



HAL
open science

Optimisations mécaniques des constructions en matériaux locaux

van Huong Tran

► **To cite this version:**

van Huong Tran. Optimisations mécaniques des constructions en matériaux locaux. Construction durable. École Nationale des Travaux Publics de l'État [ENTPE], 2014. Français. NNT : 2014ENTP0014 . tel-04875677

HAL Id: tel-04875677

<https://theses.hal.science/tel-04875677v1>

Submitted on 9 Jan 2025

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

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

THESE

pour l'obtention du grade de
Docteur de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat
Université de Lyon

Ecole doctorale : MEGA (Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)
Spécialité : Génie Civil
Préparée au Laboratoire Génie Civil et Bâtiment (LTDS/UMR 5513)

Présentée et soutenue sur liste d'invitation par

Van-Huong TRAN

OPTIMISATIONS MECANIKES DES CONSTRUCTIONS EN MATERIAUX LOCAUX

Soutenue le 18/11/2014 devant le jury composé de :

Président du jury:	Fabrice EMERIAULT	Professeur, INPG
Rapporteurs :	Jean-Pierre GOURC	Professeur émérite, UJF
	Pascal PERROTIN	Maître de conférences, HDR, UDS
Examineurs :	Quoc-Bao BUI	Maître de conférences, UDS
Invités	Michel OGGERO	Filiaterre LOQUIS
Tuteur :	Stéphane HANS	Chercheur ITPE, ENTPE
Directeurs de thèse :	Jean-Claude MOREL	Directeur de recherches, ENTPE

Avant-propos

Ce travail de thèse a été réalisé dans le cadre d'une convention entre le LGCB, ENTPE et l'entreprise FILIATERRE-LOQUIS, dans le cadre des travaux de Recherche & Développement de l'entreprise, ainsi que dans le contexte du projet de recherche PEDRA.

La société FILIATERRE-LOQUIS créée en 1987, à Nice, cible deux aspects principaux : l'éco-construction (Maîtrise d'Ouvrage Déléguée et Bureau d'étude) et l'expertise immobilière. En ce qui concerne l'éco-construction, elle réalise les projets dans la démarche de respect de l'environnement en utilisant au maximum les matériaux locaux. A titre d'exemples, le projet « Les Maisons du Terroir », Greffe de village à Magagnosc » comporte 15 logements en limousinerie (pierre du site + mortier de terre), construits entre 1997 et 2000 pour la 1ere tranche et entre 2004 et 2007 pour la 2eme tranche. Dans un autre projet « Le Domaine des Galets » que l'entreprise a réalisé en 2012 et 2013 à Nice, les 5 logements ont été faits en utilisant le béton de poudingue du site.

Afin d'apporter des bases scientifiques et professionnelles dans la mise en œuvre des constructions en matériaux locaux, depuis plusieurs années, la société FILIATERRE-LOQUIS a mis en place un partenariat avec LGCB, le Laboratoire de Génie Civil et Bâtiment. Dans cet objectif, une collaboration sous la forme d'une convention de recherche a été signée, c'est dans ce cadre que je suis employé dans la société, par laquelle cette thèse a été financée.

Cette collaboration a permis d'établir une bonne relation entre la société FILIATERRE-LOQUIS et le laboratoire LGCB. De plus, d'un point de vue personnel, tout au long de ma thèse, j'ai dû apprendre à gérer les exigences parfois contradictoires de l'entreprise et de la recherche. Cette expérience très riche, m'a poussé à développer mes compétences sur la rigueur, l'efficacité et les qualités indispensables permettant de gérer deux facettes de ce travail, l'une de l'entreprise sous l'autorité de Monsieur Michel OGGERO, directeur de la société FILIATERRE-LOQUIS, l'autre de la recherche scientifique sous la direction de M. Jean-Claude MOREL, Directeur de recherches à l'ENTPE.

Une partie de cette thèse a été financée dans le cadre du projet PEDRA, CNRS (par LGCB). Il s'agit de l'étude du comportement du pont de Chaldecoste lors du décintrement, qui fait partie du projet de recherche PEDRA 10 MGC S 01 sur des ouvrages en pierre sèche ou faiblement maçonnés – de l'appel d'offre C2D2 – financé par le Ministère d'Ecologie et le Réseau Génie Civil et Urbain (RGCU). La technologie « en matériaux locaux » mis en œuvre pour ce pont, fait partie des techniques de construction que la société FILIATERRE-LOQUIS peut aussi proposer.

Remerciement

Je tiens à remercier sincèrement tous ceux qui ont apporté leur contribution à la définition de cette thèse :

Monsieur Jean-Claude MOREL, pour son encadrement, pour m'avoir offert une ambiance de travail agréable et pour sa compréhension pendant les moments difficiles de mon séjour en France.

Monsieur Stéphane HANS, pour son encadrement dans la partie des mesures dynamiques.

Messieurs les rapporteurs Jean-Pierre GOURC et Pascal PERROTIN pour avoir évalué ce mémoire de thèse.

Messieurs Fabrice EMERIAULT et Quoc-Bao BUI d'avoir accepté d'être examinateurs de cette thèse

Monsieur Michel OGGERO pour avoir accepté d'être invité du membre du jury de la soutenance de cette thèse.

Stéphane COINTET, Joachim BLANC GONNET, Laureen GIRAUD, Frédéric SALLET de m'avoir aidé à réaliser des essais en laboratoire et in-situ.

Eric VINCENS et Fabian Dedecker pour m'avoir aidé dans la partie de la modélisation du pont de CHALDECOSTE.

Le laboratoire LGCB pour m'avoir accueilli, et tous ses membres car on ne fait rien tout seul.

La société Filiaterre LOQUIS et le CNRS pour le financement de cette thèse.

Résumé

Optimisations mécaniques des constructions en matériaux locaux

Les matériaux locaux utilisés en génie civil se trouvent directement sur les sites de constructions ou lieux proches. Parmi ces matériaux nous avons étudié la terre crue, la limousinerie (maçonnerie de pierre associée au mortier de terre ou bien au mortier de chaux maigre), et le béton de poudingue (un béton maigre à base de granulats de poudingue). Les constructions neuves en matériaux locaux sont prometteuses pour concurrencer les constructions en matériaux conventionnels grâce à leur faible consommation d'énergie grise et leur réduction des déchets. Cependant, jusqu'à présent, ces constructions restent en nombre limité dans le monde et en France en particulier en raison des difficultés de mise en place : faible résistance, manque de réglementation et de guide de mise en œuvre. C'est la raison pour laquelle, l'objectif général de cette thèse est de faciliter l'utilisation des matériaux locaux pour faire des constructions durables. Alors, des études à l'échelle du matériau et à l'échelle de la structure ont été effectuées sur ce type de construction. À l'échelle du matériau, le comportement mécanique des matériaux a été étudié en déterminant leurs caractéristiques par des essais en laboratoire. Une procédure d'optimisation de la composition des matériaux en fonction de leur résistance mécanique a également été proposée pour le cas des matériaux provenant du sol (terre compactée, terre coulée et béton de poudingue). À l'échelle de la structure, les comportements mécanique et dynamique des constructions en matériaux locaux ont été étudiés par des études de cas. Premièrement, le comportement d'un pont neuf, voûté en limousinerie a été étudié en effectuant des mesures in-situ du champ de déplacements. Le profil singulier de déplacements lors du décintrement du pont, a montré une singularité pour les voussoirs très proches de la clé de voûte. Le pont a été également modélisé par un modèle 2D utilisant la MED. La modélisation du phénomène des contacts partiels pour les voussoirs adjacents du voussoir de clé a permis de retrouver le profil particulier du champ de déplacements mesuré in-situ. Cette dernière étude ayant été faite par E. Vincens à l'ECL hors du cadre de cette thèse. Deuxièmement, le comportement dynamique d'un bâtiment ancien en limousinerie a été étudié en déterminant ses caractéristiques dynamiques par des mesures de bruit de fond in-situ. Puis, un modèle 3D utilisant la MEF a été validé en comparant avec les résultats expérimentaux. Enfin, la vulnérabilité sismique du bâtiment a été estimée grâce à une simulation des actions sismiques dans ce modèle conformément à l'EC8. Troisièmement, une procédure d'optimisation de la forme de voûte a été abordée dans le cas d'une maison en béton de poudingue. Le principe de justification de la stabilité des structures en béton de poudingue par le calcul aux contraintes admissibles, a été également discuté.

Mots clés

Constructions durables, matériaux locaux, optimisations mécaniques, terre crue, béton de poudingue, limousinerie, vulnérabilité sismique, stabilité de la structure.

Abstract

Mechanical optimizations for constructions using local materials

Local materials used in civil engineering are directly available on construction site or close places. Among these materials, we studied soil, the rubble stone masonry (stone masonry associated with clay mortar or lime mortar), and the pudding concrete. New constructions using local materials are promising to compete with conventional materials, due to their low embodied energy and reduction of waste. However, until now, these constructions remain limited in the world and particularly in France, due to difficulties of implementation: low strength, lack of design rules and implementation guide. Therefore, the general objective of this thesis is to facilitate the use of local material to build the sustainable constructions. So, study in material and structural scales has been done on this type of construction. At the scale of the material, the mechanical behavior of the local materials has been studied by determining their mechanical properties by laboratory tests. An optimization procedure for the composition of the materials according to their strength has also been proposed for earthen materials (compacted earth, mixed earth and concrete of pudding). At the structural scale, mechanical and dynamical behaviors of constructions using local materials have been studied on some structures. Firstly, the mechanical behavior of a new stone masonry bridge was studied by measuring its displacements at the stage of the formwork removal. The singular profile of the displacements field with a singularity for voussoirs very close to the keystone was found. A 2D numerical analysis of the formwork removal using DEM was proposed to provide better insight on mechanisms that took place on site. The reduction of the extent of the contact zone between the voussoirs enabled finding the peculiar displacement field observed on-site. Secondly, the dynamic behavior of an old rubble stone masonry building was studied by determining its dynamic characteristics using in-situ measurements of background noise. Then, a 3D numerical model using FEM was validated by comparing with experimental results. Seismic vulnerability of the building was also estimated by a simulation of the seismic actions in this model according to *EC8*. Thirdly, an optimization procedure for the arch shape was proposed in the case of concrete of pudding stone house. The principle of justification of the stability using the yield design analysis was also discussed.

Keywords

Sustainable constructions, local materials, mechanical optimizations, earthen materials, concrete of pudding, rubble stone masonry, seismic vulnerability, stability of the structure.

Table des matières

Avant-propos	3
Remerciement	4
Résumé	6
Abstract	7
Table des matières	9
I. Contexte de l'étude	13
1. Introduction	15
1.1. Définition des matériaux locaux.....	15
1.1.1. Les matériaux terre	15
1.1.2. Béton de poudingue :.....	17
1.1.3. Limousinerie:.....	17
1.1.4. Constructions en pierre sèche	18
1.1.5. Autres matériaux locaux.....	19
1.2. Construction durable	20
1.2.1. Construction durable : Faible consommation d'énergie.....	20
1.2.2. Réduction de la quantité de déchets	24
1.3. Objectif de la thèse	26
2. Étude bibliographique des caractéristiques mécaniques des matériaux provenant du sol.....	27
2.1. Teneur en eau de fabrication et énergie de compactage	27
2.2. Hétérogénéité du matériau terre compactée.	29
2.3. Résistance mécanique du matériau terre compactée	30
2.4. Durabilité du matériau terre compactée.....	34
II. Optimisations mécaniques des matériaux locaux.....	37
3. Optimisations mécaniques des matériaux provenant du sol.....	39
3.1. Principes d'optimisations mécaniques des matériaux provenant du sol.....	41
3.1.1. Caractérisation des sols	41
3.1.2. Proposition des techniques d'utilisation	44
3.2. Technique « terre compactée ».....	45
3.2.1. Fabrication des échantillons	45
3.2.2. Teneur en eau optimale de fabrication	47
3.2.3. Essais de compression uniaxiale.....	48
3.2.3.1. Surfaçage et séchage des éprouvettes.....	48
3.2.3.2. Dispositifs d'essais.....	49
3.2.3.3. Résultats sur la résistance à la compression	50

3.2.4.	Essais de fendage.....	53
3.2.5.	Vérification de la sensibilité à l'action d'eau	54
3.2.6.	Stabilisation du matériau terre compactée.....	55
3.3.	Technique « terre coulée ».....	61
3.3.1.	Fabrication des éprouvettes et réalisation des essais	61
3.3.2.	Résultats de la résistance à la compression du matériau terre coulée.....	62
3.4.	Technique « béton de poudingue ».....	65
3.4.1.	Essai de compression uniaxiale	66
3.4.1.1.	Fabrication des éprouvettes et réalisation des essais de compression uniaxiale.....	66
3.4.1.2.	Résistance à la compression du béton de poudingue au ciment.....	67
3.4.1.3.	Résistance à la compression du béton de poudingue au ciment avec l'ajout du sable	69
3.4.1.4.	Résistance à la compression en fonction du temps	69
3.4.1.5.	Module d'Young du béton de poudingue.....	71
3.4.2.	Essai de fendage	72
3.4.3.	Caractéristiques mécaniques du béton de poudingue en fonction de la taille d'éprouvettes	74
III.	Etude à l'échelle de la structure des constructions en matériaux locaux	77
4.	Comportement mécanique d'un pont en limousinerie.....	79
4.1.	Introduction	79
4.2.	Etude bibliographique.....	81
4.2.1.	Généralité du pont en maçonnerie	81
4.2.2.	Modélisation numérique de la maçonnerie.....	84
4.2.2.1.	Macro-modèles	84
4.2.2.2.	Micros-modèles.....	84
4.2.3.	Mesures in-situ des ponts voûtés en maçonnerie.....	85
4.3.	Mesures in-situ des déplacements du pont de CHALDECOSTE.....	88
4.3.1.	Réalisation des mesures	90
4.3.2.	Reconstruction de la forme de la voûte	92
4.3.3.	Calcul du déplacement de la voûte	94
4.4.	Essais mécaniques au laboratoire	97
4.4.1.	Caractéristiques mécaniques des schistes.....	97
4.4.2.	Caractéristiques mécaniques du mortier	101
4.4.3.	Caractéristiques mécaniques des éléments de maçonnerie (triplet).....	101
4.5.	Modélisation du pont par la méthode des éléments discrets.....	105
4.5.1.	Schéma de résolution dynamique du code UDEC.....	105
4.5.2.	Les étapes de la modélisation	108

4.5.3.	Modélisation du décintrement	112
4.6.	Conclusion du chapitre	120
5.	Auscultation dynamique d'un bâtiment en limousinerie	121
5.1.	Introduction	121
5.2.	Bibliographie des calculs parasismiques conformément à l'EC8 (EN 1998).....	123
5.2.1.	Conditions des sols et actions sismiques	123
5.2.2.	Spectre de réponse élastique horizontal.....	124
5.2.3.	Spectre de calcul pour l'analyse élastique	126
5.2.4.	Méthodes d'analyse élastiques linéaire de la structure.....	127
5.2.4.1.	Méthode d'analyse par forces latérales.....	127
5.2.4.2.	Analyse modale utilisant le spectre de réponse	129
5.3.	Détermination des caractéristiques mécaniques de la villa SOLIGNY	131
5.3.1.	Présentation de villa SOLIGNY	131
5.3.2.	Procédure expérimentale des mesures dynamiques.....	132
5.3.3.	Enregistrement des données	134
5.3.4.	Traitement des signaux du bruit de fond par la Transformée de Fourier Rapide (FFT) 136	
5.3.5.	Traitement des signaux du bruit de fond par FDD (Frequency Domain Decomposition) 139	
5.4.	Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis	142
5.4.1.	Les étapes de la modélisation	142
5.4.2.	Analyse modale	144
5.4.2.1.	Modèle initial :	144
5.4.2.2.	Calage des paramètres du modèle numérique	144
5.4.2.3.	Analyse modale sur le modèle adopté.....	147
5.4.3.	Réponse de la structure sous la sollicitation sismique.....	149
5.4.3.1.	Simulation de la sollicitation sismique	149
5.4.3.2.	Définition d'un critère limite pour la limousinerie.....	149
5.4.3.3.	Réponse de la structure, estimation de la vulnérabilité sismique	150
5.5.	Conclusion du chapitre	153
6.	Stabilité d'un bâtiment en béton de poudingue : Principe de justification	155
6.1.	Introduction	155
6.2.	Optimisation de la forme de voûte	159
6.3.	Justifications de la stabilité de la structure	162
6.3.1.	Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis	162
6.3.2.	Analyse de la structure	165
6.3.3.	Justification de la stabilité du bâtiment par le calcul aux contraintes admissibles	168

IV. Conclusions générales.....	171
7. Conclusions générales et perspective	173
7.1. Contexte de l'étude.....	173
7.2. Optimisations mécaniques des matériaux locaux	173
7.3. Comportement mécanique d'un pont en limousinerie.....	175
7.4. Auscultation dynamique d'un bâtiment en limousinerie	175
7.5. Stabilité d'une maison en béton de poudingue	176
7.6. Perspectives	176
Bibliographie.....	177
Liste des figures	180
Liste des tableaux	185
Annexes	187
A. Résultats des essais sur la terre de Levens compactée non-stabilisée	189
B. Résultats sur la terre de St Martin Vésubie compactée non-stabilisée.....	192
C. Résultats sur matériaux terre compactée stabilisée.....	193
D. Champs des contraintes principales dans les éléments en béton de poudingue du bâtiment B dans les cas de chargements.....	195
E. Détermination de la composition du béton par la méthode de Dreux et Grossie	202
F. Etablissement d'une procédure de calcul des efforts sismiques	205
G. 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge.....	209
FOLIO ADMINISTRATIF	230

Première partie

Contexte de l'étude

Chapitre 1

Introduction

1.1. Définition des matériaux locaux

Les matériaux locaux utilisés en génie civil se trouvent directement sur chantier ou proviennent de lieux proches des sites de construction. Ils se composent de terre, de bois, de pierres associées au mortier de terre (limousinerie), de fibres végétales, etc. Les matériaux locaux sont déjà utilisés depuis longtemps, on les appelle aussi matériaux premiers, mais actuellement leurs études et leurs utilisations deviennent de plus en plus prometteuses de par le monde, non seulement dans les pays en développement mais aussi dans les pays développés, grâce à leurs nombreux avantages qui sont les suivants.

Pour les pays en développement, ce sont des avantages économiques et socio-économiques. Tout d'abord, le coût de la construction en matériaux locaux est beaucoup moins élevé que celui en matériaux conventionnels comme les structures en béton armé ou les constructions métalliques puisque ces matériaux sont prélevés directement sur chantier et que dans ces pays le prix de la main-d'œuvre est assez bas. Cela favorise l'utilisation des matériaux locaux qui demande plus de travail manuel. Ainsi, l'on pourra diminuer le chômage qui est un problème très important de la société.

Pour les pays développés, les matériaux locaux retrouvent tour à tour leur place dans les esprits et sur les chantiers de construction grâce aux demandes urgentes du développement durable. D'une part, puisqu'ils sont prélevés et utilisés directement sur chantier, ils permettent d'obtenir une très faible énergie grise (Morel et al, 2001). Leur utilisation apporte une réduction considérable des nuisances environnementales grâce à la suppression de la phase du transport des matériaux de l'usine aux chantiers, et de la phase de la fabrication des matériaux conventionnels dans l'usine. On peut ainsi contribuer à résoudre le problème d'épuisement des ressources et de l'énergie. D'autre part, l'utilisation de matériaux locaux plutôt que conventionnels réduit le rejet de CO₂ qui est une cause du réchauffement climatique de nos jours. En plus, la plupart des matériaux locaux sont réutilisables, comme la pierre, la terre, et donc cela réduit la quantité de déchets de la construction dans la phase de démolition.

Il existe une grande variété des matériaux locaux. Nous présentons ci-dessous les types des matériaux locaux étudiés au cours de la thèse.

1.1.1. Les matériaux terre

La terre est un sol de composition très variable contenant souvent de l'argile. Cette argile fait office de liant entre les grains qui sont un mélange de limon, de sable, de gravier et de pierres qui ont une taille très variée. Les matériaux de terre compactée se décomposent en deux techniques principales : le pisé et les blocs de terre comprimée.

Pisé : « *Le pisé est un procédé d'après lequel on construit les maisons avec de la terre, sans la soutenir par aucune pièce de bois, et sans la mélanger ni de paille ni de bourre. Il consiste à battre, lit par lit, entre des planches, à l'épaisseur ordinaire des murs de moellons, de la terre préparée à cet effet. Ainsi battue elle se lie, prend de la consistance, et forme une masse homogène qui peut être élevée aux hauteurs nécessaires pour une habitation* » - défini dans « Les cahiers de l'École d'architecture Rurale » par (Cointeraux, 1790). Le pisé est donc une technique de maçonnerie en terre crue compactée dans un coffrage

par couches successives dont la hauteur est environ de 15 cm. Il existe actuellement deux types principaux du pisé : pisé traditionnel et pisé moderne.

Le pisé traditionnel est fabriqué en utilisant des coffrages en bois et une dame manuelle. Il se pose sur un soubassement en maçonnerie (pierre, brique, galets) dont la hauteur est très variable. Ce type de soubassement sert à protéger le pisé des projections d'eau et des remontées d'eau par capillarité. Le toit des maisons en pisé est aussi un élément indispensable à leur durabilité. Son débord doit être assez long pour le protéger des projections directes de l'eau de pluie.

À partir des années 1980, la méthode de mise en œuvre du pisé est améliorée afin d'augmenter sa résistance ainsi que d'accélérer la vitesse de construction. La dame manuelle est remplacée par une dame pneumatique et les coffrages métalliques sont utilisés. Cette technique est appelée « pisé moderne ». Traditionnellement, le pisé est fabriqué à partir de la terre où le liant unique est l'argile. Il est alors pisé non-stabilisé. Dépendant du besoin de la résistance mécanique et de la résistance à l'action d'eau du matériau, le pisé moderne peut être stabilisé en ajoutant du ciment ou bien de la chaux. Grâce à la résistance mécanique plus élevée de pisé moderne stabilisé par rapport à celle du pisé traditionnel, son épaisseur est réduite à 30 cm au lieu de 50 cm. La Figure 1.1 présente une maison en pisé moderne stabilisé construite au cours des années 1980 dans la région Rhône-Alpes.



Figure 1.1 : Maison en Pisé moderne construite au cours des années 1980 en région Rhône-Alpes

Blocs de Terre Comprimée (BTC) :

Les blocs de terre comprimée sont des petits éléments de maçonnerie de forme parallélépipédique qui sont fabriqués à l'aide de moules. Ce procédé a été mécanisé et on utilise aujourd'hui des presses de toutes sortes. Les produits obtenus sont très variés.

Les blocs de terre comprimée constituent un système constructif (murs, poteaux, voûtes, etc.) de manière à faire des éléments de maçonnerie en disposant des petits éléments selon un appareillage particulier.

1.1.2. Béton de poudingue :

Le poudingue est notamment présent sur des sites de construction du département des Alpes-Maritimes dans le Sud de la France. Dans le cadre du projet « Domaines des Galets » réalisé en 2014 à Nice par la société Filiaterre LOQUIS, des maisons individuelles totalisant 5 logements ont été construites en utilisant ce type de matériau. Le béton de poudingue a été fait en ajoutant du ciment au poudingue. Il a été coulé dans les mêmes coffrages que dans le cas du béton conventionnel. Contrairement au cas du béton conventionnel, le béton de poudingue est non-armé. C'est-à-dire qu'aucune armature n'a été rajoutée. Par conséquent, à l'échelle architecturale, les éléments en béton de poudingue ont été faits en forme voûtée pour éviter l'apparition des contraintes à la traction. La Figure 1.2 présente des maisons de ce projet. En observant cette figure, on remarque des arcades faites en béton de poudingue.



Figure 1.2 : Maisons en béton de poudingue à Nice, construites en 2014, maître d'ouvrage Filiaterre.

1.1.3. Limousinerie:

La Figure 1.3 présente des logements dans le projet de Magagnosc (Grasse): l'agrandissement du centre ancien du hameau de Magagnosc (Grasse) par la « greffe » d'un petit quartier, réalisé par la société Filiaterre LOQUIS. Ils se composent de 15 maisons, construites en utilisant la totalité des pierres et de la terre du site extraits des terrassements et en limitant au maximum les apports extérieurs (la terre a été utilisée pour faire le mortier de terre). Nous présentons également dans la Figure 1.4, un pont en limousinerie, qui a été construit en 2012 à CHALDECOSTE. Ce pont a été construit en utilisant la pierre du site, avec le mortier de chaux faiblement dosée.



Figure 1.3: Des logements dans le projet de Magagnosc (Grasse), construits en 2004, SCI terroir



Figure 1.4 : Pont en limousinerie (maçonnerie de pierre avec mortier de chaux faiblement dosée) construit en 2012 à CHALDESCOSTE, maître d'ouvrage : mairie de St Andeol de Clerguemort ; maîtres d'œuvres : entreprises de l'association ABPS (Artisans Bâtisseurs en Pierre Sèche)

1.1.4. Constructions en pierre sèche

D'après le « guide de bonne pratique de construction de murs de soutènement en pierre sèche » (ENTPE, 2007), les constructions en pierre sèche caractérisent le paysage de nombreuses régions où la quantité de pierre est suffisante. En France, cette technique a été massivement employée au cours de la révolution industrielle. Les pierres issues de l'épierrement des champs ou du dérochement dans les zones montagneuses ont permis de construire de nombreux équipements de développement, qu'il s'agisse de murs de soutènement routier ou d'édifices agricoles : mur de terrasse, de clôture ou cabanes. Dans la Figure 1.5, nous présentons un mur de soutènement en pierre sèche construit récemment (en 2012) à Felletin.



Figure 1.5 : Un mur de soutènement en pierre sèche (granit) construit en 2012 à Felletin ; maître d'ouvrage : mairie de Felletin ; maîtres d'œuvres : entreprises de l'association ABPS (Artisans Bâisseurs en Pierre Sèche)

1.1.5. Autres matériaux locaux

- ✓ Terre-paille : Comme son nom l'indique, le terre-paille est un mélange de terre et de paille utilisé en remplissage de murs comme isolant écologique. Comme la majorité des isolants, ce n'est pas un matériau porteur, il y a donc besoin d'une structure qui assure la rigidité de la construction, une structure en bois de préférence.
- ✓ Torchis : Une structure en colombages et claires de bois est hourdée avec une ou plusieurs couches de terre. Cette terre argileuse, amendée de paille ou d'autres fibres, constitue les parois de la bâtisse.
- ✓ Bauge: Ce procédé consiste à empiler des boules de terre les unes sur les autres et à les tasser légèrement à l'aide des mains ou des pieds jusqu'à confectionner des murs monolithiques. Habituellement, la terre est amendée de fibres de natures diverses.
- ✓ Constructions en bois

1.2. Construction durable

La « *construction durable* » ou l'*écoconstruction* est la création, la restauration, la rénovation ou la réhabilitation d'un bâtiment en lui permettant de respecter au mieux les critères du développement durable à chaque étape de la construction, et plus tard, de son utilisation (chauffage, consommation d'énergie, rejet des divers flux : eau, déchets). Cette pratique est apparue à la fin des années 1960. Une écoconstruction cherche à s'intégrer le plus respectueusement possible dans un milieu en utilisant au mieux des ressources peu transformées, locales, saines, et en favorisant les liens sociaux.

Trois avantages importants de la construction durable sont d'économiser l'énergie non seulement dans la phase de construction mais aussi dans la phase d'exploitation, de réduire la quantité de déchets et enfin d'améliorer la qualité de l'air intérieur du bâtiment. Nous allons mettre en évidence ces avantages:

1.2.1. Construction durable : Faible consommation d'énergie

Dans le contexte du développement durable, l'épuisement des ressources naturelles est un problème aigu. La consommation mondiale d'énergie augmente ces dernières années alors que les réserves des ressources naturelles sont limitées. Selon le bilan annuel de (Enerdata, 2013), la croissance de la consommation mondiale d'énergie en 2012 est de 1% (Figure 1.6). La hausse du prix de l'énergie ainsi que de la dépense pour l'énergie témoigne de son importance. En France, en 2012 la hausse des prix de l'énergie s'est poursuivie pour la troisième année consécutive. Contrairement à 2011, cette tendance n'a pas touché toutes les énergies : les prix du charbon ont baissé (Figure 1.7).

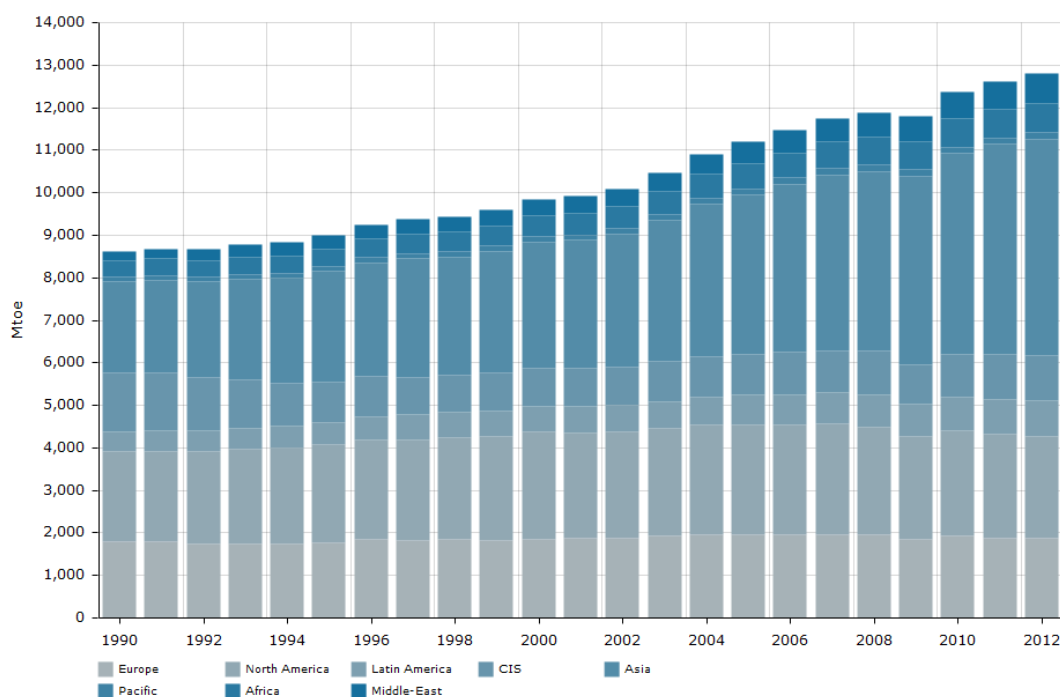


Figure 1.6 : Consommation mondiale d'énergie, d'après (Enerdata, 2013)

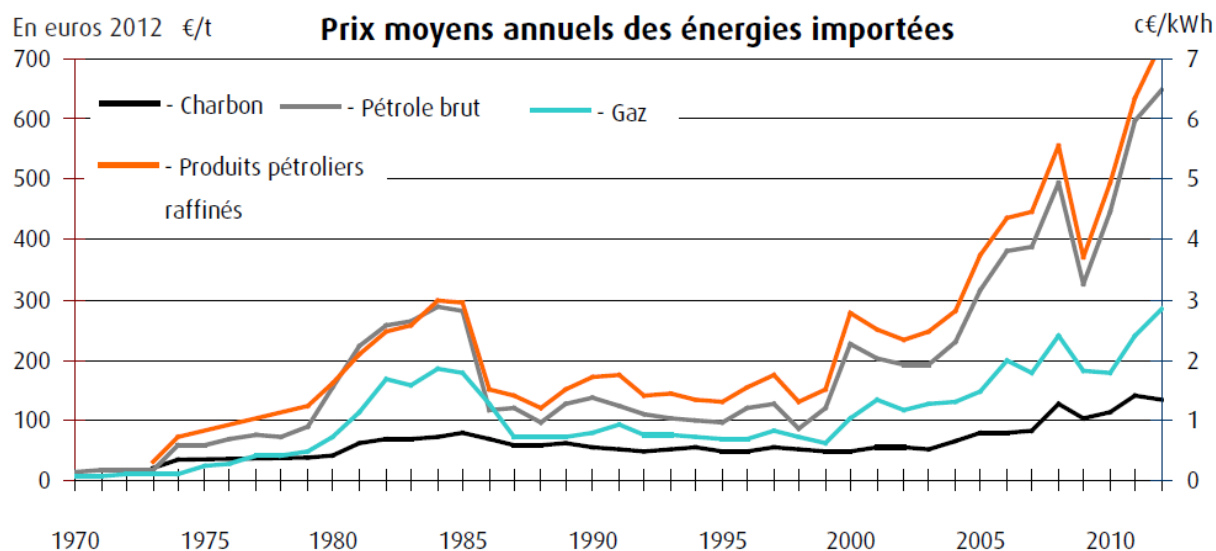


Figure 1.7 : Prix moyens annuels des énergies importées en France.
Source : SOES, d'après (MEDDE, 2013)

Le monde actuel est aussi face à un autre problème très grave : le réchauffement climatique. Il est un phénomène d'augmentation de la température moyenne des océans et de l'atmosphère, qui traduit une augmentation de la quantité de chaleur de la surface terrestre. Selon le rapport climatique de (Académie des Sciences, 2010), l'augmentation de la température de surface sur la terre est de $0,8 \pm 0,2^{\circ}\text{C}$ depuis 1870. Cette augmentation est principalement due à l'augmentation de la concentration atmosphérique des gaz à effet de serre dont le dioxyde de carbone (CO_2) est le facteur le plus important. Effectivement, l'émission des gaz à effet de serre et la consommation de l'énergie sont indissociables car plus l'énergie est consommée, plus le dioxyde de carbone est produit. Le protocole de Kyoto engage les pays qui l'ont ratifié à réduire globalement leurs émissions de 5,2% en moyenne entre 2008 et 2012, par rapport aux niveaux de 1990. La France s'est engagée sur une stabilisation de ses émissions à cet horizon par rapport au niveau de 1990. Pourtant, les émissions de CO_2 augmentaient continuellement ces dernières années (Figure 1.8).

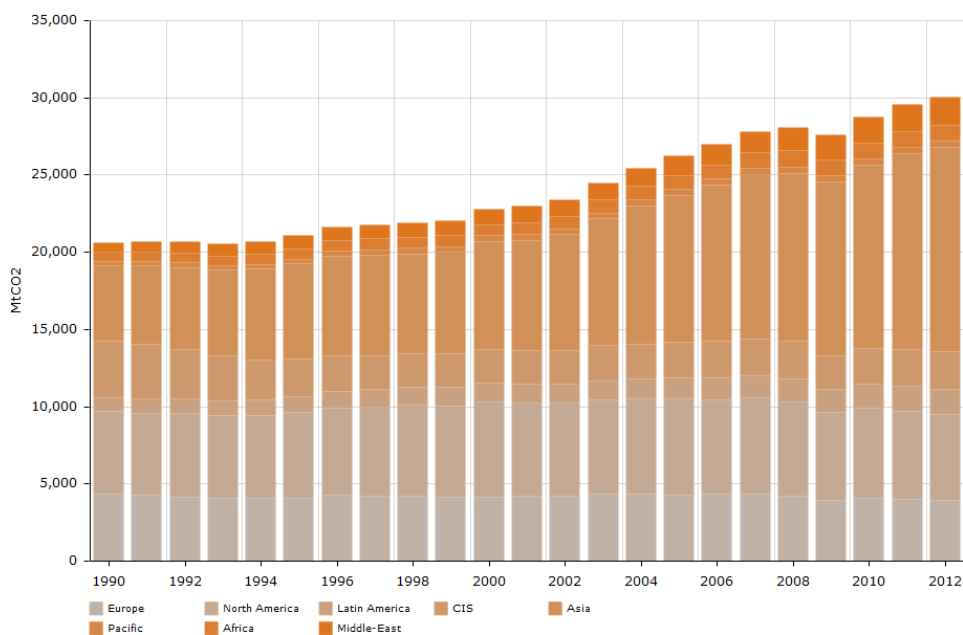


Figure 1.8 : Les émissions CO_2 , d'après (Enerdata, 2013)

Le secteur du bâtiment est le premier consommateur d'énergie parmi tous les secteurs économiques. L'Agence de l'Environnement de Maîtrise de l'Énergie (ADEME) montre que le secteur du bâtiment consomme 70 millions de tonnes d'équivalent pétrole annuellement, soit 43% de l'énergie finale totale consommée nationalement. Cette énergie consommée entraîne l'émission de 120 millions de tonnes de CO₂ représentant 25 % des émissions nationales et 32,7 millions de tonnes de carbone. La Figure 1.9 présente l'évolution de la consommation finale énergétique par secteur de ces dernières années d'après (MEDDE, 2013).

