MODELE AUX MURS DE SOUTÈNEMENT CHARGES PAR UN SOL

Les campagnes expérimentales menées dans le cadre de la thèse avaient pour objet principal l'étude du comportement des murs de soutènement en pierres sèches sous un chargement hydrostatique. Après analyse des résultats, nous avons observé que le glissement interne est intervenu pour tous les murs expérimentés (suivi d'un renversement pour deux des murs). Or, le chargement hydrostatique diffère quelque peu d'un chargement par un sol, ce que nous allons voir à travers la confrontation de notre modèle avec les expériences de Burgoyne (1834).

A. Expériences de Burgoyne (1834)

1. Détermination des données expérimentales

Les plus récentes expériences scientifiques sur le comportement des murs de soutènement en pierres sèches datent de 1834. Ce sont les seules et les plus riches à notre connaissance. Elles furent conduites par l'ingénieur Burgoyne, qui fit construire quatre murs en pierres sèches dans un fond de carrière (fondation rocheuse). Les caractéristiques des murs et les résultats expérimentaux sont donnés dans le tableau VI-1 et dans la figure VI-1.

A partir de ces données, nous pouvons utiliser notre modèle de calcul, sachant que les murs ont été construits avec des blocs de forme parallélépipédiques, ce qui nous place dans le cas où la rotation locale Θ de réarrangement des blocs est nulle. Les données incertaines sont :

- le poids volumique des terres,
- l'angle de frottement pierre/pierre,
- l'angle de frottement du remblai,
- l'angle de frottement δ d'interface mur/remblai,
- l'élançement moyen des pierres.

Malgré ces données incertaines, le relevé des mesures et les ruptures expérimentales ont été décrits précisément.

La masse volumique des terres donnée par Burgoyne est de $1,39\text{t/m}^3$ (cas 1) mais nous ferons également les calculs avec la valeur $1,55\text{t/m}^3$ (cas 2) proposée par Harkness (2000) ; la valeur donnée par Burgoyne concerne le sol humide non-saturé et les conditions expérimentales étaient très pluvieuses.

Pour la valeur d'angle de frottement d'interface pierre/pierre (granit), nous prendrons la valeur la plus faible mesurée dans la littérature, soit $\varphi_M=29^\circ$. L'angle de frottement δ d'interface mur/remblai est pris égal à l'angle de frottement interne du remblai (rugosité parfaite du mur et remblaiement non compacté après construction).

Pour l'angle de frottement du remblai, nous prendrons la valeur telle que l'on obtienne le renversement du mur D avec notre modèle de calcul ($F_r=1$), dans les conditions expérimentales de Burgoyne.

Pour le calcul du renversement du mur D, nous avons besoin de connaître l'élançement moyen des blocs, que nous prenons de $1/4$ (valeur moyenne probable). Cela nous donne la limite de ψ (inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontale, limité par l'agencement des blocs), soit $\psi < 1/4$. Avec ces données, nous trouvons un angle de frottement du remblai de $\varphi_R=28,5^\circ$ pour le cas 1, et de $\varphi_R=30,2^\circ$ pour le cas 2 (Harkness, 2000 et Powrie, 2002 ont utilisé une valeur de 28°).

Nous ferons également quelques simulations pour évaluer l'effet de la technologie constructive. Notamment, nous ferons varier la nature des pierres (pierre brutes ou pierres de taille) et l'inclinaison α des assises.

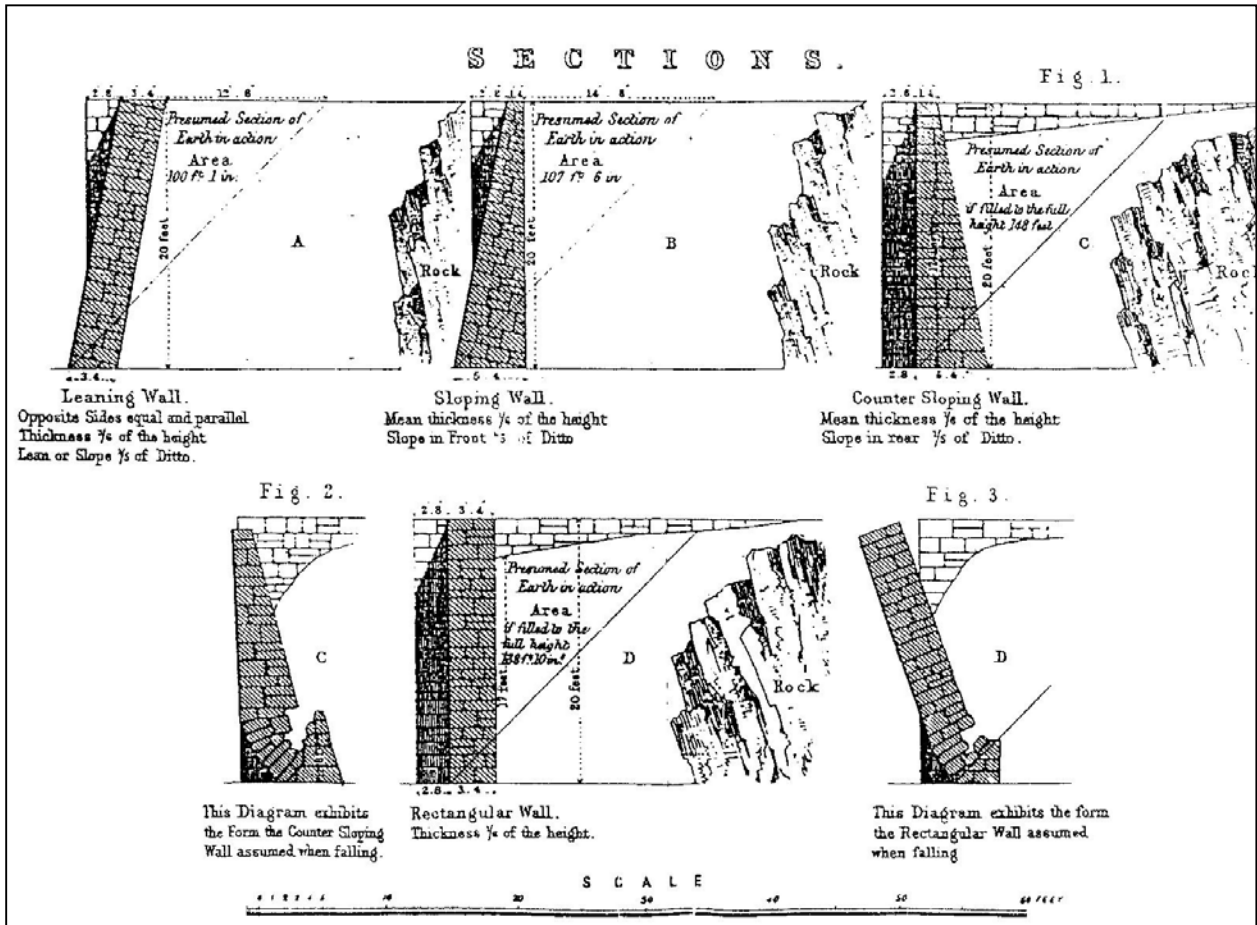


Figure VI-1: géométrie des quatre types de murs testés par Burgoyne (1834).

	mur A	mur B	mur C	mur D
hauteur b (m)	6,1	6,1	6,1	6,1
longueur (m)	6,1	6,1	6,1	6,1
épaisseur en tête b (m)	1,016	0,406	0,406	1,016
fruit f_1 (%)	20%	20%	0	0
fruit f_2 (%)	-20%	0	20%	0
caractéristiques des pierres (granit)	$d=2,7t/m^3$ $\varphi_M=29^\circ$ à 34° (Byerlee,1967 ; Barton,1977)	$d=2,7t/m^3$ $\varphi_M=29^\circ$ à 34°	$d=2,7t/m^3$ $\varphi_M=29^\circ$ à 34°	$d=2,7t/m^3$ $\varphi_M=29^\circ$ à 34°
poids volumique du mur γ_M (kN/m ³)	22,3	22,3	22,3	22,3
pourcentage de vides	16%	16%	16%	16%
assises	inclinaison de $\alpha=-11,3^\circ$ vers l'amont	inclinaison de $\alpha=-11,3^\circ$ vers l'amont	horizontales	horizontales
géométrie du remblai	$h_R=6,1m$ $\beta=0^\circ$	$h_R=6,1m$ $\beta=0^\circ$	$h_R=5,2m$ $\beta=6,5^\circ$	$h_R=5,2m$ $\beta=6,5^\circ$
caractéristiques du remblai : cas 1	$\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=28,5^\circ$	$\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=28,5^\circ$	$\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=28,5^\circ$	$\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=28,5^\circ$
coefficient de poussée des terres K_a : cas 1	0,23	0,31	0,44	0,34
caractéristiques du remblai : cas 2	$\gamma_R=15,2 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=30,2^\circ$	$\gamma_R=15,2 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=30,2^\circ$	$\gamma_R=15,2 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=30,2^\circ$	$\gamma_R=15,2 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_R=30,2^\circ$
coefficient de poussée des terres K_a : cas 2	0,21	0,30	0,42	0,32
résultat expérimental	stable	stable	rupture par renversement (et glissement ?)	rupture par renversement

Tableau VI-1 : données historiques (et supposées) de l'expérience de Burgoyne (1834).

2. Application du modèle de calcul proposé aux murs d'échelle 1, expérimentés par Burgoyne (1834)

Les tableaux VI-2 et 3 donnent les résultats obtenus par notre modèle, dans les cas 1 et 2 retenus pour la valeur de φ_R et γ_R .

cas n°1	mur A	mur B	mur C	mur D
résultats expérimentaux	stable	stable	renversement (et glissement ?)	renversement
déplacement horizontal en tête du mur	pas de déplacement noté	63mm	avant rupture : 254mm en tête 127mm à 1,52m du sol	avant rupture : 457mm en tête
rotation d'ensemble θ	?	0,6°		
k	0,1	0,27	0,42	0,47
$F_r(h, \psi=0.25)$	1,52	1,36	1,08 (1,00 pour $\psi=0.43$)	1,00
$F_g(h-0.2, 0)$	2,50	2,06	1,51	1,74
inclinaison des assises	$\alpha=-11,3^\circ$	$\alpha=-11,3^\circ$	0°	0°

Tableau VI-2: confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats obtenus par notre modèle de calcul, dans le cas où $\gamma_R=13,6$ kN/m³ et $\varphi_R=28,5^\circ$, et dans le cas des pierres de tailles ($\Theta=0$ et $\omega=\alpha$).

cas n°2	mur A	mur B	mur C	mur D
résultats expérimentaux	stable	stable	renversement (et glissement ?)	renversement
rotation d'ensemble θ	?	0,6°		
k	0,1	0,27	0,42	0,47
$F_r(h, \psi=0.25)$	1,52	1,36	1,08 (1,00 pour $\psi=0.42$)	1,00
$F_g(h-0.2, 0)$	2,48	2,04	1,49	1,72
inclinaison des assises	$\alpha=-11,3^\circ$	$\alpha=-11,3^\circ$	0°	0°

Tableau VI-3: confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats obtenus par notre modèle de calcul dans le cas où $\gamma_R=15,3$ kN/m³ et $\varphi_R=30,2^\circ$, et dans le cas des pierres de taille ($\Theta=0$ et $\omega=\alpha$).

Etant donné les incertitudes sur les données des essais de Burgoyne, nous ne nous attarderons pas trop sur le côté quantitatif des résultats mais plutôt sur leur aspect qualitatif.

A l'issue des calculs (tab. VI-2 et 3), nous pouvons remarquer les points suivants :

- le mur A correspond globalement à un mur dimensionné selon la règle de tiers central. Les rapporteurs de l'expérience n'ont mentionné « aucune déformation », ce qui laisse supposer qu'elles ont été faibles. Ceci est cohérent avec la campagne expérimentale de cette thèse, sachant que les assises du mur sont inclinées vers l'amont ($\alpha = -11,3^\circ$), ce qui est favorable à la résistance au glissement.
- Le mur B peut être rapproché du mur 5 réalisé à S^t-Germain de Calberte, pour lequel la géométrie est semblable ainsi que l'inclinaison des assises. La différence essentielle se situe au niveau de la nature de la maçonnerie. Le mur 5 a été construit avec des pierres brutes, alors que le mur B a été construit avec des pierres parallélépipédiques régulières. Le mur B a subi un déplacement de rotation d'ensemble de $0,6^\circ$, ce qui est la valeur trouvée pour le mur 5 à une excentricité relative semblable ($k=0,3$). Le mur 5 a rompu par glissement interne, à cause de la rotation locale des pierres ($\Theta=8^\circ$) et du chargement hydrostatique défavorable à la résistance au glissement, ceci bien que les angles de frottement d'interface pour le schiste et pour le granit soient semblables.
- Le mur D peut être rapproché du mur 2 réalisé au Beaucet, pour lequel la géométrie est semblable, avec des assises horizontales pour les deux murs. Le mur D a rompu par renversement à une valeur de F_r proche de 1, tandis que le mur 2 a rompu par renversement et par glissement à une valeur de F_r proche de 1. Le glissement est survenu pour le mur 2 bien que l'angle de frottement d'interface du calcaire ($\varphi_M=36^\circ$) soit supérieur à l'angle de frottement d'interface du granit ($\varphi_M=29^\circ$ à 34°). Ceci met de nouveau en évidence l'effet de la rotation locale des pierres sur la résistance au glissement.
- Le mur C a rompu par renversement. Le calcul donne un angle de rupture $\psi=20^\circ$ pour qu'il y ait renversement, ce qui correspond à un élancement des blocs proche de $2/5$, ce qui semble cohérent.

B. Simulation à partir des murs expérimentés par Burgoyne (1834), supposés en pierres sèches brutes

1. Principe de la simulation

Pour cette simulation, nous reprenons les mêmes données utilisées pour modéliser les murs de Burgoyne, excepté pour la nature des pierres employées et pour l'inclinaison des assises. Nous considérons ici que les murs ont été construits de manière traditionnelle, c'est-à-dire avec des pierres brutes (non taillées). Nous introduisons donc une rotation localisée Θ des pierres, prise égale à 11° , qui est la valeur supérieure trouvée lors de la campagne expérimentale (cf. V-E-2). Cette rotation locale induit un glissement potentiel incliné de ω , qui a pour valeur : $\omega=11^\circ+\alpha$. Concernant l'inclinaison α des assises, nous traiterons les deux cas extrêmes, à savoir une inclinaison égale à la valeur du fruit du parement externe (cas n°3) et une inclinaison nulle (cas n°4). Les deux cas traités dans la partie qui précède (concernant les valeurs de φ_R et γ_R du remblai) ont donné les mêmes résultats. Nous en resterons donc aux valeurs du cas n°1.

2. Calcul de la stabilité théorique des murs fictifs

Les tableaux VI-4 et 5 donnent les résultats obtenus par notre modèle dans les cas n°3 et n°4 d'inclinaison des assises.

cas n°3	mur A	mur B	mur C	mur D
assises	$\alpha=-11,3^\circ$	$\alpha=-11,3^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=0^\circ$
Inclinaison ω du glissement potentiel	$\omega=-0,3^\circ$	$\omega=-0,3^\circ$	$\omega=11^\circ$	$\omega=11^\circ$
Stabilité théorique	stable	stable	glissement	renversement
k	0,1	0,27	0,42	0,47
$F_r(h,\psi=0.25)$	1,52	1,36	1,08	1,00
$F_g(h-0.2,0)$	1,68	1,39	0,93	1,06

Tableau VI-4: simulation n°3 à partir des murs expérimentaux de Burgoyne (1834), considérés en pierres sèches brutes ($\Theta=11^\circ$ et $\omega=11+\alpha$), dans le cas où $\gamma_R=13,6$ kN/m³ et $\varphi_R=28,5^\circ$.

cas n°4	mur A	mur B	mur C	mur D
assises	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=0^\circ$
Inclinaison ω du glissement potentiel	$\omega=11^\circ$	$\omega=11^\circ$	$\omega=11^\circ$	$\omega=11^\circ$
stabilité théorique	glissement	glissement	glissement	renversement
k	0,1	0,27	0,42	0,47
$F_r(h,\psi=0.25)$	1,52	1,36	1,08	1,00
$F_g(h-0.2,0)$	1,00	0,85	0,93	1,06

Tableau VI-5: simulation n°4 à partir des murs expérimentaux de Burgoyne (1834), considérés en pierres sèches brutes ($\Theta=11^\circ$ et $\omega=11^\circ$), dans le cas où $\gamma_R=13,6$ kN/m³ et $\phi_R=28,5^\circ$.

C. Conclusion sur le calcul des murs de Burgoyne (1834)

L'application de notre méthode de calcul a permis de retrouver les ruptures observées expérimentalement. Nous avons mis une nouvelle fois en évidence l'influence du paramètre Θ de rotation locale des pierres, qui induit un glissement potentiel de $\omega=\Theta+\alpha$. Cette rotation locale nécessite de soigner l'inclinaison des assises vers l'amont, afin d'éviter le risque de glissement.

Contrairement aux essais de chargement hydrostatique, les ruptures par glissement interne sont peu probables si les pierres sont suffisamment frottantes. Dans le cas où le frottement d'interface entre les pierres du mur est faible, une inclinaison suffisante des assises vers l'amont permet d'éviter le risque de glissement.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

La technique ancestrale de la maçonnerie en pierres sèches, utilisée en particulier pour réaliser des murs de soutènement, est en cours de perte : ces ouvrages sont scientifiquement méconnus, les savoir-faire se perdent et sont peu reconnus, le contexte économique est défavorable au travail de main d'œuvre, et la pierre sèche est jugée obsolète et peu fiable. Il serait dommage de rejeter pour cela cette technique alternative de construction, qui présente de nombreux avantages, au niveau environnemental, artisanal, paysager, touristique et culturel. En outre, la pierre sèche fait partie des savoir-faire de base, qui peuvent devenir d'une importance vitale dans les régions démunies ou en cas de crise. Récemment, la considération croissante en faveur du développement durable a fait naître une dynamique régionale européenne, visant à réhabiliter l'usage de la pierre sèche.

L'intention sous-jacente à ce travail de thèse était donc d'établir une connaissance scientifique nécessaire et suffisante, afin de réintroduire la technique de la pierre sèche dans les solutions courantes du génie civil, dans un esprit de développement durable.

Dans ce mémoire de thèse, nous avons eu une approche très pragmatique, en considérant que les murs de soutènement en pierres sèches doivent fonctionner comme des murs poids, ce qui suppose le respect des règles de l'art en matière de construction en pierres sèches. Cela permet de s'appuyer sur la connaissance déjà établie en matière de dimensionnement des murs poids. Nous avons ensuite cherché les limites au-delà desquelles le mur ne fonctionne plus dans le cadre des petits déplacements, en étudiant la spécificité des murs en pierres sèches, à savoir le problème de la stabilité interne. Pour cela, nous avons considéré deux modes principaux de rupture interne :

- le renversement du mur selon un plan de rupture incliné de ψ par rapport à l'horizontale, décrit par le coefficient de stabilité F_r ,
- le glissement interne du mur selon un plan incliné de ω par rapport à l'horizontale, décrit par le coefficient de stabilité F_g ; pour un angle de frottement d'interface entre les pierres de la maçonnerie de φ_M , l'angle de frottement apparent φ , pris en compte dans le critère de résistance au glissement, vaut $\varphi = \varphi_M - \omega$; ω tient compte implicitement de la rotation locale Θ des pierres brutes au niveau du plan de rupture.

Nous avons ensuite caractérisé les éléments constitutifs du mur, ce qui fut délicat étant donné la très forte hétérogénéité d'un mur en pierres sèches. En effet, la stabilité d'un mur en pierres sèches repose, entre autres, sur le bon calage des pierres entre elles (réalisé au moyen de cales dont les dimensions sont de l'ordre de quelques centimètres), sur la pose régulière de boutisses (dont les dimensions sont de l'ordre du mètre) et sur la disposition des pierres brutes disponibles, dont les formes et les dimensions sont très variables. Les conclusions principales sont les suivantes : d'une part, le comportement au cisaillement de l'interface entre les pierres est régi par une loi de frottement pur (sans cohésion), qui ne dépend pas de la taille des échantillons. Pour la molasse d'épierrage, nous avons trouvé un angle de frottement de $37^\circ \pm 2$ à l'aide d'échantillons de $6\text{cm} \times 6\text{cm}$ et de $30\text{cm} \times 30\text{cm}$, et un angle de frottement de $38^\circ \pm 2$ à l'aide d'échantillons de $100\text{cm} \times 100\text{cm}$ (lits de pierres brutes).

D'autre part, les surfaces réelles de contact ont été estimées à 5% de la surface d'interface, au moyen d'essais de compression de pierres brutes. Cette localisation des contacts est à l'origine

d'une concentration des contraintes sur ces zones. La forte macro-rugosité des pierres brutes induit l'existence de flexion ou de fendage potentiels, bien que les pierres soient calées le plus parfaitement possible dans le mur. Ces ruptures de pierres ont eu lieu, pour les molasses d'épierrage, à un niveau de contrainte normale de 800kPa (ce qui correspond à une contrainte normale de 14MPa au niveau des contacts localisés).

Ensuite, nous avons étudié la phénoménologie de murs en maçonnerie sèche d'échelle réduite, réalisés en éléments parallélépipédiques réguliers, à l'aide d'essais de chargement par une pression hydrostatique et par un sable normalisé. Nous avons fait varier la géométrie des murs, la nature des blocs et l'agencement des blocs. En conclusion, plusieurs points sont à retenir : premièrement, l'utilisation du chargement hydrostatique sur les modèles réduits permet une transposition directe des résultats aux murs d'échelle 1 soumis à ce même type de chargement. Cette approche est intéressante pour caractériser la stabilité des murs en pierres sèches réalisés à l'aide de pierres de taille (éléments parallélépipédiques réguliers). Par contre, le chargement hydrostatique ne permet pas la prise en compte du frottement d'interface entre le mur et le remblai. Deuxièmement, l'utilisation de modèles réduits ne permet pas de prendre en compte la spécificité essentielle d'un mur en pierres sèches traditionnel, à savoir l'emploi de pierres brutes (hétérogénéité forte, apparition d'une rotation locale des pierres et rupture interne spécifique). Ensuite, les coefficients de stabilité F_r et F_g vis-à-vis du renversement interne et du glissement interne décrivent bien les modes de rupture observés expérimentalement, que ce soit pour le cas du chargement hydrostatique ou pour le cas du chargement par un sable normalisé. Enfin, l'effet stabilisant des boutisses a été mis en évidence.