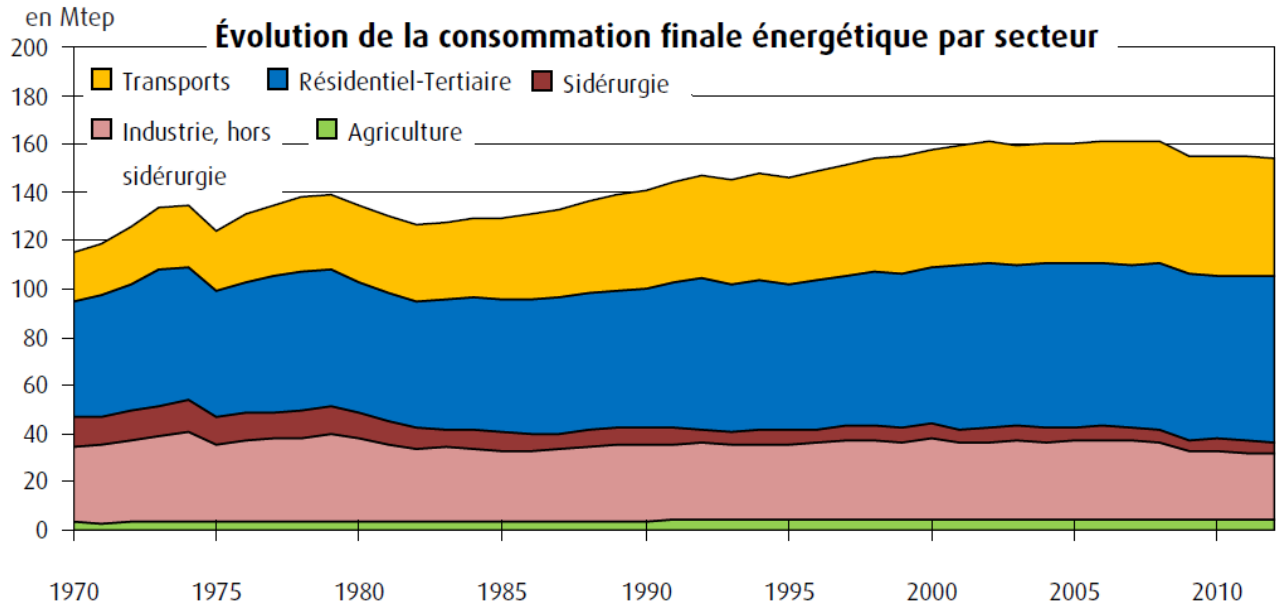


Figure 1.9 : Evolution de la consommation finale énergétique par secteur
Source : SOeS d'après (MEDDE, 2013)

En général, l'énergie consommée dans un cycle de vie d'un bâtiment est de trois types. D'abord il s'agit de l'énergie grise- énergie de fabrication des éléments porteurs (des poteaux, des poutres, des planchers, des fondations, ...) et des éléments non-porteurs (des murs, des portes, des fenêtres, des isolations, ...). Dans le cas de la construction en matériaux conventionnels, la fabrication est constituée de plusieurs étapes : l'extraction des matières premières, leur transport, leur transformation, le transport des produits finis et leur mise en œuvre in-situ. Ensuite, il s'agit de l'énergie consommée pendant l'utilisation du bâtiment : le chauffage, la ventilation, la climatisation, l'éclairage, etc. Et enfin, l'énergie de démolition et de traitement des déchets. La construction durable doit permettre de réduire la consommation de l'énergie non seulement dans la phase de construction et de démolition mais aussi dans la phase d'exploitation de la construction.

Premièrement, en utilisant les matériaux locaux, la construction durable consomme peu d'énergie pendant la phase de construction. Dans l'étude de (Morel et al, 2001), la consommation d'énergie pendant la construction des maisons à Grasse, au Sud de la France a été étudiée. Une comparaison de la consommation d'énergie utilisée pendant la construction entre les matériaux locaux (maçonnerie en pierre + mortier de terre, et pisé) et des maisons en béton armé a été faite. Les données pour calculer l'énergie consommée des maisons en pierre et en pisé sont prises sur le chantier réel de Magagnosc. La maison en béton armé, l'objet de la comparaison, est une « fiction » et l'énergie consommée est calculée suivant des données de la littérature. Dans le Tableau 1.1, le résultat de cette étude a montré une consommation d'énergie beaucoup plus faible du fait de l'utilisation des matériaux locaux (maçonnerie en pierre et mortier de terre, pisé) par rapport aux matériaux industriels (béton armé).

Tableau 1.1: Résultats de (Morel et al, 2001) de la consommation d'énergie en construction des maisons en pierres, en pisé et en béton.

	Maçonnerie en pierres et mortier de terre (limousinerie)	Pisé	Béton
Energie totale (GJ)	97	70	239
Transport (t.km)	1390	1041	6707

Deuxièmement, une construction durable vise à consommer peu d'énergie pour le chauffage et l'eau chaude. Sa conception bioclimatique et la composition de ses parois lui permettent de consommer le moins possible d'énergie d'appoint, optimisant les apports solaires, les déphasages et une ventilation bien dimensionnée. Notons qu'une maison BBC (Bâtiment Basse Consommation) ou HQE (Haute Qualité Environnementale) n'est pas forcément éco-construite : elle peut être isolée en laine de verre ce qui augmente nettement son coût en énergie grise, et peut diminuer son efficacité d'apporter un confort d'été.

Au niveau du matériau, pour la construction durable en matériaux locaux, la question des performances thermiques est encore ouverte de nos jours. Plusieurs études sur les propriétés thermiques des matériaux locaux ont été effectuées comme (Hall & Allinson, 2009); (Taylor & Luther, 2004) ... Les résultats montrent une bonne performance thermique des matériaux locaux. Pourtant, il faut noter que la performance énergétique d'un bâtiment dans la phase d'occupation ne dépend pas seulement du matériau de l'enveloppe mais aussi forcément de la conception du bâtiment. Le concepteur doit bien comprendre le matériau pour proposer des solutions convenables. Donc, il est nécessaire de s'intéresser à la performance thermique de la construction durable au niveau architectural. Plusieurs recherches sur la performance thermique de la construction durable se sont déroulées comme : (Allinson & Hall, 2010); (Taylor et al, 2008); (Paul & Taylor, 2008)...

Afin de mettre en évidence l'économie de consommation d'énergie pendant la phase d'occupation de la construction durable par rapport à la construction en matériaux conventionnels, nous présentons ici l'étude de (Paul & Taylor, 2008). Dans cette étude, la consommation d'énergie de deux bâtiments comportant un bâtiment durable et un bâtiment conventionnel, est étudiée et ensuite comparée. Le bâtiment vert a été construit en 1999 dans le campus de l'Université de Charles Sturt (CSU), en Australie. Il a deux étages et a été conçu pour une utilisation à basse énergie: les murs sont en pisé de 30 cm d'épaisseur et le système de ventilation naturelle, etc. Le bâtiment conventionnel situé dans le campus de l'Université de La Trope (LTU) comporte deux parties : un bureau de deux étages et un autre d'un étage. Le résultat est présenté dans le Tableau 1.2. Le résultat montre une faible consommation énergétique du bâtiment vert par rapport aux bâtiments conventionnels. Il y a des limites dans cette étude, par exemple, il ne compte qu'un seul bâtiment vert et deux bâtiments conventionnels qui ne sont peut-être pas représentatifs de tous les bâtiments de ces types. De plus, l'enquête est faite seulement en été, on ne voit pas encore la performance énergétique en hiver. Les résultats de cette étude révèlent une bonne performance énergétique possible des bâtiments en pisé pendant la phase d'occupation. Une remarque importante est que les murs en pisé dans l'étude présentée au-dessus sont représentatifs des pisés modernes en Australie, qui sont stabilisés au ciment et qui ont une épaisseur courante de 30 cm. Dans le cas des pisés traditionnels non-stabilisés, l'épaisseur courante est d'environ 50 cm permettant d'espérer une meilleure performance énergétique.

Tableau 1.2 : Étude de (Paul & Taylor, 2008) : consommation d'énergie d'un bâtiment conventionnel et d'un bâtiment vert (en MJ/m²) pour la période Décembre 2000- Février 2001

Source d'énergie	LTU-Bâtiment conventionnel	CSU-Bâtiment vert
Électricité	321	35
Gaz naturel	101	0
Total	422	35

1.2.2. Réduction de la quantité de déchets

Nous introduisons tout d'abord quelques chiffres concernant le problème actuel des déchets en France. La France a produit 770 millions de tonnes de déchets pour l'année 2009 selon le rapport des chiffres-clés des déchets de l'ADEME édité en 2013 (ADEME, 2013). La quantité de déchets issus de la construction en 2009 est d'environ 253 millions de tonnes, soit 33% des déchets totaux de tous les secteurs (Figure 1.11). Cela montre une forte diminution par rapport aux 359 millions de tonnes en 2006. Pourtant, la quantité des déchets totaux ainsi que celle du secteur de la construction restent considérables. La dépense totale pour la gestion des déchets en 2009 est environ 14 milliards d'euros, estimée par le SOeS, le Service de l'Observation et des Statistiques au sein du Ministère du Développement Durable (Figure 1.10).

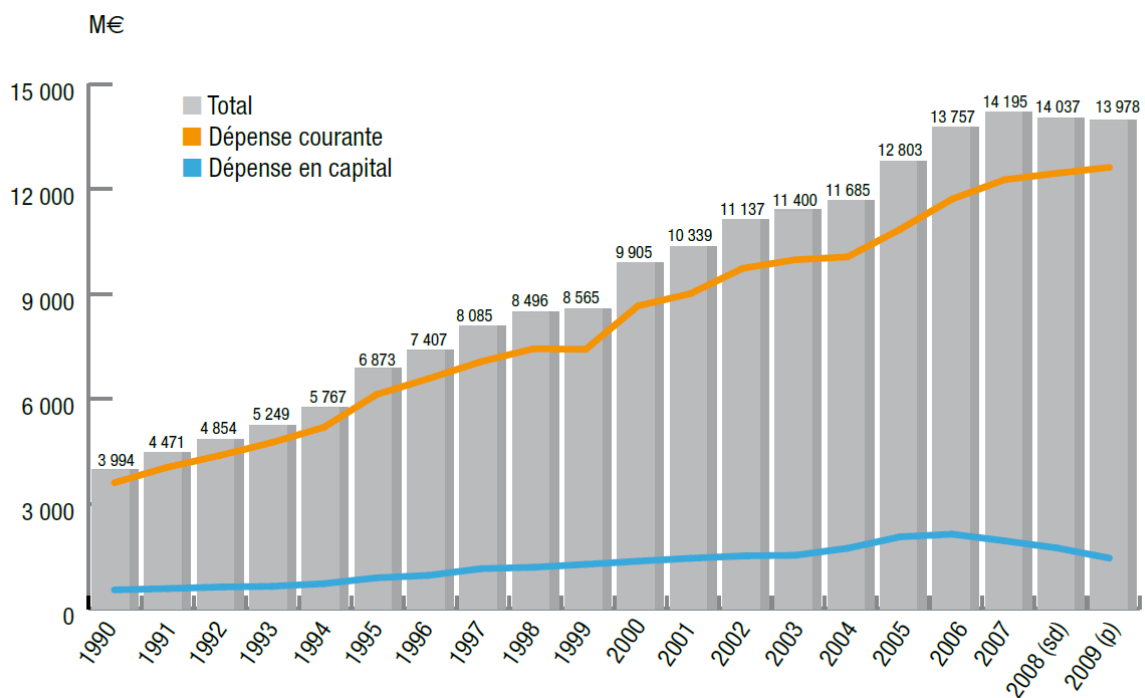


Figure 1.10 : Dépense pour la gestion des déchets en France. Source :SOes d'après (ADEME, 2013)

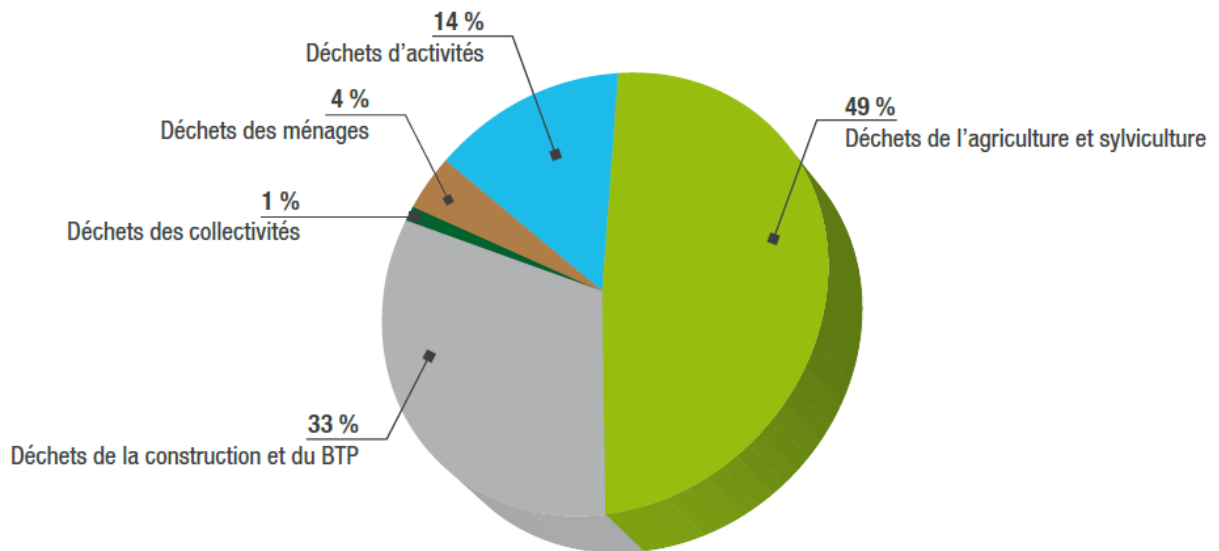


Figure 1.11 : Part des différents secteurs dans la production des déchets en France en 2009 d'après (ADEME, 2013)

L'autre enjeu du secteur de la construction est donc de diminuer les quantités de déchets. D'une part, une construction durable en matériaux locaux réutilisables comme la terre compactée non-stabilisée et la pierre donne un grand avantage de réduction des quantités de déchets. Normalement, la pierre est réutilisable sans traitement et la réutilisation de la terre est assez aisée grâce à l'action de l'eau. Les matériaux peuvent être réutilisés à nouveau pour la construction ou tout simplement rendus à la nature sans besoin de traiter ou stocker avec aucun impact environnemental. Le problème de déchets liés à la déconstruction ou à la démolition s'en trouve donc beaucoup limité. D'autre part, pour tous les types de matériaux locaux qui sont prélevés directement sur le site de la construction, les matériaux provenant de l'extraction des terrassements sont utilisés. Cela ne nécessite pas une réserve des matériaux extraits. Donc, la quantité de déchets dans la phase de la construction est considérablement réduite.

1.3. Objectif de la thèse

Premièrement, la thèse a pour but d'étudier le comportement mécanique des matériaux locaux de pouvoir assurer le dimensionnement de ces structures. Des essais sur les éprouvettes des matériaux terre, des pierres ainsi que d'éléments de maçonnerie de pierre ont été effectués pour déterminer les caractéristiques mécaniques de ces matériaux. Parallèlement, une procédure de test pour optimiser la composition des matériaux en fonction de leurs résistances mécaniques a été étudiée.

Deuxièmement, afin de comprendre le comportement mécanique et dynamique des constructions en matériaux locaux, des procédures de test, de mesure in-situ ont été établies sur quelques cas de ce type de construction. Le comportement mécanique d'un pont neuf en limousinerie a été étudié grâce aux mesures de déplacements lors du décintrement. Le comportement dynamique d'un bâtiment existant en limousinerie a été également étudié par des mesures « bruit de fond » en utilisant des capteurs vélocimétriques. Des caractéristiques dynamiques du bâtiment ont été déterminées.

Troisièmement, à partir des résultats obtenus par les mesures in-situ, des modèles numériques ont été validés. D'abord, un modèle 2D utilisant la méthode des éléments discrets a été fait pour le cas du pont en limousinerie, à l'aide du programme UDEC (Universal Distinct Element Code). Dans ce modèle, les caractéristiques mécaniques des matériaux ont été déterminées par des essais mécaniques au laboratoire et la validation a été faite par la comparaison des résultats de déplacements obtenus du modèle et ceux obtenus par des mesures in-situ. Ensuite, à l'aide du logiciel « *Robot Structural Analysis Professional* », le bâtiment en limousinerie a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis (éléments volumiques). Les paramètres du modèle ont été calés suivant les résultats expérimentaux. En se basant sur ce modèle, une simulation numérique de l'action sismique permet d'étudier le comportement du bâtiment sous l'action sismique ainsi que d'évaluer sa vulnérabilité aux séismes.

Quatrièmement, la thèse contribue à établir des procédures de calculs de justifications et de vérification de la stabilité pour les constructions neuves en matériaux locaux dans quelques cas concrets. Le choix de la solution architecturale en optimisant la forme des éléments des constructions sera aussi abordé dans la thèse.

Enfin, des procédures de la mise en œuvre des constructions en matériaux locaux seront discutées.

Chapitre 2

Étude bibliographique des caractéristiques mécaniques des matériaux provenant du sol

2.1. Teneur en eau de fabrication et énergie de compactage

Un paramètre important de la terre compactée est sa densité sèche. Il est bien connu que la résistance à la compression de ce matériau est proportionnelle à sa densité sèche. La Figure 2.1 présente un exemple de la relation entre la résistance à la compression de la terre compactée et la densité sèche d'après l'étude de (Morel et al, 2007). C'est pourquoi, d'un point de vue mécanique, l'on cherche souvent un pisé ayant une densité la plus élevée possible.

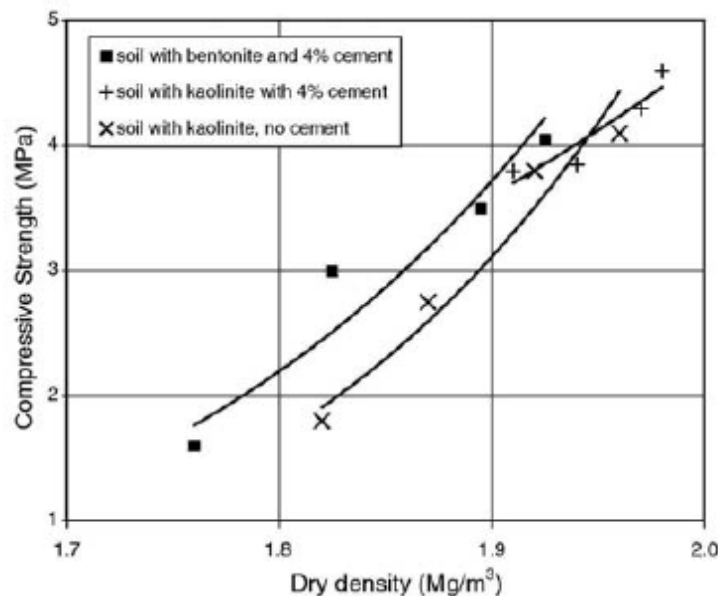


Figure 2.1: Relation entre la résistance à la compression et la densité sèche, présentée dans l'étude de (Morel et al, 2007).

La densité sèche du pisé dépend également de la teneur en eau de fabrication et de l'énergie de compactage. Avec une même teneur en eau de fabrication, la densité sèche du pisé est grande à mesure que l'énergie de compactage est élevée. Au contraire, en ce qui concerne la teneur en eau, on définit la valeur optimale pendant la fabrication du pisé qui donnera une densité maximale correspondante à l'énergie donnée. L'étude de (Montgomery, 2002) nous explique le rôle de la teneur en eau de fabrication sur la densité sèche obtenue (Figure 2.2).

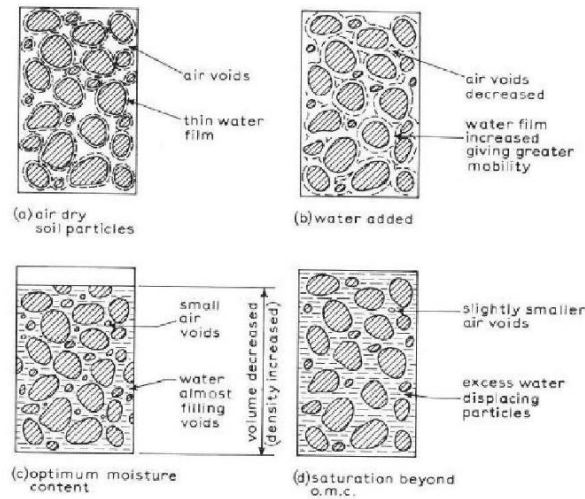


Figure 2.2: Influence de la teneur en eau de la fabrication sur la densité sèche obtenue de l'échantillon d'après (Montgomery, 2002)

Quand la terre est trop sèche (Figure 2.2a), le frottement entre les grains est important, il ne favorise pas le compactage, c'est pourquoi la densité sèche du pisé n'atteint pas la valeur maximale. L'augmentation de la teneur en eau jusqu'à la teneur en eau optimale fera diminuer les frottements, le compactage deviendra plus facile et donnera la valeur de la densité sèche maximale (Figure 2.2b). Quand on dépasse la valeur de la teneur en eau optimale (Figure 2.2c), le compactage n'est plus optimum parce que l'eau a rempli les vides, et cette dernière étant incompressible, le compactage devient alors inefficace.

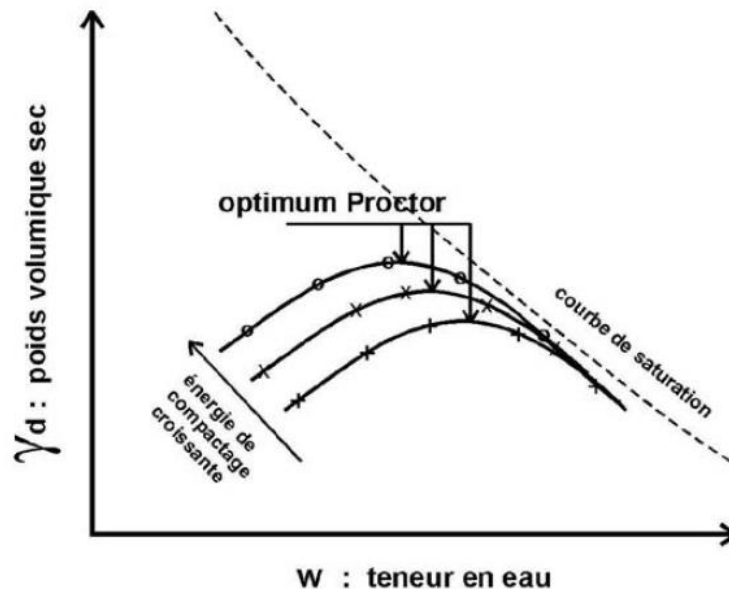


Figure 2.3 : Relation entre la densité sèche et la teneur en eau de fabrication

Donc, la densité sèche du pisé dépend en même temps de l'énergie de compactage et de la teneur en eau de fabrication. Comme l'indique la Figure 2.3, on trouve que la teneur en eau optimale varie selon l'énergie de compactage. Plus l'énergie de compactage augmente, plus la teneur en eau optimale diminue, et plus la densité sèche augmente.

Nous présentons l'étude de (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011) sur l'influence de la composition de terre et du taux de ciment sur les caractéristiques de compactage (la teneur en eau optimale et densité sèche maximale du matériau) dans le cas du matériau terre compactée stabilisée.

Ils ont réalisé des essais de compactage Proctor Standardisé pour 4 différents types de terre (S1, S2, S3 et S5) dont les taux d'argile sont de 32%, 21%, 16% et 9% respectivement, avec 3 taux de ciment (5%, 8% et 12% en poids sec). La Figure 2.4 présente les relations entre la teneur en eau optimale de fabrication et la densité sèche maximale en fonction du taux de ciment.

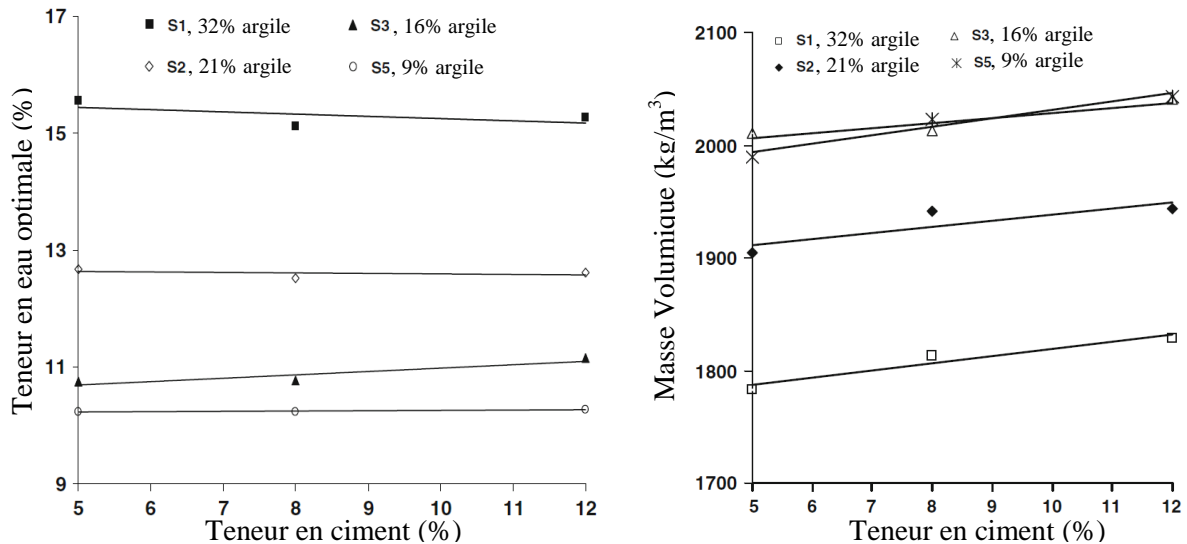


Figure 2.4: Teneur en eau optimale de fabrication (à gauche) et densité sèche maximale (à droite) en fonction du taux de ciment d'après (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011), part A

Ils ont montré que la teneur en eau optimale de fabrication n'a pas été sensible à la variation du taux de ciment alors qu'il y a eu une augmentation de la densité sèche maximale lors de l'augmentation de la teneur en ciment. Cependant, ces deux paramètres ont varié fortement en fonction du taux d'argile (Figure 2.4). L'augmentation de la teneur en eau optimale a été d'environ 50-70% quand la teneur en argile a augmenté de 9 à 32%. Pour une teneur en argile variant de 9 à 16%, il y a eu peu de variation de la densité sèche maximale. Pourtant, la densité sèche maximale a diminué environ 8-10% quand la teneur en argile augmentait de 16% à 32%. Par conséquent, il existe aussi une teneur en argile optimum.

2.2. Hétérogénéité du matériau terre compactée.

L'hétérogénéité du matériau « terre compactée » se présente non seulement à l'échelle microscopique mais aussi à l'échelle macroscopique. Ce matériau est constitué des grains de taille très variée, donc l'hétérogénéité vient d'abord de la composition du matériau. L'hétérogénéité vient ensuite de la fabrication de ce matériau. Premièrement, ce matériau est de la terre damée couche par couche (sauf le cas des BTC qui comportent une seule couche), l'adhésion entre les couches n'est jamais parfaite. Deuxièmement, dans chaque couche du matériau terre compactée, la partie supérieure qui a été en contact direct avec la dame pendant le compactage, est plus dense que la partie inférieure. Troisièmement, le frottement entre le pisé et le coffrage fait diminuer la densité du pisé, par conséquent la partie étant proche de la paroi du coffrage est moins compactée.

Dans l'étude de (Bui et al, 2009a), les auteurs ont proposé une approche d'homogénéisation en élasticité pour le matériau terre compactée (Figure 2.5). En réalité, la densité sèche diminue de haut en bas dans une couche. Cependant, dans cette approche, on a supposé qu'une couche de ce matériau est composée de deux parties différentes homogènes: la partie supérieure de l'épaisseur e_{up} (correspondant à la densité d_{up} et le

module E_{up}) et la partie inférieure de l'épaisseur e_{low} (la densité d_{low} et le module E_{low}). En plus, toutes les couches sont considérées comme identiques (d'épaisseur e) et l'adhérence entre les couches de terre est parfaite. On a obtenu :

$$\langle E \rangle = \frac{2 \cdot E_{up} \cdot E_{low}}{E_{up} + E_{low}} \quad (2-1)$$

dont: $\langle E \rangle$ est le module du matériau à l'échelle macroscopique.

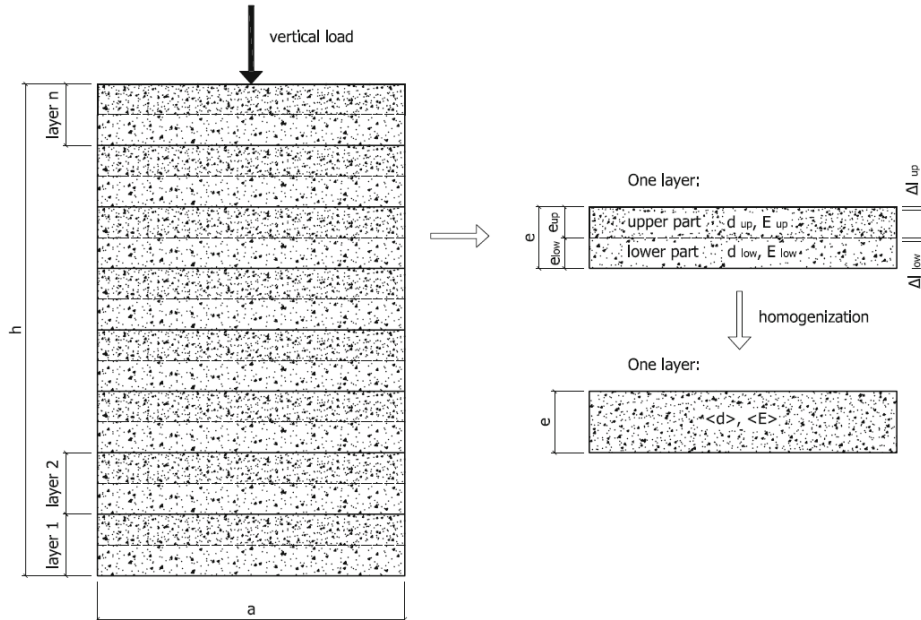


Figure 2.5 : À gauche : Échantillon du matériau terre compactée à l'échelle macroscopique comportant plusieurs couches. À droite : l'échelle microscopique sur une couche du matériau et l'homogénéisation.

2.3. Résistance mécanique du matériau terre compactée

Il existe plusieurs recherches sur la résistance mécanique des matériaux terre compactée comme (Hall & Djerbib, 2004) ; (Morel et al, 2007) ; (Maniaditis & Walker, 2008) ; (Bui et al, 2009a).

Dans l'étude de (Hall & Djerbib, 2004), plusieurs mélanges de terre ont été étudiés. Les éprouvettes de forme cubique de 10 cm, dont la densité sèche est entre 2020 et 2160 kg/m³, donnent des résistances à la compression de 0,75 à 1,46 MPa. Les modules d'élasticité de ces éprouvettes n'ont pas été mesurés. La Figure 2.6 montre les résultats de cette étude avec sur l'axe des abscisses, les noms des types de sols signifient la composition des mélanges de terre, par exemple sol de type «532» comporte 5 kg de sable (d=0,06-2 mm), 3 kg de gravier (d=2-10 mm) et 2 kg de limon (d<0,06 mm). Ils ont effectué des essais de compression simple sur les éprouvettes cubiques avec un élancement de 1. Donc il faut tenir compte de l'influence de la forme des éprouvettes sur les résultats. En effet, un coefficient de correction de 0,7 a été pris. Également, dans l'étude de (Bullen & Boyce, 1991), un coefficient de correction de 0,62 a été utilisé. La pertinence de ce type de coefficient a été discutée dans l'étude de (Morel et al, 2007) pour le cas des Blocs de Terre Comprimée.

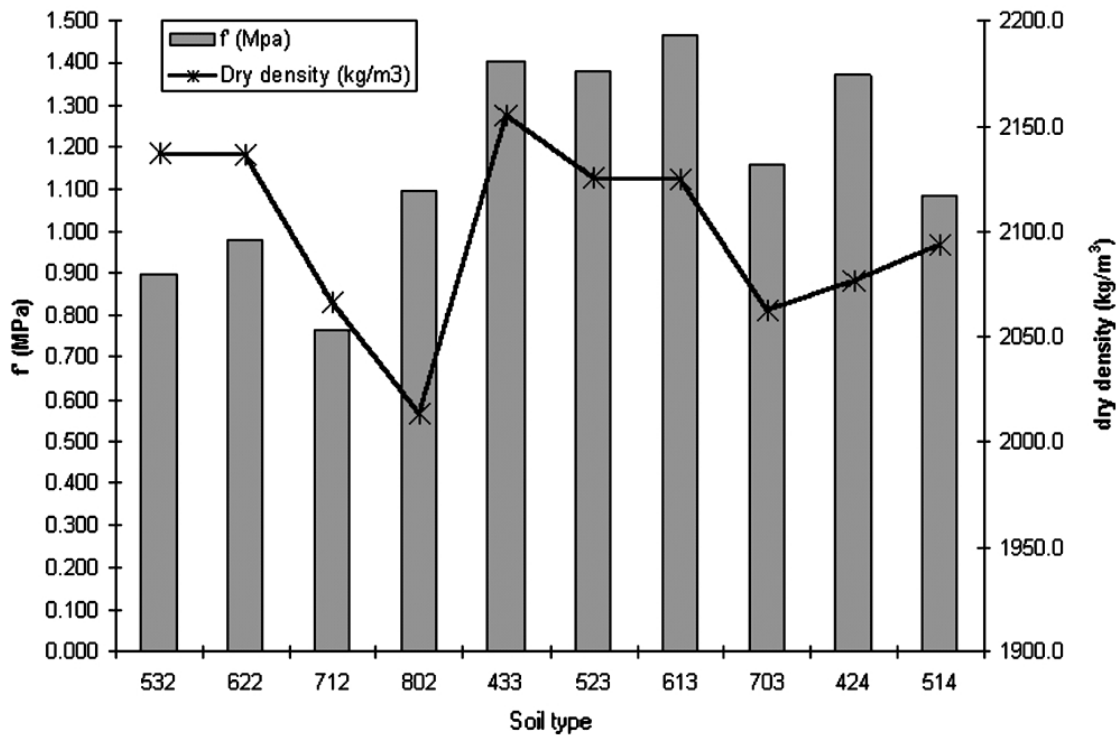


Figure 2.6 : Les résultats de la résistance à la compression et la densité sèche pour chaque type de terre utilisé pour les matériaux terre compactée, d'après (Hall & Djerbib, 2004).

Dans l'étude de (Maniaditis & Walker, 2008), les auteurs ont perçu les limites des études citées ci-dessus. En effet, ils ont comparé les résultats obtenus à partir de différents types d'échantillon : des cylindres de 10 cm de diamètre et 20 cm de hauteur; des cylindres de 30 cm de diamètre et 60 cm de hauteur; des prismes de 30x30x60 cm qui représentent des murs en pisé en Angleterre où leur épaisseur courante est de 30 cm. Les résultats ont montré que des petits échantillons et des cylindres de 30 cm de diamètre ne donnent pas les mêmes valeurs que celles des prismes qui sont représentatifs des murs sur site. Cette étude a montré encore une fois l'effet de la taille de l'échantillon et l'effet des bords au contact avec le coffrage.

Dans l'étude de (Bui et al, 2009a), on a déterminé le module d'Young et la résistance à la compression pour des échantillons de tailles variées. La procédure adoptée fut la suivante : étude du comportement de la terre compactée à l'échelle macroscopique (mur sur site), ensuite, à l'échelle d'un volume élémentaire représentatif fabriqué de la même façon que sur site et enfin à l'échelle microscopique avec des blocs de terre comprimée et des échantillons cylindriques fabriqués en laboratoire. À l'échelle macroscopique (des murs sur site), des mesures dynamiques ont été réalisées sur site pour déterminer des fréquences propres des murs. Le module d'élasticité a été déterminé à partir des fréquences propres mesurées en faisant une modélisation par éléments finis. Une maison en pisé en cours de construction, se situant près de la ville de Thiers (France), a été choisie comme objet d'étude. La deuxième approche est à l'échelle d'un volume élémentaire représentatif (VER). Des échantillons ont été fabriqués par le même artisan fabricant des pisés sur site. Les dimensions des échantillons étaient proches des celles des murs sur site. La terre a été aussi prélevée sur site et transportée au laboratoire. Des échantillons pouvaient donc assurer une représentativité du matériau des murs sur site. Le module d'élasticité et la résistance à la compression des échantillons ont été déterminés par des essais de compression simple en laboratoire. Finalement, en ce qui concerne la dernière approche, à l'échelle microscopique, des essais ont été réalisés sur des blocs de terre comprimée (BTC) équivalents qui ont pu remplacer les échantillons en pisé pour faciliter la procédure des tests en laboratoire. Une procédure d'homogénéisation a été mise en place pour trouver la relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité des BTC et des VER.

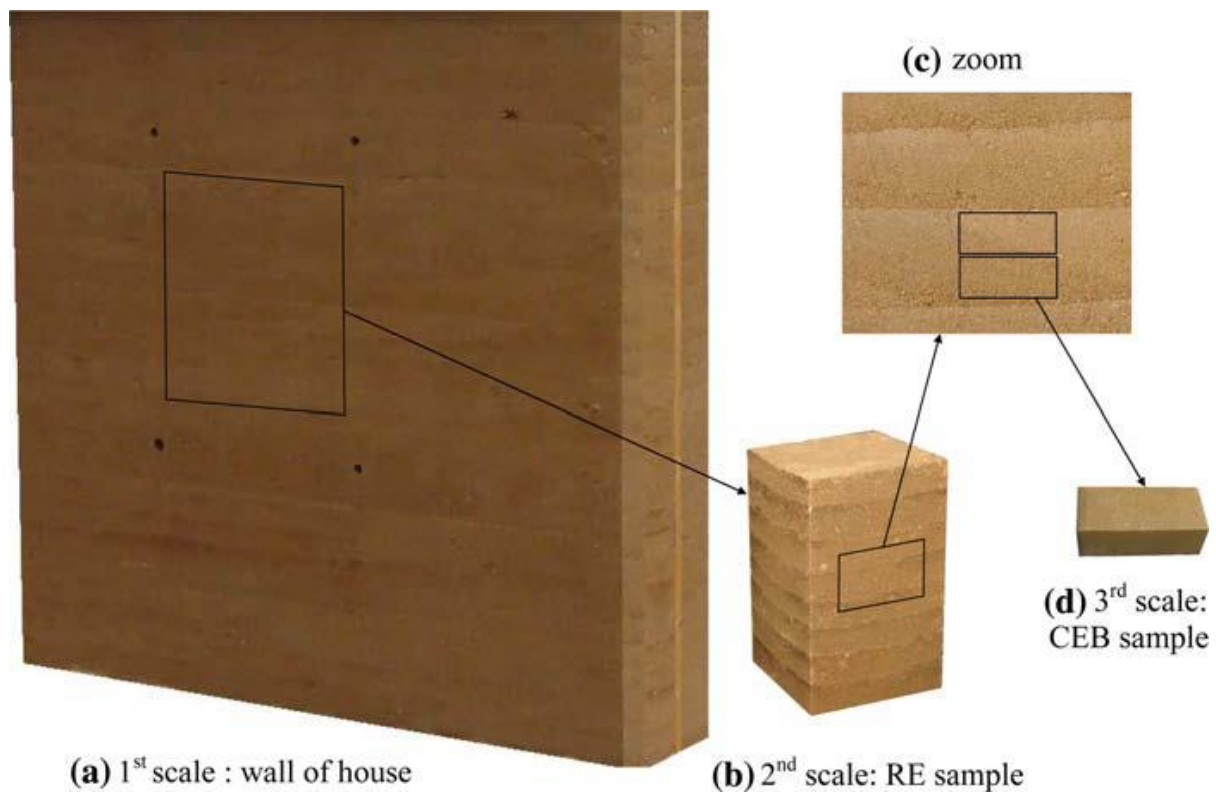


Figure 2.7 : Présentation des trois échelles utilisées par (Bui et al, 2009a)

Ils ont montré que le résultat calculé à partir des BTC équivalents (troisième échelle) est proche de celui obtenu à partir des échantillons représentatifs de pisé testés en laboratoire (deuxième échelle). Pourtant, l'approche utilisant des mesures dynamique in-situ (première échelle) donne un résultat plus élevé que deux autres approches. Il faut noter ici que les mesures dynamiques in-situ sur les murs de site ne permettent que de déterminer le module d'élasticité par la modélisation des murs donc la résistance à la compression des murs n'a pas pu être déterminée.

La résistance à la compression du matériau terre compactée stabilisée a été étudiée dans l'étude (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011) part B. Deux types d'éprouvettes ont été fabriqués et testés : des éprouvettes prismatiques de dimension 15x15x30 cm et des murets de dimension 60x15,5x72 cm. Ils ont utilisé 5 différents types de terre dont la teneur en argile est de l'ordre de 9-32%, avec l'ajout du ciment à 3 taux différents (5 ; 8 et 12%). Deux états d'humidité durant les tests ont été étudiés : l'état saturé en eau et l'état sec.

La Figure 2.8 présente les résistances à la compression des prismes et des murets aux états sec et saturé en fonction de la teneur en argile dans le cas de 5% de ciment (à gauche) et dans le cas de 8% de ciment (à droite). Dans le cas de 5 % de ciment, les auteurs ont montré qu'il existait un pic distinct à la fraction d'argile de 16% suivi d'une chute de la résistance, puis la force a augmenté avec l'augmentation de la teneur en argile. La résistance à sec à 32 % d'argile était plus que celle du pic à 16% d'argile. Dans le cas de 8 % de ciment, il existait aussi un pic de la résistance à 16 % d'argile. À l'état sec, les résistances aux pics étaient de 45 et 35% de plus que les résistances les plus basses pour des prismes et des murets respectivement.

Ils ont montré que la résistance à la compression des murets était supérieure à celle des prismes, à la fois à l'état sec et humide. En cas de 8 % de ciment, la résistance à l'état sec des murets était d'environ 10-15% de plus que celle des prismes. En cas de 5% de ciment, la résistance à la compression des murets était de 16-30 % de plus que celle du prisme à l'état humide et 5-24 % à l'état sec. La raison de cette différence

n'a pas encore été analysée par les auteurs. Notons que dans l'étude de (Morel et al, 2007), les auteurs ont trouvé le même type de résultats.

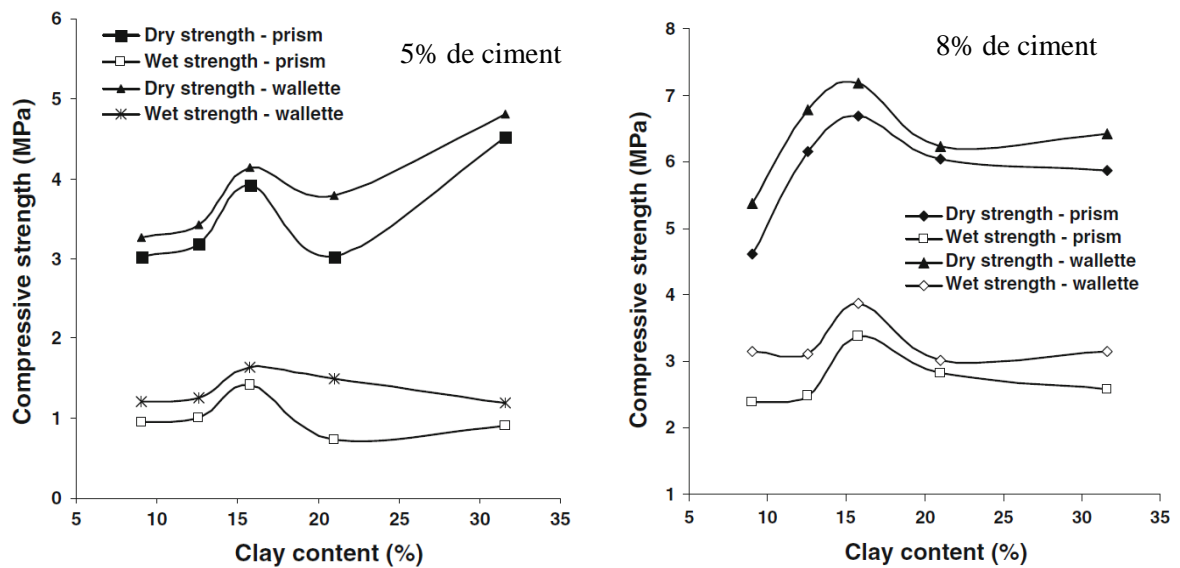


Figure 2.8 : La relation entre la résistance à la compression et la teneur en argile. À gauche, le cas de 5% de ciment et à droite, le cas du 8% de ciment. D'après (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011), part B

La comparaison entre les résistances à la compression à l'état sec et humide a été aussi effectuée. Le rapport de la résistance à la compression à l'état sec sur celle à l'état saturé en fonction du taux d'argile a été dans la gamme de 0,25-0,40 pour le cas de 5 % de ciment et de 0,5 à 0,60 pour le cas de 8% de ciment.

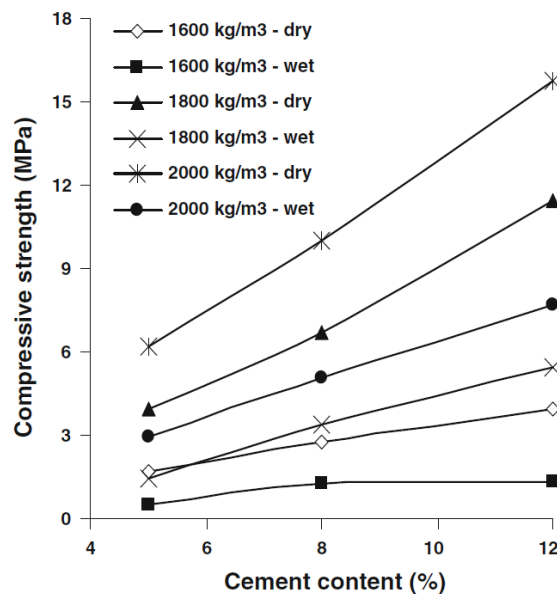


Figure 2.9 : La relation entre la résistance à la compression et la teneur en ciment d'après (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011), part B.

La relation entre la résistance à la compression et la teneur en ciment a été aussi discutée dans cette étude. Les deux cas de l'état sec et de l'état saturé ont été étudiés pour les trois densités de 1600, 1800 et 2000 kg/m³ du matériau. Ils ont montré que la résistance à la compression (à la fois l'état sec et l'état saturé) augmentait avec l'augmentation de la teneur en ciment, indépendamment de la densité. Lorsque la teneur en ciment est passée de 5 à 12%, l'augmentation de la résistance était significative pour les trois densités étudiées. Le pourcentage d'augmentation différait dans chaque cas et il était dans la gamme de 120 à 250% (Figure 2.9).

2.4. Durabilité du matériau terre compactée

La durabilité du matériau terre compacté a aussi été discutée dans la littérature. Dans ce domaine, le plus grand inconvénient du matériau terre est sa sensibilité à l'eau. Quand on parle d'une construction en terre, ce problème est tout de suite posé. Il existe quelques recherches qui ont étudié la durabilité des matériaux terre compactée, par exemple, l'étude de (Guettala et al, 2006), l'étude de (Bui et al, 2009b). Pour évaluer la fiabilité des essais de la durabilité du matériau terre en laboratoire, dans l'étude de (Guettala et al, 2006), les auteurs ont fait parallèlement deux types d'essai différents sur des échantillons similaires : des essais en laboratoire et des essais sur site. Pour le premier type, des essais de "wet to dry strength", "spray", "capillary absorption", "freezing-thawing" ont été réalisés sur 4 types de BTC avec des compositions différentes, correspondant aux différents types de stabilisants qui sont : la chaux, le ciment, le mélange ciment + chaux, et le mélange ciment + résine. Pour le deuxième type, 8 murets ont été construits avec les mêmes BTC que ceux des essais de laboratoire. Ces murets étaient exposés aux conditions naturelles pendant 48 mois (Figure 2.10). La précipitation annuelle du site était d'environ 120mm. Bien qu'il manque encore des mesures quantitatives dans cette étude, les auteurs ont montré que la durabilité des BTCs augmente considérablement avec l'ajout des stabilisants et qu'il n'y a pas eu de signe de détérioration des murs étudiés après 48 mois d'exposition aux conditions naturelles. Cependant, dans cette étude, les murs ont été exposés dans des conditions climatiques exceptionnelles correspondant à un climat désertique qui n'est pas représentatif des conditions climatiques en Europe. Par exemple, les précipitations annuelles moyennes de la France sont d'environ 900mm pour la période des années 2009-2013, ce qui est beaucoup plus important que celle de cette étude.

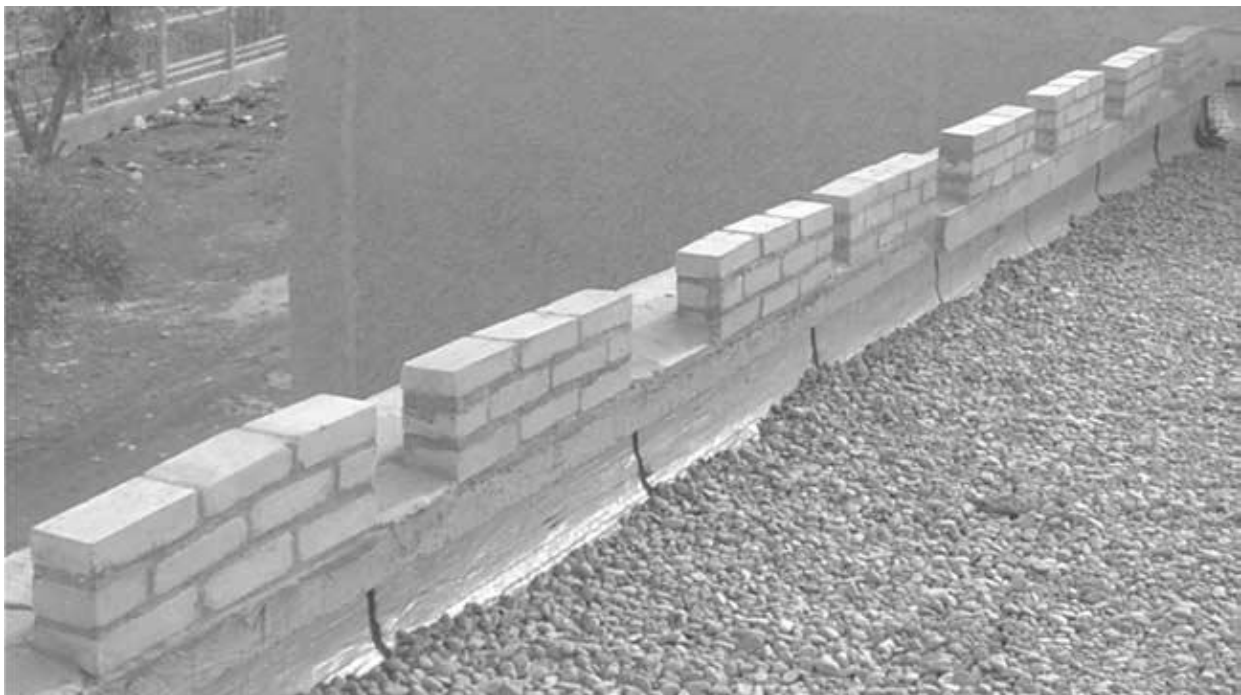


Figure 2.10: Des murets exposés aux conditions naturelles dans l'étude de (Guettala et al, 2006).

(Bui et al, 2009b) ont étudié la durabilité des différents types de murs en pisé stabilisé et non stabilisé. Un total de 104 murets en terre compactée ont été construits et exposés pendant 20 ans au vieillissement naturel (Figure 2.11). Aucun de ces murets ne s'est effondré complètement à ce jour. Une méthode pour mesurer l'érosion du muret par stéréo - photogrammétrie a été développée. Le résultat a montré que la profondeur moyenne de l'érosion des parois étudiées était d'environ 2 mm (0,5% de l'épaisseur de paroi) dans le cas des murets stabilisés à 5% en poids sec de chaux hydraulique et environ 6,4mm (1,6% de l'épaisseur de paroi) dans le cas des murets non-stabilisés. Dans le cas des murets stabilisés, une durée extrapolée de vie plus de 60 ans pourrait être évaluée. La méthode de stéréo - photogrammétrie utilisée pour

mesurer l'érosion des murets sur place pourrait également aider à calibrer et à développer des tests au laboratoire plus pertinents pour évaluer la durabilité du mur en pisé.



Figure 2.11 : Vue générale des murets sur site, d'après (Bui et al, 2009b)

Deuxième partie

, Optimisations mécaniques des matériaux locaux

Chapitre 3

Optimisations mécaniques des matériaux provenant du sol

En général, le comportement d'une construction (la stabilité, le confort thermique, etc...) dépend à la fois des caractéristiques du matériau et de la conception architecturale de l'ouvrage. Par conséquent, afin d'obtenir un bon comportement de la construction, les deux échelles (échelle du matériau et échelle de la structure) doivent être bien dimensionnées. Dans le cadre de notre étude sur les constructions durables en matériaux locaux, seul l'aspect mécanique est étudié. À l'échelle du matériau, nous étudions leurs caractéristiques mécaniques (la résistance à la compression, la résistance à la traction et la sensibilité à l'action d'eau...) et d'autre part à l'échelle de la structure, nous étudions la stabilité (aux actions statiques et sismiques) de quelques types de construction en matériaux locaux.

Malgré un grand intérêt de remplacement des constructions conventionnelles par des constructions durables utilisant les matériaux locaux que nous avons montré dans le chapitre précédent, et malgré plusieurs études sur ce type de matériaux qui ont été faites récemment, l'utilisation des matériaux locaux pour construire des constructions durables reste encore en nombre limité. Jusqu'aux années 1980, les matériaux locaux étaient oubliés par la domination des constructions en matériaux conventionnels comme le béton armé et les constructions métalliques. De nos jours, on recommence à s'y intéresser. Une des raisons du nombre limité de ce type de construction est la faible résistance mécanique des matériaux locaux par rapport aux matériaux conventionnels. Par exemple, la résistance en compression des matériaux provenant du sol est de l'ordre de 1 à 10 MPa alors que celle d'un béton classique est de l'ordre de 30 MPa et celle de l'acier est encore plus élevée. De plus, la variété des sols selon les différents terrains de construction cause des difficultés sur le choix de la technique d'utilisation. Afin de faciliter la mise en place des constructions en matériaux locaux, cette thèse va étudier des approches différentes afin d'optimiser la résistance mécanique de ces matériaux

Dans le cas des matériaux locaux comme la pierre et le bois, la conception architecturale contribue principalement au comportement de l'ouvrage parce qu'à l'échelle du matériau, il est difficile d'intervenir pour modifier leurs caractéristiques. Par contre, pour un matériau provenant du sol, en fonction des caractéristiques du sol, la technique d'utilisation (terre coulée, terre compactée statiquement ou dynamiquement, etc.) et la composition des ajouts (teneur en eau et éventuellement taux de liant...) jouent un rôle important et déterminent les caractéristiques du matériau. C'est la raison pour laquelle, l'étude d'optimisations mécaniques n'est effectuée que sur les matériaux provenant du sol.

Nous présenterons tout d'abord dans ce chapitre les principes d'optimisations mécaniques pour les matériaux locaux provenant du sol. Ensuite, l'étude de l'optimisation mécanique sur les matériaux terre sera présentée. Deux techniques d'utilisation du matériau seront étudiées : la technique de la terre compactée (sans stabilisation et avec stabilisation) et la technique de la terre coulée. Elles seront testées sur plusieurs terres différentes. Enfin, la technique du matériau « béton de poulingue » sera étudiée sur un sol comportant peu/pas d'argile. Pour chaque technique d'utilisation des matériaux, plusieurs compositions différentes seront étudiées en variant les ajouts et leur quantité. Les ajouts peuvent être de l'eau, de l'argile, du sable, du ciment ou de la chaux, etc. Cela permet de trouver des compositions optimales des matériaux.

3.1. Principes d'optimisations mécaniques des matériaux provenant du sol

Les matériaux locaux sont prélevés sur chaque site de construction et utilisés après avoir été traités. Correspondant à chaque site du projet de construction, le matériau disponible sur le terrain est déterminé, il peut être le sol, la pierre, etc. Comme nous avons dit précédemment, ce chapitre n'aborde que les questions sur les matériaux provenant du sol. Les optimisations mécaniques des matériaux provenant du sol comportent trois étapes principales :

- la caractérisation des sols
- l'étude sur les caractéristiques mécaniques de différents matériaux (techniques de fabrication potentiellement convenables)
- le choix du matériau le mieux adapté.

Premièrement, des essais de caractérisation du sol comportant l'analyse granulométrique et l'analyse de l'activité d'argile, doivent être effectués pour obtenir la description des compositions du sol et ses propriétés physiques. Cela donne des informations initiales sur les possibilités d'utilisation du sol ainsi que les caractéristiques du matériau correspondant. Puis, en fonction des caractéristiques du sol, des techniques d'utilisations du matériau peuvent être proposées.

Deuxièmement, concernant l'étude sur les caractéristiques mécaniques des matériaux, plusieurs techniques d'utilisation des matériaux peuvent être étudiées. Il s'agit des techniques du matériau terre compactée (statiquement ou dynamiquement), du matériau terre coulée, etc... Correspondant à chaque technique d'utilisation, plusieurs compositions différentes du matériau peuvent être étudiées en variant les types des ajouts qui sont l'eau, l'argile, le sable, ou bien des liants hydrauliques (ciment et/ou chaux), etc. Des essais mécaniques doivent être effectués sur les matériaux proposés afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques. À ce propos, on s'intéresse surtout aux résistances à la compression, à la traction, à l'action d'eau. En outre, les autres caractéristiques comme le module d'Young, le coefficient de Poisson peuvent être aussi étudiées.

Troisièmement, le choix final du matériau pour chaque projet doit être effectué en comparant à la fois les caractéristiques mécaniques entre les matériaux étudiés et les demandes de dimensionnement du projet. Pour les demandes de dimensionnement du projet, la résistance mécanique du matériau doit être mise en priorité, ensuite, la demande de la minimisation du liant doit être considérée dans le cas où il est nécessaire d'en rajouter et enfin, la demande d'optimisation de la mise en œuvre du matériau doit être aussi prise en compte afin de réduire le temps d'exécution du projet.

Dans le cadre de notre étude, quatre sols nommés respectivement Levens, St Martin de Vésubie, Nice-Galet, Auribeau ont été étudiés. Il s'agit des sols de différents projets de construction appartenant à la société Filiaterre LOQUIS. Les sols ont été prélevés sur les sites de construction et amenés au Laboratoire de Bâtiment et Génie Civil (LGCB) de l'ENTPE afin d'effectuer des études sur les matériaux.

Des essais de caractérisation de ces sols seront présentés ci-dessous.

3.1.1. Caractérisation des sols

Dans cette étude, les sols sont utilisés en tant que matériaux de construction. Il est indispensable de caractériser les sols, c'est-à-dire déterminer leur composition et leurs propriétés physiques. Cela donne des informations initiales sur les possibilités d'utilisation des sols ainsi que sur les caractéristiques mécaniques des matériaux correspondants. Par exemple, dans le cas de la terre compactée non-stabilisée, l'argile joue le rôle du liant unique dans le matériau donc une terre qui ne contient pas d'argile n'est pas utilisable telle quelle. Pour l'étude sur des caractéristiques mécaniques des matériaux provenant du sol, on s'intéresse notamment à l'analyse des distributions granulométriques et à l'analyse de l'activité des argiles du sol

utilisé. L'analyse granulométrique des sols permet d'abord d'évaluer leur quantité d'argile. La dimension de 2 μm marque généralement la limite supérieure de la fraction argileuse. Notons cependant que toute particule inférieure à 2 μm n'a pas forcément les propriétés physiques des argiles minéralogiques. Ensuite, l'étalement de la granulométrie, qui est mesuré par le coefficient d'uniformité C_U et le coefficient de courbure C_C , permet d'estimer la compactabilité et le potentiel de traitement par compactage dynamique du sol. Quand le sol est bien gradué, il est compactable. Par contre, quand le sol est mal gradué, il est peu compactable ou non compactable. Par exemple, un sable ayant un coefficient d'uniformité inférieur à 4 est difficile à compacter. Enfin, l'analyse de l'activité de l'argile permet d'examiner la sensibilité à l'eau du sol, donc d'évaluer la résistance à l'eau du matériau.

➤ **Analyses de la distribution granulométrique:**

Une des étapes de la caractérisation d'un sol consiste à évaluer sa composition à partir de sa courbe granulométrique; il s'agit d'un graphique qui indique le pourcentage en poids des passants ou des refus des grains à chaque dimension. La courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques, de façon à donner une représentation plus précise des particules fines. On obtient les données nécessaires au tracé de cette courbe grâce à l'analyse granulométrique. Pour la fraction de sol dont les grains sont supérieurs à 80 μm , elles sont obtenues par tamisage sur une série de tamis de maille variable. Pour la fraction de sol dont les grains sont inférieurs à 80 μm , deux méthodes les plus couramment utilisées sont la méthode de sédimentation (méthode basée sur le temps de sédimentation des particules solides en suspension dans un fluide) et la méthode de granulométrie laser.

L'essai granulométrique par tamisage est réalisé conformément à la norme NF P 94 - 056. La quantité de sol nécessaire pour un échantillon dépend de la dimension maximale des particules dans le sol, il est entre 200 et 600 fois du diamètre des plus gros éléments (en cm). Tout d'abord, l'échantillon est mis dans une étuve à 105°C pour faire sécher et déterminer son poids sec. Afin de séparer les grains supérieurs à 80 μm et les grains inférieurs à 80 μm , l'échantillon est trempé dans l'eau pendant au moins 24h avant de réaliser un tamisage par voie humide avec un tamis de 80 μm . Ensuite, les deux parties des grains supérieurs et inférieurs à 80 μm sont mises dans l'étuve pour les sécher et déterminer leurs poids sec. Enfin, l'essai granulométrique par tamisage (voie sèche) est réalisé pour des grains supérieurs à 80 μm .

L'essai de granulométrie Laser est réalisé conformément à la norme NF E 48 - 650. À l'aide de la machine de granulométrie laser, les composants inférieurs à 80 μm sont directement déterminés. La granulométrie laser est une technique basée sur la diffraction de la lumière avec plusieurs hypothèses dont la plus importante est que les particules sont considérées comme sphériques. La granulométrie donne les pourcentages des particules en volume qui seront considérés comme les pourcentages en poids en admettant que le poids volumique des grains est constant.

L'essai de sédimentométrie est réalisé conformément à la norme NF P 94 - 057. Les grains de diamètres différents sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesses différentes. La relation entre le diamètre des grains et la vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes. Comme cette relation a été établie pour des grains sphériques, on n'obtiendra que des diamètres équivalents.

Plusieurs études ont été réalisées pour comparer la méthode de sédimentométrie et la méthode de granulométrie laser. De bonnes corrélations ont été trouvées entre ces deux méthodes mais il n'y a pas de relation 1:1 e.g. (McCave et al, 2006) ; (Loizeau et al, 1997); et (Konert & Vandenberghe , 1997). En fait, la granulométrie laser est rapide qui permet de diminuer considérablement le temps des essais. Cependant, cette méthode nécessite une machine de granulométrie laser qui est coûteuse tandis que l'essai de sédimentométrie peut être réalisé en utilisant seulement des outils simples. Par conséquent, l'essai de granulométrie laser sera remplacé par l'essai sédimentométrique dans le cas où la machine granulométrie

laser n'est pas disponible ou les essais sont réalisés sur site, pas en laboratoire. Dans le cadre de ce mémoire de thèse, les résultats granulométriques présentés sont issus de la méthode sédimentométrique.

➤ Analyses de l'activité d'argiles

Les argiles se présentent sous forme des plaquettes très fines, constituées par l'assemblage de feuillets liés entre eux. Il en résulte que leur surface spécifique peut atteindre des valeurs très élevées (jusqu'à 800 m²/g). De plus, cette structure cristalline particulière confère aux argiles un ensemble de propriété de comportement nommé « activité » (cohésion, plasticité, retrait). L'analyse de l'activité de l'argile est réalisée grâce à l'essai de la valeur au bleu de méthylène conformément la norme NF P 94-068.

Le bleu de méthylène a la propriété d'être absorbé préférentiellement par les argiles et les matières organiques. Une masse connue de fines particules (<80 µm) est dispersée dans l'eau distillée à laquelle on ajoute des doses croissantes de bleu de méthylène. Tant que le bleu de méthylène est absorbé, il ne colore pas l'eau. On le vérifie en déposant une goutte sur un papier buvard: le centre de la tache est bleu vif (argile ayant absorbé le bleu) et l'auréole de la tache reste incolore. À partir d'une certaine dose de bleu, l'auréole se colore aussi: c'est le signe que toute l'argile a épuisé sa capacité d'absorption.

La quantité de bleu consommée est donc une indication de la quantité d'argile. La valeur de bleu s'exprime par la quantité de bleu en grammes consommée par 100 grammes de fines. Des compléments d'informations peuvent être obtenus par des analyses au microscope électronique permettant de mieux connaître l'état et la distribution des feuillets argileux et, éventuellement d'autres particularités aptes à favoriser ou, au contraire, empêcher le phénomène de se produire.

➤ Résultats obtenus:

Les courbes granulométriques des sols étudiés sont présentées dans la Figure 3.1. À partir de cette figure, les compositions des particules sont calculées et présentées dans le Tableau 3.1.

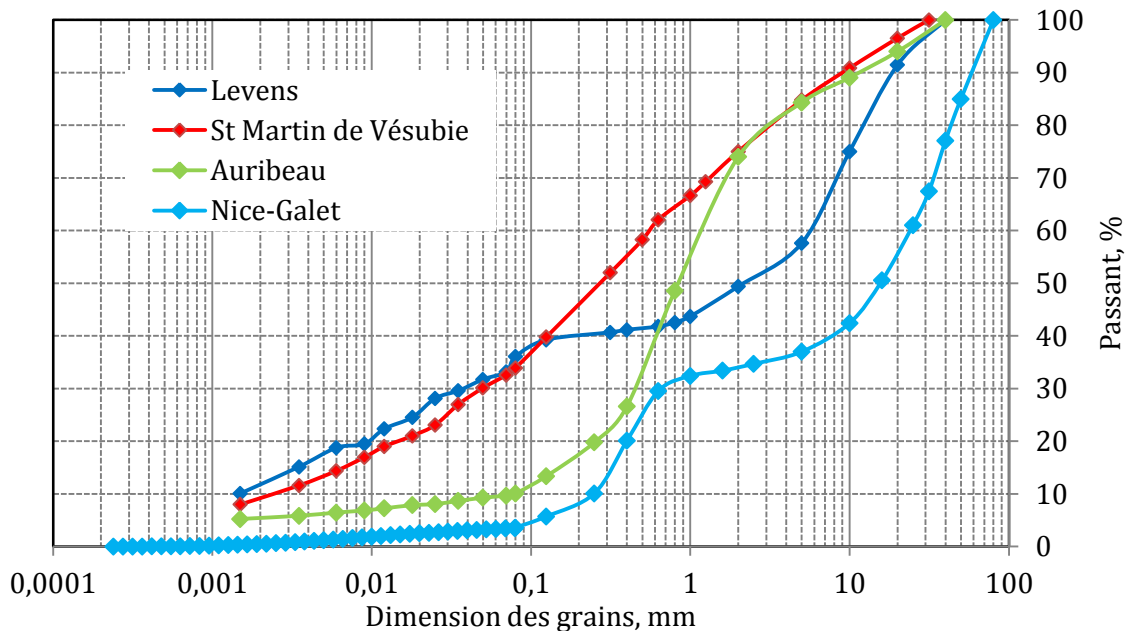


Figure 3.1 : Courbes granulométriques des sols étudiés.

Tableau 3.1 : Composition des grains des sols étudiés

Nom du sol	Composition des particules en pourcentage					Dimension maximale des grains (mm)
	Argiles (d ≤ 2 μ)	Limons (d=2÷60 μ)	Sables (d=60 μ÷2 mm)	Graviers (d=0,2÷2 cm)	Cailloux (d=2÷20 cm)	
Levens	12	20	18	42	8	30
St Martin de Vésubie	9	23	46	21	3	20
Auribeau	5	5	64	30	6	30
Nice-Galet	<1	3	30	20	45	80

Ensuite, les résultats de l'activité d'argiles des sols étudiés sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.2 : Résultats de l'activité des argiles des sols étudiés

Nom du sol	VBS	Caractéristique
Levens	2,3-2,9	Sol limoneux de plasticité moyenne
St Martin de Vésubie	0,7	Sol sablo, limoneux, sensible à l'eau
Auribeau	0,6	Sol sablo, limoneux, sensible à l'eau
Nice-Galet	0,075	Insensible à l'eau

3.1.2. Proposition des techniques d'utilisation

Nous allons étudier quelques techniques d'utilisation des matériaux pour ces sols comme ci-après :

- Les techniques « terre compactée » et « terre coulée » seront étudiées pour les sols qui contiennent de l'argile. Il s'agit des sols de Levens, de St Martin de Vésubie, et d'Auribeaux.
- Pour le sol de Nice-Galet qui est un poudingue, il contient peu d'argile (< 0,5%). Donc la technique « béton de poudingue » sera étudiée. Nous allons essayer d'y ajouter du ciment, de la chaux et du sable pour chercher la composition optimale de ce matériau.