A partir des éléments qui précèdent, nous avons réalisé deux campagnes expérimentales de chargement (par une pression hydrostatique) de murs de soutènement en pierres sèches, construits en grandeur réelle par des maçons spécialisés. Les murs ont été instrumentés à l'aide de capteurs de force disposés sous la fondation (en partie médiane) et de capteurs de déplacement à câbles, reliés à la partie médiane du parement externe du mur. Des clichés photographiques du côté du mur en cours de chargement ont permis une analyse stéréophotogrammétrique, essentielle dans la compréhension du comportement de ces murs.

Les résultats des essais sont les suivants : les murs ont tous eu un comportement monolithique et homogène dans le sens de la longueur, jusqu'au chargement correspondant à une excentricité relative $k=1/6$ (ou $F_r=1,5$) et à un coefficient de stabilité au glissement $F_g>1,2$.

Les mesures stéréophotogrammétriques sont très proches des mesures de déplacement données par les capteurs, jusqu'au chargement correspondant à une excentricité relative $k=0,2$. Au-delà, bien que les profils des déplacements gardent une même allure pour les deux types de mesures, on observe une différence de 10 à 15% due aux effets de bords (comportement non rigoureusement homogène en fin d'essai).

Grâce à l'analyse stéréophotogrammétrique, nous avons observé précisément le mode de rupture interne par glissement, qui survient après un réarrangement local des pierres. Ce réarrangement en rotation Θ des pierres est à l'origine de l'inclinaison ω du plan de glissement. Connaissant l'inclinaison initiale α des lits de pierres sèches du mur (par rapport à l'horizontale et vers l'amont), et disposant d'une estimation des valeurs de Θ pour deux natures de pierres, nous avons vérifié que l'on pouvait approcher ω par : $\omega = \Theta + \alpha$. Nous avons vérifié également que le coefficient de stabilité au glissement F_g décrit bien ce type de ruptures, survenues pour des valeurs de F_g proches de 1 ($F_g \approx 1 \pm 0,07$). La rotation de réarrangement Θ des pierres dépend de la forme et de la dimension des pierres. Un fort élancement des pierres et la présence régulière de

boutisses amoindrit cette rotation locale. Θ a varié de $8,5^\circ$ (schiste) à $11,5^\circ$ (calcaire) pour nos essais.

Nous avons défini l'angle de frottement interne global ϕ_M de la maçonnerie par le palier de la courbe de cisaillement interne du mur. Cet angle, qui inclut le phénomène de rotation locale des pierres, vaut $\phi_M = -\alpha + 30^\circ$ pour le calcaire de S^t-Gens et $\phi_M = -\alpha + 20^\circ$ pour le schiste de S^t-Germain de Calberte. Ceci met à nouveau en évidence l'effet stabilisant de l'inclinaison α vers l'amont des lits de pierres ($\alpha \leq 0$).

L'analyse stéréophotogrammétrique a permis d'identifier le phénomène de rotation d'ensemble du mur avant rupture, qui survient non pas au niveau de l'arête avant, mais plutôt à environ cinquante centimètres au-dessus de l'arête avant (ce qui est compréhensible étant donné la rigidité de la fondation des murs).

Nous avons observé une dissociation du glissement et du renversement interne qui ont été bien décrits par les coefficients de stabilité indépendants. Les murs 2 et 4 ont rompu par renversement (simultanément à du glissement) pour un coefficient de stabilité au renversement de $F_r=1,07$.

Le poids volumique γ_M des murs a été calculée avec précision par pesage des pierres du mur, ce qui a donné $\gamma_M=15,7\text{kN}/\text{m}^3$ pour les murs réalisés en calcaire de S^t-Gens (24% de vides en moyenne) et $\gamma_M=18,0\text{kN}/\text{m}^3$ pour les murs réalisés en schiste de S^t-Germain de Calberte (32% de vides en moyenne).

La répartition des efforts normaux sous un mur en pierres sèches n'est pas (bi)linéaire : on observe, sous chargement, un transfert des efforts non pas directement vers l'arête avant du mur mais plutôt en partie médiane.

Les campagnes expérimentales ont validé le principe de calcul des murs de soutènement en pierres sèches, qui est basé sur l'utilisation des coefficients de stabilité classiques, adaptés au cas des ruptures internes spécifiques aux murs en pierres sèches. Ce principe de calcul suppose de pouvoir déterminer le paramètre essentiel ω que nous avons déjà estimé pour deux types de murs (en calcaire et en schiste). Nous avons appliqué les résultats acquis, aux données expérimentales de Burgoyne (1834). Cela a permis de valider à nouveau la méthode de calcul proposée. Nous avons enfin discuté de l'aspect pratique du dimensionnement de ces murs, notamment sur la détermination des spécifications nécessaires pour pallier au faible frottement de certaines pierres (comme les schistes). D'une part, il est essentiel de soigner l'inclinaison vers l'amont des assises des murs et de disposer régulièrement les boutisses dans le tiers inférieur. D'autre part, il faudra bâtir le bas du mur avec de grosses pierres, sans utiliser trop de cales (étant donné leur faible résistance).

Enfin, nous avons relié notre travail avec la théorie de l'homogénéisation, en montrant que la rotation locale des pierres doit être introduite pour l'estimation de la stabilité (vis-à-vis du glissement interne).

Ce travail de thèse, basé sur une approche pragmatique, constitue une première étape dans la compréhension du comportement des murs de soutènement en pierres sèches sous chargement. En regard des résultats déjà acquis, l'inclusion de la pierre sèche dans les solutions courantes du Génie Civil ne semble pas poser trop de problèmes. Néanmoins, certains aspects mériteraient d'être abordés ou approfondis : en premier lieu, des essais complémentaires de chargement de murs d'échelle 1, construits avec des pierres différentes, seraient souhaitables pour mieux

caractériser le paramètre de rotation locale Θ et pour vérifier que l'inclinaison ω du plan de glissement peut être estimée à partir de Θ et de l'inclinaison initiale α des lits de pierres.

En second lieu, on pourrait aborder le mur comme un milieu granulaire et voir s'il est possible de relier la rotation locale Θ des pierres à l'angle de dilatance d'un sable. Cela permettrait de limiter le nombre d'essais complémentaires à réaliser.

Enfin, bien que l'aspect du dimensionnement spécifique aux murs en pierres sèches semble résolu, il reste à aborder le problème de leur pathologie, à savoir la formation de « ventres ». De nombreux maçons spécialistes de la pierre sèche ont remarqué l'aspect cyclique de ce phénomène, qui pourrait être lié au gonflement du remblai (argiles saturées ou effets du gel), qui impose un déplacement localisé du mur. Pour mener une telle étude, il serait possible d'instrumenter des murs *in situ*.

BIBLIOGRAPHIE

ABOURA A., Etude expérimentale et mise au point d'une boîte de cisaillement pour caractériser les déchets ménagers, thèse de l'UJF, 1999, 193p.

ACARY V., Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés, thèse de l'université Aix-Marseille II, 2001, 304p.

ARYA, A. and GUPTA, V.P., Retaining wall for hill roads, Indian Roads Congres, 1983, IRC-44-1-19, no. 356, pp. 291-326.

BANDIS S.C., LUMSDEN A.C. and BARTON N.R., Fundamentals of rock joint deformation, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 1983, vol.20, no.6, pp. 249-268.

BARTON N. and CHOUBEY V., The shear strenght of rock joints in theory and practice, Rock Mechanics, 1977, vol.10, pp.1-54.

BELIDOR B., La science des Ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile, Paris : C.Jombert, 1913.

BESDO D., Inelastic behaviour of plane frictionless block-systems described as Cosserat media, Archives of Mechanics, 1985, vol.37, no.6, pp.603-619.

BIENAWSKI Z.T., Rock mechanics design in mining and tunneling, Boston Rotterdam : A.A.Balkema , 1974.

BROOKS A., Drystone walling – a practical handbook. London : Brit. Trust for Conservation Volunteers, 1986.

BRUCE D.A. and JEWEL R.A., Soil Nailing: Application and Practice, part 1, Ground Engineering, 1986, vol.19, no.8, pp.10-15.

BRUCE D.A. and JEWEL R.A., Soil Nailing: Application and Practice, part 2, Ground Engineering, 1987, vol.20, no.1, pp.22-33.

BURGOYNE J., Revetments or retaining walls, Corps of Royal Engineering Papers, 1853, vol .3, pp.154-159.

BUTTERFIELD R. *et al.*, A stereo-photogrammetric method for measuring displacement fields, 1970, Geotechnique, vol.20, no.3, pp.308-314.

BYERLEE J.D., Frictional characteristics of granite under high confining pressure, J.Geophys.Res, 1967, vol.72, pp.3639-3648.

CAQUOT A., KERISEL J. et ABSI E., Tables de butée et de poussée, Paris : G. Villars, 1948.

CME et SAB, Proterra : Pour une nouvelle valorisation des terrasses de culture, Avignon : Laffont, 2001.

COOPER, M.R., Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls, *Ground Eng.*, 1986, vol.12, pp. 40-45.

COOK N.G.W., Natural joints in rock: mechanical, hydraulic and seismic behaviour and properties under normal stress, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 1992, vol.29, pp. 198-223.

COSTE.P et MARTEL.P , *Pierres sèches en provence*, Mane : Alpes de Lumières, 1986.

COSTET J. et SANGLERAT G., *Cours pratique de mécanique des sols*, Paris : Dunod, 1969.

CUNDALL P.A. and STRACK O.D.L., A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, 1979, vol.29, no.1, pp.47-69.

DE BUHAN P. and DE FELICE G., A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry, *J.Mech.Phys.Solids*, 1997, vol.45, no.7, pp.1085-1104.

DELAITRE M., *Manuel de l'architecte et de l'ingénieur*, Paris, 1825.

DELBECQ J.M., *Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture*, thèse de l'ENPC, 1983.

DESRUES J. et DUTHILLEUL B., Mesure du champ de déformation d'un objet plan par la méthode stéréophotogrammétrique de faux relief, 1984, *Journal de mécanique théorique et appliquée*, vol.3, no.1, pp79-103.

DICKENS, J.G., MANSELL M.G. and WALKER P.J., Analysis of movement in dry-stone walls using a distinct element computer model, 1993, *Civil-Comp 93. Proc. 5th Int. Conf. Civ. Struct. Computing*, Edinburgh.

FRAPA P., GIORGIS S. et AMBROISE R., *Paysages de terrasses*, Paris : Edisud, 1982.

FREARD J., *Analyse de la stabilité des massifs rocheux fracturés par une méthode d'homogénéisation*, thèse de l'ENPC, 2000, 186p.

GODART B. *et al.*, Modélisation de la cathédrale de Strasbourg à l'aide du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC, étude de l'influence des mouvements d'appuis sur le comportement d'une partie de l'édifice, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1996, vol.206, pp.41-62.

GOODMAN R.E., *Introduction to rock mechanics*, New York: Wiley J. and Sons, 1980.

GUPTA V.P. and LOHANI N.K., *Treatment and repair of partially damaged retaining walls in hills*, *Indian Highways*, 1982.

HARKNESS R.M., POWRIE W., *and al.*, Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining wall. *Geotechnique*, 2000, vol.50, no.2, pp. 165-179.

HARRIS D.J., A quantitative approach to the assessment of the environment impact on building materials, *Building and environment*, 1999, vol.34, pp. 751-758.

HEYMAN J., *Equilibrium of shell structures*, Oxford : Oxford engineering Science Series, 1977.

JAEGER J.C. and COOK N.G.W., Chapter 3 in *Fundamentals of Rock Mechanics*, London : Chapman and Hall Ltd, 1971.

JONES, C.J.F.P., *Current Practice in Designing Earth Retaining Structures*, *Ground Engineering*, 1979, vol.12, no.6, pp.40-45.

JONES, C.J.F.P., Dry stone walls, Chapter 24 in the *Maintenance of Brick and Stone Masonry Structures*, London : AM Sowden, 1990, pp. 349–360.

LCPC-SETRA, *Texsol, Ouvrage de soutènement*, Paris : IST Publications, 1990.

LEVILLAIN J.P., *Murs de soutènement en maçonnerie, Gestion et réparation des ouvrages de soutènement*, Paris : 13 et 14 novembre 2002.

MALDONADO R., and GONZALES M.I., *Engineering of the Taironas circa 1200*, *Proceedings of the 12th Int. Conf. on soil Mechanics and foundations*, 1989, Balkema, Rio de Janeiro, pp.1273-1275.

MICHEL F. *et al.*, *Roches de France*, Ternay : Pro Roc Edition, 1998.

MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT, *Le mur de soutènement routier en pierres sèches*, tome 1, Paris : Bureau du paysage, 1996.

MOREL J.C., MESBAH A., *and al.*, *Building houses with local materials: means to drastically reduce the environment impact of construction*, *Building and Environment*, 2001, vol.36, pp. 1119-1126.

MÜHLHAUS H.B., *Application of cosserat theory in numerical simulations of limit loads problems*, *Ingenieur archiv*, 1989, vol.59, pp.124-137.

MÜHLHAUS H.B. *and al.*, *Discrete and continuous models for dry masonry columns*, 1997, *Journal of Engineering mechanics*, vol.123, no.4, pp.399-403

PARC NATIONAL DES CEVENNES, *La restauration des murs de soutènement de terrasses*, Florac : Parc National des Cévennes, 2001.

PARC NATUREL REGIONAL DU LUBÉRON, *Bories*, Aix en Provence : Edisud, 1994.

PARVEX F., TURIEL A., *Sauvegarde des murs en pierres sèches et du vignoble en terrasses valaisan. Rapport final*, service de l'agriculture de l'Etat du Valais, 2001.

POLONCEAU M., *Note sur les travaux de la vicinalité*, *Annales des chemins vicinaux*, 1845.

POWRIE W., HARKNESS R.M., *and al.*, Deformation and failure modes of drystone retaining walls, *Geotechnique*, 2002, vol.52, no.6, pp. 435-446.

RAFFARD D., Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire : application aux ouvrages d'intérêt archéologique, Institut National Polytechnique de Lorraine, 2000, 205p.

RONDELET J., *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Paris, 1802-1807.

RUMPE F., *Murs de pierres sèches - Länggasse*: AFE, 1996.

SETRA, *Mur 73*, Paris, 1973.

SETRA, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, fascicule n° 62, titre V, Paris, 1993.

SHIRDAM R., FAURE R.M. et MAGNAN J.P., Caractérisation des éboulis de pente à l'aide d'une grande boîte de cisaillement, *The Geotechnics of hard soils, Soft Rocks*, Rotterdam : Evangelista and Picrelli, 1998.

SGANZIN M.J., *Programmes ou résumés de leçons de cours de construction*, Paris, 1839.

TUFNELL R., *Better dry stone walling*, The dry stone walling association of Great Britain, 1991.

VIGOUROUX M., Notice sur les murs de soutènement, *Annales des chemins vicinaux*, 1889-1890, tome 42, pp.277-288.

WALKER P.J. and DICKENS, J.G., Stability of medieval dry-stone walls in Zimbabwe, *Geotechnique*, 1995, vol.45, pp. 141-145.

WALKER P.J. and DICKENS, J.G., Use of distinct element model to simulate behaviour of dry stone walls, *Structural Engineering Review*, 1996, vol.8, pp. 187-199.

WALKER P.J., MOREL J.C. and VILLEMUS B., Outline of drystone retaining wall construction in Britain and France, 12th Int. Brick/Block Masonry Conf., Madrid, 2000, pp. 1910-1927.

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure I-1: mur de soutènement en pierres sèches du Vaucluse avec un arc de décharge.	13
Figure I-2 : mur de soutènement en pierres sèches (Bonnieux –Vaucluse) fondé sur le rocher affleurant.....	13
Figure I-3 : murs de soutènement en pierres sèches de taille à Macchu Pichu (Franck Zecchin 1996-2003).....	14
Figure I-4 : mur de soutènement routier calcaire en pierres sèches de taille (Bonnieux -Vaucluse).	15
Figure I-5 : mur de soutènement routier granitique en pierres sèches (Ardèche).....	15
Figure I-6 : Calcul de la poussée des terres selon Claudel et Laroque (1880).....	17
Figure I-7 : terrasses agricoles en Grèce à Naxos (culture biologique).	21
Figure I-8 : terrasses agricoles en Grèce à Zagori (agritourisme).....	22
Figure I-9 : village de Bonnieux (Vaucluse) avec un riche patrimoine de pierre sèche.....	23
Figure I-10: pathologie du mur en pierre sèche (formation de ventre) selon Jones (1979).....	25
Figure I-11: technique de réparation d'un mur en pierres sèches par clouage (Bruce and Jewel 1986).....	26
Figure I-12 : géométrie considérée pour les efforts dans le modèle analytique d'un mur en pierres sèches simplifié (Cooper, 1986).	27
Figure I-13 : coupe d'un mur en pierres sèches de la région des Taironas en Colombie (Maldonado, 1989).	28
Figure I-14 : origine de la formation des ventres dans les murs en pierres sèches de clôture au Zimbabwe (Walker et Dickens, 1995).	29
Figure I-15 : modélisation par UDEC de la formation d'un ventre dans un mur en pierres sèches de clôture (Walker et Dickens, 1996).	30
Figure II-1 : prise en compte des surcharges et de la cohésion par le théorème des états correspondants.	39
Figure II-2 : excentricité e et angle d'inclinaison δ^* de la résultante R	41
Figure II-3 : état des contraintes sous la fondation dans le cas où $k \leq \frac{1}{6}$	42
Figure II-4 : essai de compression et courbe $\sigma_n=f(u_n)$	45
Figure II-5 : essai de cisaillement et courbe $\tau=f(u_t)$ et $u_n=f(u_t)$	45
Figure II-6 : courbes $\tau=f(u_t)$ en fonction de la nature des joints et du niveau de contrainte normale σ_n et valeurs de la rigidité de cisaillement K_s correspondantes (Bandis, 1983).	46
Figure II-7 : valeurs de K_s en fonction de la nature des joints, de la longueur de cisaillement et du niveau de contrainte normale σ_n (Bandis, 1983).	47
Figure II-8: ruptures internes (respectivement renversement et glissement) classiquement utilisées lors de l'homogénéisation des maçonneries constituées d'un assemblage régulier de blocs réguliers disposés en quinconce. L'angle ψ du plan de rupture est limité par la géométrie et par l'agencement des blocs.	49
Figure II-9 : A gauche, cinématique de rupture retenue pour la vérification de la stabilité vis à vis du glissement interne d'un mur en pierres sèches construit de manière traditionnelle (la figure n'est pas très représentative : cales non visibles, utilisation de blocs parallélépipédiques, etc.). Les assises sont initialement horizontales ($\alpha=0$).....	50
Figure II-10 : données du calcul à la rupture d'un mur de soutènement en pierres sèches, le point A se trouve à la « cote » y	51
Figure III-1 : dispositif expérimental de compression du LGM-ENTPE.	59
Figure III-2 : anneaux support des capteurs LVDT, fixés sur un échantillon cylindrique découpé dans une pierre de St-Gens.....	59
Figure III-3 : échantillon cylindrique découpé dans une molasse et présentant quatre joints.	60
Figure III-4 : estimation du déplacement horizontal u_γ induit par la distorsion γ lors d'un essai de cisaillement de joints de pierres.....	61
Figure III-5 : principe de l'essai de compression d'échantillons bruts de molasses d'épierrage ; (a) rupture par flexion ; (b) rupture par fendage ou compression.....	62
Figure III-6 : principe des essais de cisaillement d'interface pierre/pierre aux boîtes 6cm×6cm et 30cm×30cm.....	64
Figure III-7 : dispositif de cisaillement 30cm×30cm du LIRIGM de l'UJF (Grenoble).....	65
Figure III-8 : dispositif de cisaillement 6cm×6cm de l'ENTPE.	65
Figure III-9: courbes $\tau=f(u)$ en fonction de σ et $\tau=f(\sigma)$ pour l'essai de cisaillement d'interface sur deux échantillons de 6cm×6cm de molasse, de molasse, u est le déplacement d'interface, t et s sont respectivement les contraintes de cisaillement et normales.....	66

Figure III-10 : courbes $\tau=f(u)$ en fonction de σ et $\tau=f(\sigma)$ pour l'essai de cisaillement d'interface sur deux échantillons de 30cm×30cm de molasse.....	66
Figure III-11 : présentation de quelques échantillons testés à la boîte 30cm×30cm et 6cm×6cm.....	67
Figure III-12 : principe du cisaillement d'interface entre deux lits de pierres à la boîte 100cm×100cm du LIRIGM (Grenoble).....	68
Figure III-13 : dispositif de cisaillement à la boîte 100×100cm² du LIRIGM de l'Université J.Fourier (Grenoble).....	69
Figure III-14: courbe $\tau=f(u)$ en fonction de σ et $\tau=f(\sigma)$ pour l'essai de cisaillement d'interface entre deux lits de pierres 100cm×100cm de molasse ; u est le déplacement d'interface, τ et σ sont respectivement les contraintes de cisaillement et normales.....	72
Figure III-15 et 16 : lits de pierres inférieur (15) et supérieur (16) après un essai de cisaillement d'interface entre deux lits de pierres de 100cm×100cm (molasses) à la très grande boîte de cisaillement du LIRIGM (Grenoble).....	73
Figure III-17: principe de l'essai de cisaillement d'interface pierre/pierre au plan incliné ; P est le poids de la pierre, N la réaction normale et T la réaction tangentielle.....	75
Figure III-18 : déplacement d'interface u (entre les deux pierres) en fonction de l'angle d'inclinaison θ du plan incliné, pierres brutes de St-Gens, essais au plan incliné.....	77
Figure III-19: déplacement d'interface u (entre les deux pierres) en fonction de la contrainte de cisaillement τ , pierres brutes de St-Gens, essais au plan incliné.....	77
Figure III-20 : modèle réduit (1/20) de mur en maçonnerie sèche chargé par de l'eau (mur construit avec un fruit $f_1=0,2$ et des boutisses).....	82
Figure III-21 : renversement du mur B sur l'arête avant avec un plan de rupture incliné, un coefficient de stabilité au renversement F_r proche de 1, et une excentricité relative k proche de 0,5.....	84
Figure III-22 : rotation d'ensemble expérimentale θ du mur, en fonction de l'excentricité relative k, pour les différents types de murs ayant rompu par renversement.....	84
Figure III-23 : renversement du mur H selon un plan de rupture incliné, avec un coefficient de stabilité au renversement F_r proche de 1 et une excentricité relative k proche de 0,5.....	85
Figure III-24 : zooms sur le glissement interne, qui survient sur le premier lit de briquettes pour les murs C et D (le décrochement est visible par rapport au premier lit de briquettes). Le plan de rupture est horizontal (pas de réarrangement des blocs en rotation, i.e. $\omega=0$) et le coefficient de stabilité F_g au glissement est proche de 1.....	86
Figures IV-1 et 2 : construction du mur 1 au village du Beaucet (1) avec vue sur le calage d'une pierre (2).....	91
Figure IV-3 : mur 1 prêt à être expérimenté.....	91
Figure IV-4 : construction du mur 3 et vue sur le coffrage latéral (blocs de carrière de St-Gens).....	92
Figure IV-5 : allure de la géométrie des 4 murs expérimentés.....	93
Figure IV-6 : coupe du mur (vue de face) au droit d'un capteur de force. La disposition des pierres évite en partie les effets linteaux.....	95
Figure IV-7 : coupe du mur (vue de côté) au droit des capteurs de force.....	95
Figure IV-8 : montage des capteurs de force vissés sur un profilé en acier coulé dans la fondation en béton armé pour les murs 1, 2 et 4.....	96
Figure IV-9 : montage des plaques en acier sur les capteurs de force pour les murs 1, 2 et 4.....	96
Figure IV-10 : montage des pierres sur les plaques après avoir posé l'étanchéité des capteurs (mur 4).....	97
Figure IV-11 : croisement des joints sur les pierres posées sur les capteurs de force (mur 4).....	97
Figure IV-12 : évaluation de l'effet de la rotation d'ensemble θ du mur sur le déplacement mesuré par les capteurs à câble.....	99
Figure IV-13 : poteau supportant les capteurs de déplacement à câble pour le mur 1 vu de face.....	100
Figure IV-14 : poteau supportant les capteurs de déplacement à câble pour le mur 3 vu de profil.....	101
Figure IV-15: installation de la bêche de chargement d'eau pour le mur 1.....	102
Figure IV-16 : mesure de la hauteur d'eau par le biais d'un flotteur relié à un capteur de déplacement à câble de grande course (5000mm) pour le mur 3.....	103
Figure IV-17 : plan d'instrumentation des essais de chargement de murs en pierres sèches.....	104
Figure IV-18 : centrale d'acquisition.....	105
Figure IV-19 : description et positionnement des différentes voies de l'acquisition pour le mur 3.....	107
Figure IV-20 : courbes brutes des déplacements u_i (donnés par les capteur i) du mur 3 en fonction de la hauteur d'eau h_p	108
Figure IV-21 : courbes brutes des forces sous la fondation du mur 3 en fonction de la hauteur d'eau h_p	109
Figure IV-22 : principe de perception du relief d'après Desrues (1984).....	110

Figure IV-23: (a) semis du couple 05-8 du mur 3 obtenu par analyse stéréophotogrammétrique, (b) premier maillage, (c) second maillage.	115
Figure IV-24 : rotation d'ensemble θ du mur 3 en fonction de l'excentricité relative k	116
Figure IV-25 : déplacement horizontal u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) en fonction de l'excentricité relative k du mur 3. L'échelle horizontale est dilatée pour mieux voir l'évolution des déplacements.	117
Figure IV-26 : évolution du profil du parement externe du mur 3 en fonction de l'excentricité relative k	118
Figure IV-27 : évaluation de la position de l'axe de la rotation d'ensemble θ du mur 3, à partir du déplacement vertical dy donné par l'analyse stéréophotogrammétrique. Il ne faudra pas confondre l'orientation de l'axe des ordonnées y qui est contraire à celle retenue pour le modèle théorique (cf. fig. II-10, p51).	120
Figure IV-28 : déplacements horizontaux u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur) et par les capteurs de déplacement (partie médiane du parement externe) pour le mur 3.	121
Figure IV-29: déplacements verticaux dy des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie pour le mur 3.	122
Figure IV-30: déformation non homogène du mur 3 vu de face en fin d'essais (hors mesures).	123
Figure IV-31 : semis du côté droit du mur 3 (couple 01-05) sur fond photographique.	126
Figure IV-32 : pour les couples de clichés 01-05 et 05-8 du mur 3, en haut, semis des vecteurs déplacement avec vue sur l'inclinaison ω du glissement ; en bas, isovaleurs des déplacements horizontaux avec vue sur l'inclinaison ω du glissement.	127
Figure IV-33 : pour les couples de clichés 01-05 et 05-8 du mur 3, en haut, intensité de cisaillement avec vue sur les bandes de cisaillement ; en bas, rotation matérielle Θ avec vue sur la corrélation entre l'intensité de cisaillement et la rotation matérielle (superposables).	128
Figure IV-34 : pour les couples de clichés 01-05 et 05-8 du mur 3, en haut, isovaleurs des déplacements verticaux avec vue sur la zone de faiblesse du mur (lignes concentriques) et sur la compression du mur en partie basse (lignes horizontales sur le couple 01-05) ; en bas, cartes des variations de volume avec vue sur la zone de faiblesse du mur, qui se dilate au tiers inférieur et sur la compression du bas du mur pour le début du chargement (couple 01-05).	129
Figure IV-35: courbes des déplacements horizontaux relatifs u (entre deux capteurs successifs) en fonction du chargement hydrostatique (hauteur d'eau h_w) pour le mur 3.	132
Figure IV-36 : déplacements relatifs u corrigé (cf. rotation d'ensemble θ) en fonction de H/V , ratio entre les forces résultantes horizontale H et verticale V pour le bas du mur 3.	132
Figure IV-37 : Forces verticales expérimentales F sous la fondation, en fonction de k , excentricité relative du mur 3.	133
Figure IV-38 : forces verticales expérimentales F sous la fondation en fonction de l'excentricité relative k du mur 3.	133
Figure IV-39: principe de calcul de la résultante verticale V et du moment résultant M calculé en O à partir des forces expérimentales.	135
Figure IV-40: principe de calcul du coefficient de correction propre aux capteurs.	135
Figure IV-41 : valeurs théoriques et expérimentales de la force verticale V et du moment M du mur 3.	136
Figure IV-42 : valeurs théoriques et expérimentales corrigées de la force verticale V et du moment M du mur 3.	136
Figure IV-43: calcul des forces théoriques s'appliquant sur les capteurs de force, selon l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes sous la fondation, dans le cas $ k < 1/6$	137
Figure IV-44 : calcul des forces théoriques s'appliquant sur les capteurs de force, selon l'hypothèse d'une répartition bilinéaire des contraintes sous la fondation, dans le cas $1/6 < k < 1/4$	138
Figure IV-45: variation des forces expérimentales corrigées et théoriques (hypothèse de répartition bilinéaire des contraintes) sous la fondation en fonction de l'excentricité relative k du mur 3.	140
Figure IV-46 : répartition de la variation des forces expérimentales corrigées sous la fondation en fonction de l'excentricité relative k du mur 3.	140
Figure IV-47: en ordonnée, coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$, calculé pour le chargement limite $h_w=3,37m$; en abscisses, cote y (m) et angle ω (rad) du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_g=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$ et $\omega < 0,2$ cf. II-C-1).	142
Figure IV-48: en ordonnée, coefficient de sécurité au renversement $F_r(y, \omega)$, calculé pour le chargement limite $h_w=3,37m$; en abscisses, cote y (m) et angle $\omega (= \psi)$ (rad) du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_r=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$).	142
Figure IV-49: coefficient de sécurité au glissement $F_g(b-h_g, \omega)$ en fonction de ω , calculé à partir de la position des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($h_g=0,18m$ et $h_g=0,33m$) et pour le chargement limite $h_w=3,37m$	143

Figure IV-50: coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$ en fonction de y (cote du point A, fig. II-10), calculé (au chargement limite $h_w=3,37\text{m}$) à partir de l'inclinaison des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($\omega=11,5^\circ$) et d'une inclinaison nulle de la surface de glissement (cas fictif d'un mur réalisé en pierres de taille).....	143
Figure IV-51: coefficient de sécurité au renversement $F_r(h, \omega)$ en fonction de $\omega (= \psi)$, calculé au niveau de l'arête avant du mur ($y=h$), pour le chargement limite $h_w=3,37\text{m}$	144
Figure V-1: géométries du mur 5 et du mur 3.	151
Figure V-2 : étapes du montage du mur ; à gauche de haut en bas, (a) pose des capteurs de force, (b) pose de l'étanchéité, (c) pose des pierres sur les capteurs de force ; à droite de haut en bas, (d) croisement des joints sur les pierres posées sur les capteurs, (e) construction de la base du mur, (f) étape intermédiaire de la construction.....	152
Figure V-3 : étape intermédiaire de la construction avec vue de l'hétérogénéité des pierres de construction.....	153
Figure V-4 : artisans bâtisseurs en pierres sèches à l'œuvre.....	153
Figure V-5 : à gauche, mur construit avec profilés métalliques pour la pose du coffrage; à droite, pose de la bache de chargement protégée par des plaques fines de polystyrène et par du géotextile non-tissé (bidim).	154
Figure V-6 : à gauche, fin de pose du dispositif de chargement (vue sur la bache en PVC, sur le <i>liner</i> et sur le capteur de niveau d'eau); à droite, marquage du mur pour faciliter l'analyse stéréophotogrammétrique.....	154
Figure V-7 : vues d'ensemble pendant la mise en charge du mur 5 ; le remplissage de la bache de chargement est fait par un camion de pompiers, situé au-dessus du mur de soutènement de la place.....	155
Figure V-8 : description et positionnement des différentes voies de l'acquisition pour le mur 5.	156
Figure V-9: courbes brutes des déplacements u_i (donnés par les capteur i) du mur 5 en fonction de la hauteur d'eau h_w	157
Figure V-10: courbes brutes des forces sous la fondation du mur 5 en fonction de la hauteur d'eau h_w	158
Figure V-11: rotation d'ensemble θ du mur 5 en fonction de l'excentricité relative k	159
Figure V-12 : déplacement horizontal u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation), en fonction de l'excentricité relative k du mur 5.	160
Figure V-13 : à gauche, déplacement horizontal u des points de mesure (repérés par leur position horizontale x et verticale y par rapport à l'arrière de la fondation) en fonction de l'excentricité relative k du mur 5 ; à droite, déplacement horizontal u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) de l'arrière du mur par mesure manuelle en fin d'essai (état final).....	161
Figure V-14 : à gauche, profil final du parement interne du côté droit du mur 5, relevé par mesure manuelle à la fin de l'essai ; à droite, idem pour le côté gauche du parement interne.	162
Figure V-15 : vues de la déformée finale du mur 5 (en forme de « ventre ») après avoir enlevé le coffrage.	162
Figure V-16 : déplacements horizontaux u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur) et par les capteurs de déplacement (partie médiane du parement externe) pour le mur 5.	164
Figure V-17: en haut, déplacements horizontaux u des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur) et par les capteurs de déplacement (partie médiane du parement externe) à l'état final du mur 5 ; en bas, correspondance entre le n° des clichés photographiques et le niveau de chargement hydrostatique.	165
Figure V-18: déplacements verticaux dy des points de mesure (repérés par leur position verticale y par rapport à la fondation) donnés par la stéréophotogrammétrie (côté du mur 5).	166
Figure V-19 : semis des vecteurs déplacement du mur 5 (couple 03-05) sur fond photographique.....	168
Figure V-20 : semis des vecteurs déplacement du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).	169
Figure V-21 : intensité du cisaillement du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).....	170
Figure V-22 : rotation matérielle du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).	171
Figure V-23 : isovaleurs des déplacements horizontaux du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9) ; (pour les couples 05-7 et 07-9, les cartes dx et dy sont superposées et il ne faut tenir compte que des lignes globalement horizontales qui correspondent aux dx).	172
Figure V-24 : isovaleurs des déplacements verticaux du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).	173
Figure V-25 : variation de volume du mur 5 (couples 01-05, 05-7, 07-9 et 03-9).....	174
Figure V-26: courbes des déplacements horizontaux relatifs u (entre deux capteurs successifs) en fonction du chargement hydrostatique (hauteur d'eau h_w) pour le mur 5.	176
Figure V-27 : courbes de cisaillement du bas du mur 5.	176
Figure V-28: forces expérimentales et théoriques (hypothèse de (bi)linéarité des forces sous la fondation) du mur 5.	178
Figure V-29 : répartition des forces expérimentales corrigées sous la fondation du mur 5.	178
Figure V-30 : valeurs théoriques, expérimentales et expérimentales corrigées de la force verticale V et du moment M	178

Figure V-31: en ordonnée, coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$; en abscisses, cote y et angle ω du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_g=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$ et $\omega < 0,2$ cf. II-C-1).....	180
Figure V-32: en ordonnée, coefficient de sécurité au renversement $F_r(y, \omega)$; en abscisses, cote y et angle ω du plan de rupture (cf. fig. II-10). Le seuil de rupture est situé à $F_r=1$ et le domaine de résolution est contraint ($y < 3,85$).	180
Figure V-33: coefficient de sécurité au glissement $F_g(h-h_g, \omega)$ calculé à partir de la position des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($h_g=0,15\text{m}$ et $h_g=0,3\text{m}$), en fonction de ω	181
Figure V-34: coefficient de sécurité au glissement $F_g(y, \omega)$ calculé à partir de l'inclinaison des deux surfaces de glissement observées expérimentalement ($\omega=0$ et $\omega=11,5^\circ$), en fonction de y	181
Figure V-35: coefficient de sécurité au renversement $F_r(h, \omega)$, calculé au niveau de l'arête avant du mur ($y=h$), en fonction de ω , avec vue du minimum de F_r obtenu pour un angle $\omega=0,22$ (12°) du plan de rupture.	181
Figure V-36 : définition de la cellule représentative de la maçonnerie, en vue de l'homogénéisation (De Buhan et De Felice, 1997).	182
Figure V-37 : définition des mécanismes de rupture retenus pour la maçonnerie homogénéisée (De Buhan et De Felice, 1997). On veillera à ne pas confondre la signification du paramètre ω , qui est pour les auteurs l'angle de rotation d'ensemble, alors que ω est pour nous l'angle du plan de glissement avec l'horizontale.	183
Figure V-38 : courbes de cisaillement pour les cinq murs expérimentaux d'échelle 1.	186
Figure V-39 : courbes de rotation d'ensemble pour les cinq murs expérimentaux d'échelle 1.....	186
Figure VI-1: géométrie des quatre types de murs testés par Burgoyne (1834).....	189

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 : caractéristiques mécaniques des roches intactes (Bieniawski, 1974).....	43
Tableau II-2 : caractéristiques mécaniques des roches moyennement fracturées (Bieniawski, 1974).....	43
Tableau II-3 : caractéristiques mécaniques des roches fortement fracturées (Bieniawski, 1974).....	44
Tableau II-4 : éléments nécessaires pour le calcul du torseur en A des forces extérieures qui s'appliquent à la partie $ACEF$ du mur entrant en rupture (le plan de rupture étant incliné de ω par rapport à l'horizontale).....	52
Tableau II-5 : éléments nécessaires pour le calcul du torseur en O des forces extérieures qui s'appliquent à la partie $ACEF$ du mur entrant en rupture (le plan de rupture étant incliné de ω par rapport à l'horizontale).....	52
Tableau III-1 : résultats expérimentaux sur la compression d'échantillons cylindriques de pierres.....	58
Tableau III-2 : résultats expérimentaux sur la compression d'échantillons cylindriques de molasses.....	60
Tableau III-3 : résultat des essais de compression d'échantillons bruts de molasse d'épierrage, e_p est l'épaisseur de la pierre.....	63
Tableau III-4 : résultat des essais de cisaillement d'interface entre deux lits de pierres à la boîte 100cm×100cm pour la molasse d'épierrage.....	74
Tableau III-5 : angles de frottement d'interface φ_M entre différentes natures de pierres et différents états de surface, obtenus par l'essai au plan incliné.....	76
Tableau III-6 : valeur de l'angle de frottement d'interface φ_M selon le type d'essai de cisaillement d'interface et selon la nature des interfaces (nature des pierres et dimension des interfaces).....	78
Tableau III-7 : données géométriques et physiques concernant les essais de chargement de murs en maçonnerie sèche (modèles réduits).....	81
Tableau III-8 : calcul des coefficients de stabilité pour l'ensemble des murs (modèles réduits) chargés jusqu'à la rupture.....	83
Tableau IV-1 : données géométriques et physiques des murs.....	93
Tableau IV-2 : données expérimentales correspondant aux différents clichés photographiques utilisés pour le mur 3.....	119
Tableau IV-3 : calcul des coefficients de stabilité du mur 3 à partir des valeurs expérimentales mesurées à la rupture, à savoir h_p position horizontale par rapport à l'arête avant du plan de rupture, incliné de ω par rapport à l'horizontale, et h_w hauteur du chargement hydrostatique limite.....	141
Tableau IV-4 : calcul des coefficients de stabilité pour un mur fictif similaire au mur 3, mais réalisé en pierres de taille ($\Theta=0$), avec des assises horizontales ($\alpha=0$) pour le chargement hydrostatique limite du mur 3 ($h_w=3,37m$).....	141
Tableau IV-5 : synthèse des résultats obtenus lors de l'expérimentation du Beaucet.....	146
Tableau V-1 : données géométriques et physiques des murs 5 et 3.....	150
Tableau V-2 : données expérimentales correspondant aux différents clichés photographiques utilisés pour le mur 5.....	163
Tableau V-3 : calcul des coefficients de stabilité du mur 5 à partir des valeurs expérimentales mesurées à la rupture, à savoir h_p position horizontale par rapport à l'arête avant du plan de rupture (incliné de ω par rapport à l'horizontale), et h_w hauteur du chargement hydrostatique limite.....	179
Tableau V-4 : calcul des coefficients de stabilité pour un mur expérimental fictif similaire au mur 5, mais réalisé en pierres de taille ($\Theta=0$), en assises inclinées ($\alpha=-8,5^\circ$ vers l'amont) et pour le chargement hydrostatique limite du mur 3 ($h_w=3,37m$).....	179
Tableau V-5 : application du cadre théorique de l'homogénéisation, proposé par De Buhan et De Felice (1997), à différents types de maçonneries.....	183
Tableau V-6 : valeurs théoriques et expérimentales des paramètres qui qualifient le risque de glissement interne, pour les cinq murs expérimentaux.....	185
Tableau VI-1 : données historiques (et supposées) de l'expérience de Burgoyne (1834).....	190
Tableau VI-2 : confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats obtenus par notre modèle de calcul, dans le cas où $\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi_R=28,5^\circ$, et dans le cas des pierres de tailles ($\Theta=0$ et $\omega=\alpha$).....	191
Tableau VI-3 : confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats obtenus par notre modèle de calcul dans le cas où $\gamma_R=15,3 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi_R=30,2^\circ$, et dans le cas des pierres de taille ($\Theta=0$ et $\omega=\alpha$).....	191
Tableau VI-4 : simulation n°3 à partir des murs expérimentaux de Burgoyne (1834), considérés en pierres sèches brutes ($\Theta=11^\circ$ et $\omega=11+\alpha$), dans le cas où $\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi_R=28,5^\circ$	193
Tableau VI-5 : simulation n°4 à partir des murs expérimentaux de Burgoyne (1834), considérés en pierres sèches brutes ($\Theta=11^\circ$ et $\omega=11^\circ$), dans le cas où $\gamma_R=13,6 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi_R=28,5^\circ$	194

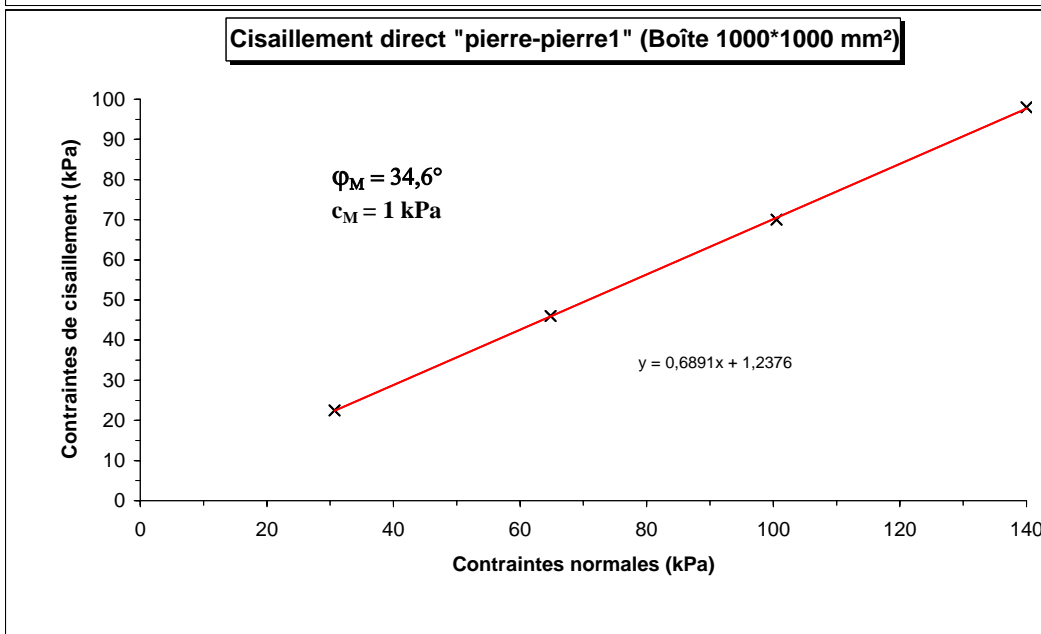
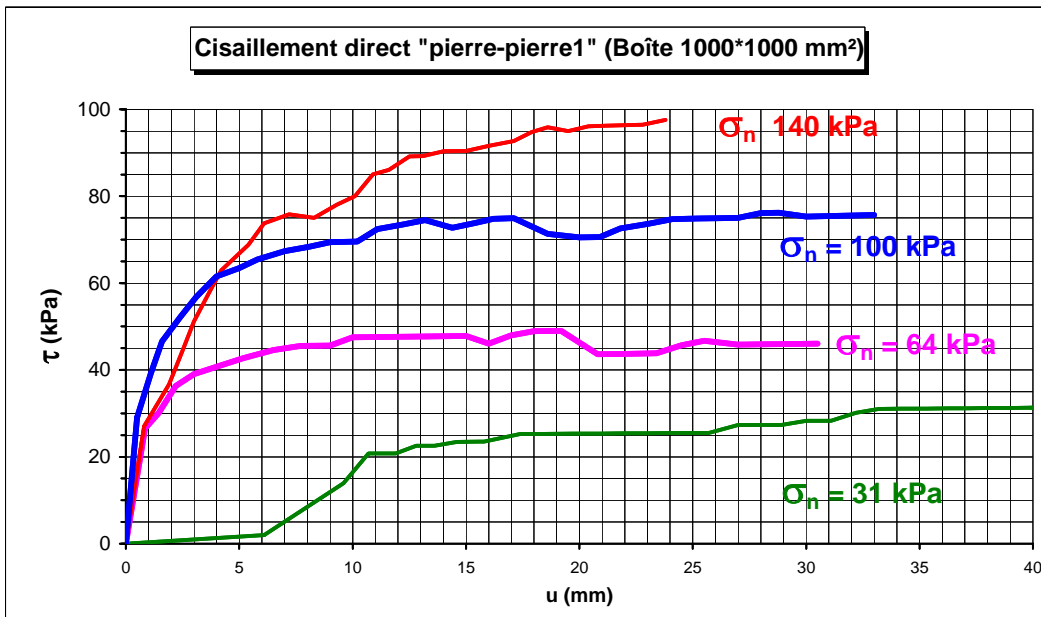
ANNEXES 1

Modélisation par homogénéisation et calcul à la rupture des murs de soutènement en pierres sèches expérimentaux (chargés par pression d'eau), à partir du cadre théorique de De Buhan et De Félice (1997).