3.2. Technique « terre compactée »

3.2.1. Fabrication des échantillons

Matériels utilisés

Il existe en général trois modes de compactage comprenant les compactages statique, dynamique, et vibratoire. Le compactage statique est utilisé dans les travaux routiers ou bien dans le cas des petits éléments de maçonnerie en terre comme les blocs de terre comprimée (BTC). Pour les constructions en terre compactée, le compactage vibratoire est peu utilisé car il ne peut être utilisé que dans les parois suffisamment épaisses ou bien dans les planchers en utilisant une plaque de vibration. Alors, la technique couramment utilisée actuellement pour des constructions en terre est la technique de pisé qui est un compactage dynamique à l'aide d'un pilon/d'une dame pneumatique ou manuelle. Dans la fabrication des éprouvettes en laboratoire, pour reproduire le mode de compactage dynamique, la machine de Proctor a été utilisée.

La machine de Proctor consiste à compacter automatiquement le sol (Figure 3.2). Grâce aux possibilités de changer soit la hauteur de chute de la masse soit, le poids de la masse, l'énergie de compactage peut être changée. Deux énergies de compactages correspondant respectivement aux essais de Proctor normal et Proctor modifié sont systématiquement utilisées pour fabriquer les éprouvettes dans les travaux routiers. Dans le cas de l'essai Proctor normal dont l'énergie de compactage est de $0,6 \text{ kJ/dm}^3$, la petite masse de 2490 g est utilisée, la hauteur de chute est de 305 mm, avec 55 coups par couche. Pour avoir l'énergie de compactage de l'essai Proctor modifié qui vaut $2,7 \text{ kJ/dm}^3$, la petite masse est remplacée par une grosse masse de 4535 g avec une hauteur de chute de 457 mm.



Figure 3.2 : La machine de compactage dynamique et le moule CBR modifié

Les éprouvettes sont compactées dans un moule CBR modifié qui a été fabriqué au laboratoire. Il est de forme cylindrique de 15,6 cm de diamètre et 32 cm de hauteur (Figure 3.2). Dans les travaux des remblais routiers, on utilise deux moules: le moule Proctor et le moule CBR dont les caractéristiques sont présentées dans le Tableau 3.3. Dans notre étude, les éprouvettes doivent être utilisées dans les essais mécaniques en laboratoire pour déterminer la résistance à la compression et le module d'Young du matériau. Afin d'éviter l'effet de frottement pendant l'essai de compression (Duffaut, 2002), il faut s'assurer d'un coefficient d'élancement autour de 2. C'est la raison pour laquelle le moule CBR est modifié en

augmentant la hauteur à 32 cm au lieu de 116,5 mm pour que son rapport hauteur sur diamètre soit approximativement de 2.

Tableau 3.3 : Caractéristiques des différents types de moules

Moule	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)
Proctor	101,5	116,5 mm
CBR	152	152,5 dont l'épaisseur du disque d'espacement est de 36 mm, soit 116,5 mm
CBR modifié	156	320 mm

Préparation du mélange de terre :

La préparation d'un mélange de terre comporte plusieurs étapes. La première étape est le séchage de la terre amenée au laboratoire parce que la terre prélevée sur le site de la construction est en général à l'état humide. Alors, la teneur en eau de la terre naturelle doit être aussi déterminée. Deuxième étape est l'élimination des gros grains dans la terre afin d'obtenir des éprouvettes homogènes. L'étude de (Duffaut, 2002) a montré que la taille de l'éprouvette doit être plus élevée que dix fois la taille des gros éléments du matériau pour que l'essai soit homogène. Comme des moules CBR modifiés dont le diamètre est de 15,6 cm sont utilisés pour fabriquer des éprouvettes les éléments de dimension supérieure à 10 mm ont été éliminés en utilisant un tamis de cette taille. Par conséquent, le rapport entre la dimension de l'éprouvette et la taille maximale des éléments est de 15. On note ici qu'avant de la tamiser, elle a été broyée pour que les éléments dans la terre soient décollés. Cela permet de faciliter le tamisage de la terre. Troisième étape est l'ajout de l'eau pour avoir un mélange de terre à la teneur en eau souhaitée. La quantité d'eau ajoutée est calculée suivant la formule (3-1) où w est la teneur en eau souhaitée du mélange, m est la masse de la terre utilisée pour un mélange et w_0 est la teneur en eau initiale de la terre. En effet, avant le malaxage, la terre utilisée a été séchée sous le soleil. Cependant, on ne peut pas attendre un état sec complet de la terre (teneur en eau égale à 0). Alors, la terre contient une quantité d'eau correspondant à une teneur en eau initiale w_0 . Cette teneur en eau initiale a dû être mesurée et elle varie de 1 à 2%.

$$m_{ajout}^e = \frac{w - w_0}{1 + w_0} . m \quad (3-1)$$

Après avoir ajouté la quantité d'eau nécessaire, on mélange la terre avec de l'eau par un malaxeur. Ensuite, le mélange est mis dans des sacs plastiques bien fermés et laissés pendant au moins un jour pour qu'ils soient homogènes avant de fabriquer des éprouvettes.



Figure 3.3 : Sacs contenant la terre à la teneur en eau souhaitée

3.2.2. Teneur en eau optimale de fabrication

L'essai de Proctor permet de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une densité sèche maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises. Des échantillons de sol sont compactés dans un moule en adoptant de diverses valeurs de teneur en eau. Pour chaque essai, la densité sèche correspondante est déterminée. Puis les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum de Proctor. L'abscisse du maximum de cette courbe représente la teneur en eau optimale w_{opt} , et son ordonnée est la densité sèche optimale d_{opt} .

Dans un premier temps, nous avons cherché la teneur en eau optimale de la terre Levens. Des échantillons correspondant aux teneurs en eau de 8 à 16% ont été fabriqués. Pour obtenir une densité sèche qui est proche à la densité sèche du pisé sur site qui est de l'ordre de 1900 kg/m^3 (Bui et al, 2009), plusieurs énergies de compactage, y compris énergies intermédiaires entre celles de Proctor Normal et celle de Proctor Modifié, ont été essayées. Après l'étude préliminaire, une énergie de compactage de $1,12 \text{ kJ/dm}^3$ a été choisie. Les densités sèches des échantillons ont été déterminées afin de tracer la courbe Proctor qui présente la relation entre la teneur en eau et la densité sèche des échantillons. Cette courbe est présentée dans la figure ci-dessous.

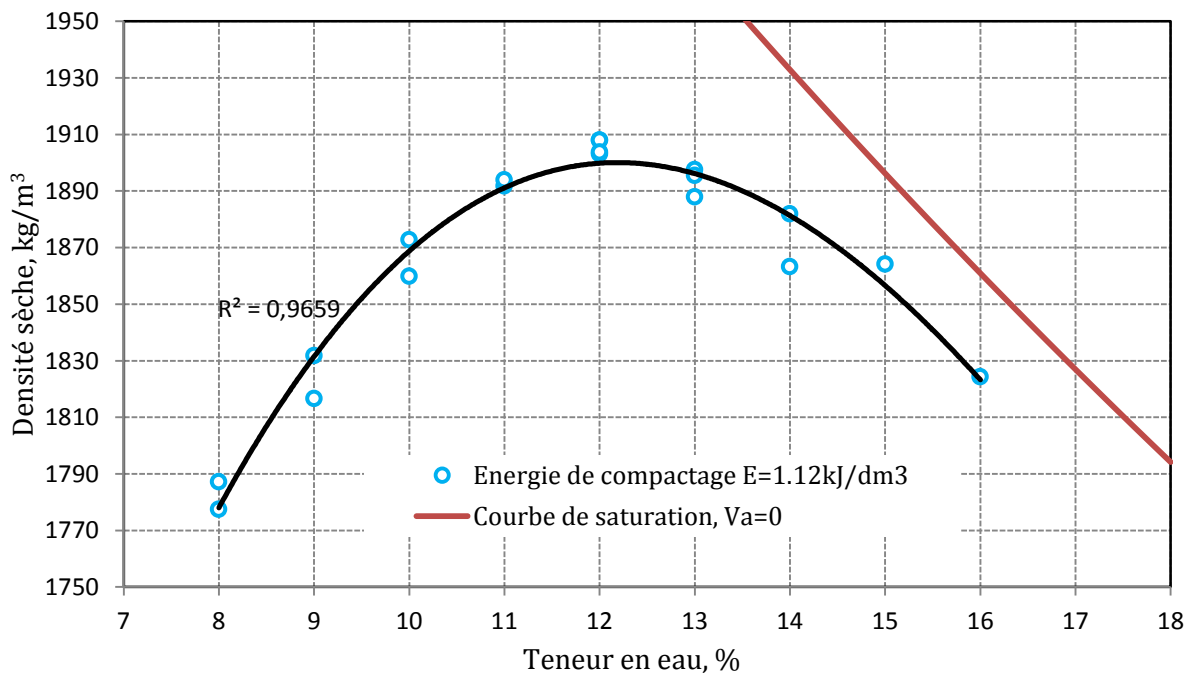


Figure 3.4 : Courbe Proctor de la terre Levens

À partir de la courbe Proctor de la terre de Levens, nous obtenons la teneur en eau optimale de 12%, ce qui correspond à la densité sèche maximale de 1900 kg/m^3 environ.

3.2.3. Essais de compression uniaxiale

3.2.3.1. Surfaçage et séchage des éprouvettes

Étant au contact avec le fond du moule pendant le compactage, la surface inférieure des éprouvettes est déjà suffisamment lisse et n'a pas besoin d'un surfaçage, alors que la surface supérieure doit être surfacée pour obtenir une surface lisse.

Les éprouvettes de terre compactée ont été surfacées par une couche de ragréage. D'abord, les éprouvettes ont été posées sur une table dont la surface avait été réglée horizontalement grâce aux niveaux. Ensuite, du scotch a été utilisé pour créer un rebord (Figure 3.5). Puis, une gâchée du ragréage a été préparée suivant la formulation indiquée sur la notice du fabricant. Elle a été versée directement sur la surface des éprouvettes. Grâce à la caractéristique auto-lissante de ce produit, la surface de la couche de ragréage a été aplanie automatiquement. Enfin, les scotchs ont été enlevés le lendemain, après le durcissement du ragréage. Des éprouvettes avant et après avoir été surfacées sont présentées dans la Figure 3.6.



Figure 3.5 : Surfaçage des éprouvettes par une couche de ragréage



Figure 3.6 : Une éprouvette avant le surfaçage (à gauche) et une éprouvette après le surfaçage (à droite)

Après avoir été surfacées, les éprouvettes sont laissées à l'air ambiant du laboratoire (température de 20° et humidité de 60%) pour le séchage jusqu'à ce qu'elles soient considérées comme « sèches » avant de les tester. Une éprouvette est considérée comme « sèche » quand sa teneur en eau est stabilisée, c'est-à-dire qu'il n'y a plus/peu de variation de teneur en eau. Cela a été contrôlé par un processus de suivi quotidien du changement de masse des éprouvettes. Notons qu'à l'ambiance « normale » (pas dans l'étuve), il reste généralement une teneur en eau résiduelle dans l'éprouvette même si plus aucune variation de teneur en eau n'est enregistrée. Cette teneur en eau résiduelle doit être mesurée lors de la réalisation des tests sur l'éprouvette. Dans le cas de la terre Levens compactée, la teneur en eau des éprouvettes lors de la réalisation de tests varie de 1-3%. Cet état « sec » représente le cas des murs in-situ en condition normale.

3.2.3.2. Dispositifs d'essais

Les essais de compression uniaxiale sur les éprouvettes de terre compactée ont été effectués au laboratoire LGCB de l'ENTPE, en utilisant la presse INSTRON 1 avec un capteur de force de 100 kN (Figure 3.7). Des extensomètres ont été utilisés pour mesurer la déformation longitudinale dans la partie centrale de l'éprouvette. Parce que les deux parties inférieure et supérieure de l'éprouvette, qui sont aux contacts avec les deux plateaux supérieur et inférieur de la presse, ne sont pas parfaitement homogènes (influencés par le frettage). Seulement la partie centrale de l'éprouvette se déforme de manière homogène. Pour chaque essai, trois extensomètres, disposés sur un intervalle de 120° sur le plan radial, sont utilisés pour vérifier la répétabilité des résultats. La longueur des extensomètres est choisie de manière à mesurer la déformation entre deux points dont chacun se trouve au centre d'une couche de compactage de l'éprouvette. Notons qu'un extensomètre se compose de deux ailes inférieure et supérieure et d'un élément central sur lequel les ailes sont fixées. La distance entre deux points de fixation de l'élément central est inchangée et égale à 12,5 mm donc la longueur de l'extensomètre peut être changée en combinant quatre modules d'ailes qui mesurent respectivement 12,5 ; 37,5 ; 67,5 et 87,5 mm de longueur. Par ailleurs, chaque éprouvette se compose de 5 couches dont l'épaisseur de chacune est d'environ 5,5 cm. C'est la raison pour laquelle, des extensomètres de 112,5 mm comportant deux ailes de module 37,5 et 67,5 mm ont été choisis dans le cas des essais sur les éprouvettes du matériau terre compactée. Cela permet de mesurer la déformation de deux couches complètes. Sur la Figure 3.7, le point supérieur se trouve au centre de la couche numéro 2 et point inférieur au centre de couche numéro 4.



Figure 3.7: Dispositif sur une éprouvette. Les extensomètres déterminent la déformation longitudinale de l'éprouvette

Les essais ont été pilotés en déplacement avec une vitesse de 0,02 mm/s. Pendant les essais, trois cycles de charge-décharge ont été effectués aux seuils de forces de 10 ; 15 et 20 kN correspondant respectivement aux contraintes de 0,5 ; 0,75 et 1 MPa.

3.2.3.3. Résultats sur la résistance à la compression

Nous présentons tout d'abord certaines courbes de contrainte-déformation obtenues par les extensomètres et par la presse pour que l'on puisse comparer les allures des courbes obtenues par des manières différentes. Dans la Figure 3.8, on présente les résultats de l'éprouvette 9 qui a été fabriquée à la teneur en eau de fabrication optimale, $w_f = 12\%$, correspondant à une densité sèche de 1908 kg/m^3 . La Figure 3.9 montre les courbes contrainte-déformation obtenues pour l'éprouvette 6 dont la teneur en eau de fabrication $w_f = 10\%$ et la densité sèche de 1873 kg/m^3 , ce qui n'a pas été fabriquée à la teneur optimale.

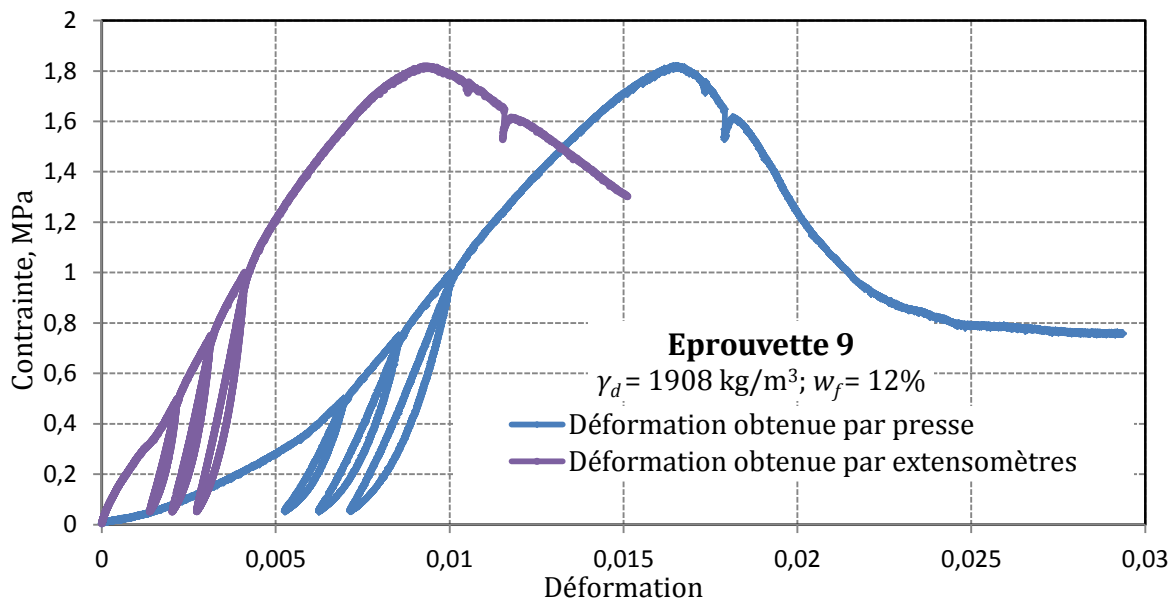


Figure 3.8 : Courbes contrainte-déformation de l'éprouvette 9

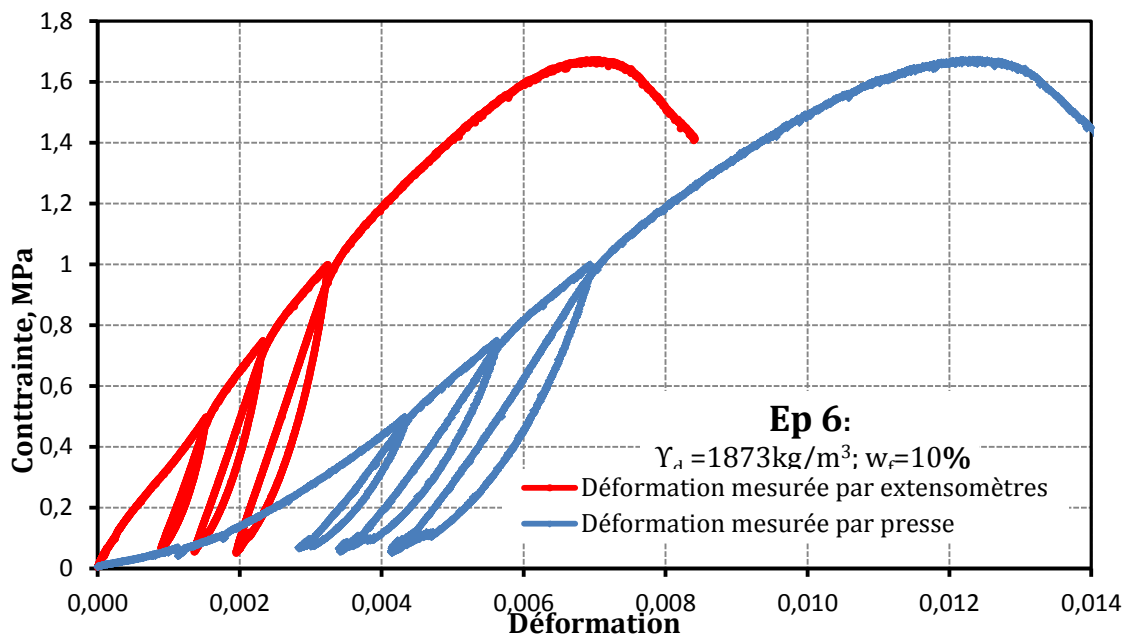


Figure 3.9 : Courbes contrainte-déformation de l'éprouvette 6

Ces figures ci-dessus montrent que les courbes contrainte-déformation obtenues par la presse sont très différentes des extensomètres, et ce pour plusieurs raisons. D'une part, il existe toujours un écart au début du pilotage de la presse : lorsqu'on commence les essais de compression simple, les plateaux de la presse ne sont pas encore en contact parfait avec les surfaces de l'éprouvettes, ou bien les surfaces ne sont pas totalement planes. D'autre part, en raison du frettage pendant l'essai, la déformation et le tenseur de contrainte n'est pas homogène dans toute l'éprouvette : elles sont plus représentatives dans la partie centrale de l'éprouvette qu'à ses deux bouts. C'est la raison pour laquelle, des extensomètres doivent être systématiquement utilisés pour mesurer la déformation de la partie centrale de l'éprouvette. En général, le résultat de la déformation obtenue par des extensomètres est la valeur moyenne de la déformation de trois extensomètres utilisés.

Ensuite, nous nous intéressons à la rhéologie du matériau. En observant l'allure de la courbe contrainte-déformation des éprouvettes, par exemple de l'éprouvette 9 dans la Figure 3.10, nous trouvons le comportement élasto-plastique du matériau terre compactée. Dans cette figure, nous présentons la détermination des différents modules d'élasticité auxquels on s'intéresse en fonction du besoin de conception des ouvrages en terre, notamment le degré de chargement au moment de réalisation du calcul. Ils comportent le module tangent (E_t) et les modules d'élasticité équivalent des cycles (E_1 ; E_2 ; E_3). Contrairement au cas du béton, nous notons ici que dans le cas du matériau terre compactée, il y a une évolution du module d'élasticité après chaque cycle décharge-recharge ($E_1 < E_2 < E_3$).

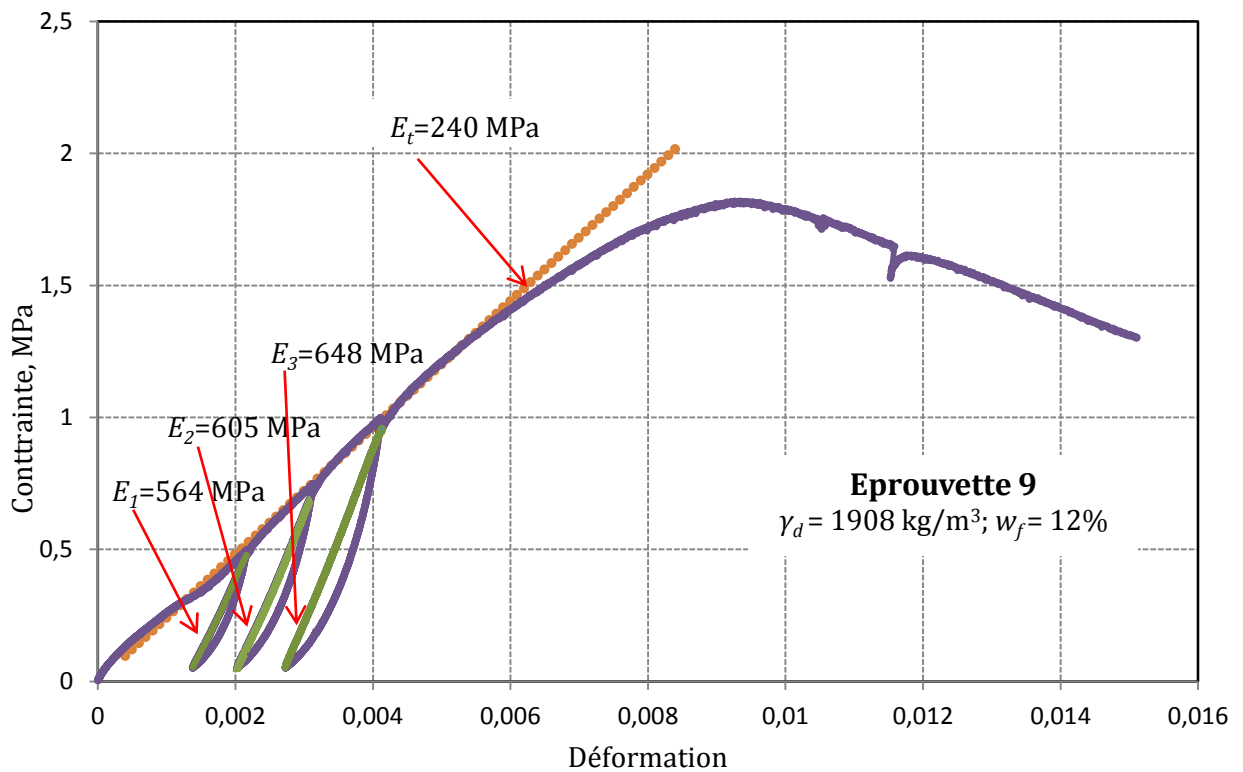


Figure 3.10 : Différents modules obtenus sur l'éprouvette 9

Nous nous intéressons ensuite à la relation entre la résistance à la compression et la densité sèche du matériau. En observant la Figure 3.11, nous constatons que plus la densité sèche augmente plus la résistance à la compression augmente. C'est un résultat classique de la terre compactée (Morel et al, 2007). Nous notons aussi qu'à la densité maximale (environ 1900 kg/m^3) correspondant à la teneur en eau de fabrication optimale (12%), la résistance à la compression est de $1,84 \pm 0,07 \text{ MPa}$. Quand l'éprouvette est fabriquée à une teneur en eau plus faible (7-8%), la densité sèche est faible (inférieure à 1800 kg/m^3), la

résistance à la compression diminue considérablement. Par conséquent, dans le cas du matériau terre compactée, on cherche toujours une fabrication à la teneur en eau optimale.

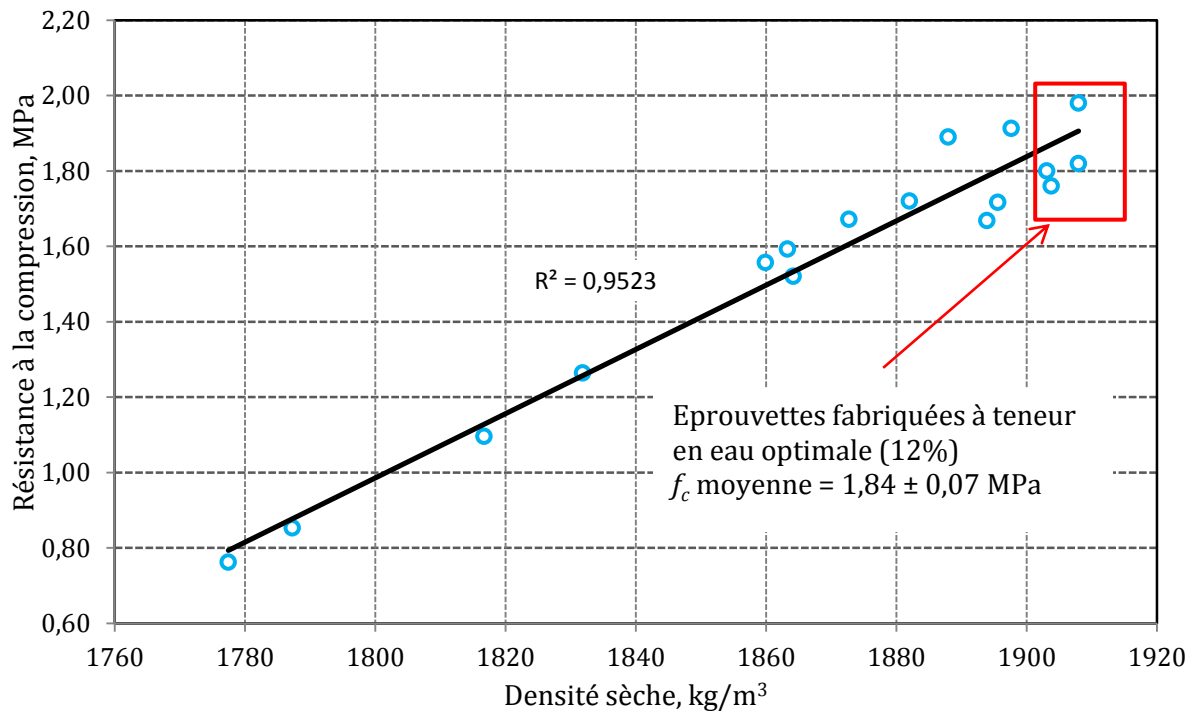


Figure 3.11 : Relation entre la résistance à la compression et la densité sèche du matériau terre compactée

3.2.4. Essais de fendage

En général, la résistance à la traction de la terre compactée est faible et peut être considérée comme négligeable. Alors, ce type de matériau peut être utilisé pour construire des éléments qui ne sont soumis qu'à la compression et non pas à la traction, par exemple, les murs porteurs d'une maison. Évidemment, dans le cas des descentes de charges verticales de la maison (poids propres de la structure et charges d'exploitation), avec une conception convenable, l'apparition des contraintes en traction peut être évitée. Pourtant, dans certains cas, notamment dans le cas sismique, l'élimination complète des contraintes en traction n'est pas possible. C'est la raison pour laquelle, la résistance à la traction doit aussi être étudiée. Cela permet de vérifier la stabilité de la structure aux sollicitations horizontales et éventuellement d'étudier des solutions de renforcement.

Trois essais utilisés couramment pour déterminer la résistance en traction du matériau sont présentés dans la Figure 3.12. Il s'agit de l'essai de traction par flexion, l'essai de traction par fendage et l'essai de traction directe. L'essai de traction par flexion (Figure 3.12(a)) s'effectue en général sur une éprouvette prismatique d'élanement 4, reposant sur deux appuis, soumise à soit une force concentrée appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre, « flexion 3 points »), soit deux forces concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges, « flexion 4 points »). L'essai de traction par fendage consiste à écraser un cylindre suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. Cet essai est souvent appelé "Essai Brésilien" (Figure 3.12(b)). L'essai de traction direct se fait par mise en traction d'un cylindre identique à celle de la résistance en traction par fendage (Figure 3.12(c)). Pourtant, cet essai est assez délicat à réaliser car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes et la traction parfaitement centrée ; l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

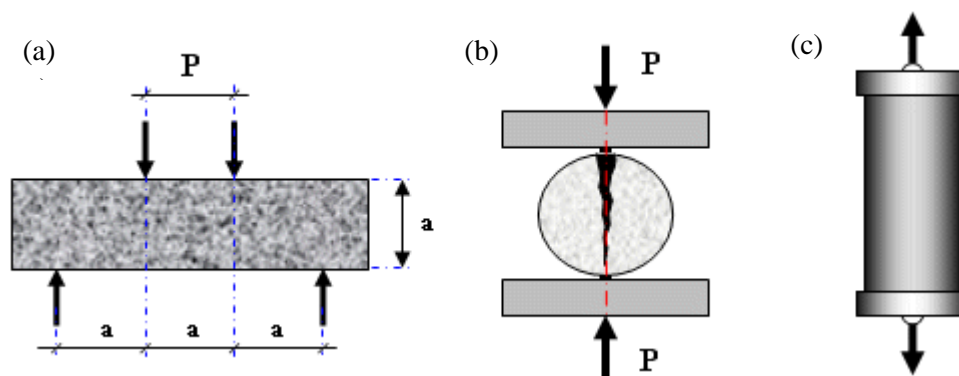


Figure 3.12: Différents essais pour déterminer la résistance à la traction du matériau
(a) Essai de flexion 4 points ; (b) essai de fendage ; (c) essai de traction directe

Dans le cas de la terre compactée, la résistance à la traction est déterminée sur des éprouvettes cylindriques fabriquées par la machine de Proctor pour avoir les mêmes éprouvettes que celles des essais de compression. Cela permet aussi d'éviter de faire des éprouvettes prismatiques, ce qui n'est pas facile à réaliser avec la machine de Proctor car elle est programmée de manière à compacter automatiquement sur une surface ronde. Car la réalisation de l'essai de traction directe rencontre des difficultés comme mentionnées ci-dessus. L'essai de fendage a été choisi grâce à sa simplicité pour déterminer la résistance à la traction.

Une série d'éprouvettes de forme cylindrique de 15,6 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur environ a été fabriquée à la teneur en eau optimale, par la machine Proctor afin d'étudier la résistance en traction du pisé dans la direction perpendiculaire aux lits, sous l'essai de fendage. Cet essai nous donne la contrainte

maximale de traction appliquée sur l'éprouvette. Par l'hypothèse de la loi de Hooke, la résistance en traction est déterminée selon la formule:

$$f_t = \frac{20P}{\pi ah} = \frac{6,37P}{ah} \quad (3-2)$$

où f_t est la résistance à la traction du matériau, en MPa ; P est la force maximale, en kN ; a et h sont respectivement le diamètre et hauteur du cylindre, en cm.

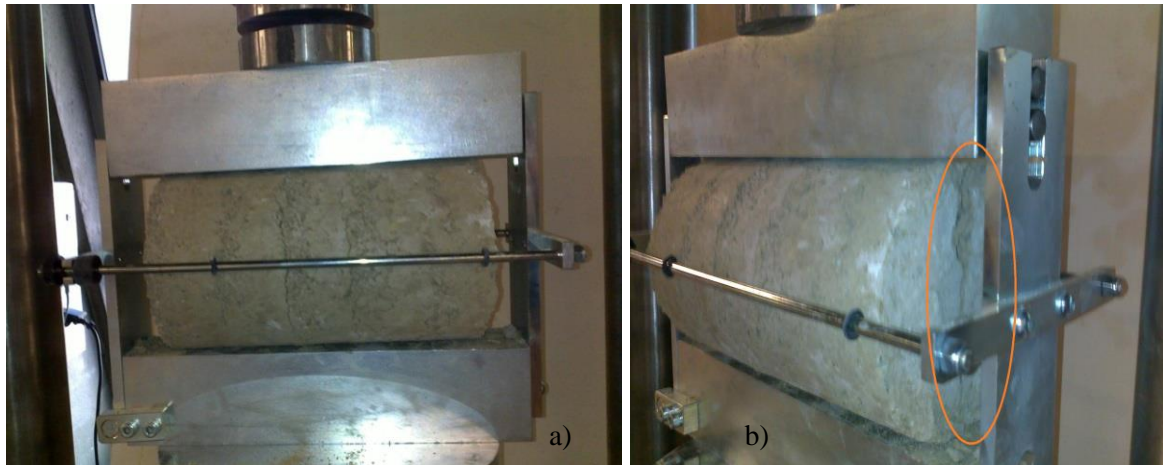


Figure 3.13 : Essai de fendage pour le pisé Levens a) dispositif de l'essai b) mode de la rupture

La Figure 3.13 présente le dispositif de l'essai de fendage effectué sur les éprouvettes de pisé ainsi que le mode de la rupture du matériau. Quatre éprouvettes ont été testées, la résistance à la traction est de $0,16 \pm 0,03$ MPa. On trouve que la résistance à la traction est de l'ordre de 1/10 de la résistance à la compression, ce qui est un résultat classique du matériau.

3.2.5. Vérification de la sensibilité à l'action d'eau

Dans la section précédente, nous avons obtenu une résistance de 1,8 MPa d'environ pour la terre Levens compactée à la teneur en eau optimale. Cette valeur de résistance a été obtenue par des essais à l'état « sec ». Cependant, un gros inconvénient du matériau terre est sa sensibilité à l'action de l'eau. Donc, nous avons étudié ensuite la résistance du matériau en présence de l'eau. Cela permet d'évaluer la capacité portante du matériau dans le cas où il est en contact avec de l'eau pendant longtemps, par exemple dans le cas de fortes précipitations ou bien d'inondation.

Visant à étudier la résistance du matériau en présence d'eau, des éprouvettes ont été immergées dans l'eau. Nous avons vu qu'un processus de délitement des particules constituant les éprouvettes s'est produit après quelques minutes à partir de leur trempage dans l'eau. Après 24h, nous avons trouvé une destruction totale des éprouvettes. Alors, la résistance à la compression des éprouvettes à l'état saturé n'a pas pu être déterminée.

Afin d'augmenter la résistance du matériau terre compacté sous l'action d'eau, la stabilisation du matériau par des liants hydrauliques (le ciment ou bien la chaux hydraulique) a été envisagée. L'étude sur la stabilisation des matériaux terre compactée sera présentée à la section suivante.