ANNEXES 2

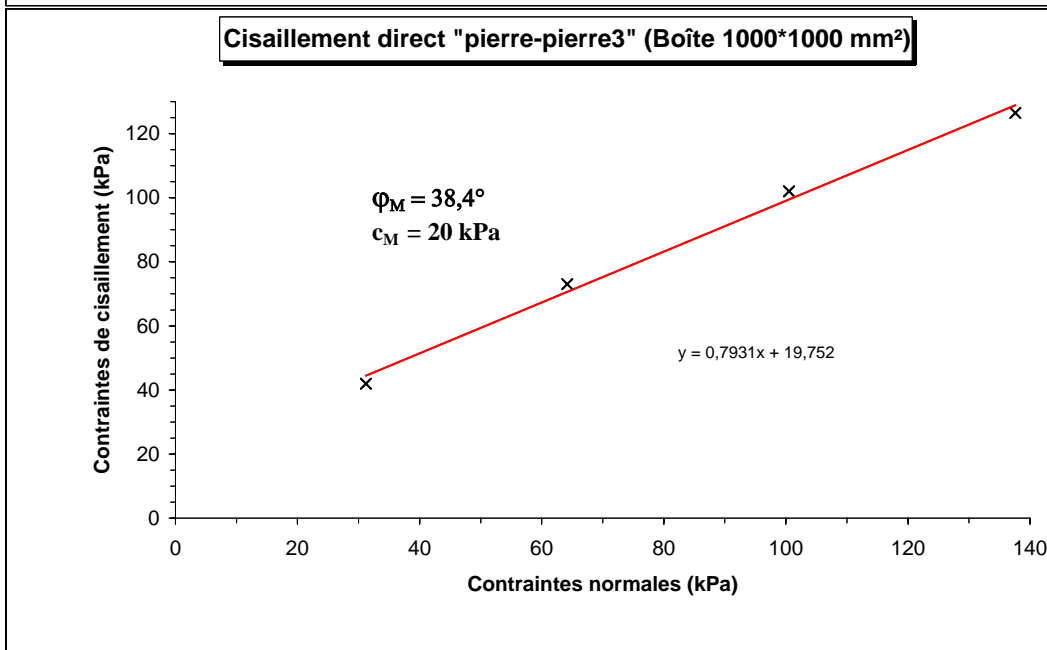
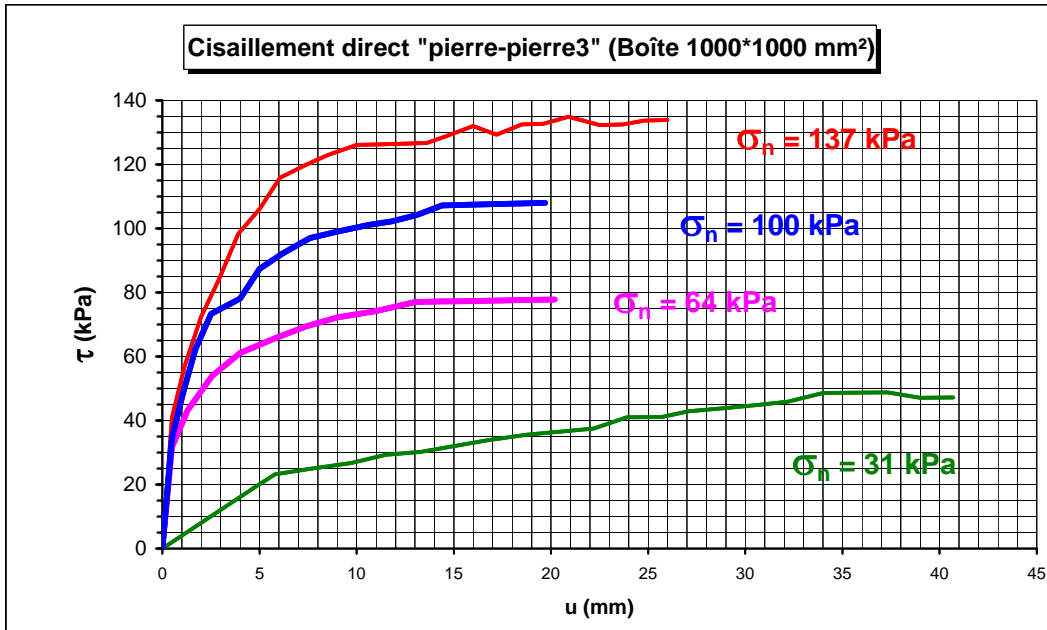
Résultats des essais de chargement par une pression d'eau de murs de soutènement en pierres sèches réalisés au Beucet par des maçons spécialistes.

Expérimentateurs: B. VILLEMUS , J.C. MOREL, A. ABOURA



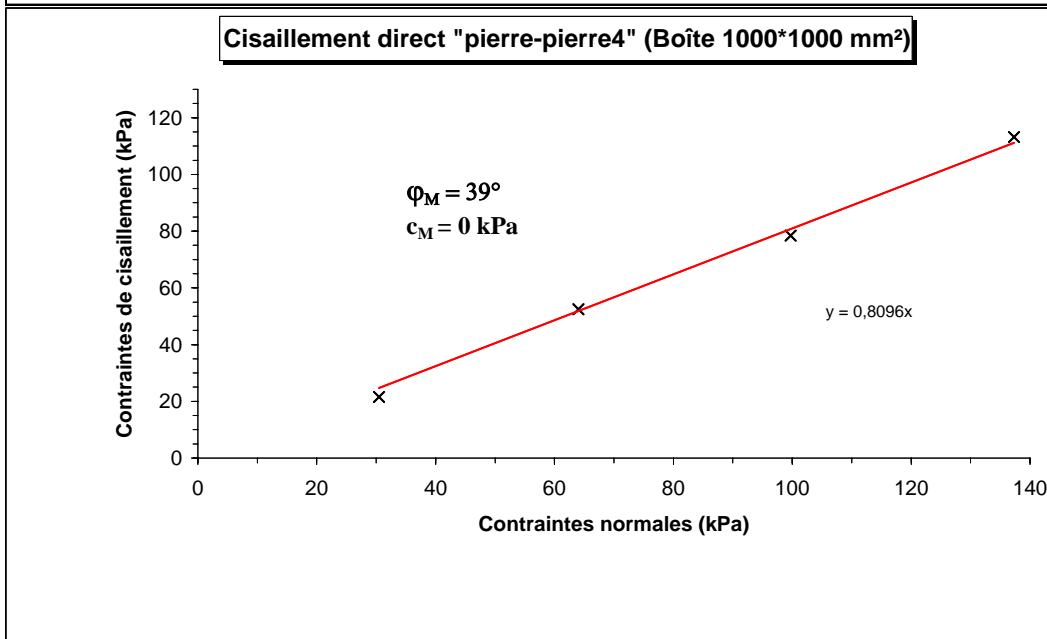
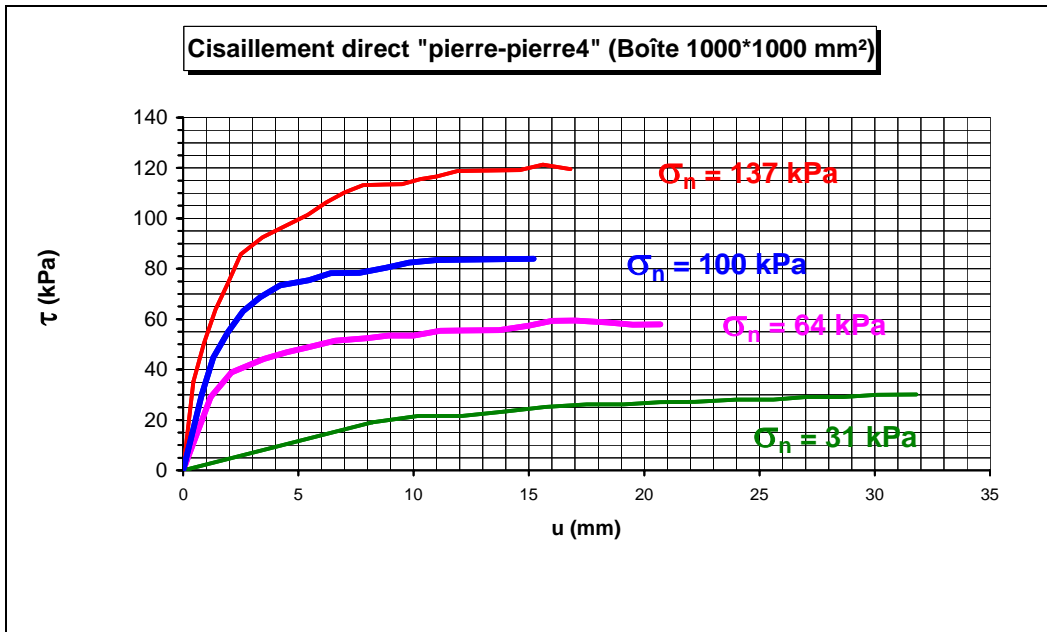
u(mm)	sigma	tau	phi M=
11	30,7	22,5	34,6
8	64,8	46	
9	100,5	70	
24	140	98	

Expérimentateurs: B. VILLEMUS , A. ABOURA



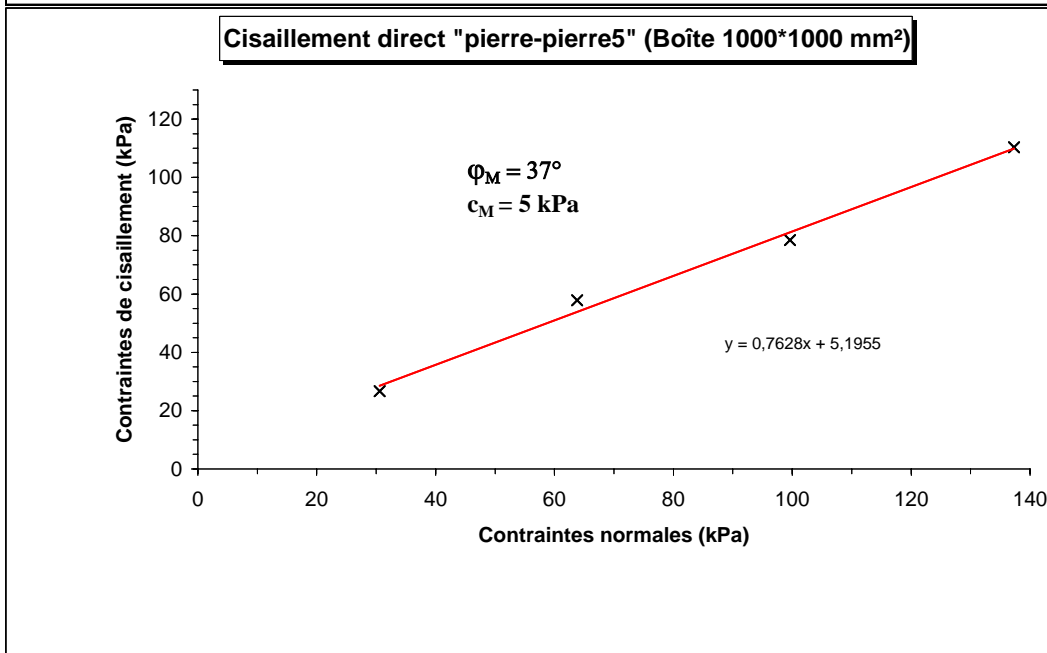
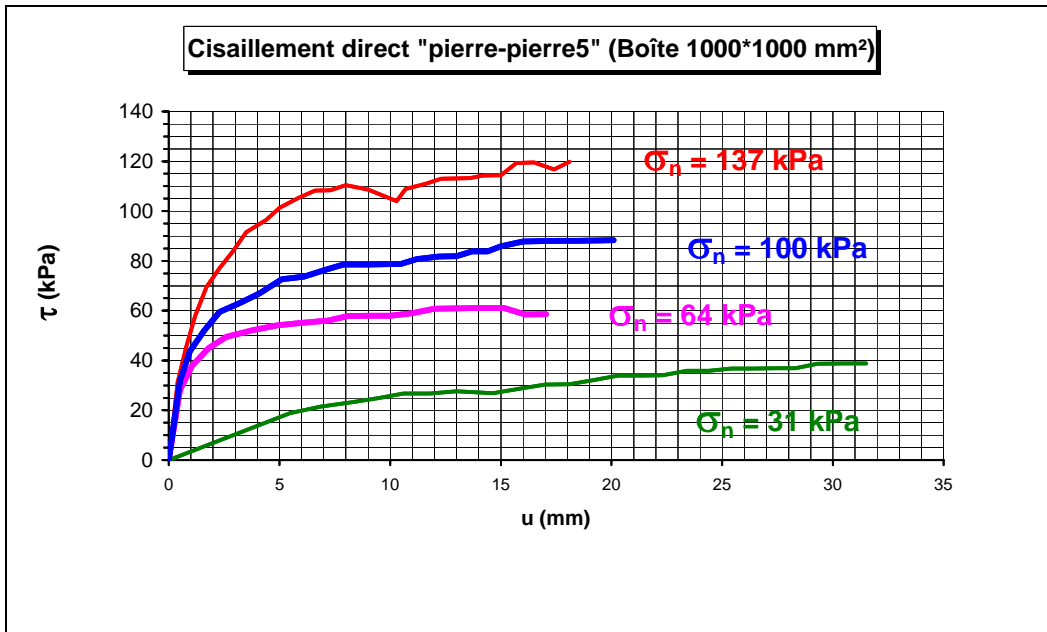
u(mm)	sigma	tau		
25	31,2	42		
13	64,2	73		
13	100,5	102	phi M=	38,4
13	137,6	126,5		

Expérimentateurs: B. VILLEMUS , A. ABOURA



u(mm)	sigma	tau		
10	30,5	21,6		
8	64	52,5		
8	99,7	78,4	phi M=	39,0
8	137,3	113,2		

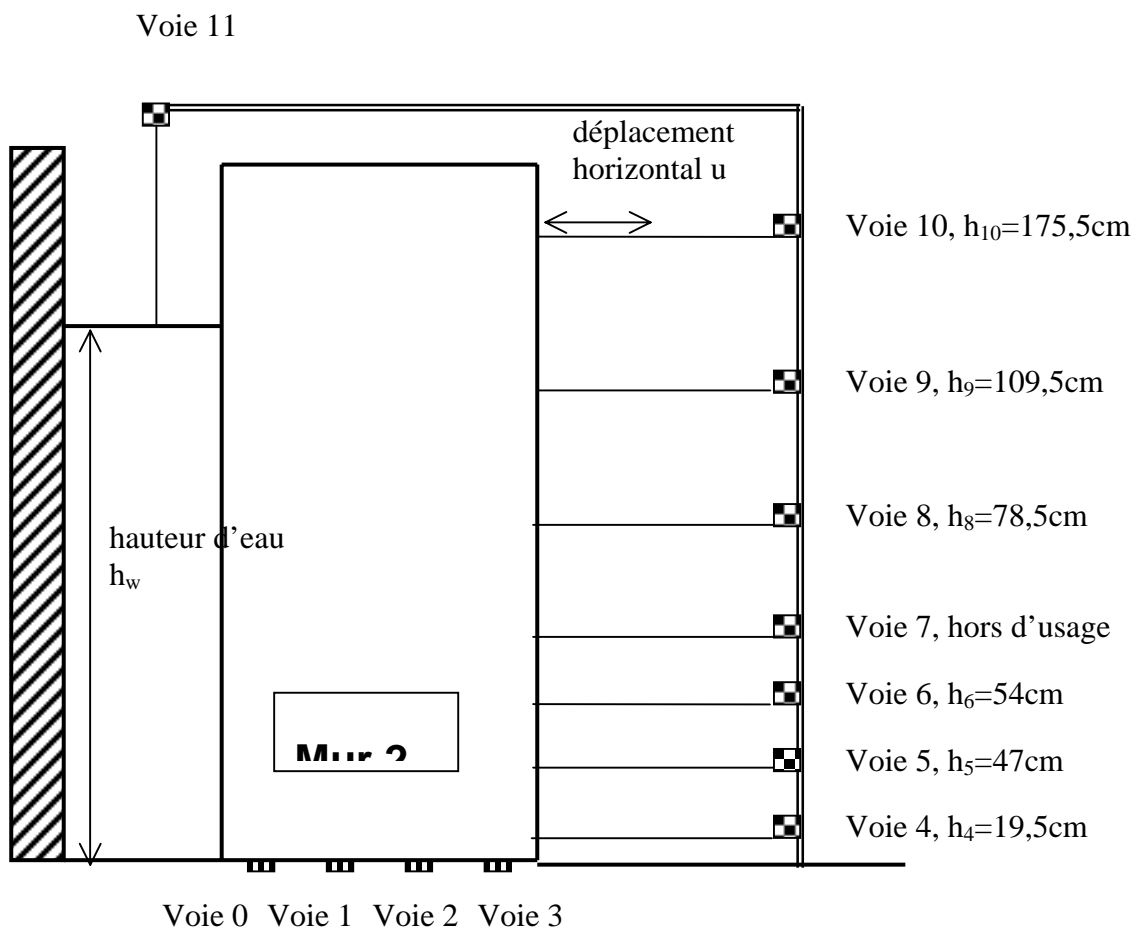
Expérimentateurs: B. VILLEMUS , A. ABOURA

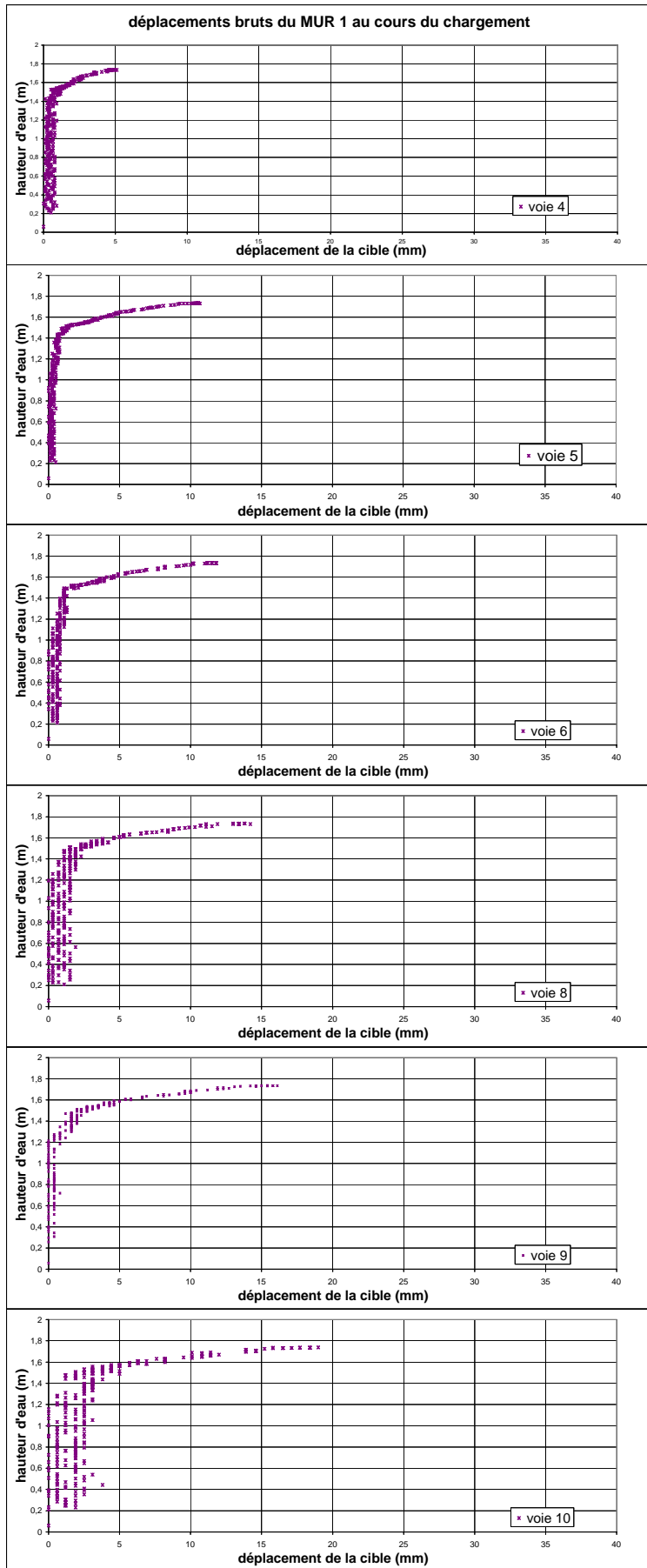


u(mm)	sigma	tau	
13	30,6	26,7	
8	63,8	57,9	
8	99,6	78,5	phi M=
8	137,3	110,4	37,3

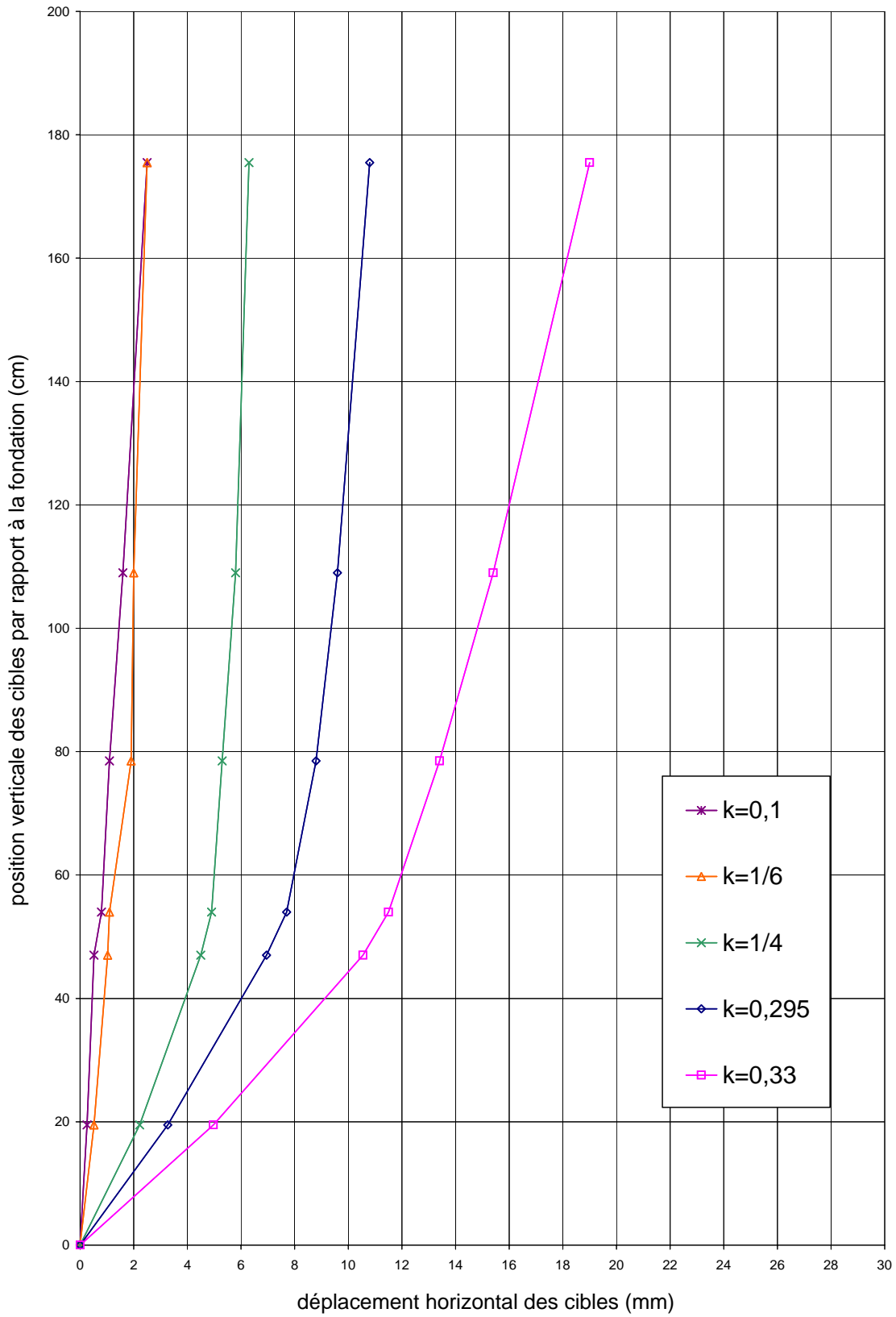
ANNEXES 3

Résultats des essais de cisaillement à la boîte 100cm×100cm du LIRIGM (Grenoble).

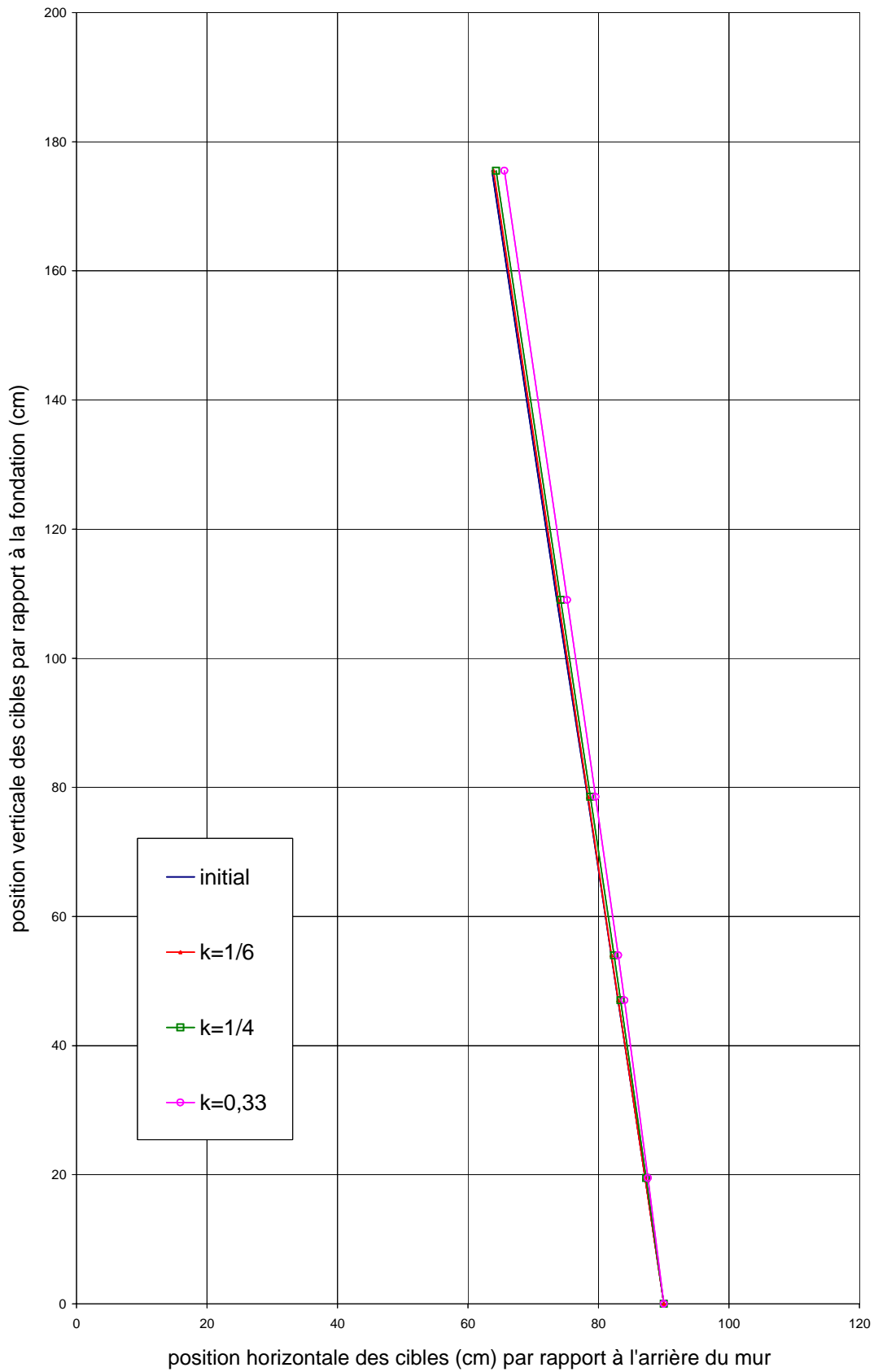


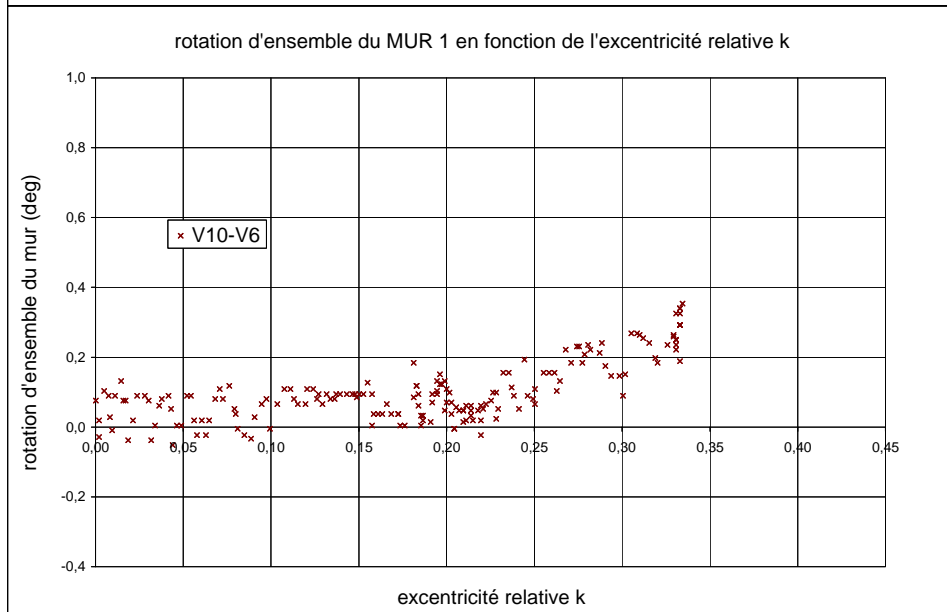
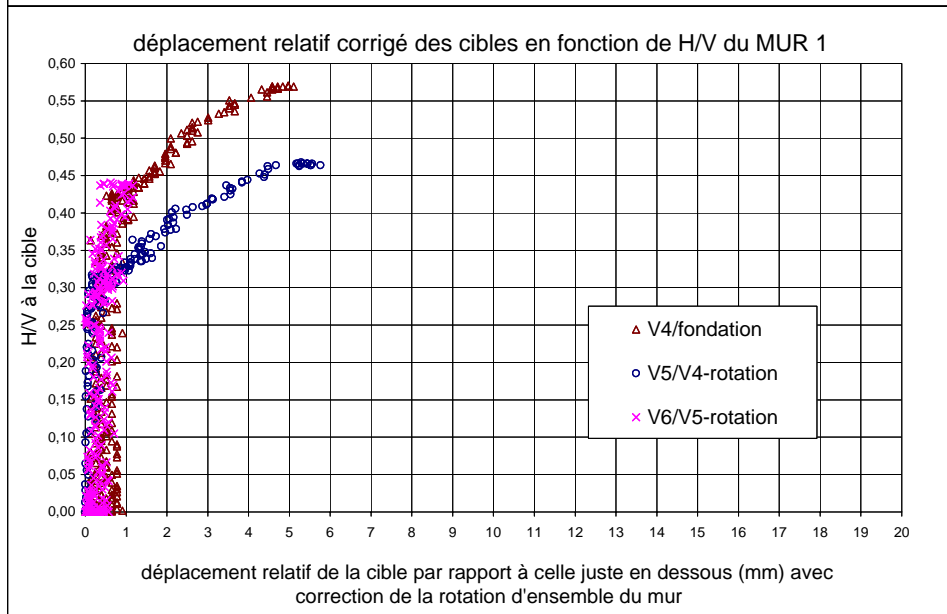
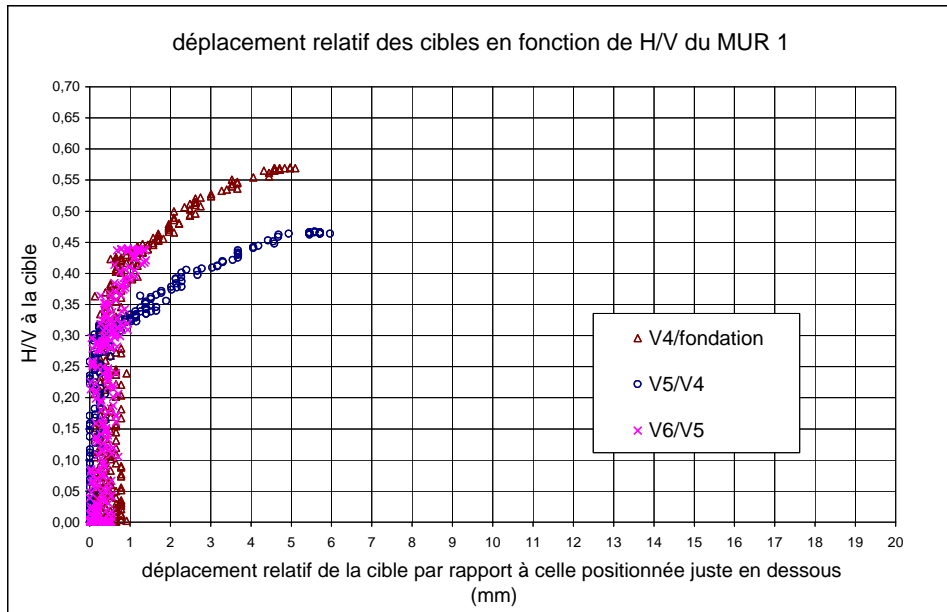


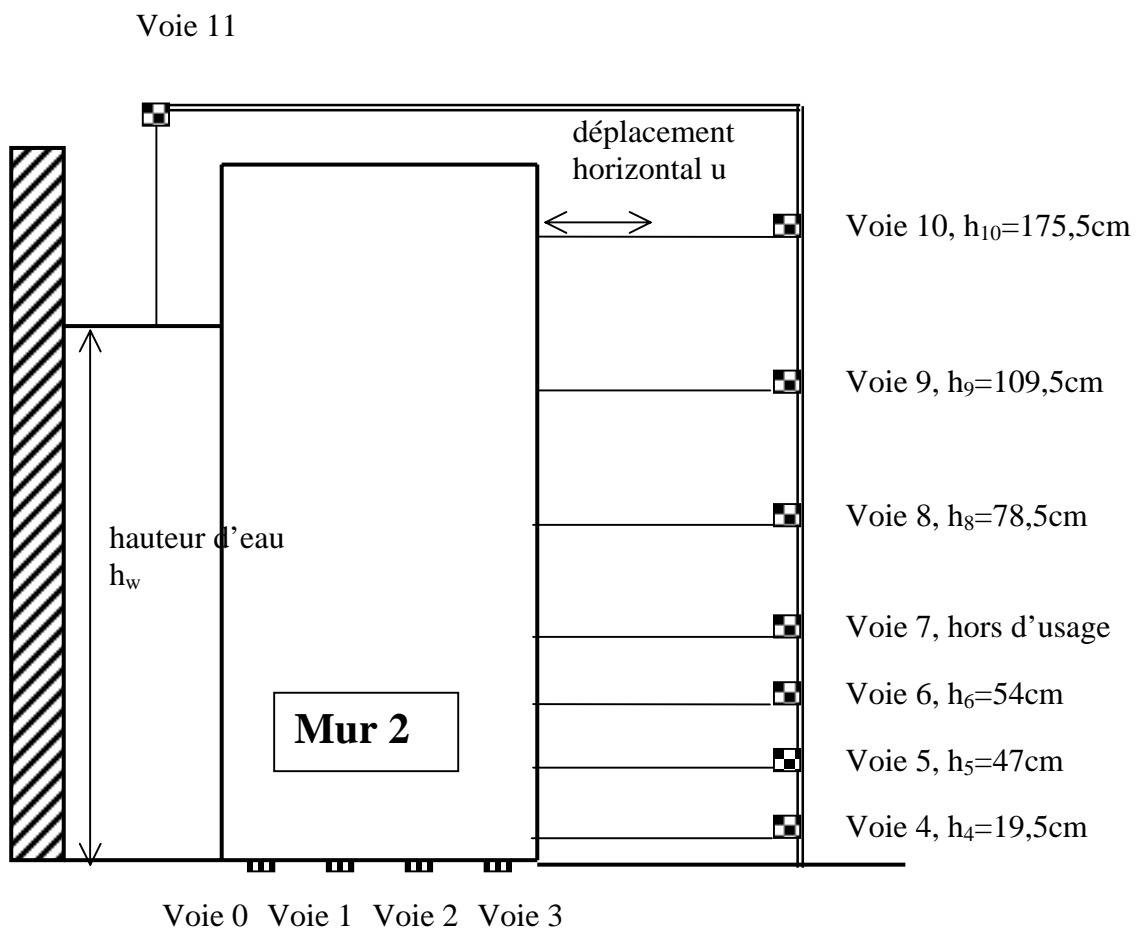
Déplacement horizontal des cibles du MUR 1

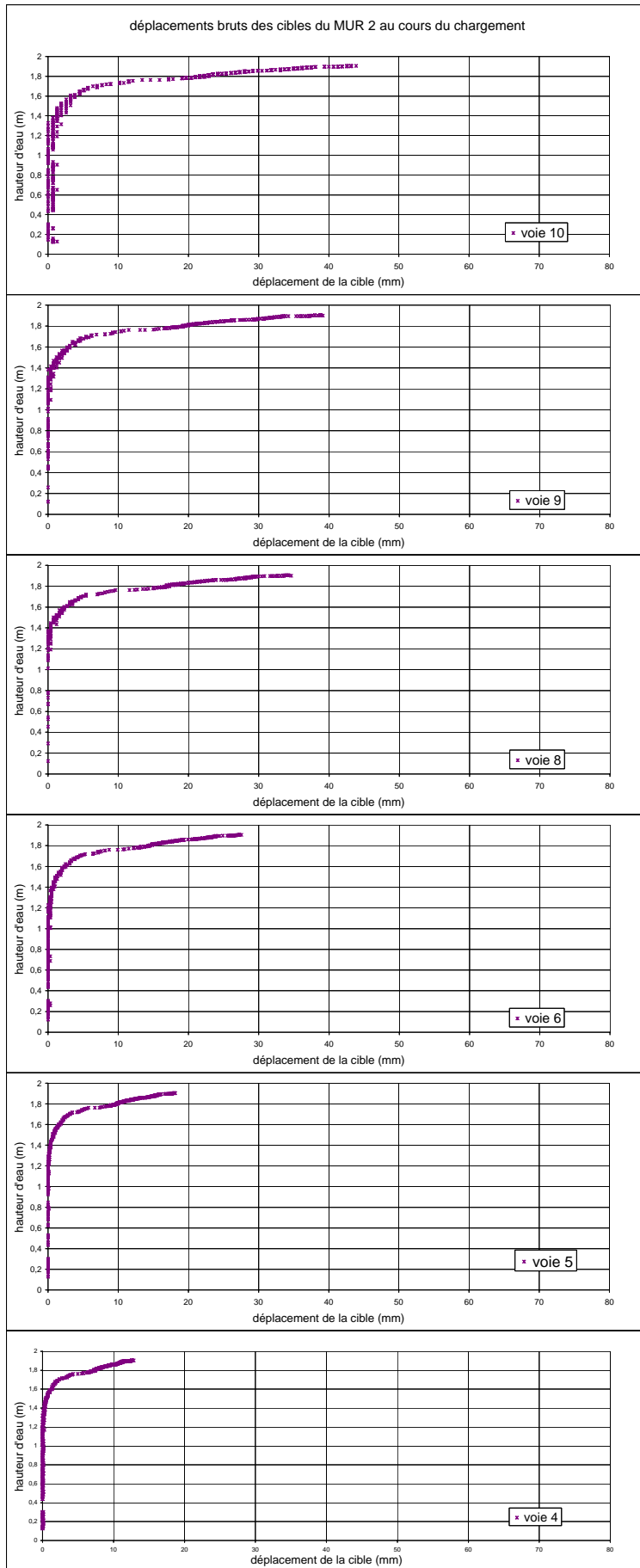


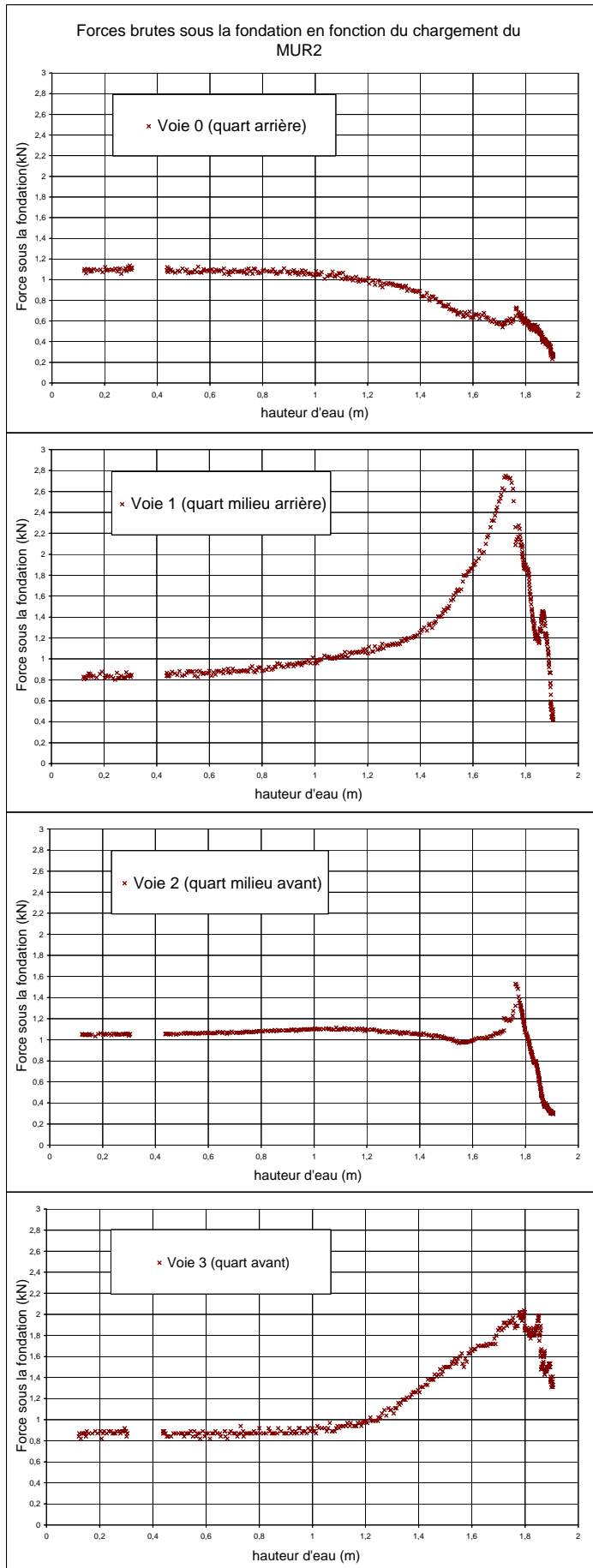
Evolution du profil du parement externe du MUR 1 au cours du chargement