3.2.6. Stabilisation du matériau terre compactée

Une partie importante des constructions neuves en terre compactée aujourd'hui sont stabilisées (au ciment ou à la chaux). Cependant, il n'est pas toujours nécessaire de stabiliser le matériau terre. La stabilisation du matériau terre compacté peut avoir plusieurs buts : d'augmenter sa résistance à la compression ; et/ou de limiter sa sensibilité à l'action de l'eau ; et/ou de faciliter la mise en œuvre par ajustement de la consistance. Pour le premier but, le besoin de la résistance à la compression dépend de la descente de charges sur le mur. En général, le matériau terre compactée est utilisé pour construire des maisons individuelles de 1 à 3 étages ou avec une épaisseur importante, les murs porteurs en terre compactée non-stabilisée travaillent bien et peuvent supporter toutes les charges. La nécessité d'augmenter la résistance à la compression par la stabilisation n'est donc pas évidente. Par contre, le matériau terre compactée non-stabilisée rencontre une sensibilité importante à l'action de l'eau. Donc la stabilisation du matériau terre compactée devient utile pour limiter sa sensibilité à l'action de l'eau. Par conséquent, l'étude sur les caractéristiques mécaniques de la terre compactée stabilisée sera présentée dans cette section.

Dans un premier temps, la stabilisation au ciment de la terre de Levens a été étudiée. Afin d'effectuer les essais mécaniques sur ce matériau, des éprouvettes cylindriques de 15,8 cm de diamètre avaient été fabriquées. La fabrication de ces éprouvettes par la machine de Proctor a été identique à celle du cas de la terre compactée non-stabilisée, qui a été présentée précédemment. Après le démoulage, les éprouvettes ont été couvertes par des couches de film plastique (Figure 3.14). Cela permet de protéger des éprouvettes de l'évaporation de l'eau pendant leur durcissement. Elles ont été laissées couvertes pendant environ 3 semaines dans l'air ambiant du laboratoire. Ensuite, les enveloppes ont été enlevées pour qu'on puisse surfacer les éprouvettes par une couche de ragréage et pour qu'elles puissent être testées.



Figure 3.14: Enveloppage de l'éprouvette de terre compactée stabilisée par une couche de film plastique

Premièrement, pour déterminer la résistance à la compression du matériau l'essai uniaxial a été effectué à 28 jours après la fabrication des éprouvettes. Afin d'étudier l'influence du taux de ciment sur la résistance du matériau, nous avons fait des éprouvettes à plusieurs taux différents de ciment. Les rapports du poids sec de ciment ajouté sur celui de la terre ont été de 4%, 6%, 8%, 10% et 12%. La teneur en eau optimale de fabrication du pisé stabilisé au ciment est légèrement plus importante que celle du pisé non-stabilisé. Cependant, afin de comparer les résistances des pisés non-stabilisé et stabilisé, la teneur en eau de fabrication de ces éprouvettes a été prise de 12% correspondant à la teneur en eau optimale du matériau dans le cas non-stabilisé. La relation entre la résistance du matériau de terre de Levens compactée

stabilisée et le taux de ciment est montrée dans la Figure 3.16 dans laquelle la résistance à la compression du matériau à 0% de ciment est aussi rajoutée. Cette valeur a été prise comme la valeur moyenne de la résistance à la compression des éprouvettes fabriquées à la teneur en eau optimale dans le cas non-stabilisé (f_c moyenne = 1,8 MPa).

En observant la Figure 3.16, on constate que dans le cas du matériau de la terre de Levens compactée stabilisée au ciment, plus la quantité de ciment est importante, plus la résistance à la compression augmente. On constate également une relation proportionnelle entre la résistance à la compression et le taux de ciment ajouté. Notons qu'à 4% de ciment, la résistance à la compression du matériau terre compactée augmente d'environ 50% par rapport à celle dans le cas non-stabilisé.

Deuxièmement, afin d'estimer la résistance à l'action de l'eau du matériau, des essais à l'état de saturation d'eau ont été effectués. Les éprouvettes ont été immergées dans l'eau pendant 24h avant de réaliser des essais. Cependant, on n'a pas pu déterminer la résistance à la compression pour toutes les éprouvettes à cause de la dégradation de quelques éprouvettes sous l'action de l'eau. Dans la Figure 3.15, nous présentons les photos de trois éprouvettes à trois taux différents de ciment après 24h d'immersion dans l'eau.



Figure 3.15 : Les éprouvettes de la terre de Levens compactée stabilisée après 24h d'immersion dans l'eau. À gauche, stabilisée à 4% de ciment ; au milieu : 6% et à droite : 8% de ciment

- à gauche, c'est une éprouvette stabilisée à 4% de ciment. Cette éprouvette a été très dégradée. Après 24h d'immersion dans l'eau, le matériau a perdu environ 1 cm d'épaisseur. La perte du matériau dans les zones des inter-couches est plus importante que celle aux milieux des couches. Cette différence de perte du matériau peut être due à la faible cohésion entre les couches qui implique une porosité importante dans les zones d'inter-couches. Cela permet une pénétration plus rapide de l'eau dans cette zone, ce qui augmente l'impact de l'eau sur le matériau.
- au milieu, c'est une éprouvette stabilisée à 6% de ciment. L'éprouvette s'est bien tenue face à l'action de l'eau. Pourtant, on constate une petite quantité de matériau tombée après 24h d'immersion dans l'eau.
- à droite, c'est une éprouvette stabilisée à 8% de ciment. À 8% de ciment, l'éprouvette garde bien sa forme après 24h d'immersion dans l'eau. Aucune quantité de matériau n'a été perdue. On peut expliquer qu'à partir de 8% de ciment d'ajout, la quantité de ciment est suffisante pour bien couvrir les argiles dans le matériau. Cela permet de limiter le contact direct argile-eau, donc de limiter les effets négatifs de l'eau sur les argiles, notamment le gonflement des argiles. Alors, le matériau résiste bien à l'action de l'eau.

Considérant que les éprouvettes peuvent atteindre l'état de la saturation d'eau après 24h d'immersion dans l'eau, les résultats sur la résistance à la compression des éprouvettes à l'état saturé sont présentés dans la Figure 3.16.

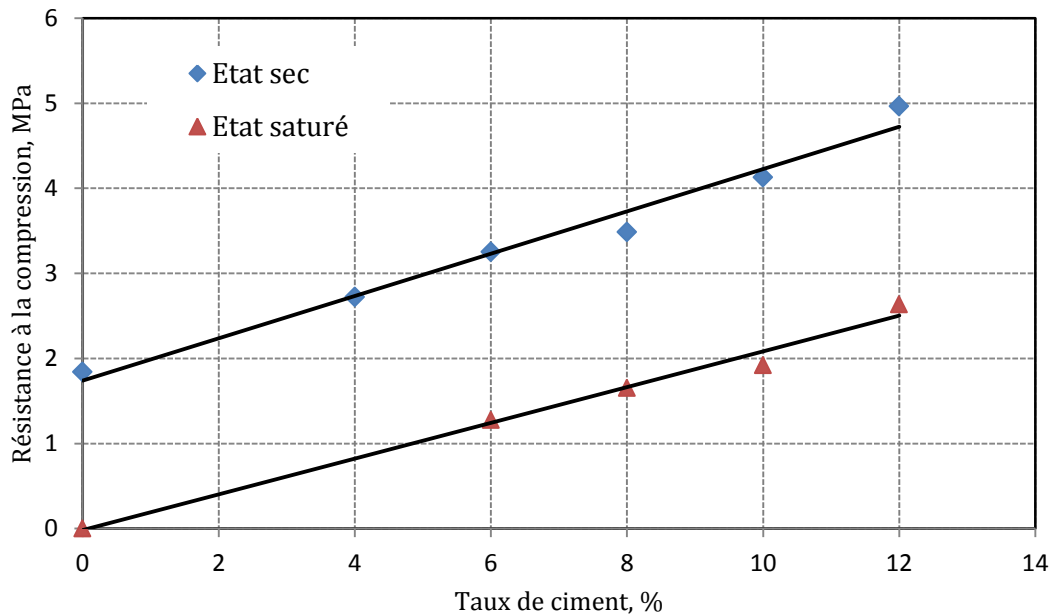


Figure 3.16 : Résistance à la compression des éprouvettes du pisé Levens aux états sec et saturé, teneur en eau de fabrication : 12%

Nous rappelons que dans le cas du matériau terre compactée non-stabilisée, après 24h d'immersion dans l'eau, les éprouvettes ont été totalement dégradées. Par conséquent, on considère que la résistance à la compression dans ce cas est de zéro. Ensuite, les éprouvettes stabilisées à 4% de ciment n'ont pas pu être testées à l'état saturé. Dans ce cas de la terre de Levens, de 6% à 12% de ciment ajouté, plus la quantité de ciment ajouté est importante, plus la résistance à la compression à l'état saturé augmente.

Nous nous intéressons maintenant au rapport de la résistance à l'état saturé et celle à l'état sec. Il faudrait préciser que l'état sec correspond à l'état stable de la teneur en eau des éprouvettes séchées à l'air ambiant du laboratoire, indiqué à la section 3.2.3.1. Les mesures de la teneur en eau des éprouvettes ont été effectuées lors de la réalisation des tests. On a obtenu que la teneur en eau des éprouvettes à l'état sec varie de 1 à 3% alors que celle à l'état saturé varie de 20 à 25%. Les résultats sont présentés dans la Figure 3.17. En observant cette figure, on voit qu'aux taux de ciment de 6% à 10%, le rapport de la résistance à la compression à l'état sec et celle à l'état saturé est de l'ordre de 0,39 à 0,53 et que ce rapport a tendance à augmenter quand le taux de ciment ajouté augmente.

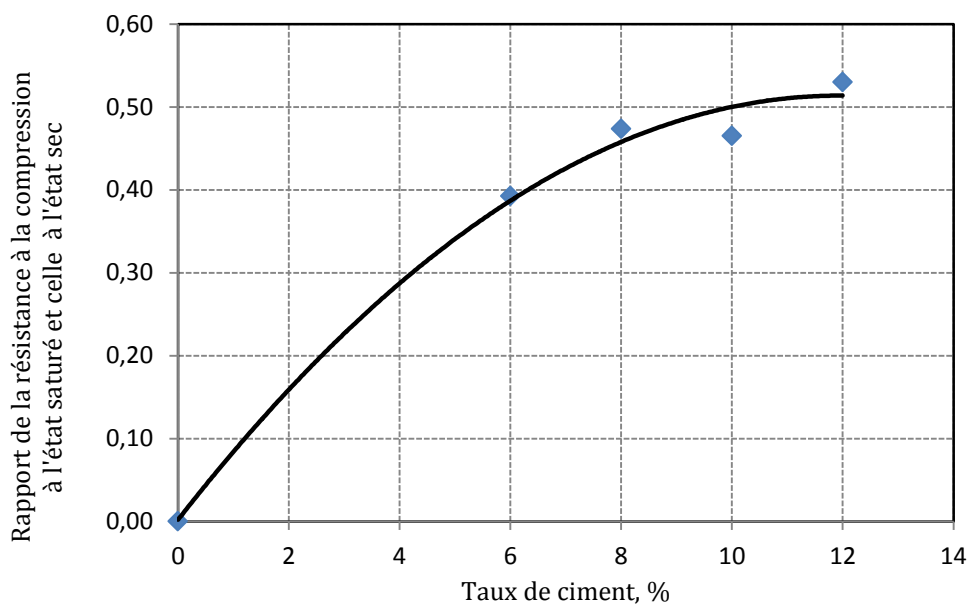


Figure 3.17 : Rapport de la résistance à la compression du matériau terre compactée stabilisée à l'état sec et celle à l'état saturé

Dans un second temps, la stabilisation du matériau terre compactée a été étudiée sur la terre de St Martin de Vésubie. Cela permet d'étudier l'influence des caractéristiques de la terre sur les caractéristiques mécaniques du matériau. Le taux en argile de cette terre est de 9%, qui est moins important que celui de la terre de Levens.

D'abord, afin de déterminer la teneur en eau de fabrication optimale pour la terre de St Martin de Vésubie, l'essai Proctor a été également effectué sur cette terre. À l'énergie de compactage de $1,12 \text{ kJ/dm}^3$, la teneur en eau de fabrication de 10% a été trouvée, qui correspond à la densité sèche maximale de 2050 kg/m^3 . Ensuite, les éprouvettes de la terre de St Martin de Vésubie compactée stabilisée à 8% et à 12% de ciment ont été fabriquées à cette teneur en eau. Puis, les résistances à la compression aux deux états, sec et saturé, ont été mesurées par l'essai de compression uniaxiale. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.4. Notons que la résistance à la compression de la terre de St Martin de Vésubie compactée non stabilisée (stabilisée à 0% de ciment) est également présentée. Enfin, la Figure 3.18 a été établie pour comparer la résistance à la compression du matériau terre compactée de terre de St Martin de Vésubie avec la terre de Levens.

Tableau 3.4 : Résistance à la compression du matériau terre de St Martin de Vésubie compactée stabilisée

Taux de ciment (%)	Résistance à la compression à l'état sec (MPa)	Résistance à la compression à l'état saturé (MPa)	Rapport de la résistance à la compression de deux états
0	2,2	non mesurée	-
8	4,2	2,2	0,52
12	6,2	5,9	0,95

En observant la Figure 3.18, on constate une augmentation de la résistance à la compression des matériaux terre compactée stabilisée au ciment quand le taux d'argile diminue de 12% à 9% :

- à 8% de ciment, la résistance à la compression à l'état sec augmente de 3,5 MPa à 4,2 MPa correspondant à une augmentation de 20% ; et celle à l'état saturé augmente de 1,6 MPa à 2,2 MPa (une augmentation de 37%)
- à 12% de ciment, la résistance à la compression à l'état sec augmente de 4,9 MPa à 6,2 MPa correspondant à une augmentation de 25%, et celle à l'état saturé augmente 2,6 MPa à 5,9 MPa (une augmentation de 130%)

On constate également que le rapport entre la résistance à la compression à l'état saturé et celle à l'état sec augmente quand le taux de ciment augmente. Par contre, ce rapport diminue quand le taux d'argile dans la terre augmente. Alors, on s'intéresse ensuite à l'influence du rapport entre la teneur en ciment ajouté et la teneur en argile de la terre sur la résistance à la compression du matériau. La variation des résistances à la compression du matériau à l'état sec et à l'état saturé ainsi que du rapport de ces deux valeurs en fonction du rapport ciment/argile est donnée sur la Figure 3.19. On constate d'abord une variation proportionnelle entre la résistance à la compression du matériau à l'état sec et le rapport ciment/argile. On constate aussi une augmentation du rapport entre la résistance à la compression à l'état saturé et celle à l'état sec lors de l'augmentation du taux ciment/argile, ce qui est le cas de la terre de St Martin de Vésubie compactée stabilisée à 12% de ciment. Cela peut être expliqué par le recouvrement des argiles par des particules de ciment. Quand la quantité de ciment ajoutée est suffisante (le taux ciment/argile est important); toutes les argiles dans le matériau peuvent être recouvertes par les particules du ciment. Alors elles sont protégées contre l'attaque de l'action de l'eau. Par conséquent, le matériau est moins sensible à l'action de l'eau.

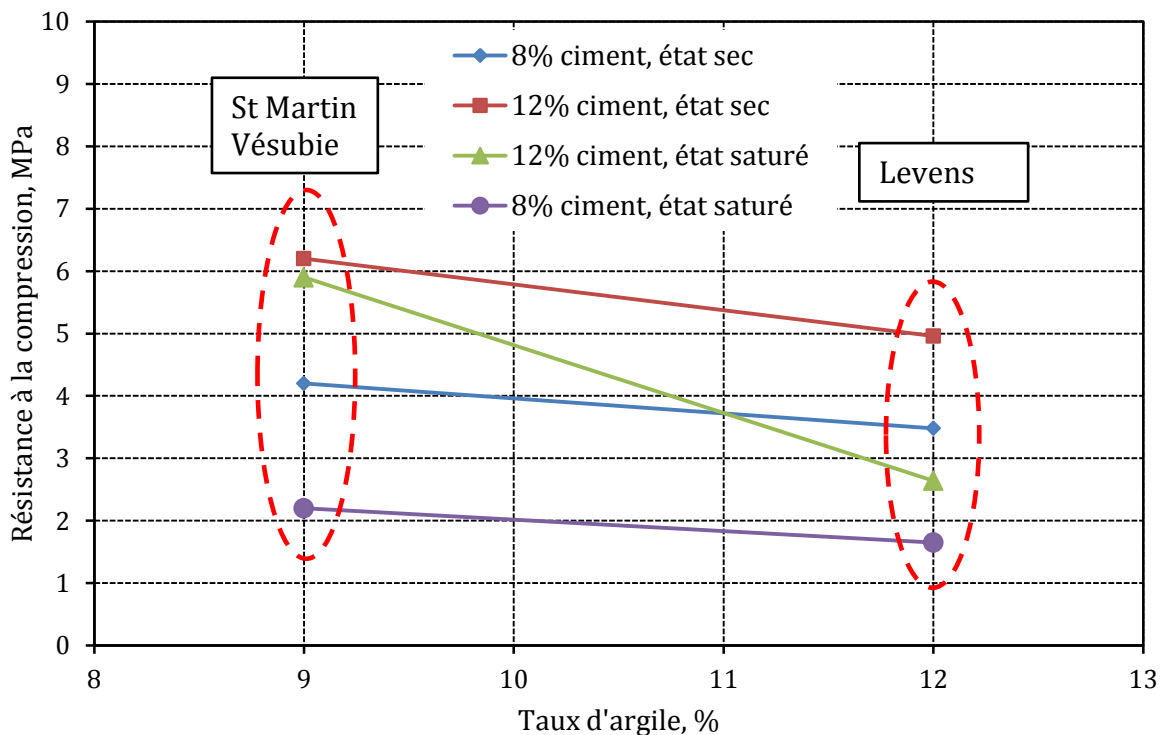


Figure 3.18 : Résistance à la compression des matériaux terre en fonction du taux d'argile

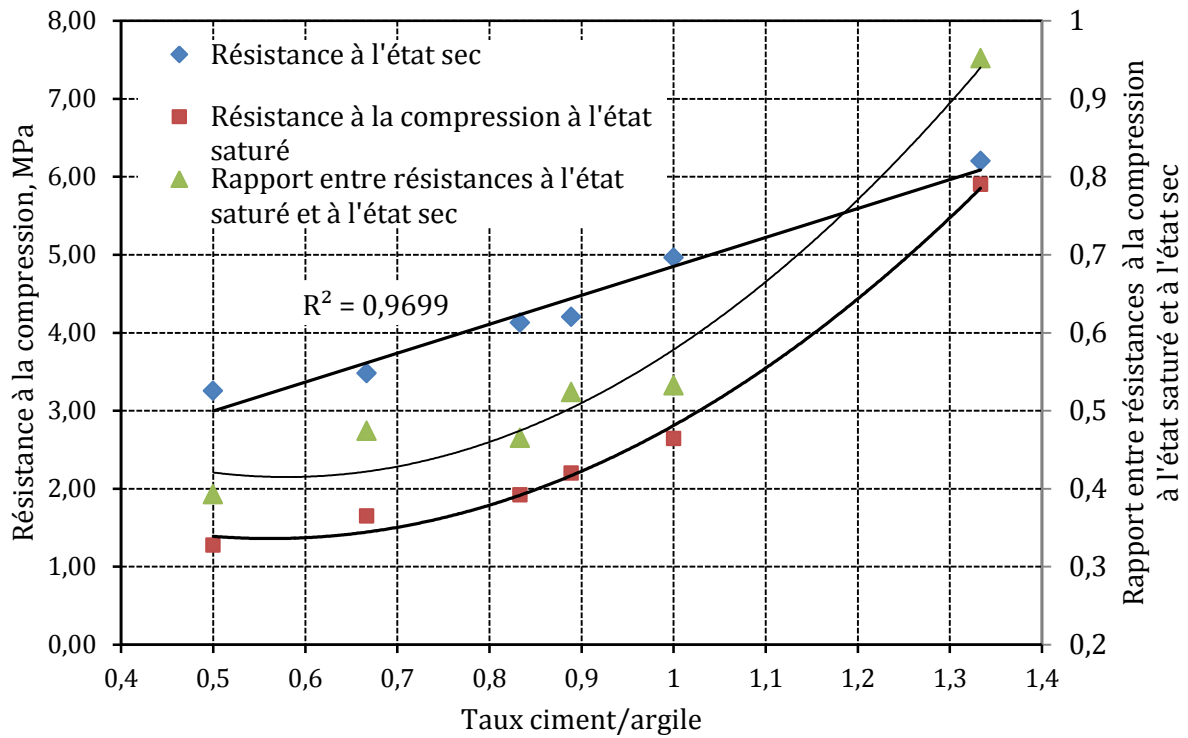


Figure 3.19 : Variation des résistances à la compression aux états sec et saturé et du rapport entre ces deux résistances en fonction du taux ciment/argile

3.3. Technique « terre coulée »

Dans la section 3.2, la technique de la terre compactée a été étudiée pour les terres de Levens et de St Martin de Vésubie. Ces deux terres comportent une quantité importante d'argile. D'un point de vue mécanique, on constate que la technique de terre compactée est convenable pour ces types de terre. Car elle donne une bonne résistance à la compression et en plus, avec la stabilisation au ciment, le matériau peut résister à l'action de l'eau. Ce sont des caractéristiques mécaniques attendues pour le matériau terre. Pourtant, la mise en œuvre du matériau terre compactée est complexe. La réalisation d'une construction en terre compactée demande beaucoup de main d'œuvre, donc le temps de construction est long. Cela détermine le coût de la construction. C'est la raison pour laquelle, dans cette partie, nous allons étudier une autre technique du matériau terre-technique « terre coulée ». En effet, contrairement aux constructions en terre compactée, la terre coulée se met en place comme du béton : extraite sur site, elle est malaxée avec du ciment, ou de la chaux dans un malaxeur. Ainsi constitué, le matériau est coulé dans des coffrages, puis vibré par une aiguille vibrante. Ce processus permet de travailler sur une grande quantité de terre sur place donc le temps de construction peut être réduit.

L'étude sur les caractéristiques mécaniques du matériau terre coulée a été effectuée sur trois terres de Levens, de St Martin Vésubie, et d'Auribeau. La fabrication des éprouvettes, la réalisation des essais réalisés et les résultats obtenus sur ce matériau sont présentées ci-dessous.

3.3.1. Fabrication des éprouvettes et réalisation des essais

➤ Fabrication des éprouvettes :

La Figure 3.20 présente les matériels utilisés pour fabriquer des éprouvettes du matériau terre coulée. Ils comportent une bétonnière de capacité de 100 litres, une aiguille vibrante et moules cylindriques en carton de forme standardisée dont le diamètre et la hauteur sont de 16 cm et 32 cm respectivement.



Figure 3.20 : Matériels utilisés pour fabriquer des éprouvettes du matériau terre coulée
une bétonnière à gauche et une aiguille vibrante à droite,

D'abord, les gâchées de la terre avec du ciment et de l'eau ont été malaxées dans la bétonnière. La terre et le ciment ainsi que l'eau ont été quantifiés de façon à avoir un rapport ciment/terre et la teneur en eau donnés avant d'être versés dans la bétonnière. Contrairement au malaxage du béton, le ciment a été ajouté et malaxé avant d'ajouter l'eau. Cela permet d'éviter le collage du matériau sur la paroi de la bétonnière sous l'action d'eau. Ensuite, les gâchées ont été versées dans les moules et vibrées grâce à une aiguille vibrante. Cette étape a dû être effectuée soigneusement afin de bien remplir les trous internes et apparents

des éprouvettes. Enfin, la surface supérieure des éprouvettes a été aplanie par des coups de la truelle. Une fois que chaque éprouvette a été faite, elle a été laissée dans l'air ambiant du laboratoire avec la protection d'un couvercle attaché au moule.

Avant d'effectuer des essais, il est nécessaire de refaire le surfaçage pour la surface supérieure des éprouvettes. Car d'une part, le surfaçage à l'aide de la truelle au moment de la fabrication ne donne pas une surface suffisamment plate pour être testée. D'autre part, le retrait du matériau pendant le séchage a déformé la surface. Le surfaçage pour ces éprouvettes a été effectué par une couche de ragréage comme dans le cas des éprouvettes du matériau terre compactée que nous avons présentées précédemment.

➤ Réalisation des essais:

Des essais de compression uniaxiale ont été effectués sur les éprouvettes du matériau terre coulée de manière identique au cas des éprouvettes de terre compactée.

3.3.2. Résultats de la résistance à la compression du matériau terre coulée

Les Figure 3.21 et Figure 3.22 présentent la variation de la résistance à la compression du matériau terre coulée en fonction du taux de ciment et du taux d'argile. Nous étudions d'abord l'influence du taux de ciment ajouté. Pour chaque terre étudiée, la résistance à la compression a été déterminée sur les matériaux terre coulée à trois taux différents de ciment : 8% ; 10% et 12%. Par conséquent, on constate que plus le taux de ciment ajouté est important plus la résistance à la compression du matériau est importante (Figure 3.21):

- pour la terre de Levens (12% d'argile), la résistance à la compression augmente de 0,57 MPa à 1 MPa correspondant à une augmentation de 175% quand le taux de ciment ajouté augmente de 8% à 12%.
- pour la terre de St Martin de Vésubie (9% d'argile), les résistances à la compression du matériau à 8%, 10% et 12% sont de 1,7 MPa, 1,95 MPa et 2,7 MPa respectivement.
- pour la terre d'Auribeau (5% d'argile), les résistances à la compression du matériau à 8%, 10% et 12% sont de 1,86 MPa, 2,26 MPa et 3,08 MPa respectivement.

Nous étudions ensuite l'influence du taux d'argile sur la résistance à la compression du matériau. La Figure 3.22 montre qu'à chaque taux de ciment ajouté, la résistance à la compression du matériau diminue quand le taux d'argile de la terre augmente.

Nous comparons enfin la technique « terre coulée » et la technique « terre compactée ». La Figure 3.23 permet de comparer la résistance à la compression du matériau terre coulée avec celle du matériau terre compactée dans les cas des terres de Levens et de St Martin de Vésubie. En observant cette figure, on trouve qu'avec ces deux terres, la technique du matériau terre compactée donne une résistance à la compression bien plus élevée que la technique du matériau terre coulée. En plus, la différence entre les résistances à la compression de ces deux techniques est plus importante quand la terre comporte une quantité plus importante d'argile: de 5 à 6 fois plus élevée pour la terre Levens dont le taux d'argile est de 12%, et de 2-3 fois plus importante pour la terre de St Martin de Vésubie (9% d'argile). Par conséquent, pour une terre comportant une quantité importante d'argile, il est plus convenable d'utiliser la technique de la terre compactée que la technique de terre coulée.

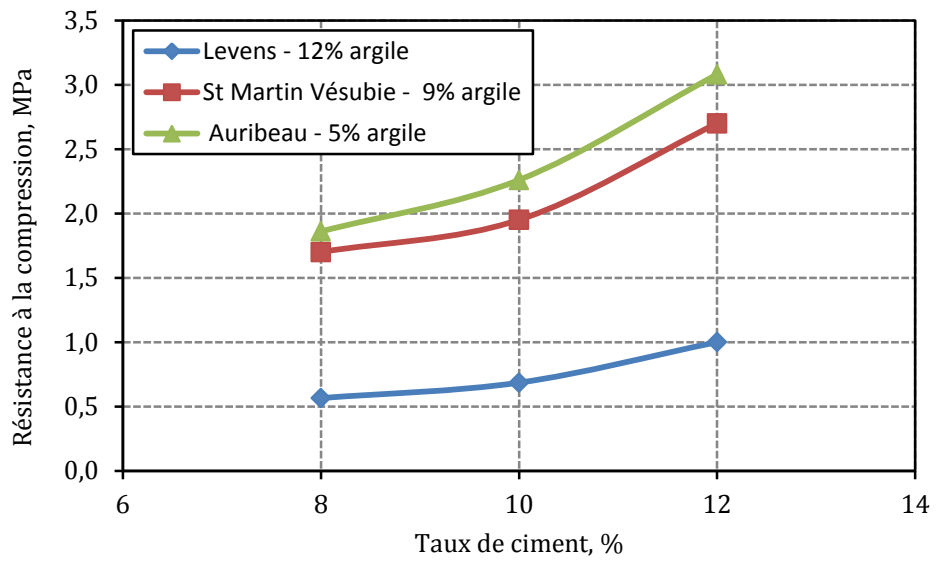


Figure 3.21 : Résistance à la compression du matériau terre coulée en fonction du taux de ciment

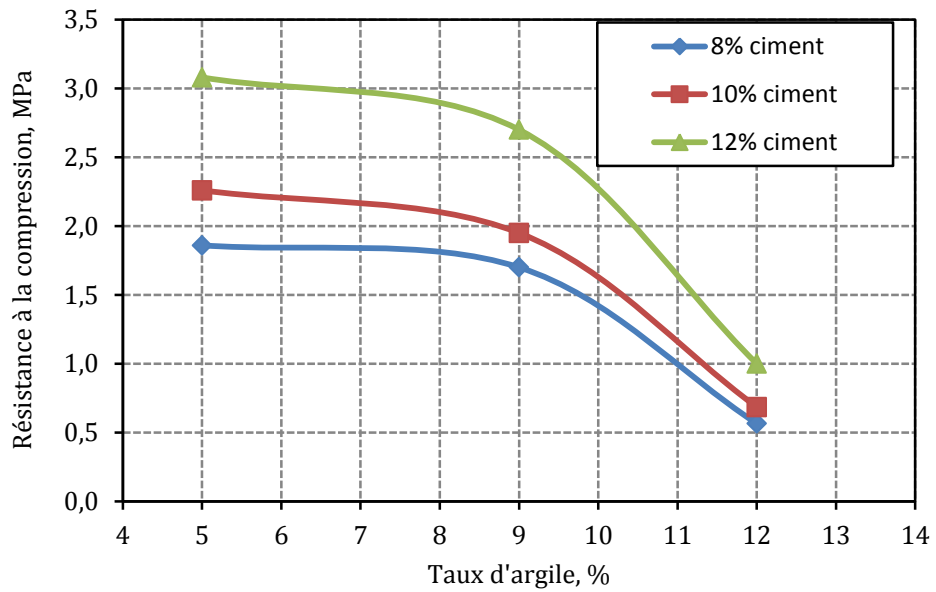


Figure 3.22 : Résistance à la compression des matériaux terre coulée en fonction du taux d'argile

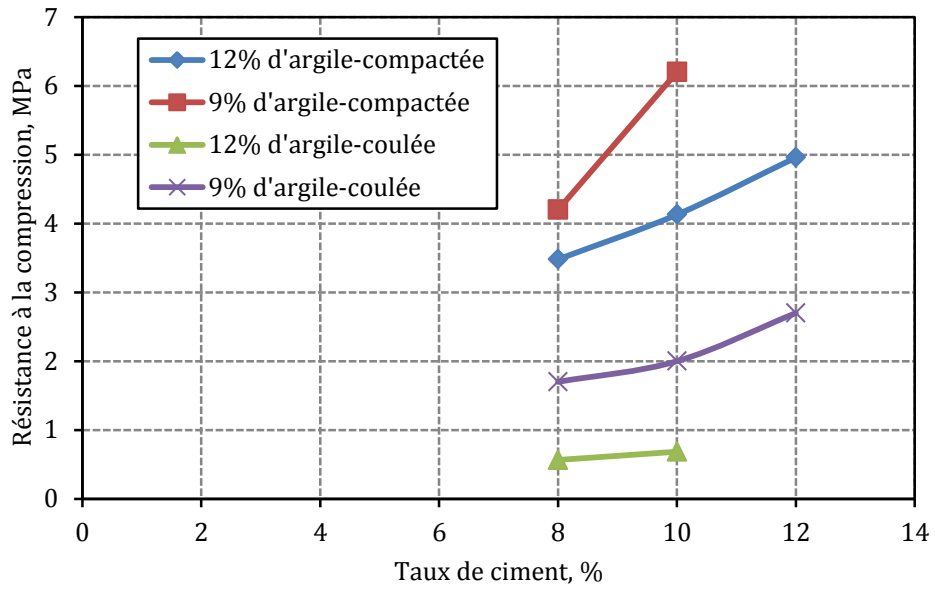


Figure 3.23 : Comparaison des résistances à la compression des matériaux en terre coulée et des matériaux en terre compactée

3.4. Technique « béton de poudingue »

Aux sections précédentes, les matériaux provenant du sol ont été étudiés sur des sols comportant une quantité importante d'argile. Il s'agit de trois terres de Levens, de St Martin de Vésubie et d'Auribeau dont les taux d'argile sont de 12% ; 9% et 5% respectivement. Les techniques d'utilisation du matériau terre compactée et du matériau terre coulée ont été étudiées sur ces terres. Dans cette section, l'étude de la technique « béton de poudingue » sur le sol du site de Nice-Galet sera présentée. Dans le cadre du projet « Domaine des Galets » réalisé par la société Filiaterre Loquis, des maisons d'habitation de 2 à 3 niveaux sur le terrain de Nice-Galet ont été faites en utilisant le sol du site. Le sol de ce terrain est un poudingue sur lequel des essais au laboratoire ont été réalisés, comme l'essai de granulométrie et l'essai de valeur du bleu de méthylène, pour déterminer ses caractéristiques. La courbe granulométrique de ce sol a été tracée (Figure 3.24) pour déterminer les composants granulaires de ce poudingue. Nous trouvons que ce poudingue se compose de plusieurs gros éléments, jusqu'à 24% des galets de taille supérieure à 40 mm, et le pourcentage des éléments inférieurs à 2 μm vaut 0,5%. Des éléments inférieurs à 2 μm sont forfaitairement des argiles mais peuvent être aussi d'autres composants fins. De toute façon, la faible quantité d'argile de ce sol (maximum 0,5%) ne permettra pas de construire les murs avec ce sol seul comme dans le cas du matériau en terre compactée.

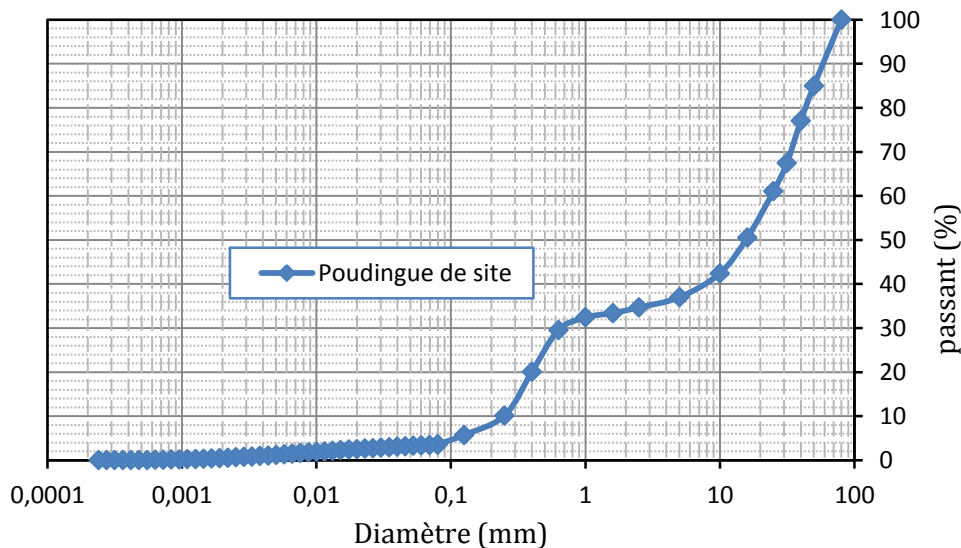


Figure 3.24 : Courbe granulométrique du poudingue de site de Nice-Galet

L'idée est d'ajouter du liant à ce poudingue pour obtenir un matériau de construction. Le liant ajouté peut être le ciment, la chaux ou l'argile. Par conséquent, nous avons étudié la technique « béton de poudingue » pour ce type de sol en y ajoutant d'abord du ciment. Le ciment utilisé est le CEM II 32,5R. Ensuite, l'ajout du sable dans le matériau a été aussi effectué. Pour cela, des essais mécaniques sur les éprouvettes du béton de poudingue ont été réalisés au laboratoire LGCB de l'ENTPE.