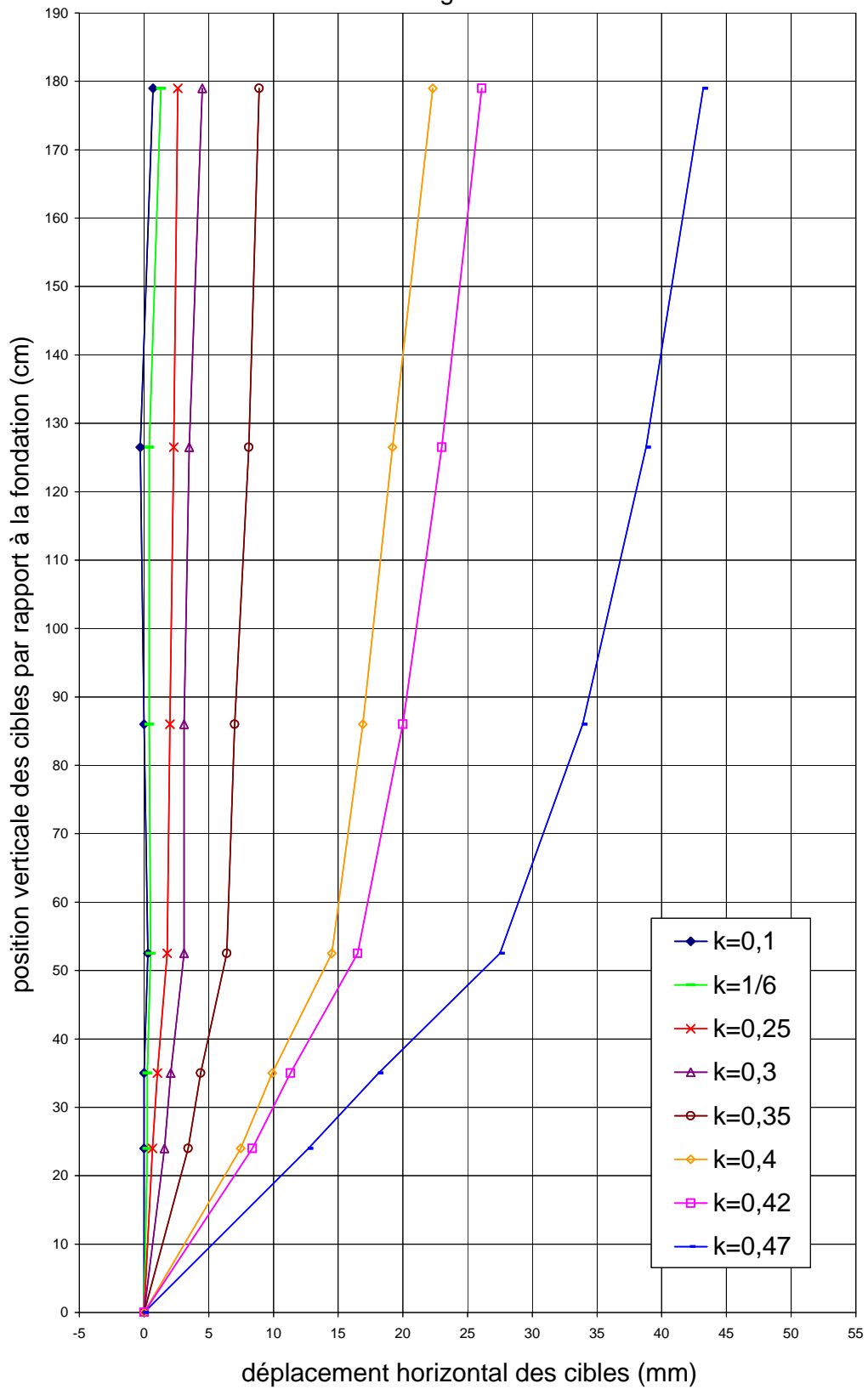




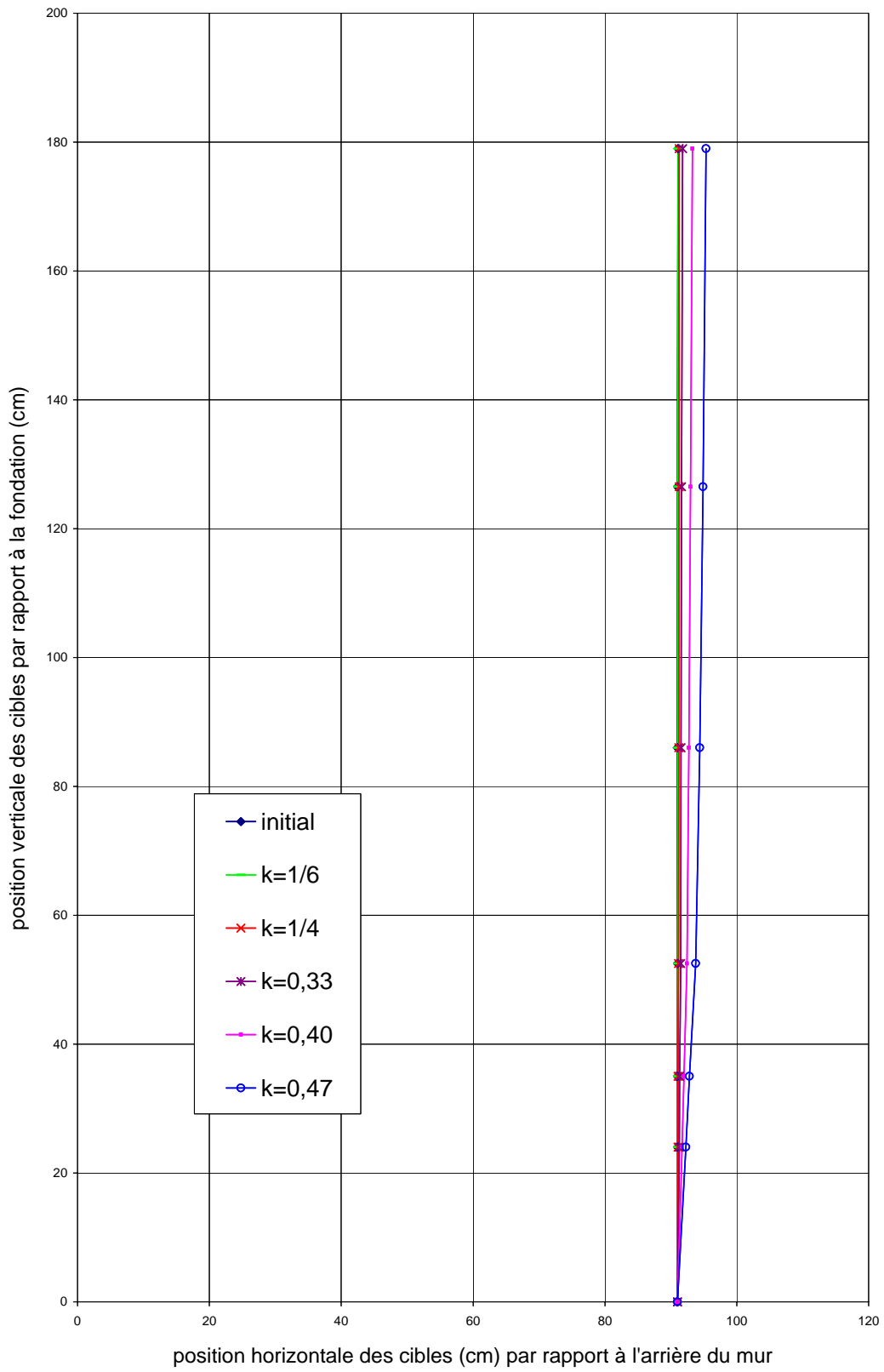


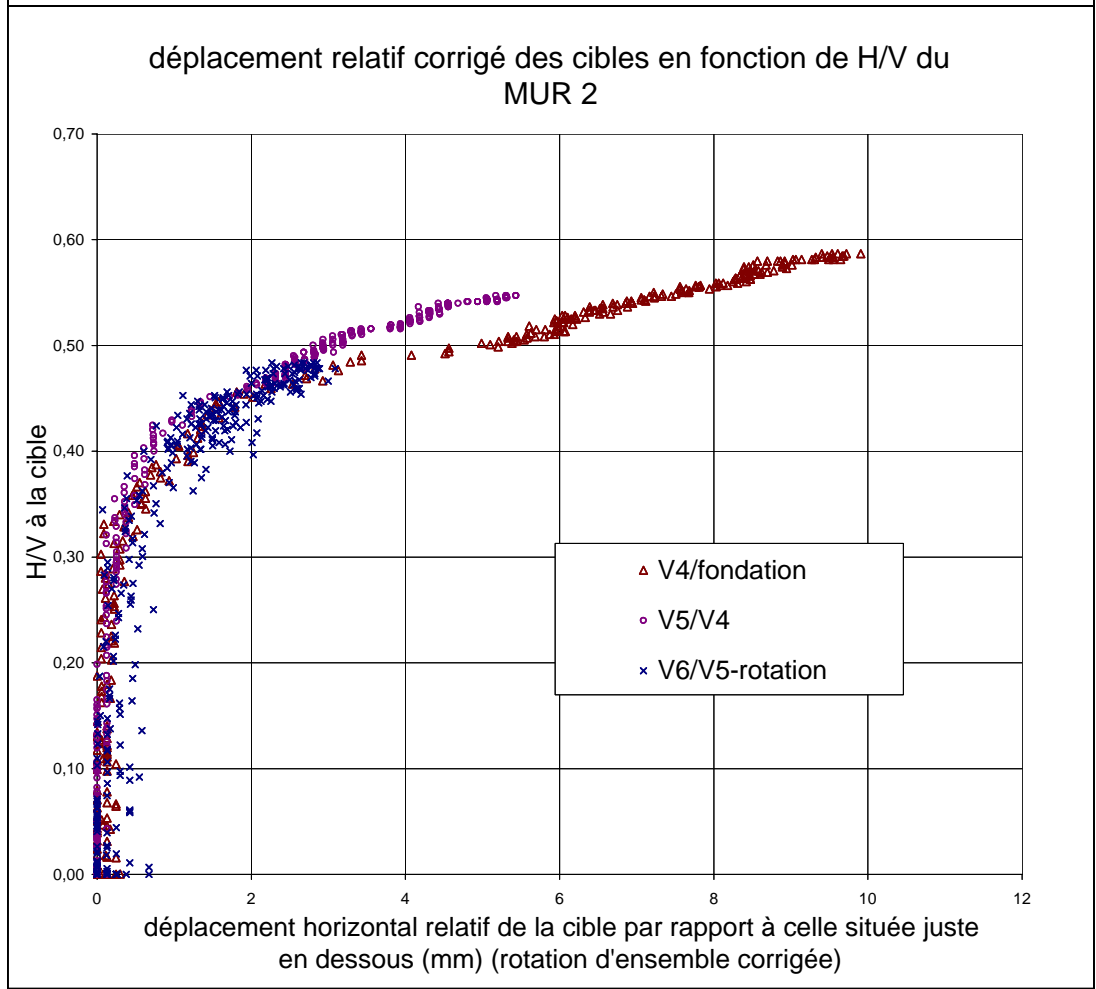
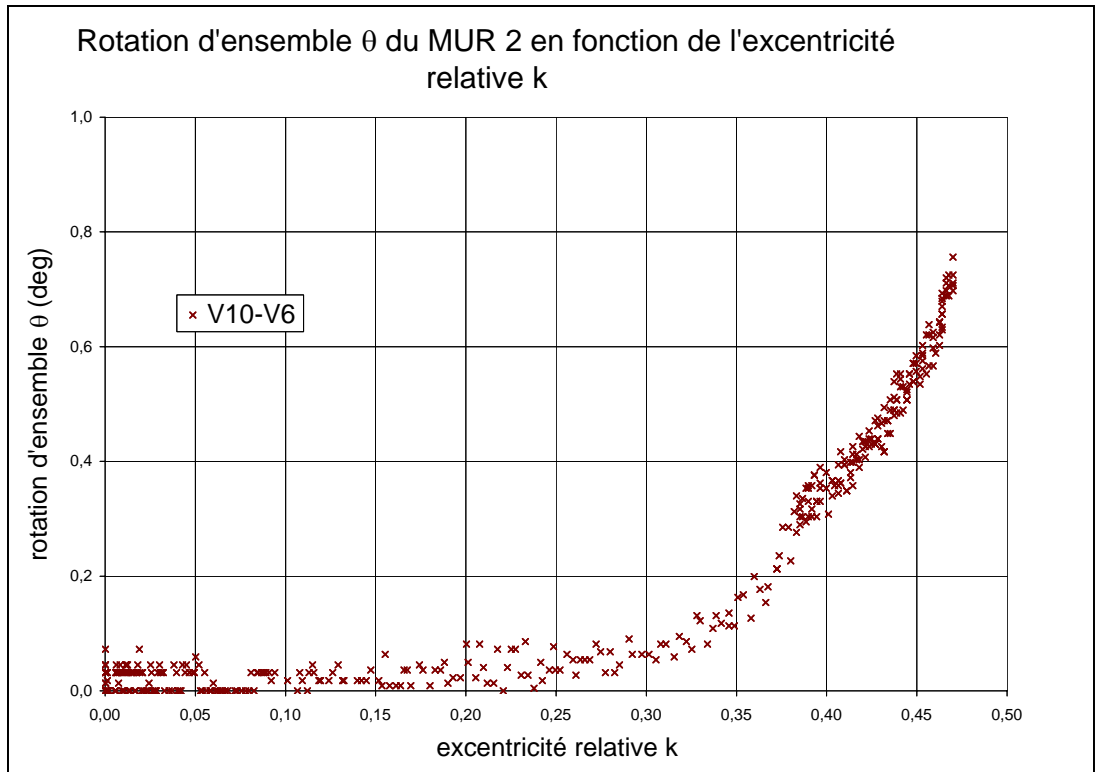


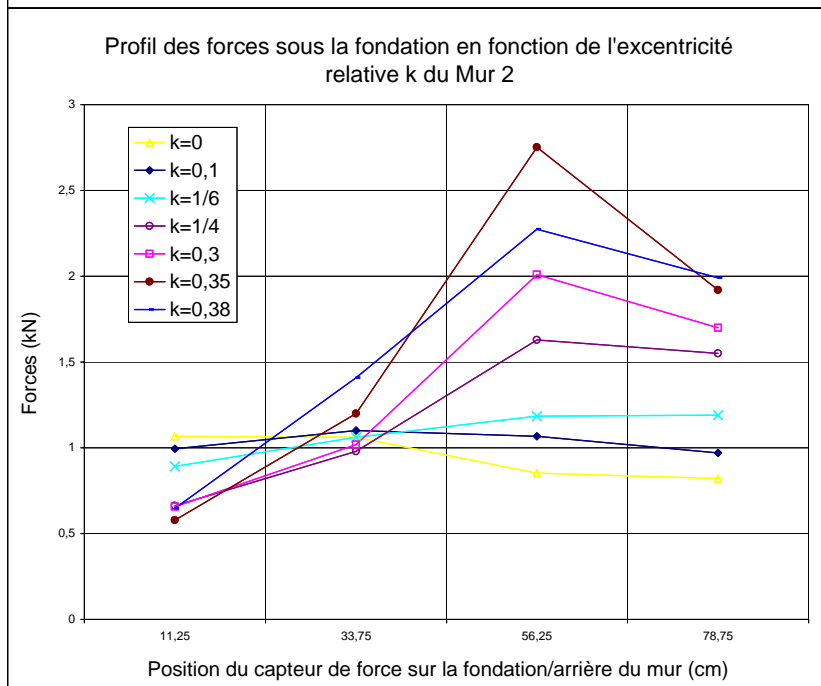
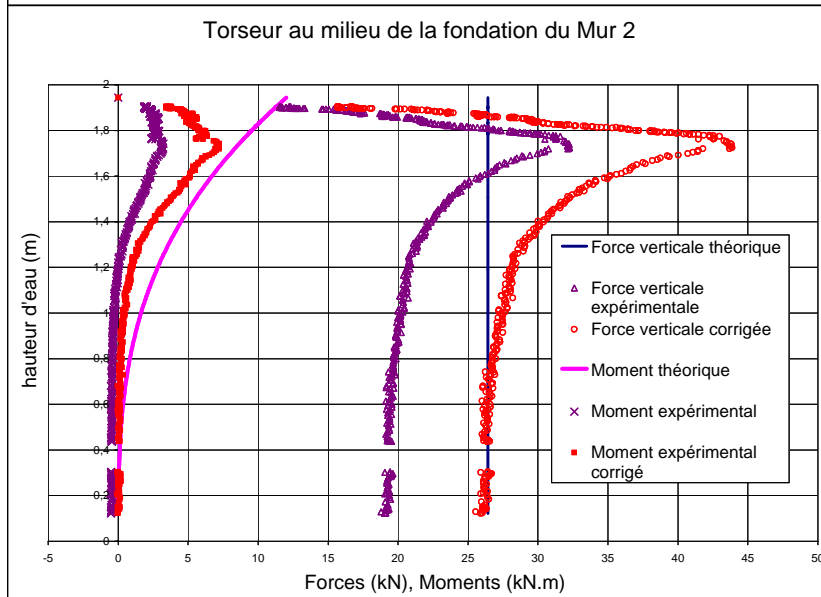
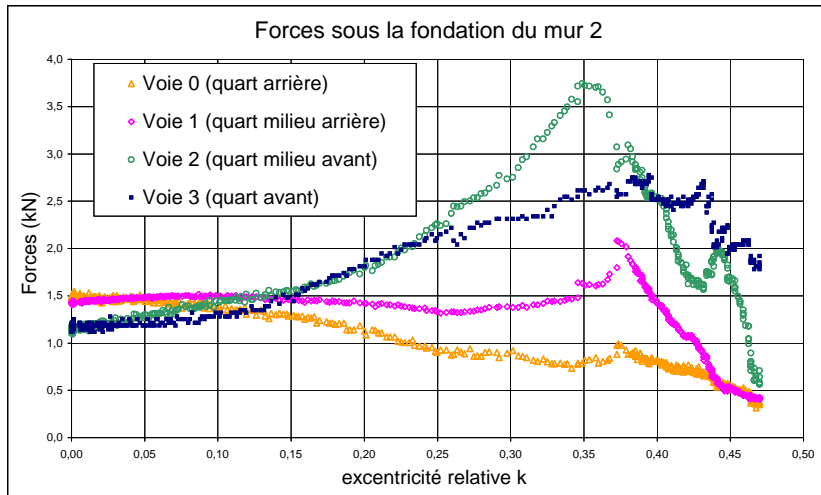
Déplacement horizontal des cibles du MUR 2 au cours du chargement