3.4.1. Essai de compression uniaxiale

3.4.1.1. Fabrication des éprouvettes et réalisation des essais de compression uniaxiale.

➤ Fabrication des éprouvettes:

Dans un premier temps, les caractéristiques mécaniques du béton de poudingue ont été étudiées sur les éprouvettes cylindriques de dimension standardisée de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. La fabrication de ces éprouvettes est identique à celle du cas du matériau terre coulée. Les matériels principaux ont été donc une bétonnière, une aiguille vibrante et des moules en carton. En observant la courbe granulométrique du poudingue, on voit que ce poudingue comporte des particules de très grande taille, jusqu'à 80 mm de diamètre. Afin d'assurer un degré d'homogénéité des éprouvettes, les grains supérieurs à 50 mm du poudingue ont été éliminés en utilisant un tamis de cette taille. Le rapport entre le diamètre d'éprouvette et la dimension maximale des grains est donc d'environ 3.

Contrairement au matériau terre coulée, les éprouvettes du béton de poudingue ont été surfacées par découpage grâce à une scie dans le laboratoire. Dépendant de la qualité du fond des éprouvettes, le surfacage peut être réalisé sur un seul ou les deux bouts des éprouvettes. Après le surfacage, la hauteur des éprouvettes a été réduite et varie de 28 cm à 31 cm.

➤ Réalisation des essais de compression uniaxiale:

Des essais de compression uniaxiale sur les éprouvettes du béton de poudingue comprennent deux étapes différentes: l'étape de détermination du module d'Young et l'étape de détermination de la résistance à la compression. Premièrement, afin de déterminer le module d'Young du matériau, des cycles de charge-décharge ont été effectués en utilisant la presse INSTRON 1, avec un capteur de force de 100 kN. Trois extensomètres ont été utilisés pour mesurer la déformation de la partie centrale des éprouvettes. Les valeurs des seuils des cycles de charges-décharge seront précisées dans la suite pour chaque cas concret du matériau. Deuxièmement, l'essai de compression jusqu'à la rupture des éprouvettes a été effectué en utilisant la presse SCHENCK avec un capteur de force de 2500 kN. La Figure 3.25 illustre le dispositif de cet essai. Un box de sécurité a été utilisé pendant l'essai afin de protéger l'entourage de la presse contre la rupture brutale des éprouvettes, par exemple l'explosion des éprouvettes. Cependant, l'ajout de ce box n'a pas été vraiment nécessaire, car il n'y a pas de rupture brutale des éprouvettes lors des tests. Les deux essais ont été pilotés en déplacement avec une vitesse de 0,01 mm/s.



Figure 3.25: Essai de compression uniaxiale utilisant la presse SCHENCK

3.4.1.2. Résistance à la compression du béton de poudingue au ciment

Tout d'abord, nous avons étudié le béton de poudingue à 12% de ciment (en poids sec). Afin d'étudier l'influence de la quantité d'eau sur les caractéristiques mécaniques du matériau, des éprouvettes ont été faites en variant la quantité d'eau, correspondant aux rapports eau/ciment de 0,6; 0,7; 0,8; 1 et 1,2 (en poids) respectivement. La variation de la résistance à la compression en fonction du rapport eau/ciment est présentée dans la Figure 3.26.

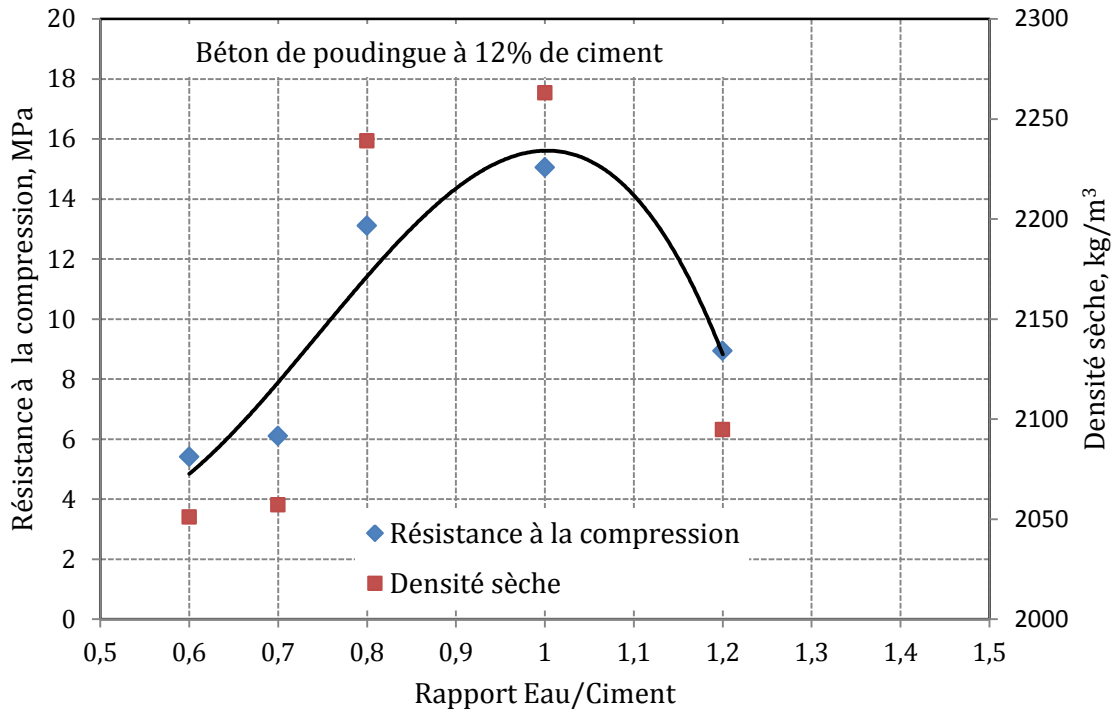


Figure 3.26 : Résistance à la compression et densité sèche du béton de poudingue en fonction du rapport E/C

À partir de cette figure, on trouve que les éprouvettes fabriquées au rapport eau/ciment de 1 ont donné la résistance à la compression maximale qui vaut environ 15 MPa. Quand les éprouvettes ont été fabriquées aux rapports eau/ciment inférieurs à 1, plus la quantité d'eau ajoutée est importante, plus la résistance à la compression du matériau augmente. Par contre, dans le cas des éprouvettes fabriquées aux rapports eau/ciment supérieurs à 1, la résistance à la compression du matériau diminue quand la quantité d'eau augmente. Alors, le rapport eau/ciment de 1 peut être considéré comme optimal pour ce matériau, correspondant à une résistance à la compression maximale. L'existence de cette valeur optimale peut être expliquée par la relation entre la résistance à la compression et la densité sèche du matériau (Figure 3.27).

En observant la Figure 3.27, on trouve que dans le cas du matériau béton de poudingue à 12% de ciment, la résistance à la compression est proportionnelle à la densité sèche du matériau. À la teneur en eau de fabrication correspondant au rapport eau/ciment de 1, la densité sèche de l'éprouvette est maximale et est de l'ordre de 2270 kg/m^3 . Premièrement, quand la teneur en eau de fabrication est moins importante, le frottement entre les grains dans une gâchée de béton frais devient plus important et empêche le coulage du béton. Alors, des pores importants apparaissent au sein des éprouvettes qui font diminuer considérablement la densité sèche du matériau. Par exemple, au moment du démoulage, des gros trous apparents ont été aperçus sur les éprouvettes fabriquées aux rapports eau/ciment de 0,6 et 0,7. Les densités sèches de ces éprouvettes étant de 2050 kg/m^3 et de 2060 kg/m^3 sont plus faibles que les autres. Par conséquent, leur résistance à la compression qui vaut 5,4 MPa et 6,1 MPa respectivement, sont moins élevées que celle des

autres. Deuxièmement, quand la teneur en eau de fabrication des éprouvettes est plus importante, malgré le bon remplissage des vides pendant la fabrication, beaucoup de pores sont créés par l'évaporation de l'eau pendant le durcissement du béton. Cela fait aussi diminuer la densité sèche du matériau et donc sa résistance à la compression. Pour le cas des éprouvettes fabriquées au rapport eau/ciment de 1,2, la densité sèche et la résistance à la compression du matériau ont été de 2100 kg/m³ et 8,9 MPa respectivement.

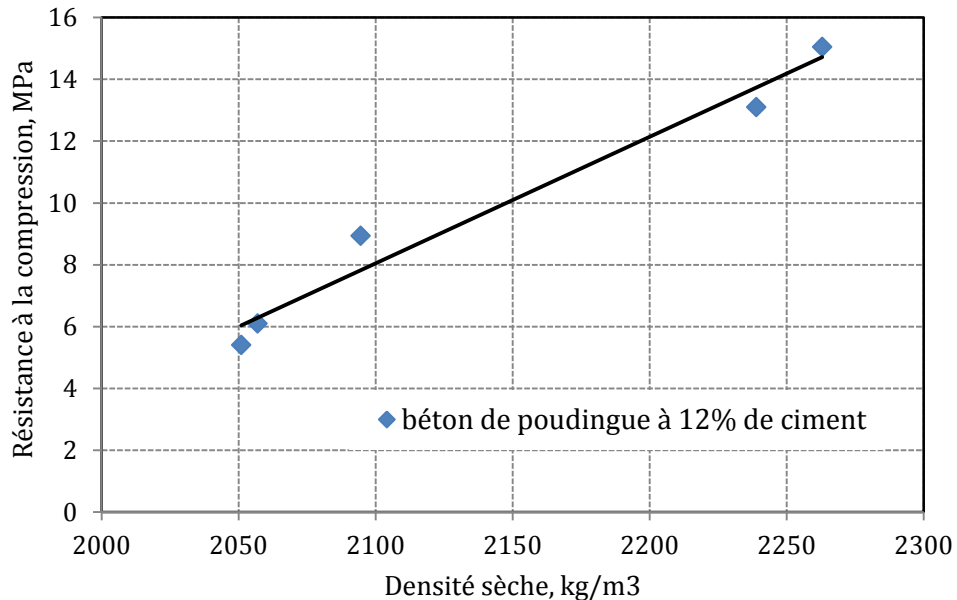


Figure 3.27: Relation entre la résistance et la densité sèche du béton de poudingue à 12% de ciment

Ensuite, l'influence du taux de ciment sur la résistance à la compression du béton de poudingue a été étudiée. 4 taux différents de ciment ont été effectués, ils comprennent 8%, 10%, 12% et 15% de ciment en poids sec par rapport au poids du poudingue. La Figure 3.28 montre la variation de la résistance à la compression en fonction du taux de ciment pour deux rapports eau/ciment de 1 et de 1,2.

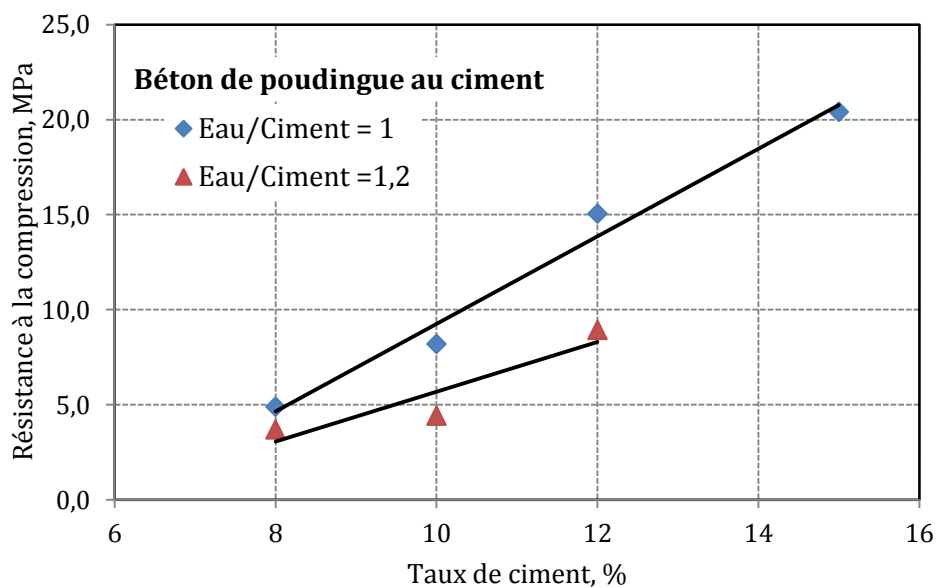


Figure 3.28 : Variation de la résistance à la compression en fonction du taux de ciment

La figure ci-dessus montre que

- les résistances à la compression du béton de poudingue sont proportionnelles au taux de ciment pour les deux rapports eau/ciment de 1 et de 1,2.
- les résistances à la compression des matériaux au rapport eau/ciment de 1 sont plus élevées que celles des matériaux au rapport eau/ciment de 1,2.
- pour le rapport eau/ciment de 1 : à 8% de ciment, la résistance à la compression du matériau est de l'ordre de 5M Pa. Lorsqu'on double la quantité de ciment (jusqu'à 15% de ciment), la résistance à la compression est quadruplée

3.4.1.3. Résistance à la compression du béton de poudingue au ciment avec l'ajout du sable

En observant la granulométrie du poudingue de site de Nice-Galet (Figure 3.24), on trouve qu'il y a peu de grains aux dimensions de 0,5 mm à 10 mm (environ 10%). C'est la raison pour laquelle, on a essayé d'ajouter du sable à ce poudingue pour qu'on puisse obtenir une composition granulaire se rapprochant du béton conventionnel (sable : graviers = 2 : 3). Alors, on a ajouté 10% de sable avant l'ajout du ciment. Deux séries d'éprouvettes ont été fabriquées avec deux compositions différentes: 8% et 12% de ciment en poids sec par rapport au poids sec total de poudingue et du sable ajouté.

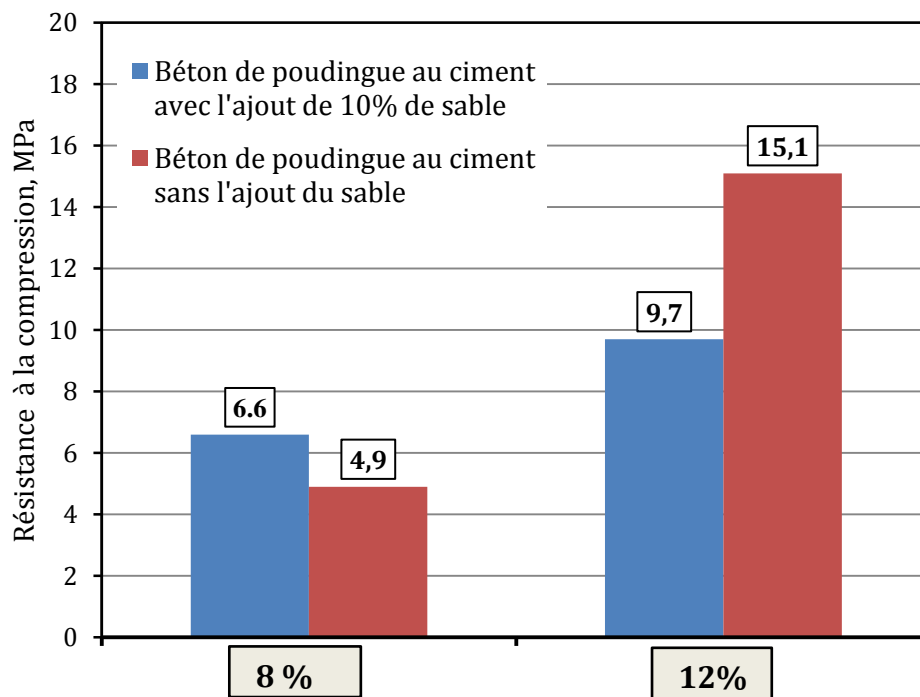


Figure 3.29 : Résistance à la compression du béton de poudingue au ciment avec et sans ajout du sable

On souhaite que la résistance à la compression puisse augmenter quand on ajoute du sable à ce poudingue. Mais, en réalité, on a obtenu une résistance à la compression inférieure à 10 MPa alors que celle du béton de poudingue à 12% de ciment sans ajout du sable peut atteindre 15 MPa. Alors, l'ajout du sable ne donne pas d'une meilleure résistance à la compression.

3.4.1.4. Résistance à la compression en fonction du temps

La résistance à la compression du béton de poudingue qu'on avait abordée précédemment est celle à l'âge de 28 jours depuis leur fabrication. L'évolution de la résistance à la compression du béton de poudingue en fonction du temps est étudiée dans cette partie. En vue de la mise en œuvre, similairement au

cas du béton ordinaire, le béton de poudingue est coulé sur place dans un coffrage. Lors du coulage, le coffrage a pour objectif de créer la forme des éléments et de supporter toutes les charges transmises des éléments car le matériau n'a pas de résistance. L'étude de l'évolution de la résistance du matériau en fonction du temps permet d'estimer la capacité de supporter le poids des éléments pendant la phase de la construction et donc d'estimer quand le coffrage peut être enlevé. On s'intéresse d'abord à déterminer la résistance à la compression du matériau à 7 jours. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.5 . Le Tableau 3.6 a été établi pour comparer la résistance à la compression à 7 jours et celle à 28 jours. On voit que les rapports entre elles sont à l'ordre de 0,4-0,5.

Tableau 3.5 : Résistance à la compression à 7 jours du béton de poudingue au ciment

Ciment	Eau/Ciment	Densité sèche (kg/m ³)	Résistance à 7js $f_c(7js)$, (MPa)	Moyenne $f_{cm}(7js)$, (MPa)	Ecart - type (MPa)
10%	1	2120	3,6	3,7	0,14
		2120	3,8		
12%	1	2250	6,6	7,6	0,95
		2240	8,5		
	1,2	2080	4,2	4,6	0,35
		2100	4,9		

Tableau 3.6 : Comparaison entre la résistance à 7 jours et à 28 jours

Ciment (%)	Eau/Ciment	Résistance à 7 jours $f_{cm}(7js)$, (MPa)	Résistance à 28 jours f_{cm} , (MPa)	Rapports $f_{cm}(7j) / f_{cm}$
10	1	3,7	8,2	0,45
12	1	7,6	15,1	0,50
	1,2	4,6	8,6	0,52

On compare maintenant l'évolution de la résistance à la compression du béton de poudingue et celle du béton ordinaire (béton conventionnel). Selon l'EC2 (l'EN 1992 agissant sur le calcul des structures en béton), la résistance en compression du béton à l'âge t dépend du type de ciment, de la température et des conditions de cure. Pour une température moyenne de 20° et une cure à conditions normalisées, la résistance en compression à différents âges t , $f_{cm}(t)$, peut être estimée par les expressions ci-dessous :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc} f_{cm} \tag{3-3}$$

$$\text{avec : } \beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \tag{3-4}$$

où:

$f_{cm}(t)$ et f_{cm} sont les résistances moyennes en compression du béton aux âges de t jours et de 28 jours.

$\beta_{cc}(t)$ est un coefficient qui dépend de l'âge t du béton (t est en jours)

s est un coefficient qui dépend du type de ciment. Pour le cas du ciment CEM II 32,5R : $s = 0,38$

Lorsqu'on applique ces formules ci-dessous pour le béton de poudingue, on obtient la résistance à la compression à 7 jours ($t = 7$) :

$$f_{cm}(7\text{ js}) \approx 0,68 f_{cm} \quad (3-5)$$

Alors que la résistance à la compression du béton de poudingue à 7 jours obtenue lors des essais est :

$$f_{cm}(7\text{ js}) = (0,45 \div 0,52) f_{cm} \quad (3-6)$$

Donc, jusqu'à 7 jours, l'évolution de la résistance à la compression du béton de poudingue est moins rapide que celle du béton ordinaire.

3.4.1.5. Module d'Young du béton de poudingue

La Figure 3.30 présente des courbes contrainte – déformation des éprouvettes du béton de poudingue à 10% de ciment avec le taux eau/ciment de 1. Dans ce cas, nous obtenons la valeur moyenne du module d'Young de 13600 ± 300 MPa.

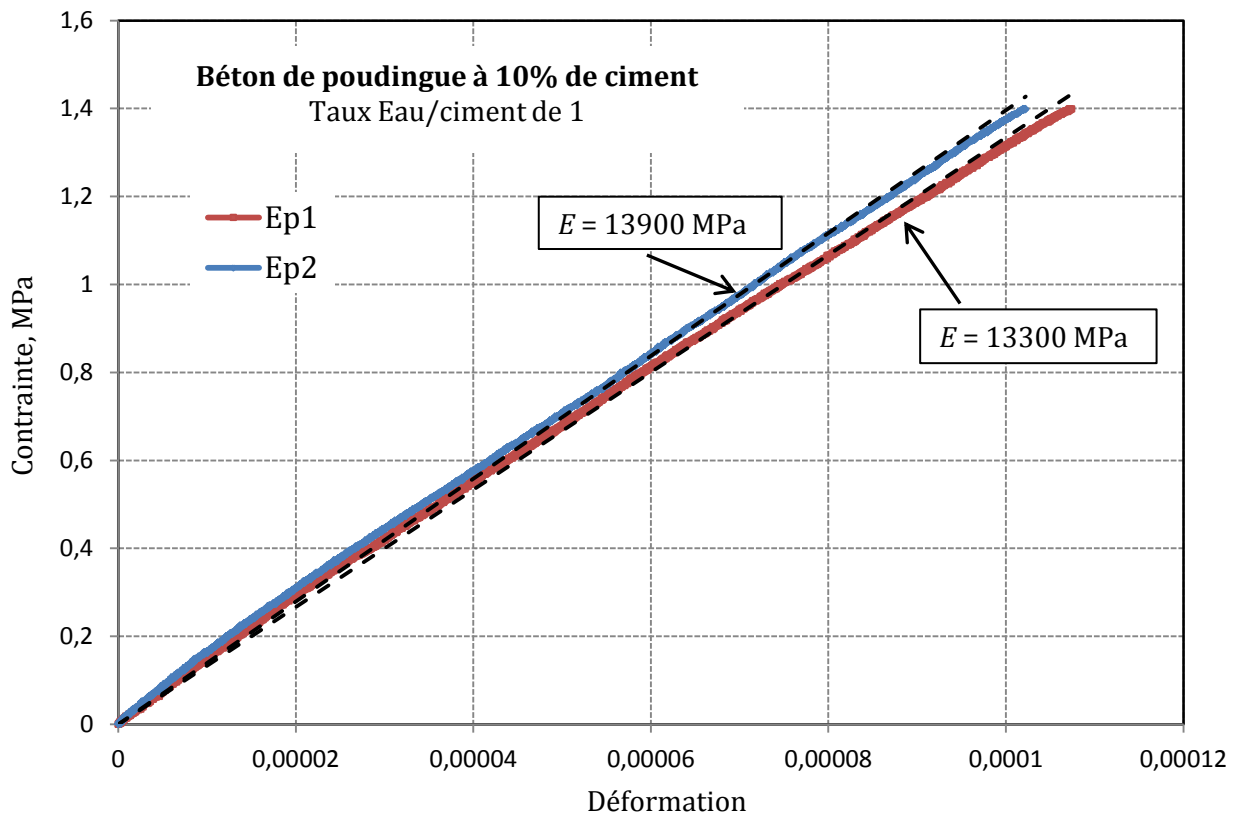


Figure 3.30 : Courbes contrainte-déformation des éprouvettes du béton de poudingue à 10% de ciment

3.4.2. Essai de fendage

Des essais de fendages ont été effectués sur les éprouvettes cylindriques du béton de poudingue afin de déterminer leur résistance à la traction. Le principe de cet essai avait été présenté dans la section 3.2.4. La Figure 3.31 présente le dispositif de l'essai de fendage sur une éprouvette de béton de poudingue.

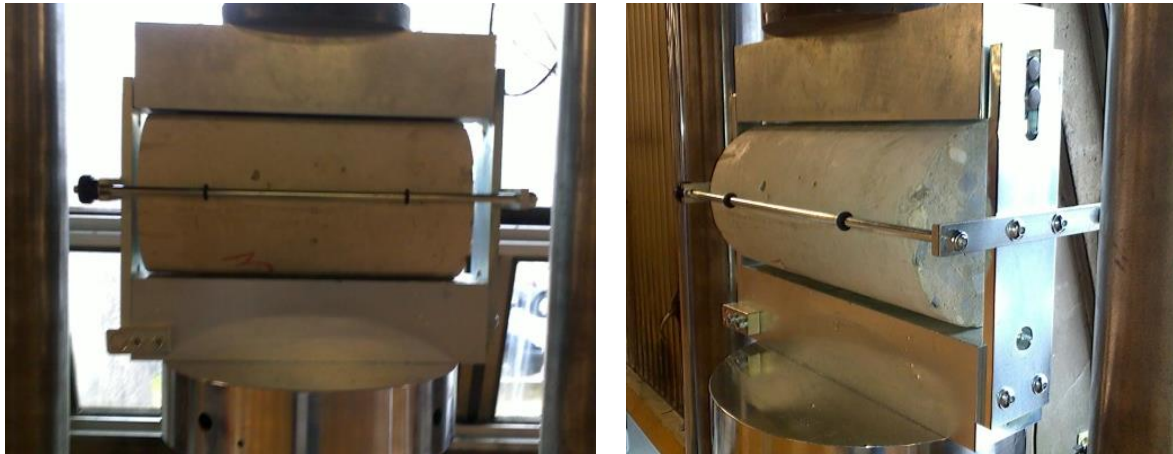


Figure 3.31: Dispositif de l'essai de fendage sur éprouvette cylindrique de béton de poudingue pour déterminer la résistance à la traction.

Les résultats obtenus lors de cet essai sont présentés dans la Figure 3.32. En observant cette figure, on trouve que dans le cas du béton de poudingue à 12% de ciment, la résistance à la traction dépend du rapport eau/ciment et varie de 1 MPa à 1,4 MPa correspondant au rapport eau/ciment de 0,75 à 1,2. Dans le cas du béton de poudingue à 10%, la résistance à la traction a été déterminée pour une seule composition au rapport eau/ciment de 1.

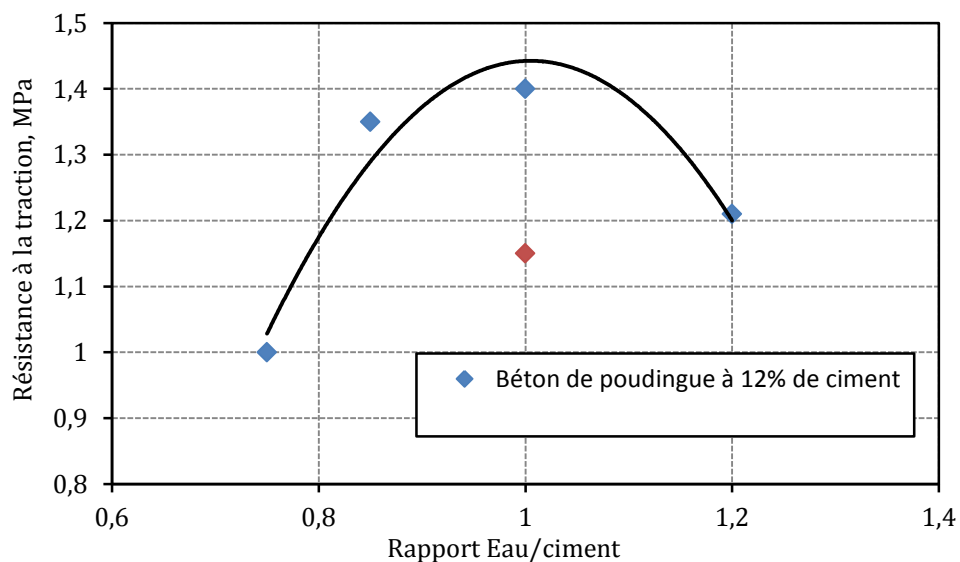


Figure 3.32 : Résistance à la traction du béton de poudingue

Dans le cas du béton conventionnel, la résistance à la traction peut être estimée selon la résistance à la compression du matériau grâce aux expressions empiriques. Premièrement, la résistance à la traction peut être estimée à un dixième de la résistance à la compression, indiqué par l'expression (3-7). Deuxièmement, elle peut être estimée suivant l'expression (3-8).

$$f_{tm} = 0,1 f_{cm} \quad (3-7)$$

$$f_{tm} = 0,6 + 0,06 f_{cm} \quad (3-8)$$

où : f_{tm} et f_{cm} sont les valeurs moyennes de la résistance à la traction et à la compression respectivement.

Nous allons vérifier la possibilité d'appliquer les expressions empiriques (3-7) et (3-8) pour estimer la résistance à la traction du béton de poudingue suivant sa résistance à la compression. Pour cette raison, le Tableau 3.7 a été établi pour comparer les valeurs de la résistance à la traction du béton de poudingue obtenues par ces expressions empiriques et celles obtenues par l'essai de fendage. On constate une différence générale importante entre les valeurs de la résistance à la traction obtenues par la formule (3-7) et celles mesurées, jusqu'à 39% pour le cas du béton de poudingue comportant 12% de ciment et eau/ciment de 0,75. Alors que la différence entre les valeurs obtenues par la formule (3-8) et les valeurs mesurées sont inférieures à 10%, ce qui est censé rester dans une gamme acceptable. Par conséquent, dans le cas du béton de poudingue, l'expression empirique (3-8) est applicable pour estimer sa résistance à la traction quand on connaît sa résistance à la compression. Cela permet d'éviter la réalisation d'essais de résistance à la traction sur le matériau.

Tableau 3.7: Comparaison entre les résistances à la traction obtenues par les formules empiriques et par l'essai de fendage.

Ciment %	Eau/Ciment	Valeurs mesurées des résistances (MPa)		Valeurs calculées par formules empiriques (MPa)		Différences entre valeurs calculées et mesurées (%)	
		f_{cm}	f_{tm}	f_{tm}^1	f_{tm}^2	Diff-1	Diff-2
10	1	8,2	1,15	0,82	1,09	-28	-5
12	0,75	6,1	1,0	0,61	0,97	-39	-3
	0,85	13,1	1,35	1,31	1,39	-3	3
	1	15,05	1,40	1,51	1,50	7	7
	1,2	9,1	1,21	0,91	1,15	-24	-5

Note :

- f_{cm} et f_{tm} sont les valeurs mesurées de la résistance à la compression et de la résistance à la traction
- f_{tm}^1 et f_{tm}^2 sont les valeurs de la résistance à la traction calculées suivant les expressions empiriques (3-7) et (3-8).
- Diff-1 et Diff-2 sont les différences entre les valeurs calculées suivant les expressions (3-7) et (3-8) par rapport aux valeurs mesurées de la résistance à la traction du matériau

3.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton de poudingue en fonction de la taille d'éprouvettes

Dans les sections 3.4.1 et 3.4.2, les caractéristiques mécaniques du béton de poudingue ont été étudiées sur les éprouvettes cylindriques de forme standardisée de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Le matériau a été optimisé suivant la résistance à la compression, en fonction de la composition du matériau (taux de liant ajouté et la quantité d'eau ajoutée). Le matériau du béton de poudingue au ciment avec le taux de ciment de 10% et le rapport eau/ciment de 1 a été choisi pour construire des maisons dans le cadre du projet « Domaine des Galets ».

Les caractéristiques de ce matériau (la résistance à la compression et le module d'Young) ont été déterminées sur les éprouvettes standardisées qui ont de petites dimensions par rapport à de très grandes particules du poudingue (jusqu'à 80 mm pour les plus grosses particules). En effet, les grains de dimension supérieure à 50 mm ont été éliminés avant de fabriquer les éprouvettes. Pourtant, sur chantier, les éléments en béton de poudingue du projet « Domaines des Galets » ont des dimensions qui sont de l'ordre de 50 cm d'épaisseurs pour les murs et de 40 cm d'épaisseur pour les voûtes. Tous les grains, y compris les plus gros galets du poudingue ont été pris pour faire du béton de poudingue. Alors, des questions se sont posées : est-ce que les caractéristiques du matériau sur chantier sont celles qu'on a trouvées sur les petites éprouvettes? Comment la taille des éprouvettes influence ses caractéristiques mécaniques? C'est la raison pour laquelle, des mesures des caractéristiques mécaniques du matériau sur les éprouvettes plus grosses ont été effectuées. Cela permet de faire des éprouvettes en prenant tous les grains du poudingue. Nous allons présenter ci-dessous la fabrication de ces grosses éprouvettes, ensuite la réalisation des tests et enfin la discussion sur les résultats obtenus.

➤ Fabrication des éprouvettes

D'abord, des colonnes cylindriques en béton de poudingue ont été faites en utilisant des moules en carton fabriqués au laboratoire. Ils ont les dimensions de 30 cm de diamètre et de 110 cm de hauteur. Ensuite, chaque colonne a été coupée en deux parties dont chacune était une éprouvette. La Figure 3.33 à droite présente la découpe d'une colonne par la tronçonneuse et à gauche, la manipulation par un élévateur électrique.



Figure 3.33 : Manipulation des grosses éprouvettes par un élévateur électrique (à gauche) et à droite, la découpe par une tronçonneuse (à droite).

En pratique, ces grands moules servent à faire le coffrage des poteaux en béton armé dans les chantiers de la construction. Ils ont les hauteurs standardisées de 2, 3, 4 m... et ils n'ont pas de fond. En effet, afin de faire nos moules, ils ont été coupés à 110 cm et fixés sur les bases en bois grâce aux barres en acier de forme L (Figure 3.33 à gauche).

Le diamètre des éprouvettes de 30 cm nécessite une hauteur de 60 cm pour avoir un élancement de 2. Cependant, nous avons dû la limiter à 55 cm car la hauteur maximale de la presse utilisée est de l'ordre de 65 cm. Une hauteur des éprouvettes de 55 cm environ permet de mettre en place les éprouvettes, avec des plaques en acier aux deux bouts. Le rapport de la hauteur sur le diamètre des éprouvettes a été de 1,8.

➤ Réalisation des essais

Les essais de compression uniaxiale ont été effectués sur les grosses éprouvettes de béton de poudingue en utilisant la presse Schenck avec un capteur de force de 2500 kN. La Figure 3.34 présente le dispositif de cet essai.