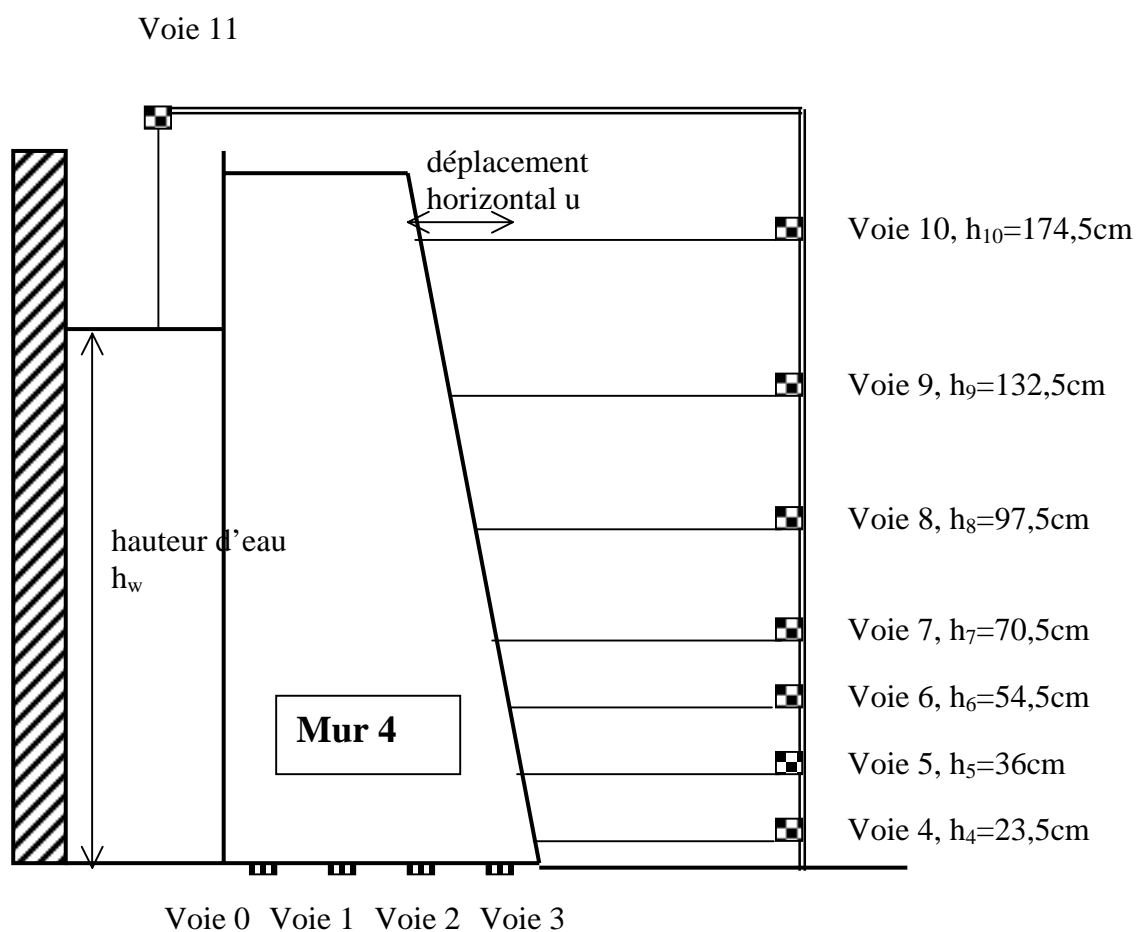


Evolution du profil du parement externe du MUR 2 au cours du chargement





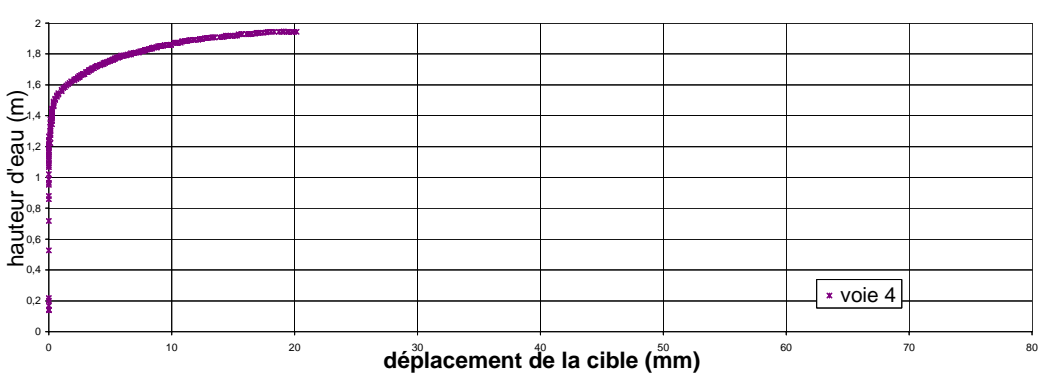
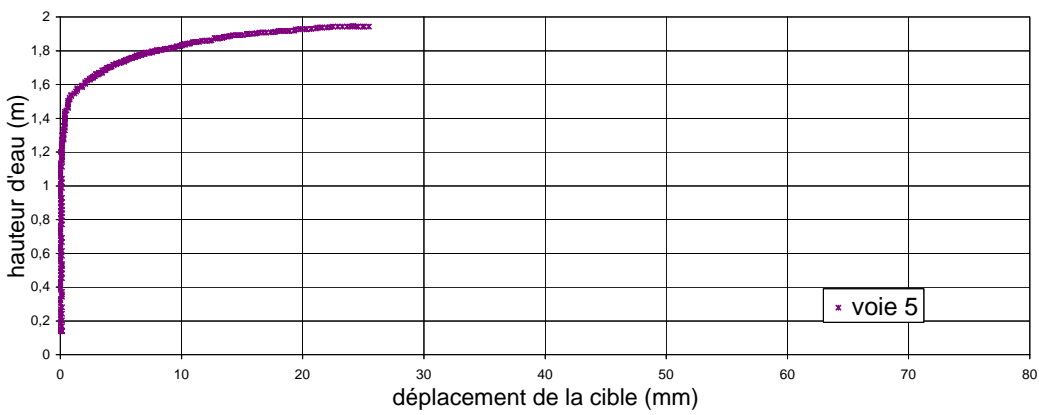
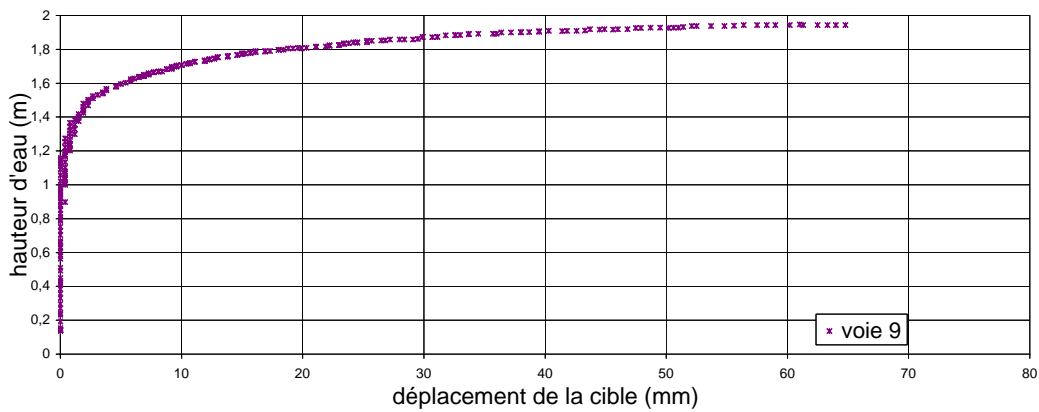
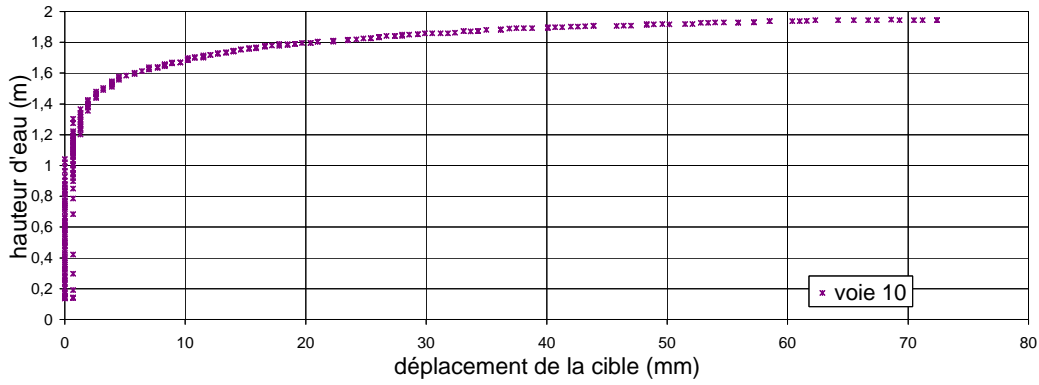


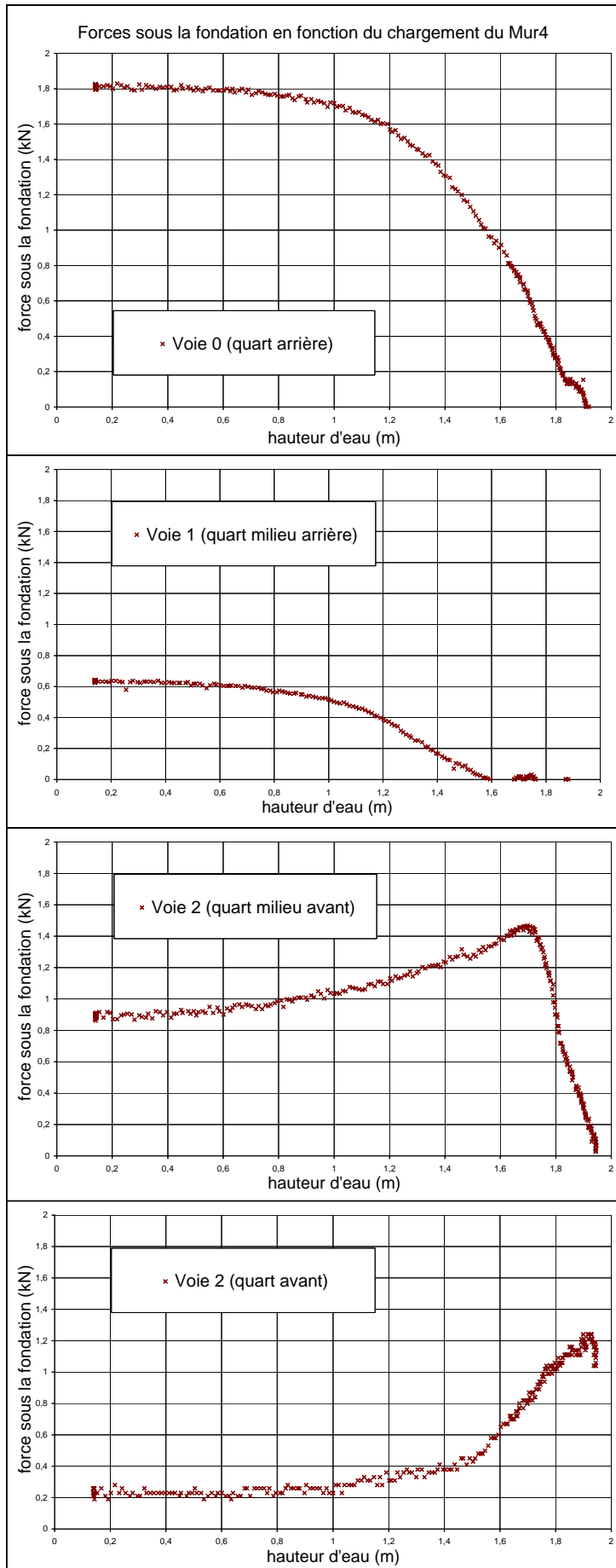


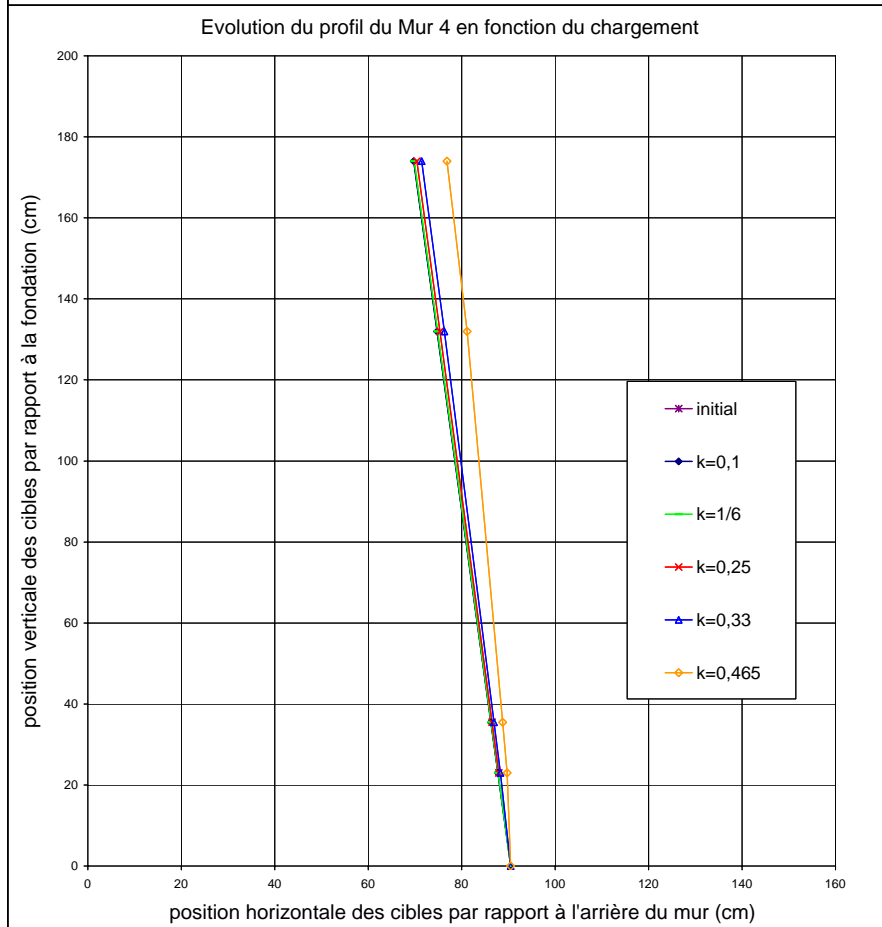
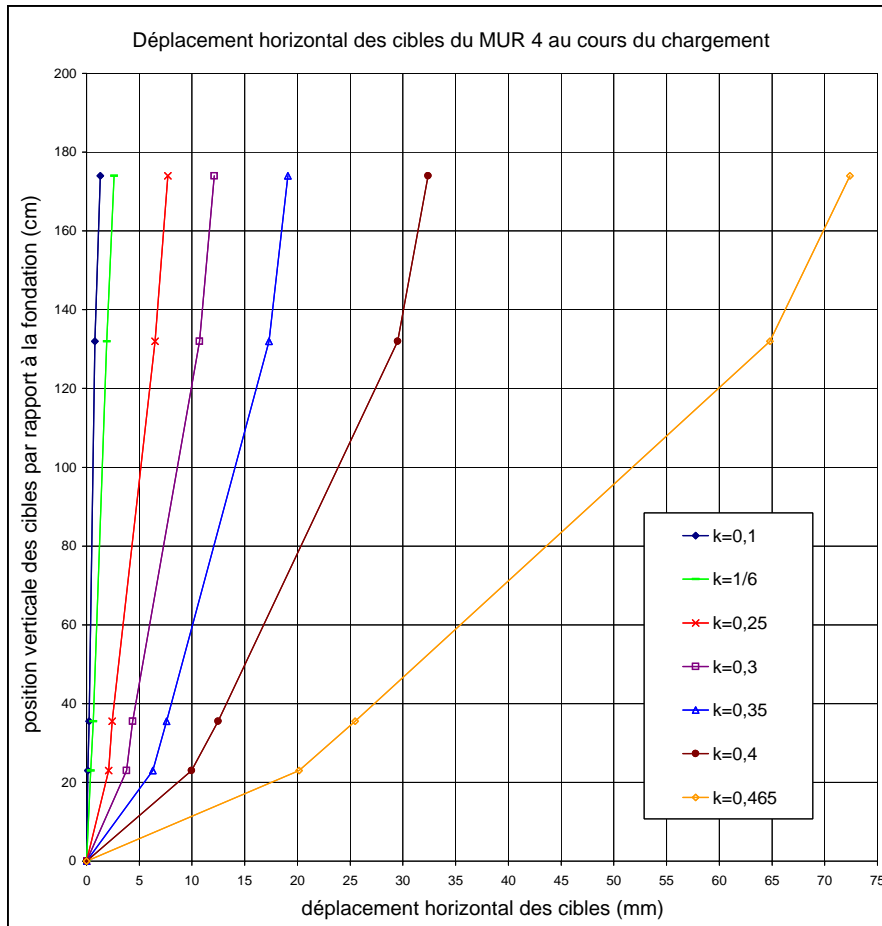
n° de cliché	1	5	7
hauteur d'eau correspondante h_w (m)	0	1,79	1,94
excentricité relative correspondante k	-0,07	0,35	0,47

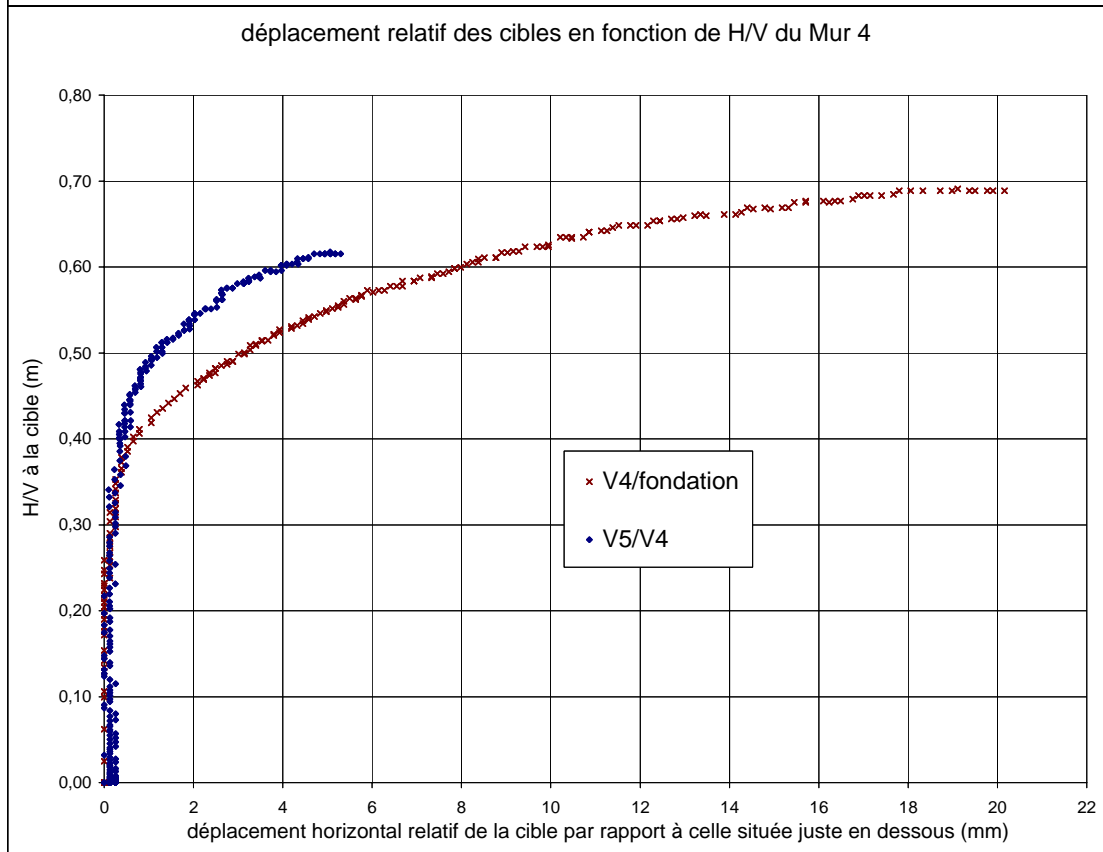
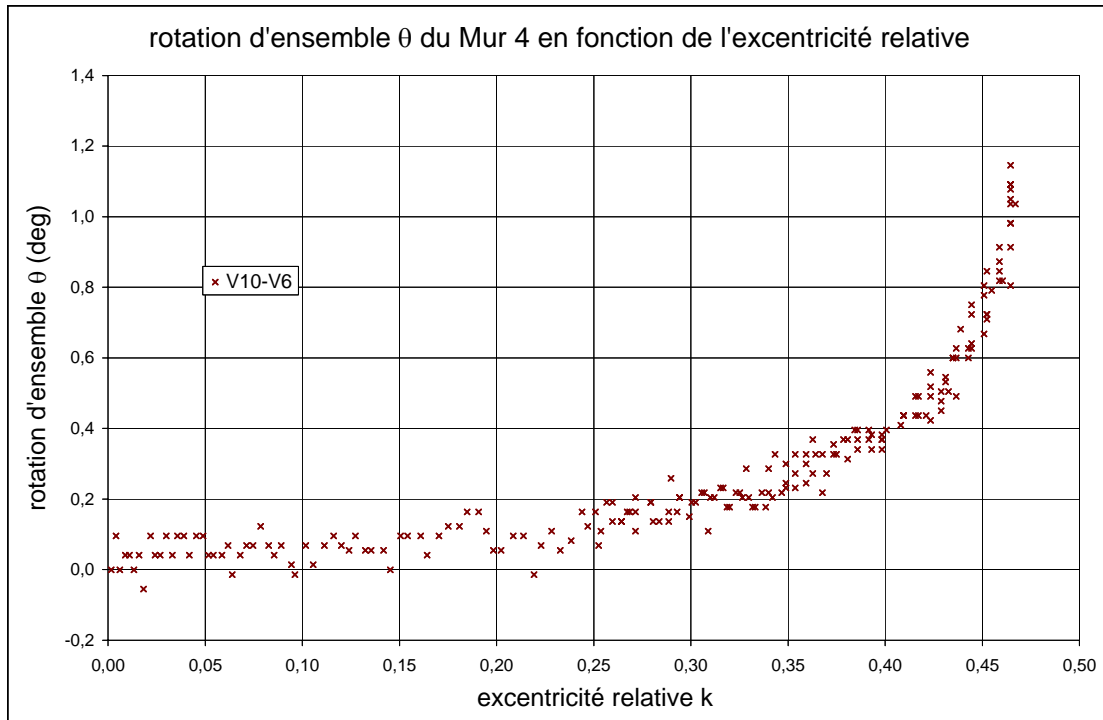
Tableau : données expérimentales correspondant aux différents clichés photographiques utilisés pour l'étude stéréophotogrammétrique du mur 4 (cf. p245 à 247).