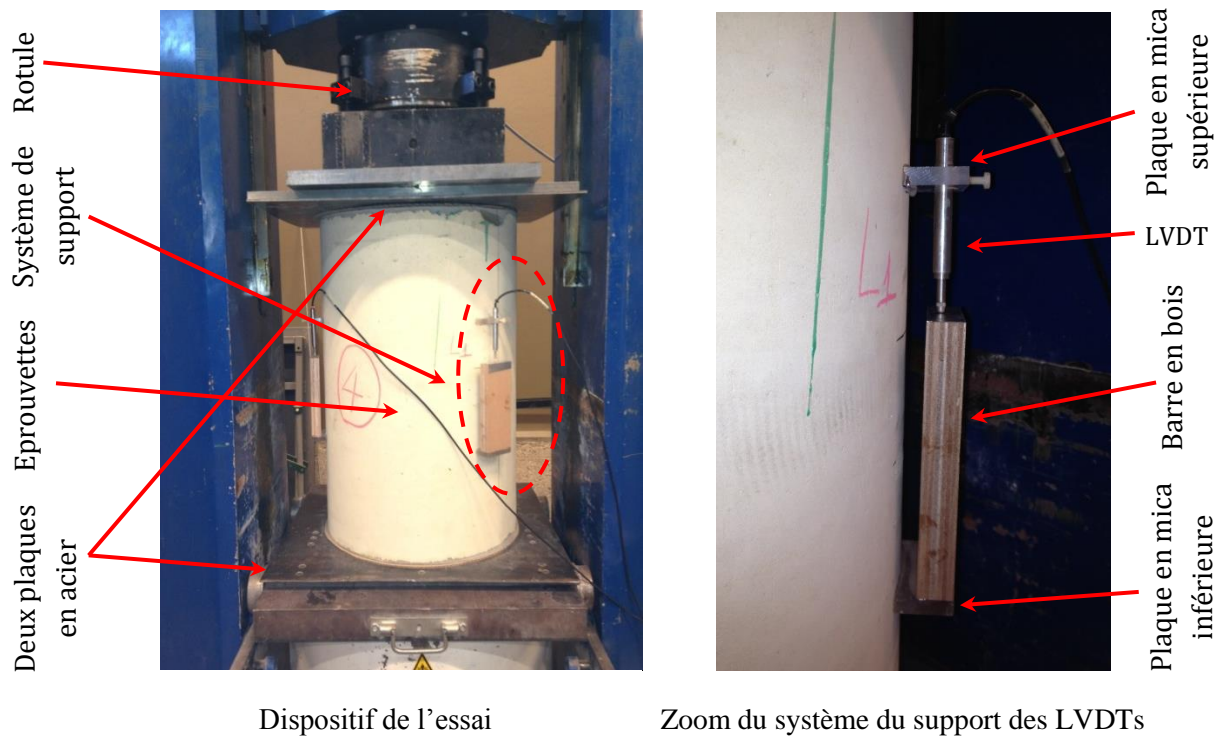


Figure 3.34 : Dispositif de l'essai de compression uniaxiale sur les grosses éprouvettes

Trois LVDTs ont été ajoutés pour mesurer la déformation dans la partie centrale des éprouvettes. Les systèmes de support des LVDTs ont été faits en collant des plaques en plastiques sur l'éprouvette. La distance entre eux est de 20 cm. Car la longueur du LVDT est d'environ 8 cm, des barres en bois de 15 cm, sur lesquelles les bouts des LVDTs se sont appuyés, ont été fixés sur les plaques inférieurs. Ce système permet de mesurer la déformation longitudinale dans la partie centrale des éprouvettes sur une longueur de 20 cm qui fait le tiers de la hauteur de l'éprouvette.

Deux plaques en aciers ont été ajoutées aux bouts de l'éprouvette. Cela permet de répartir uniformément la force appliquée de la presse sur toute la surface de l'éprouvette. En plus, la plaque inférieure sert à faciliter le montage et la mise en œuvre de l'éprouvette dans la presse grâce au chariot élévateur, car elle était lourde et on ne peut pas la porter à la main.

Les essais de compression ont été pilotés en déplacement avec une vitesse de 0,01 mm/s.

➤ Résultats obtenus :

La Figure 3.35 présente le résultat obtenu de l'essai de compression simple sur une grosse éprouvette. Il comporte deux courbes contrainte-déformation de l'éprouvette 2 dont la courbe en rouge est tracée avec la déformation mesurée par les LVDTs et la courbe en vert est tracée avec la déformation mesurée par le déplacement de la plaque de presse. Notons que le module d'Young est mesuré sur la première partie (jusqu'à la contrainte de 2 MPa) de la courbe en rouge.

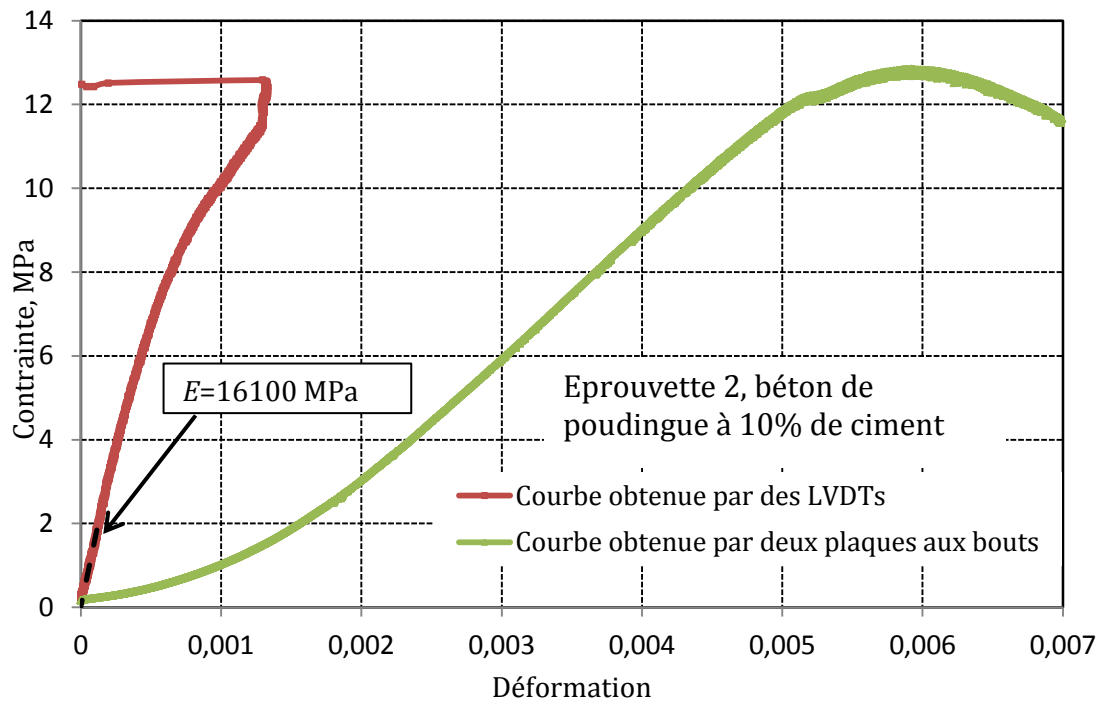


Figure 3.35 : Courbes contrainte-déformation d'une grosse éprouvette de béton de poudingue.

La valeur moyenne de la résistance en compression et du module d'Young des grosses éprouvettes du béton de poudingue à 10% de ciment sont de $12 \pm 0,57$ MPa et de 15600 ± 400 MPa. On constate que dans le cas du béton de poudingue à 10% de ciment avec un taux eau/ciment de 1, les grosses éprouvettes donnent une valeur moyenne de la résistance à la compression plus importante que les éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre, correspondant à un facteur d'environ 1,5. Alors, les gros galets jouent un rôle important dans ce matériau, ce qui fait augmenter considérablement la résistance à la compression du matériau. Par conséquent, les mesures des caractéristiques mécaniques du béton de poudingue doivent être effectuées sur les éprouvettes suffisamment grandes pour prendre des gros galets ou bien sur les petites éprouvettes avec un coefficient de correction. Aucun essai n'a été effectué sur ce type de grosse éprouvette pour déterminer sa résistance à la traction. Cependant, la résistance à la traction du matériau peut être estimée grâce à l'expression empirique (3-8). Alors, nous obtenons une résistance en traction du matériau d'environ 1,3 MPa.

Le béton de poudingue à 10% de ciment avec le taux eau/ciment de 1 correspond à un dosage en ciment d'environ 170 kg/m^3 , alors que dans le cas du béton conventionnel, le dosage en ciment est de 300 à 400 kg/m^3 . On constate également que la résistance à la compression du béton de poudingue est de l'ordre de 2 à 3 fois moins par rapport à celle du béton conventionnel, qui est généralement comprise entre 20 MPa et 40 MPa. Alors, on suppose que les caractéristiques mécaniques du béton de poudingue sont proches de celles du béton conventionnel lorsqu'ils ont le même dosage en ciment.

Troisième partie

**Etude à l'échelle de la structure des constructions
en matériaux locaux**

Chapitre 4

Comportement mécanique d'un pont en limousinerie

4.1. Introduction

Parallèlement aux études à l'échelle du matériau, les études à l'échelle de la structure sur le comportement des constructions en matériaux locaux sont abordées dans cette partie. Un des inconvénients les plus pénalisants des maçonneries en matériaux locaux est leur faible résistance à la traction. Par conséquent, les constructions sont conçues vis-à-vis des charges statiques de manière à éviter les contraintes en traction. Ainsi, pour la plupart des constructions existantes en matériau terre ou en limousinerie, une solution est de restreindre la traction aux éléments en bois, par exemple les planchers ou bien les chainages. Les constructions en matériaux locaux peuvent également être optimisées à l'échelle de la structure en utilisant la forme de voûte. L'optimisation de cette forme de voûte pour les constructions en matériaux locaux sera discutée dans cette étude pour le cas d'un pont voûté en limousinerie et pour le cas des maisons en béton de poudingue. Dans ce chapitre, nous présentons d'abord le comportement mécanique d'un pont voûté en limousinerie.

Alors que des ponts métalliques et des ponts en béton armé n'apparaissent que depuis deux siècles, des ponts en maçonnerie existent depuis des millénaires. Ils sont caractérisés par des voûtes qui travaillent principalement en compression et qui déterminent l'esthétique de l'ouvrage. La durabilité des ponts dépend directement de l'entretien de l'ouvrage. Cependant les ponts en maçonnerie passent en moyenne plus d'un siècle et semblent plus durables que les ponts métalliques et en béton armé. Le pont du Gard, par exemple, a été construit au premier siècle et existe encore aujourd'hui en France. Cette durabilité exceptionnelle est due au surdimensionnement de l'ouvrage rendu possible par les conditions sociales de l'époque d'une part et par l'utilisation d'un matériau local peu transformé (pierre tendre taillée).

L'intérêt des études sur le comportement des ponts en maçonnerie vient des demandes d'auscultation, d'entretien et de réparation des ouvrages existants qui représentent en France 40% des ponts routiers sur les grands axes. Du fait de sa constitution en blocs alternés avec du mortier, le comportement des ponts en maçonnerie est complexe. Tandis que les études sur des ponts existants sont assez nombreuses, il y a moins d'études menées sur des ponts neufs. À l'occasion de la construction du pont de CHALDECOSTE, on a déroulé une étude sur le comportement du pont lors de sa construction, ce qui servira aussi à mieux modéliser des ouvrages voûtés en limousinerie.

Premièrement, les mesures in-situ des déplacements du pont de CHALDECOSTE lors du décintrement ont été effectuées. Ce pont en limousinerie fait partie de la voie communale n°2 de la commune de Saint-Andéol-de-Clerguemort dans le département de la Lozère au sud de la France. Il mesure 6m d'ouverture et 4,8m de largeur. Ce pont a été construit pour remplacer l'ancienne buse qui a été détruite par une crue suite à un orage. Visant à harmoniser l'ouvrage avec le paysage environnant, on a décidé de construire le pont en schiste – un matériau local qui a été utilisé pour construire de nombreux ponts dans la région aux XVIII^e et XIX^e siècles. Le but de ces mesures à court terme est de vérifier que le pont est stable (les déplacements sont faibles et inférieurs aux déplacements limites). À long terme, elles fournissent les données initiales pour analyser le développement de déformations du pont pendant son cycle de vie. De plus, en comparant des calculs théoriques avec les résultats de mesures expérimentales, on envisage de valider un modèle par la MED du pont construit artisanalement avec des blocs irréguliers.

Deuxièmement, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour construire le pont ont été mesurées par les essais au laboratoire. Cela permet d'étudier le comportement mécanique de ces matériaux et de paramétrer un modèle numérique du pont. D'abord, les tests sur les schistes ramenés du chantier ont été effectués. Ensuite, les caractéristiques mécaniques du mortier ont été déterminées par des essais sur les éprouvettes fabriquées au laboratoire. La formulation de ces éprouvettes est celle utilisée sur chantier. Enfin, les éléments de limousinerie qui sont les triplets comportant 3 blocs de schistes et 2 couches de mortier, ont été fabriqués et testés.

Troisièmement, le processus de décintrement du pont de CHALDECOSTE a été simulé par un modèle numérique utilisant la méthode des éléments discrets, à l'aide du programme UDEC (Universal Distinct Element Code). La géométrie du pont a été modélisée en considérant que la maçonnerie comporte des blocs et des joints (contacts sans dimensions). Les conditions aux limites ont été également définies. Puis, les caractéristiques mécaniques des blocs ont été paramétrées suivant les résultats expérimentaux sur les schistes. Les caractéristiques des joints ont été déduites des résultats expérimentaux sur les éléments de maçonneries. La modélisation du phénomène de contacts partiels entre les voussoirs proches du voussoir de clé de la voute, a permis de retrouver le profil des déplacements du pont observé in-situ.

Les études bibliographiques sur les constructions en maçonnerie seront également présentées dans ce chapitre. Cela comporte d'abord les généralités du pont en maçonnerie, puis les modélisations numériques de la maçonnerie et enfin, des mesures in situ des ponts voûtés en maçonnerie.

4.2. Etude bibliographique

4.2.1. Généralité du pont en maçonnerie

Les ponts en maçonnerie présentent en général une voûte qui a le rôle mécanique prépondérant dans l'ouvrage. Elle a pour rôle de résister aux sollicitations et de transmettre les efforts vers les fondations. La voûte funiculaire est en effet la seule forme permettant de faire travailler uniquement en compression l'intégralité de la maçonnerie qui la compose. Une voûte est délimitée par une surface extérieure appelée « extrados » et une surface intérieure appelée « intrados » (Figure 4.1). Elle s'appuie sur des « retombées » ou « culées ». L'intersection de l'horizontale et de l'intrados est appelée « naissance » de la voûte. Le sommet de l'arc est nommé « clé de voûte ». La partie de la voûte située entre les naissances et la clé de voûte prend parfois le nom de « rein ».

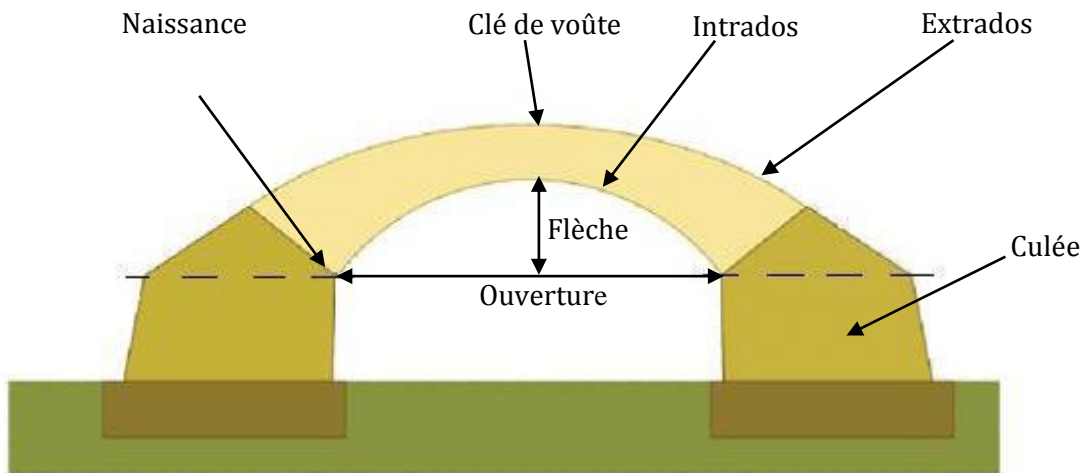


Figure 4.1 : Terminologie d'une voûte du pont en maçonnerie

L'ouverture est la distance entre les naissances de l'arc. C'est en quelque sorte la portée de la voûte. Cette grandeur n'est représentative que de « l'ampleur » de l'ouvrage. Effectivement, bien qu'un pont puisse être composé de beaucoup de voûtes à faibles ouvertures, les voûtes à grandes ouvertures sont majoritairement présentes sur les grands ouvrages.

Le surbaissement S désigne le rapport entre la flèche et l'ouverture :

$$\text{Surbaissement} = \frac{\text{Flèche}}{\text{Ouverture}} \quad (4-1)$$

Ainsi, paradoxalement, plus un arc paraît surbaissé plus son surbaissement est faible. Un arc plein cintre a un surbaissement égal à $1/2$. Des arcs présentant un surbaissement supérieur à $1/2$ sont appelés « surhaussés ».

La voûte est souvent recouverte par un matériau de remplissage sur lequel la couche de roulement est disposée (Figure 4.2). La partie inférieure d'une voûte (ou la voûte entière) est constituée de blocs de pierre appelés voussoirs. Les murs surmontant les faces latérales de l'arc sont appelés murs tympan.

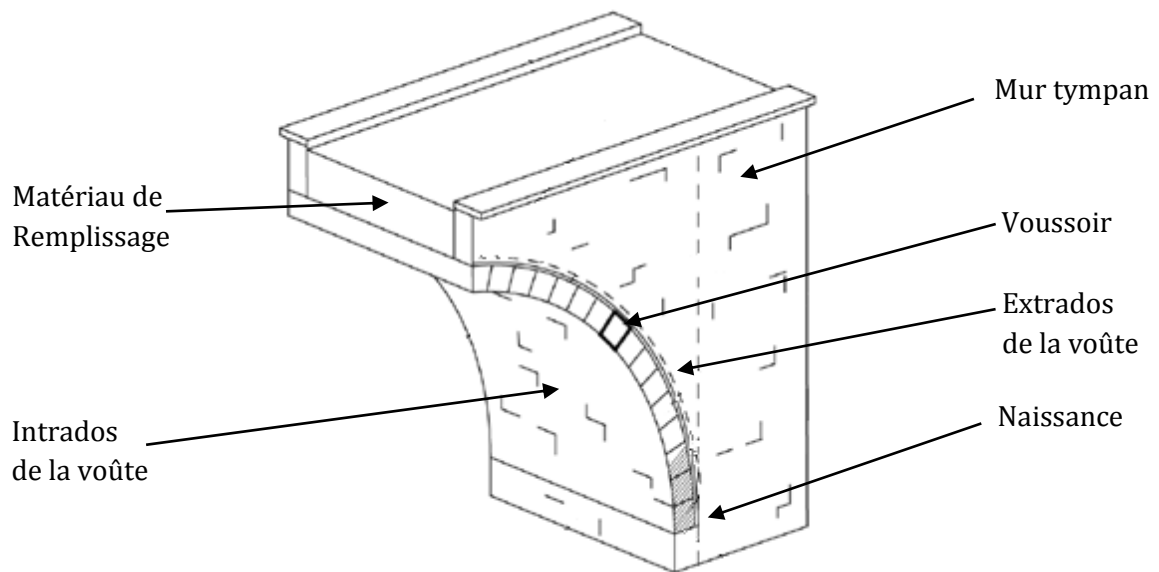


Figure 4.2 : Terminologie du pont voûté en maçonnerie

Quelques fois, les pierres régulières de la partie inférieure de la voûte sont recouvertes de pierres grossièrement taillées. Cet ajout permet d'améliorer la résistance mécanique de la voûte. Cette manière d'assembler les blocs de pierre est appelée « **appareillage** » de la maçonnerie. On distingue ainsi la maçonnerie de pierre de taille (organisée) et la maçonnerie cyclopéenne (désorganisée) (Figure 4.3). L'appareillage inclut également la disposition et l'épaisseur des joints. Cette organisation de la maçonnerie influe très fortement sur sa résistance mécanique.



Figure 4.3 : Appareillage de maçonnerie

A gauche : maçonnerie en pierre de taille ; A droite : maçonnerie cyclopéenne

Bien que représentant toujours le même type de système statique, les ponts en arc maçonnés s'illustrent par de grandes différences stylistiques, souvent relatives à leur époque de construction. Ces différences sont visibles à travers le mode de construction ou les matériaux utilisés. Nous énumérerons ci-après les critères employés pour caractériser les ponts. Un arc est structurellement déterminé par trois critères : le tracé de la ligne d'intrados, l'ouverture et le surbaissement. Le matériau employé et l'appareillage interviennent également dans la description de l'ouvrage. Le tracé de l'intrados est le principal critère déterminant l'arc

du pont. Il définit la forme de la voûte et est représentatif de l'époque de construction de l'ouvrage. Nous présentons dans la Figure 4.4 les types principaux du tracé de l'intrados d'un arc.

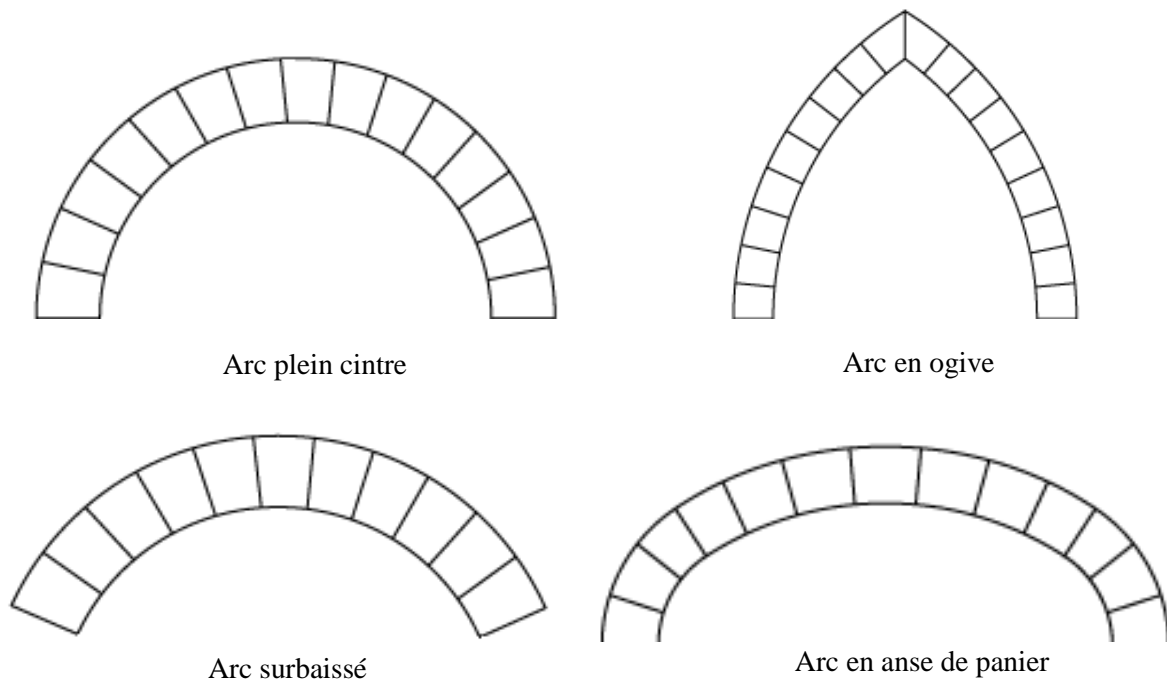


Figure 4.4 : Typologie de la voûte suivant la forme de la ligne de l'intrados

Le tracé le plus élémentaire et le plus utilisé est dit « **plein cintre** ». Il s'agit d'un demi-cercle complet. Ce tracé a été employé de l'Antiquité jusqu'au XIX^e siècle et garantit à la fois une bonne ouvrabilité et une résistance mécanique importante. En effet, cette géométrie permet d'obtenir des efforts quasi verticaux aux naissances, et donc de réduire l'épaisseur des culées par rapport aux autres types de tracé. Le pont de CHALDECOSTE qui a été modélisé présente une voûte en plein cintre.

Le tracé dit « **en ogive** », présente un point anguleux. La géométrie de la voûte est l'intersection de deux arcs de cercle formant la clé de voûte. Ce type de pont est facile à construire et induit de très faibles efforts horizontaux, ce qui garantit sa stabilité. Néanmoins, sa hauteur est limitée.

Le tracé « **en arc de cercle** » désigne les arcs dits « **surbaissés** », il s'agit d'un demi-cercle incomplet. Ce type de voûte permet d'accroître l'ouverture de l'arc et a pour objectif de limiter le nombre d'appuis. Les fortes poussées horizontales résultantes de cette géométrie impliquent la réalisation d'appuis très massifs.

Le cas du tracé « **en anse de panier** » permet de limiter la poussée horizontale aux naissances et de faciliter la construction des ponts. Celui-ci offre une ouverture importante, une force horizontale plus faible et permet la fabrication d'un certain nombre de voussoirs identiques. En effet, la découpe de la pierre ainsi que sa disposition varient selon les voûtes.

4.2.2. Modélisation numérique de la maçonnerie

Il existe différents modèles numériques adaptés aux ponts en maçonnerie. Cela comprend à la fois les macro-modèles plus généraux et les micro-modèles plus détaillés, intégrant des non-linéarités géométriques ou structurelles et des lois constitutives complexes. De manière générale, quatre méthodes de modélisation ont été employées jusqu'à présent pour les structures en maçonnerie (ponts et bâtiments) : la méthode de calcul à la rupture et la méthode des éléments finis où le matériau est considéré comme continu ; la méthode des éléments discrets, adaptés aux milieux discontinus en faisant intervenir des problèmes d'interface entre matériaux, et enfin une modélisation hybride entre éléments finis et éléments discrets.

4.2.2.1. Macro-modèles

Les macro-modèles supposent que la maçonnerie est un milieu homogène et continu. Il n'y a aucune distinction entre les blocs de pierre et le mortier. Par conséquent, il faut déterminer les caractéristiques du matériau équivalent supposé représenter la maçonnerie.

Méthode de calcul à la rupture :

La méthode de calcul à la rupture peut être utilisée associée avec l'homogénéisation qui transforme le milieu initial non-homogène et discontinu composé de blocs de pierre et de joints alternatifs en un milieu homogène et continu (De Buhan & De Felice, 1997). On passe de l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique en respectant les conditions de pertinence micro-macro. En se basant sur le matériau homogénéisé on applique le calcul à la rupture pour déterminer le domaine de chargement potentiellement supportable. Cette méthode a été utilisée pour calculer la charge limite appliquée sur des murs de soutènement en pierre sèche (Colas et al, 2010). Comme on ne doit pas connaître toute la loi de comportement du matériau mais seulement son critère de rupture, le calcul à la rupture devrait être plus simple que des analyses numériques. Néanmoins, ce modèle ne respecte pas l'organisation de la maçonnerie, c'est-à-dire la succession bloc-mortier. Étant donné que le modèle ne comprend qu'un seul élément, il est impossible d'étudier localement les zones de faiblesse de la maçonnerie, c'est-à-dire la fissuration des joints. De plus, elle ne permet pas d'évaluer la déformation de l'ouvrage.

Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis se base aussi sur un milieu continu avec des conditions aux limites. Le milieu considéré est supposé être continu mais pas forcément homogène. On le divise en éléments reliés entre eux par des nœuds (points nodaux). Entre ces éléments, il n'y a pas de déplacements relatifs. Il est alors d'étudier localement les zones de faiblesse de la maçonnerie, c'est-à-dire la fissuration des joints. La résolution du problème initial va être remplacée par la résolution d'une formulation faible sur l'élément. Sur la modélisation des ponts voûtés par la méthode des éléments finis, la littérature est assez abondante, du modèle 2D e.g (Cavicchi & Gambarotta, 2006) au modèle 3D e.g (Fanning & Boothby, 2001), (Toker & Unay, 2004) soumis à une charge statique ou dynamique (Sevim et. al, 2011).

4.2.2.2. Micros-modèles

Micro-modèles détaillés

A l'inverse des macro-modèles, les micro-modèles détaillés représentent la maçonnerie le plus fidèlement possible. Les blocs et mortiers sont deux matériaux différents ayant chacun leurs propriétés. De plus, les zones d'interface entre les joints et les blocs peuvent être modélisées afin d'identifier les zones de rupture locale de la maçonnerie.

Si cette modélisation semble parfaite, elle est néanmoins quasiment impossible à mettre en œuvre dans une étude de cas concret. Il est en effet très compliqué d'avoir toutes les données initiales relatives aux matériaux. De plus, modéliser l'interaction joint mortier requière une loi particulière, du type frottement de Coulomb par exemple. En conséquence, bien que cette méthode fournisse en général le résultat le plus satisfaisant, elle exige une connaissance importante des matériaux et de leurs interactions. Ajoutons que ces modèles requièrent des ressources informatiques importantes et augmentent significativement les temps de calcul.

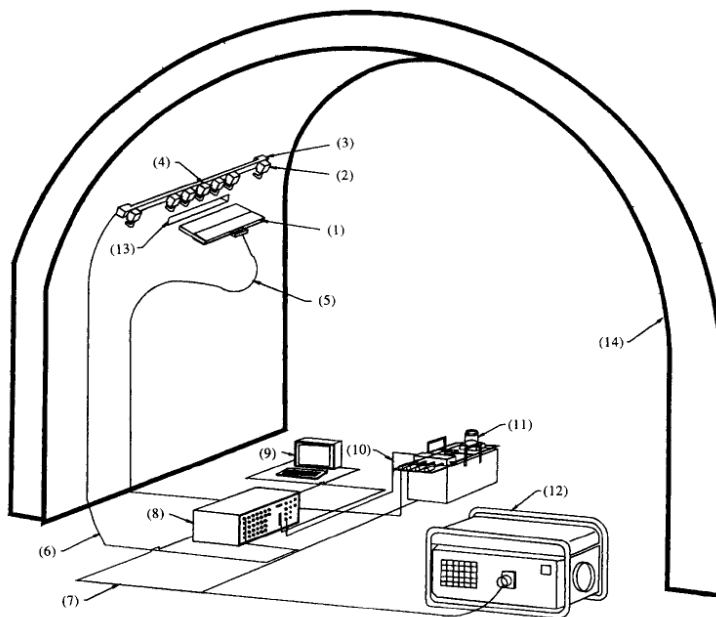
Micro-modèles simplifiés : méthode des éléments discrets

Ces modèles ont été mis en œuvre afin d'atténuer autant que possible les inconvénients des macro-modèles et micro-modèles détaillés, tout en conservant leurs avantages. Cette fois-ci les joints de mortier ne sont pas représentés mais ce sont des éléments d'interface. C'est-à-dire que les blocs sont liés par des interfaces qui représentent les joints et sont donc des zones de faiblesse de la maçonnerie (plans de rupture concentrant les non linéarités du modèle). Cette modélisation est adaptée si le volume de joint est largement inférieur à celui de la pierre et que les propriétés de l'interface sont correctement représentées. On considère que la maçonnerie est constituée de blocs séparés (éléments discrets) qui se déforment indépendamment et qui peuvent se déplacer relativement les uns par rapports aux autres. Comme application de la méthode des éléments discrets sur des ponts voûtés, on peut citer le travail de (Toth et al, 2009) pour modéliser en 2D le pont de Nishida à Nagoshima (Japon) dans le but d'étudier l'influence de la couche de remblai sur le comportement mécanique des voûtes multi – travées en maçonnerie.

4.2.3. Mesures in-situ des ponts voûtés en maçonnerie

La méthode « Flat-Jack Test » est connue en tant que méthode de mesure in situ du champ de contrainte dans les structures en maçonnerie. La contrainte locale de certains points sur une structure en maçonnerie peut être prédite en faisant des rainures perpendiculaires à la surface de paroi et en mesurant les déformations induites par les rainures. Un Flat-Jack mince (vérin plat) est placé à l'intérieur de la rainure et la pression est augmentée jusqu'au moment où la distance initiale est rétablie. La contrainte locale peut être calculée en utilisant une équation d'équilibre en fonction de la pression appliquée et des constantes d'étalonnage. Dans l'étude de (Hughes & Pritchard, 1998), la méthode Flat-Jack Testing a été utilisée pour prédire le champ de contrainte dans le pont de Bryn-y-Gro en Royaume Uni. Le pont a été chargé par un camion pesant d'environ 32tonnes. La Figure 4.5 présente schématiquement les équipements utilisés dans cette étude.

La possibilité d'utilisation de la méthode Flat-jack Testing pour prédire le champ de contrainte dans les structures en maçonnerie, a été également confirmée par (Binda & Tiraboschi, 1999), (Binda, 2004) et (Orban & Gutermann, 2009). Cependant, (Binda, 2004) a montré des limites de cette méthode. Premièrement, l'essai est peu fiable quand le niveau de contrainte est faible. Deuxièmement, le poids de la partie supérieure de la maçonnerie (par exemple le mur de tympan) peut ne pas être suffisant pour contraster la pression donnée par le Flat-Jack. Troisièmement, l'interprétation des résultats est difficile, par exemple dans le cas où la découpe de la rainure est mauvaise ou bien le matériau testé est faible ou non-homogène.



1. Flat-Jack
2. Capteur de mesure de la déformation
3. Cadre portant les capteurs de mesure de la déformation
4. Rainure à mesurer la déformation
5. Câble d'alimentation d'huile hydraulique
6. Câble des signaux de capteurs
7. Câble d'alimentation électrique
8. Unité d'interface de l'ordinateur
9. Ordinateur
10. Câble de commande
11. Groupe hydraulique
12. Générateur d'électricité
13. Rainure dans la maçonnerie
14. Voûte

Figure 4.5 : Equipements du Flat-Jack Testing, utilisés dans l'étude de (Hughes & Pritchard, 1998)

Il existe également des mesures in-situ du champ de déplacement du pont voûté en maçonnerie, par exemple l'étude de (Domede et al, 2013). Le pont étudié est un viaduc construit en 1904 dans un quartier près de Paris en France (dans la direction d'Argenteuil), qui comporte 9 travées et mesure 136m de long au total (Figure 4.6). La campagne expérimentale in-situ a été effectuée seulement sur la travée 3 (voûte 3). La disposition d'équipement de mesure est indiquée dans la Figure 4.7. Le pont a été chargé par le passage d'un train de marchandise. La flèche au sommet de la travée 3 a été mesurée par une caméra vidéo ZIMMER et les déplacements de 4 points dont 2 sont sur l'intrados de voûte et 2 autres sur les naissances de voûtes, ont été mesurés par une caméra vidéo RUDOLPHE (Figure 4.7).

Lors du passage du train de marchandise, la charge appliquée sur les essieux a varié de 115 à 133 kN et le déplacement vertical maximal au sommet de la travée 3 a été de 0,33 mm. La valeur moyenne du déplacement vertical a été de 0,22 mm.