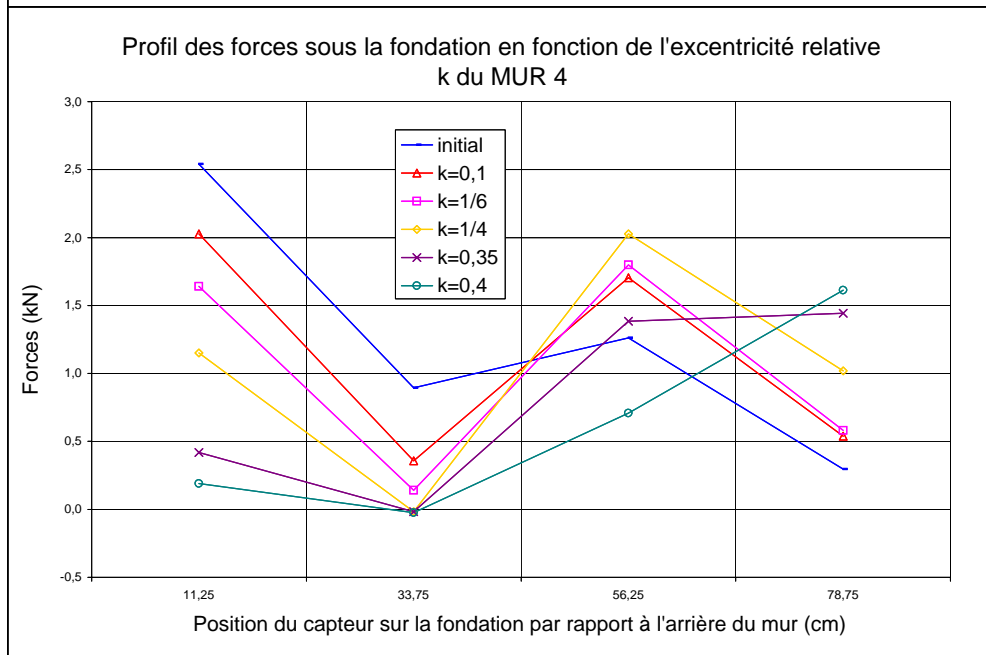
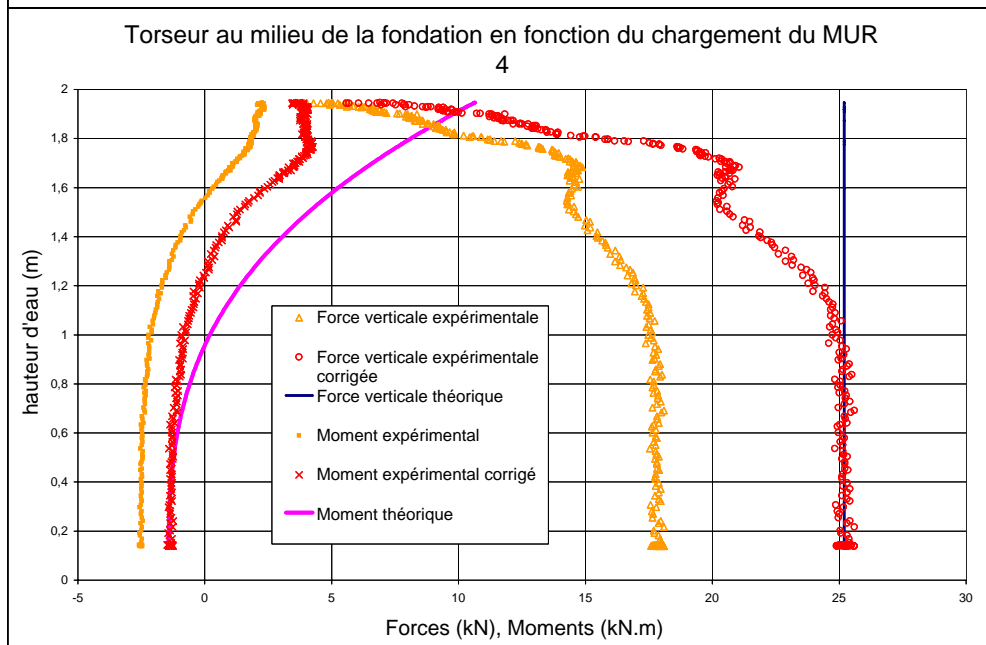
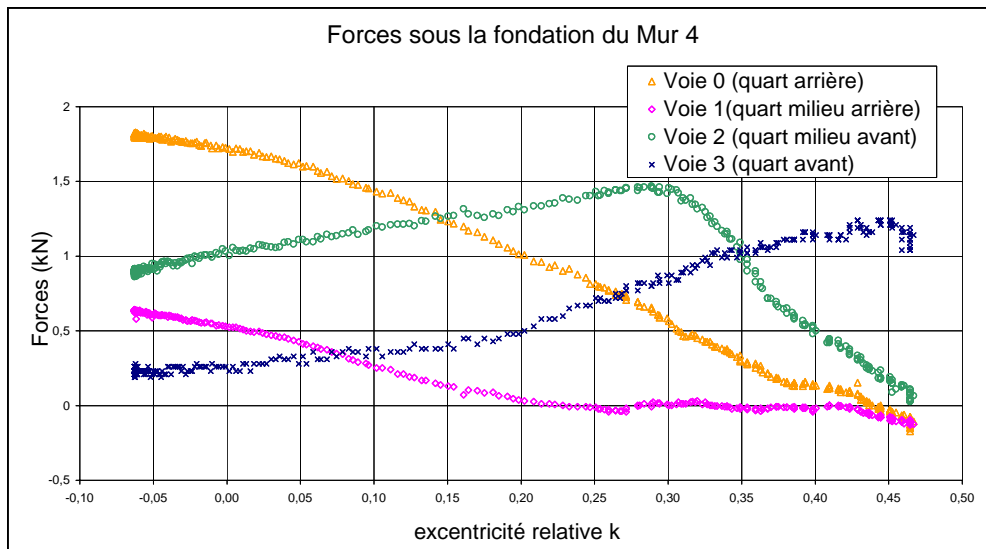
déplacements des cibles du Mur 4 au cours du chargement

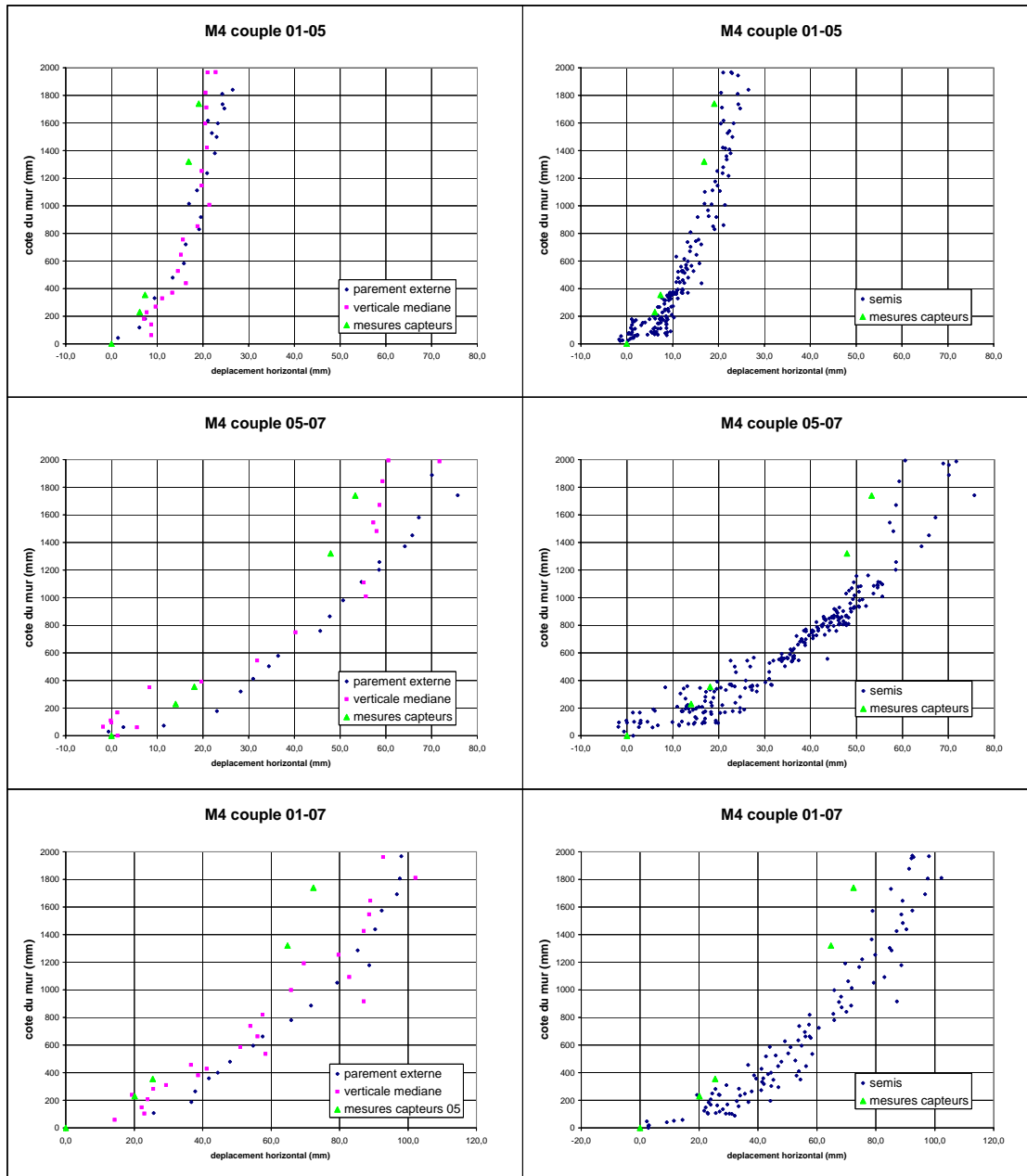






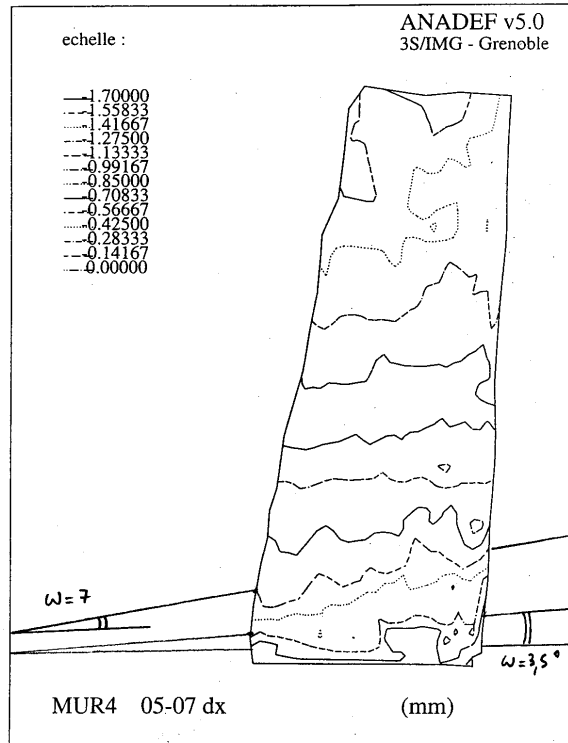
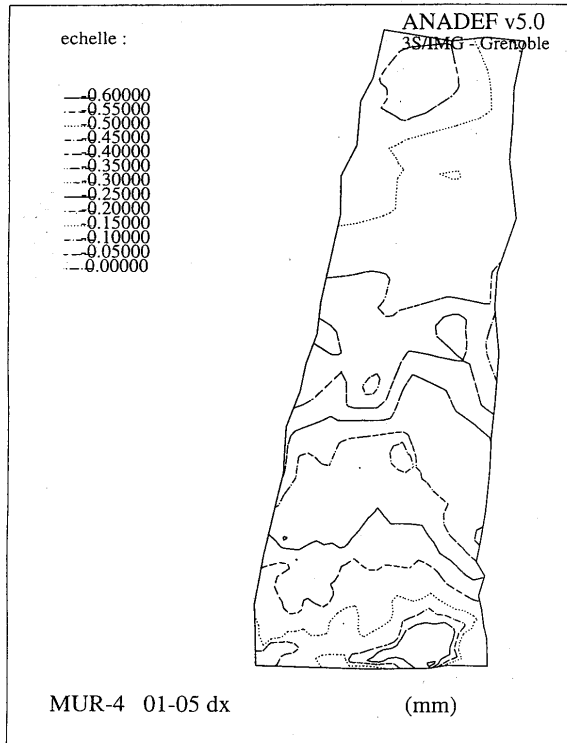
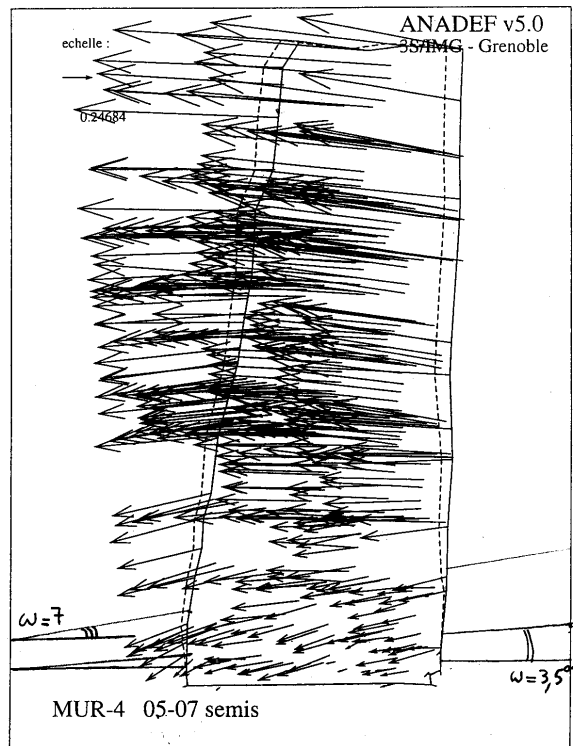
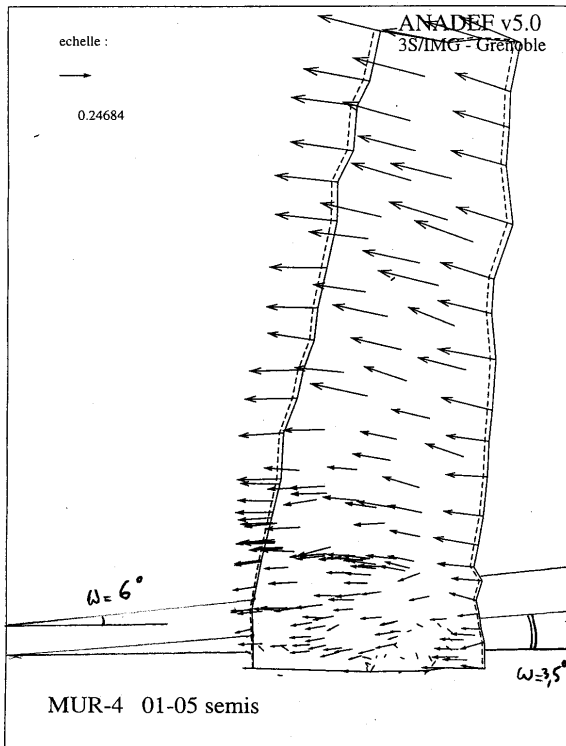


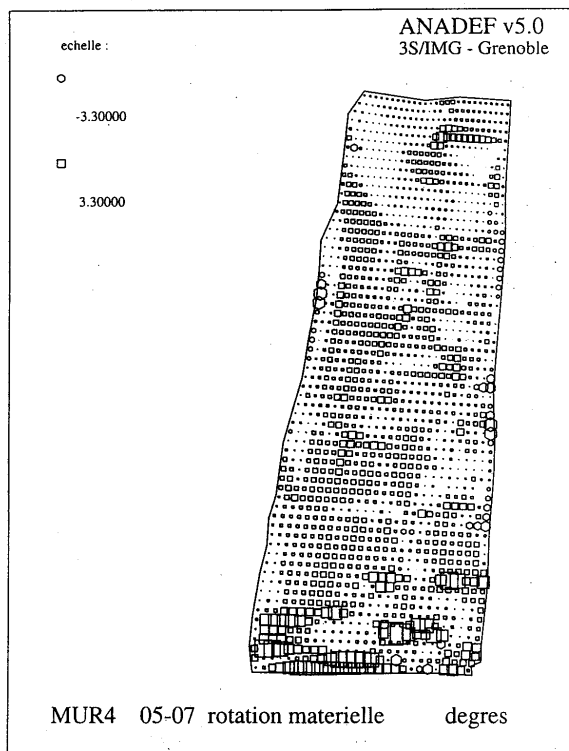
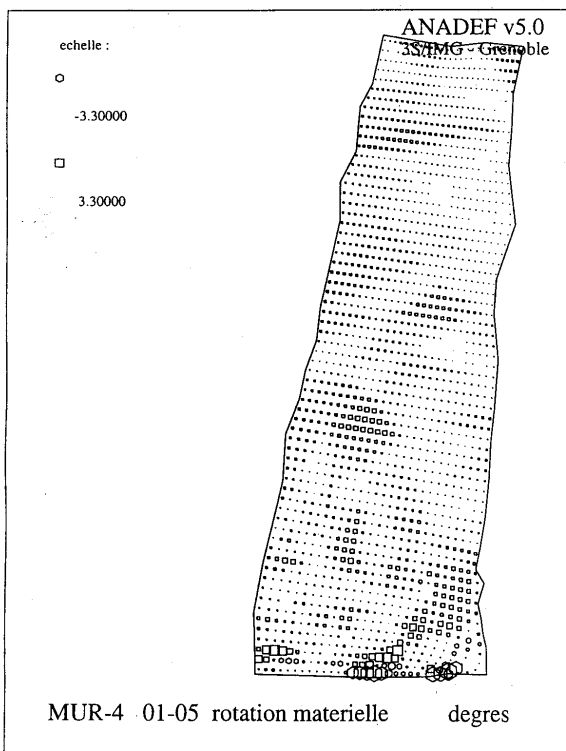
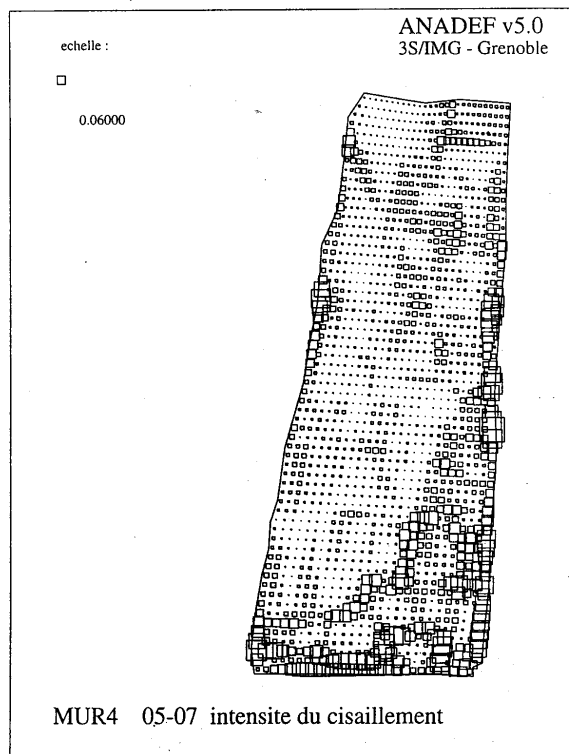
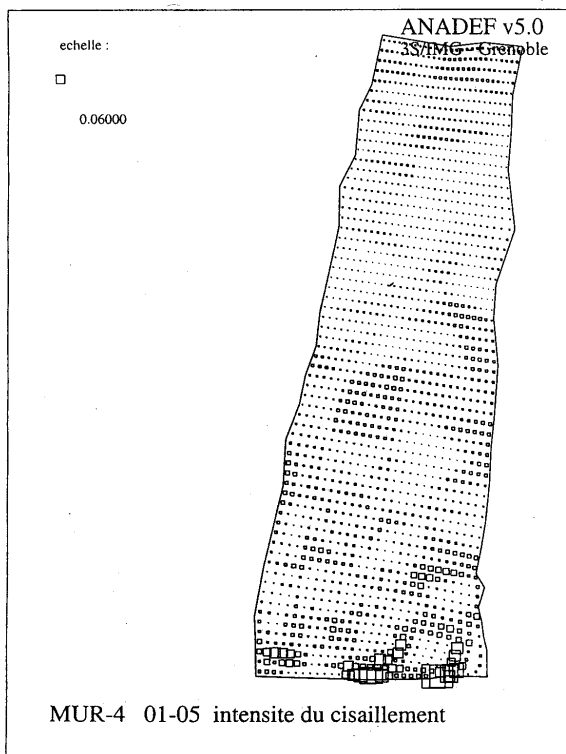






Mur 4, semis des vecteurs déplacement du couple 01-05.





FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

NOM : **VILLEMUS**
Prénoms : **Boris, François**

DATE de SOUTENANCE : **9 mars 2004**

TITRE : **ETUDE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN MACONNERIE DE PIERRES SECHES**

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 04 ISAL 0015

Ecole doctorale : **MEGA (Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)**

Spécialité : **Génie Civil : Sols, Matériaux, Structures, Physique du bâtiment**

Cote B.I.U. - Lyon : T 50/210/19 / et bis CLASSE :

RESUME :

La maçonnerie de pierres sèches (pierres disposées sans liant) fait partie des techniques séculaires que l'on trouve, sous diverses formes, dans la plupart des régions du globe.

Dans les pays d'Europe méditerranéenne, bien que la pierre sèche ne soit plus que rarement utilisée, le bâti existant constitue un enjeu économique important (artisanat, tourisme, environnement, agriculture). Ce patrimoine est voué à la ruine sans réaction des institutions concernées : le contexte économique n'est pas favorable au travail de main d'oeuvre, les savoir-faire se perdent et il n'existe ni cadre réglementaire ni méthode de dimensionnement officiellement reconnus.

Ce mémoire de thèse vise donc à fournir les éléments scientifiques nécessaires pour (re)prendre en compte cette technique alternative de construction. Nous avons choisi une approche pragmatique, en considérant que le mur en pierres sèches fonctionne comme un mur poids (ce qui suppose le respect des règles de l'art en matière de pierres sèches). Ceci permet de s'appuyer sur la connaissance déjà établie en matière de murs poids monolithes. Ensuite, nous déterminons les limites au-delà desquelles le mur n'a plus un comportement en petits déplacements, en considérant les ruptures internes propres à ce type de murs (par approche micro-macro). Après avoir défini les coefficients de stabilité décrivant ces ruptures internes, nous avons mené une étude essentiellement expérimentale, en laboratoire et in-situ, avec entre autres la réalisation de cinq murs d'échelle 1 chargés jusqu'à la rupture. Ces essais ont validé la méthode de calcul proposée, tout en donnant les valeurs des paramètres nécessaires pour le calcul de stabilité (poids volumique de la maçonnerie, angle de frottement interne global, rotation locale).

MOTS-CLES :

Maçonnerie en pierres sèches, murs de soutènement, expérimentation d'échelle 1, frottement d'interface, calcul à la rupture, stéréophotogrammétrie.

Laboratoire (s) de recherches :

Laboratoire Géomatériaux, Département Génie Civil et Bâtiment, URA 1652, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat

Directeur de thèse : **Claude BOUTIN**

Tuteur : **Jean Claude MOREL**

Président de jury : **Jacques DESRUES**

Composition du jury : **Marc BOULON, Claude BOUTIN, Patrick DE BUHAN, Jacques DESRUES, Irini DJERAN-MAIGRE, Jean Claude MOREL.**