Figure 4.6 : Viaduc en maçonnerie à Paris, France, étudié par (Domede et al, 2013)

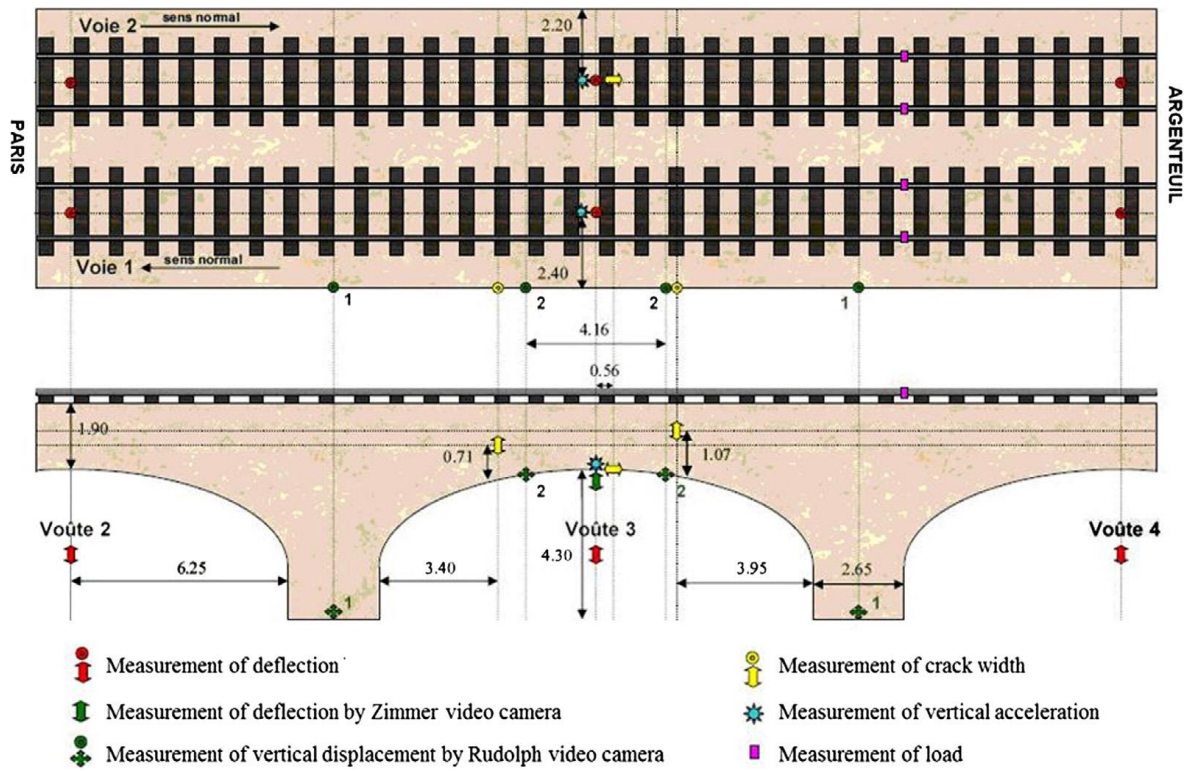


Figure 4.7 : Emplacements des points mesurés dans l'étude de (Domede et al, 2013)

4.3. Mesures in-situ des déplacements du pont de CHALDECOSTE

Dans un premier temps, à l'occasion de la construction du pont de CHALDECOSTE - un pont neuf en limousinerie (maçonnerie de pierre avec le mortier de chaux faiblement dosée), les mesures in-situ des déplacements lors du décintrement de ce pont ont été effectuées afin d'analyser/observer le comportement de ce type d'ouvrage. Le pont se trouve sur la VC2 à St-Andéol de Clerguemort, au-dessus du valat situé entre le moulin de CHALDECOSTE et Lézinié et est localisé sur la carte ci-dessous par un cercle en rouge.

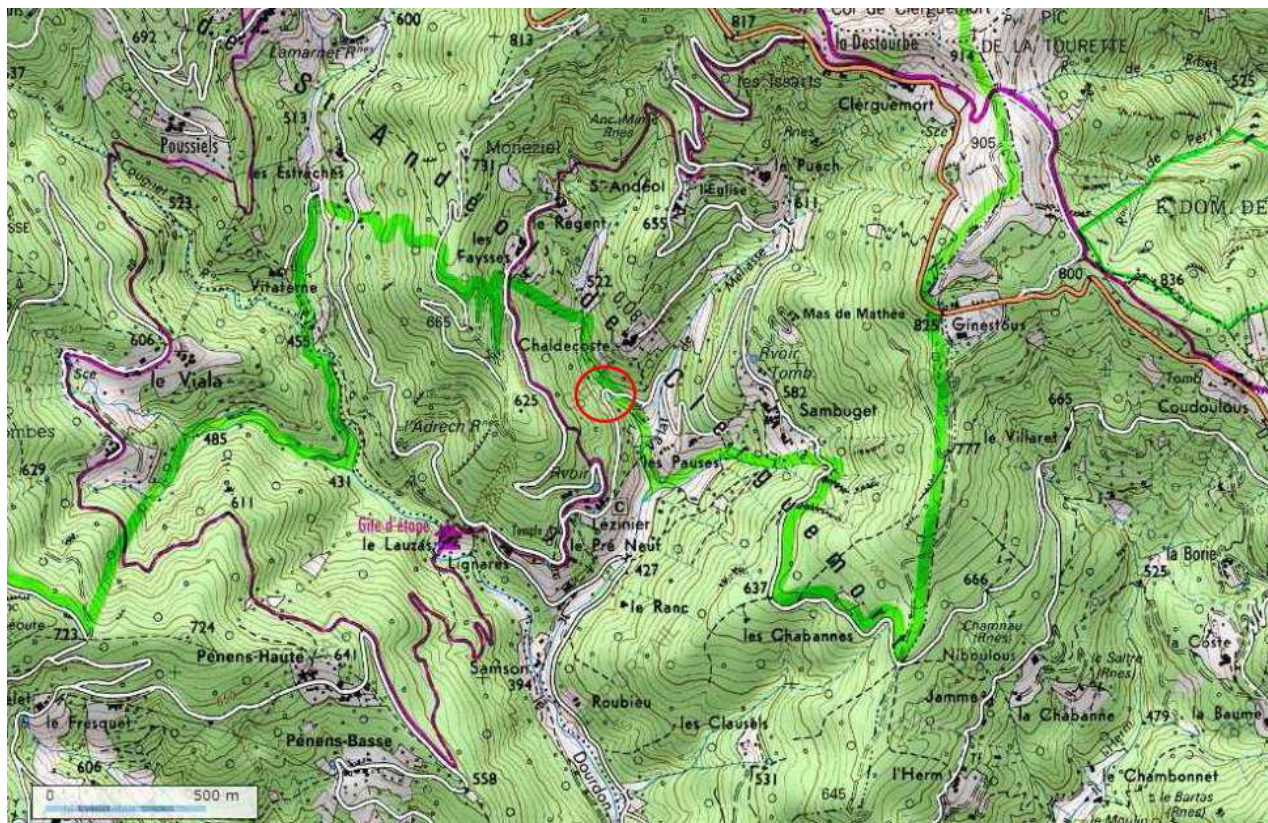


Figure 4.8 : Emplacement du pont de CHALDECOSTE sur la carte (Lozère, France)

Processus du décintrement

La voûte du pont a été construite sur un cintre en bois conçu pour supporter tout le poids de la voûte. Ce cintre s'appuie sur un sommier qui correspond à une partie de la pile renforcée. Quand la phase de la construction de la voûte a été finie par la mise en place du voussoir de clé, l'étape de décintrement a eu lieu. Cette opération consiste à enlever le cintre. Après le décintrement, la voûte a dû supporter son poids propre, alors elle s'est normalement bougée à une nouvelle position.

Il existe plusieurs techniques de décintrement. La première est la technique par coin. Des coins en bois sont posés durant la construction de la voûte entre le cintre et ses appuis puis enlevés à coup de masse lors du décintrement. Le cintre se décolle alors plus facilement. Cette technique est cependant impossible à réaliser pour des grandes voûtes. La deuxième technique est la technique de décintrement par sac de sable, c'est la technique la plus employée en France. Les coins sont remplacés par des sacs remplis de sable à grande température pour éviter qu'il soit humide et s'écoule mal. Pour le décintrement, les sacs sont ouverts et le sable s'écoule.

Dans le cas du pont de CHALDECOSTE, la technique de décintrement par coin a été utilisée pour décoller le cintre. La Figure 4.9 présente le processus du décintrement de la voûte du pont de

CHALDECOSTE : d'abord, les coins ont été enlevés par les coupes de masse (Figure 4.9(a)), puis le support a été abaissé (Figure 4.9(a)), enfin, le cintre a été décollé de la voûte (Figure 4.9(c)).



(a) Enlèvement des coins



(b) Abaissement du support



(c) Décolle du cintre de la voûte

Figure 4.9 : Processus du décintrement du pont de CHALDECOSTE

Methodologie des mesures in-situ

La campagne expérimentale in-situ est importante pour l'analyse d'une structure. Cela permet d'abord d'obtenir des informations pour prédire des phénomènes qui ont lieu sur la structure. Ensuite, les résultats expérimentaux permettent de valider un modèle numérique, avec lequel le comportement de la structure peut être étudié.

Après le décintrement, la voûte a dû supporter son poids propre. Cependant, le niveau des contraintes dans la voûte reste pratiquement faible. De plus, la limousinerie est largement non-homogène. Alors, la prédiction du champ de contraintes du pont, par exemple en utilisant la méthode Flat-Jack Testing, est difficile. C'est la raison pour laquelle, la campagne expérimentale a visé à mesurer le champ des déplacements de la voûte lors du décintrement. Cela a pu être effectué en déterminant les positions de la voûte avant et après le décintrement, desquelles le champ des déplacements peut être déduit. Les positions de la voûte ont été déterminées en focalisant sur certains points de la voûte par des réflecteurs optiques. L'emplacement de ces points a été mesuré par une station de mesure de distances tridimensionnelles.

4.3.1. Réalisation des mesures

Les mesures ont été effectuées par des rayons lasers à l'aide d'une station Leica Absolute Tracker AT401 qui est un outil de mesure portable de distances tridimensionnelles (MMT) avec une précision de mesure de +/-10 μm sur une distance de 320 m. Elle est posée sur un tri-pied muni de niveau permettant de régler sa position. La position de l'appareil a dû être maintenue tout au long des mesures. Un ordinateur muni du logiciel Tracker Pilot a été connecté à ce dispositif. Il permet à la fois de piloter ce dernier et d'acquérir des résultats de mesures. Des réflecteurs optiques ont été disposés aux points où doivent être effectués des mesures. La Figure 4.10 présente les outils utilisés pour effectuer les mesures. Pour fixer les réflecteurs sur l'ouvrage, avant le décintrement de la voûte, les trous sur l'ouvrage, auxquels les supports en acier ont été vissés, ont été créés à l'aide d'une perceuse. Ensuite, de la colle a été ajoutée pour s'assurer que les supports ne bougent pas par rapport à l'ouvrage. Enfin, les réflecteurs ont été fixés sur les supports par des vis (Figure 4.10 à droite). Notons qu'après avoir effectué des mesures lors du décintrement, les réflecteurs ont été récupérés tandis que les supports ont été laissés sur l'ouvrage. Cela permet de réaliser ultérieurement des mesures de déplacements du pont sous un chargement, par exemple d'un camion.

Au total, douze réflecteurs numérotés respectivement de 1 à 12 ont été utilisés. Les réflecteurs de 1 à 10 ont été disposés sur les voussoirs alors que les réflecteurs 11 et 12 ont été disposés sur le mur tympan en guise de points de référence. La Figure 4.11 présente les positions des réflecteurs de 1 à 10 sur l'ouvrage. Notons que les réflecteurs 11 et 12 ne sont pas visibles sur cette photo.

Pour déterminer le déplacement de la voûte lors du décintrement, la position des cibles a été mesurée avant et après cet événement. Pour chaque position, deux mesures ont été réalisées pour avoir une meilleure précision de mesure.



Figure 4.10: Outils utilisés pour effectuer des mesures in-situ

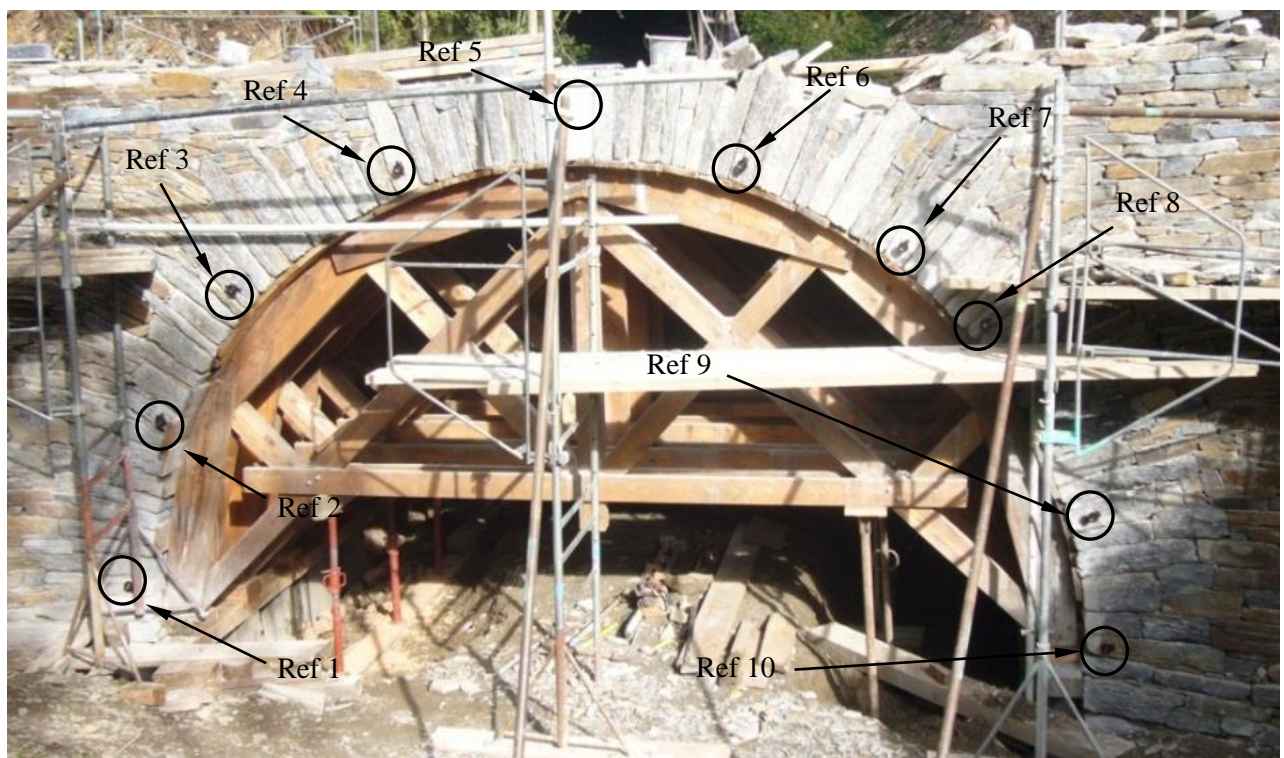


Figure 4.11 : Position des réflecteurs de 1 à 10 sur les voussoirs de voûte avant le décintrement. Cette photo a été prise avant le décintrement.

4.3.2. Reconstruction de la forme de la voûte

À partir des coordonnées des points mesurés in-situ, la forme réelle de la voûte du pont a été reconstruite en utilisant deux hypothèses suivantes :

- Lors du décentrement, deux points de référence (points 11 et 12) ne bougent pas
- En réalité, la voûte ne se trouve pas tout à fait dans un plan. Pourtant, nous supposons que tous les points sur la voûte se trouvent dans un plan qui s'appelle « le plan de voûte »

Les coordonnées obtenues par les mesures in-situ ont été les coordonnées tridimensionnelles dans le repère défini par la machine. Afin de reconstruire la forme de la voûte et de visualiser les déplacements des points sur la voûte, un repère attaché au plan de voûte appelé « repère de travail » a été établi et les coordonnées des points doivent être calculées suivant ce repère. Nous notons : $O^o x^o y^o z^o$ est le repère de la machine et $Oxyz$ le repère de travail. Le repère de travail $Oxyz$ a été choisi pour que l'Origine O soit le point 11 (point de référence) et le plan Oxz soit le plan de voûte. Donc le deuxième point de référence (point 12) doit se trouver sur le plan Oxz . Les coordonnées des points mesurés ont été recalculées dans le repère $Oxyz$. Nous présentons ci-dessous la formulation pour calculer les coordonnées des points dans le repère de travail.

Formulation du changement de repère

Dans la Figure 4.12, A est un point quelconque dans l'espace dont les coordonnées (x_A^o, y_A^o, z_A^o) dans le repère de la machine ont été mesurées et dont les coordonnées (x_A, y_A, z_A) dans le repère de travail seront calculées. Le repère $Ox' y' z'$ est un repère intermédiaire qui est le déplacement du repère de machine vers l'Origine O . Les coordonnées des points dans ce repère intermédiaire sont :

$$(x'_{11}; y'_{11}; z'_{11}) = (0; 0; 0) \quad (4-2)$$

$$(x'_{12}; y'_{12}; z'_{12}) = (x_{12}^o - x_{11}^o; y_{12}^o - y_{11}^o; z_{12}^o - z_{11}^o) \quad (4-3)$$

$$(x'_A; y'_A; z'_A) = (x_A^o - x_{11}^o; y_A^o - y_{11}^o; z_A^o - z_{11}^o) \quad (4-4)$$

où : $(x'_{11}; y'_{11}; z'_{11})$ et $(x'_{12}; y'_{12}; z'_{12})$ sont respectivement les coordonnées des points 11 et 12 (points de référence) dans le repère de la machine $O^o x^o y^o z^o$ qui sont mesurées.

- L'angle de rotation α de l'axe Ox' par rapport à l'axe Ox :

$$\alpha = \text{atan}\left(\frac{y'_{12}}{x'_{12}}\right) \quad (4-5)$$

- L'angle β entre OA^* et l'axe Ox' :

$$\beta = \text{atan}\left(\frac{y'_A}{x'_A}\right) \quad (4-6)$$

- L'angle γ entre OA^* et l'axe Ox est donc :

$$\gamma = \beta - \alpha = \text{atan}\left(\frac{y'_A}{x'_A}\right) - \text{atan}\left(\frac{y'_{12}}{x'_{12}}\right) \quad (4-7)$$

- Les coordonnées du point A dans le repère $Oxyz$ sont donc :

$$\begin{cases} x_A = OA^* \cos \gamma = x'_A \cos \beta \cos \gamma \\ y_A = OA^* \sin \gamma = x'_A \cos \beta \sin \gamma \\ z_A = z'_A = z_A^0 - z_{11}^0 \end{cases} \quad (4-8)$$

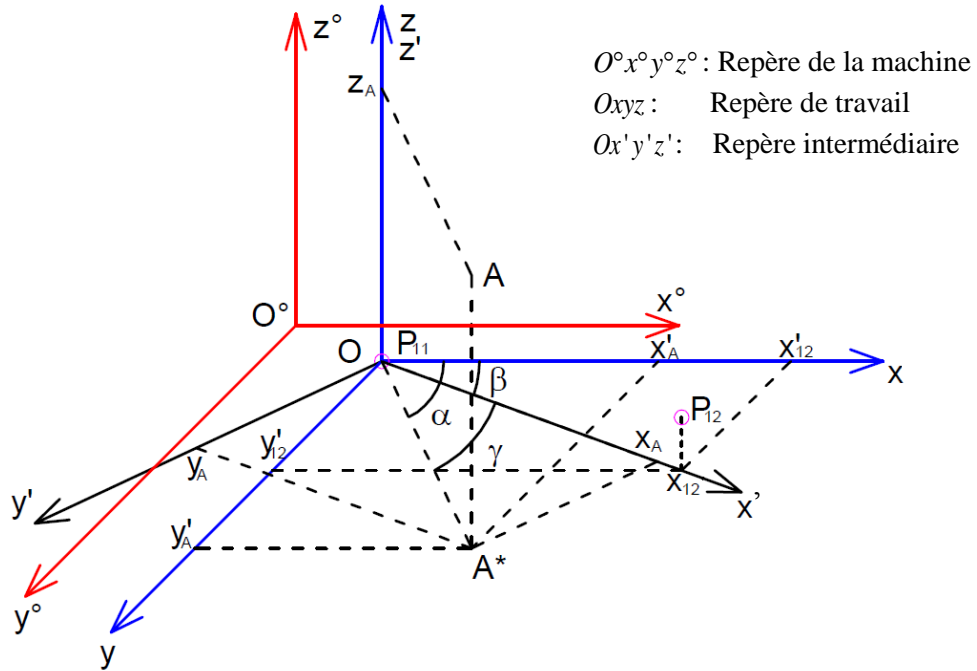


Figure 4.12 : Schéma de calcul des coordonnées du point A quelconque dans le repère de travail $Oxyz$

En appliquant les formules ci-dessus, nous avons calculé les coordonnées de tous les points mesurés dans le repère de travail $Oxyz$. Ensuite, nous considérons que les points mesurés se trouvent bien sur le même plan de la voûte. Nous pouvons donc négliger leurs coordonnées en y . En se basant sur les coordonnées des points, nous avons mis en position les points des cibles dans le plan Oxz . À partir de chaque point mesuré, un point sur le bord de la voûte a été déterminé grâce à la distance entre ce point et l'intrados que nous avons mesuré au moment de fixer les réflecteurs. Dans la Figure 4.13, les rayons des petits cercles dont les centres sont les points mesurés, sont les distances entre ces points et l'intrados de la voûte.

Nous avons tracé un demi-cercle passant par les points sur le bord de la voûte. Ce demi-cercle est pris comme l'intrados de la voûte. L'extrados est très irrégulier comme indiqué à la Figure 4.11 et l'imbrication des blocs avec le mur de tympan ne facilite pas l'identification de cette entité. À l'emplacement de la clé de voûte, la position de l'extrados est claire, ce qui n'est pas le cas pour l'enveloppe près des reins de voûte du pont (Figure 4.14). Par conséquent, certaines hypothèses doivent être considérées pour l'emplacement de l'extrados de la modélisation. Compte tenu de la Figure 4.14, une estimation de l'épaisseur de la voûte au niveau de la naissance est deux à trois fois supérieure à celle qui est observée à la clé de voûte. Suivant la voûte reconstruite, nous avons un diamètre de la courbe de l'intrados de 5981 mm tandis que celui de dimensionnement est de 6000 mm, ce qui fait une erreur de construction de 0,3%. Cette erreur est considérée comme très petite et acceptable pour les constructions en matériaux locaux, qui sont non-industriels.

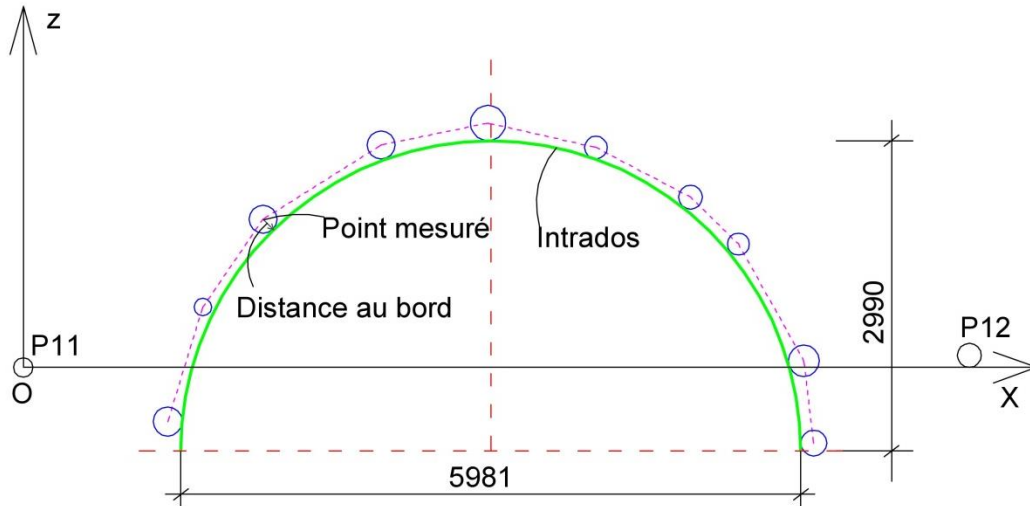


Figure 4.13 : Forme de la voûte reconstruite suivant les points mesurés



Figure 4.14: Focalisation sur le rein de voûte du Pont de CHALDECOSTE

4.3.3. Calcul du déplacement de la voûte

Après les calculs des coordonnées des points (positions des réflecteurs) dans le repère de travail $Oxyz$ et en négligeant les déplacements dans la direction perpendiculaire au plan de voûte (Oxz), les déplacements des points ont été déterminés. La Figure 4.15 illustre les positions des points avant et après le décintrement. Dans cette figure, les déplacements ont été multipliés par un facteur d'amplification de 1000 pour obtenir une perception plus claire du phénomène.

Les résultats montrent des déplacements des reins environ dix fois plus petits que les déplacements de la clé. Le déplacement vertical maximal de l'ordre de 1 mm a été pour le voussoir de clé tandis que les déplacements dans la zone des reins ont été de l'ordre de 0,1 mm. À la clé de voûte, un petit déplacement horizontal vers la gauche d'environ 0,06 mm a été mesuré, ce qui reste à 6% du déplacement vertical du voussoir de clé. Il est peut être dû à l'asymétrie des culées qui confortent la voûte. On peut noter le

comportement singulier du voussoir de clé respectivement aux voussoirs adjacents et peut obtenir une meilleure compréhension du comportement du pont.

En outre, en négligeant les déplacements horizontaux des points et donc en considérant que le pont est symétrique, le profil des déplacements des points peut être illustré à la Figure 4.16.

Discussion sur les résultats obtenus :

Le déplacement maximal de la voûte reste de l'ordre de 0,03% par rapport à sa dimension. Par conséquent, dans certains cas le mouvement d'ensemble du pont lors du décintrement peut être considéré comme négligeable. C'est-à-dire que l'on peut considérer que la géométrie de la voûte est inchangée. Cela permet de valider l'application de la méthode de calcul à la rupture en utilisant le logiciel VOUTE, dans lequel le calcul de la stabilité d'une voûte est effectuée en supposant qu'il n'y a pas de déplacement de la voûte. On peut citer par exemple l'étude de (Domede et al, 2013) dans laquelle le logiciel VOUTE a été utilisé pour vérifier la stabilité d'un viaduc en maçonnerie à Paris (Figure 4.6).

La vérification de la stabilité d'une structure voûtée en utilisant le logiciel VOUTE, sera également présentée dans le chapitre suivant de cette étude où ce logiciel est utilisé pour optimiser la forme de la voûte d'une maison en béton de poudingue.

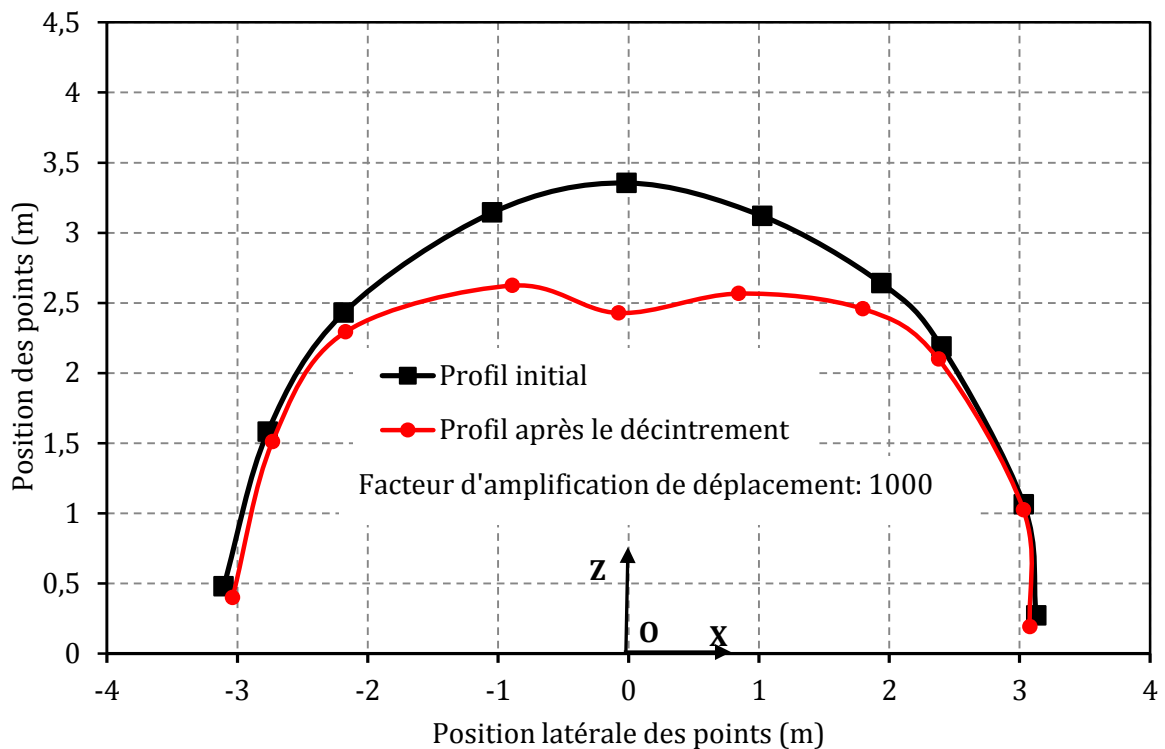


Figure 4.15 : Profil des déplacements - facteur d'amplification de déplacement: 1000

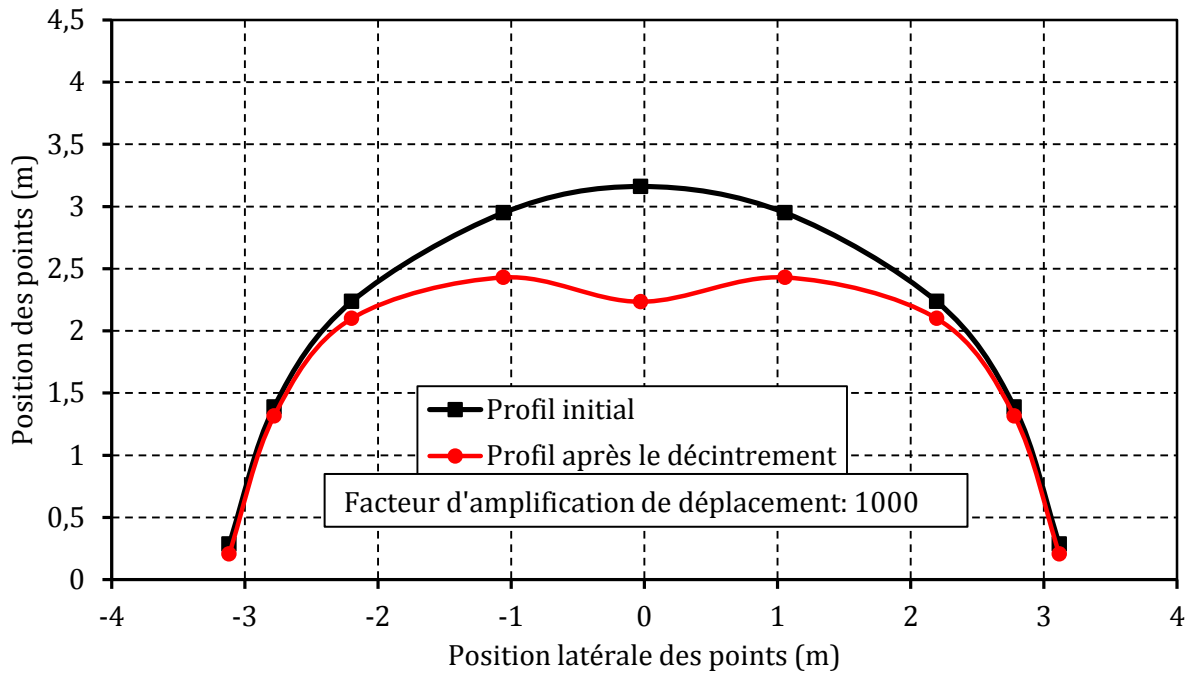


Figure 4.16 : Profil des déplacements en négligeant les déplacements horizontaux.

4.4. Essais mécaniques au laboratoire

Dans un second temps, des essais mécaniques sur les matériaux utilisés pour construire le pont CHALDECOSTE ont été effectués au laboratoire LGCB de l'ENTPE afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des matériaux. Les résultats d'essais ont été utilisés pour modéliser le pont par la méthode des éléments discrets. Les matériaux testés ont été les schistes, le mortier et les éléments de maçonnerie (triplets de la pierre avec du mortier). Les schistes ont été récupérés directement sur le chantier du pont et amenés au laboratoire tandis que le mortier a été fait au laboratoire suivant la même formulation que celle utilisée sur le chantier. Nous présenterons ci-dessous la fabrication des éprouvettes, la réalisation ainsi que les résultats des essais sur les matériaux.

4.4.1. Caractéristiques mécaniques des schistes

Les schistes utilisés pour construire le pont de CHALDECOSTE comportent deux types principaux : le type 1 ayant été utilisé pour construire la voûte (les voussoirs) et le type 2 utilisé pour construire le mur de tympan. Des essais au laboratoire ont été effectués pour mesurer leurs caractéristiques mécaniques. En plus, le schiste utilisé pour construire le soubassement du pont (type 3) a été également testé. L'étude sur les caractéristiques mécaniques de ces trois types de schistes est présentée ci-dessous.

Des éprouvettes cylindriques ont été faites à l'aide d'un carotteur de diamètre de 60 mm. La Figure 4.17 présente le carottage des schistes au laboratoire. Alors, le diamètre des éprouvettes a été de 60 mm correspondant au diamètre du carotteur. Deux bouts des éprouvettes ont été coupés en utilisant une scie. Les hauteurs des éprouvettes dépendent de l'épaisseur des schistes choisis. Par conséquent, le choix des schistes devient important pour qu'un rapport entre la hauteur et le diamètre des éprouvettes autour de 2 soit assuré. Ainsi, les hauteurs de nos éprouvettes ont été comprises entre 90 et 120 mm correspondant aux rapports hauteur sur diamètre entre 1,5 et 2. Au total, 6 éprouvettes de type 1 numérotées de V1 à V6, 3 éprouvettes de types 2 numérotés de W1 à W3 and 3 éprouvettes de type 3 numérotés de S1, S2, S3 ont été faites.



Figure 4.17 : Carottage des éprouvettes des schistes

D'abord, nous avons réalisé des tests pour déterminer le module d'Young en utilisant la presse INSTRON 1 avec le capteur de force de 100 kN. Des extensomètres ont été utilisés pour mesurer la déformation de la partie centrale des éprouvettes. La Figure 4.18 présente des dispositifs de l'essai de compression sur une éprouvette de schiste de type 1. Trois cycles de charge-décharge ont été réalisés comme dans la Figure 4.19. Les essais sont pilotés en déplacement avec une vitesse de 0,01 mm/s. La courbe contrainte-déformation obtenue par ces essais pour l'éprouvettes V1 est présentée dans la Figure 4.20.

Ensuite, les essais à la rupture ont été réalisés en utilisant la presse SCHENK avec le capteur de force de 2500 kN. La Figure 4.21 présente la courbe contrainte-déformation obtenue par l'essai à la rupture pour l'éprouvette V1 et le mode de la rupture des éprouvettes des schistes est présenté dans la Figure 4.22.



Figure 4.18: Essai de compression simple avec des extensomètres mesurant la déformation

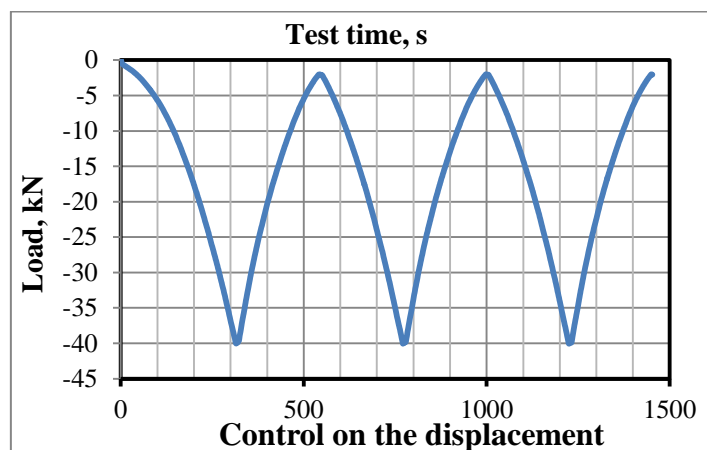


Figure 4.19 : Cycles de charge-décharge pendant l'essai compression simple

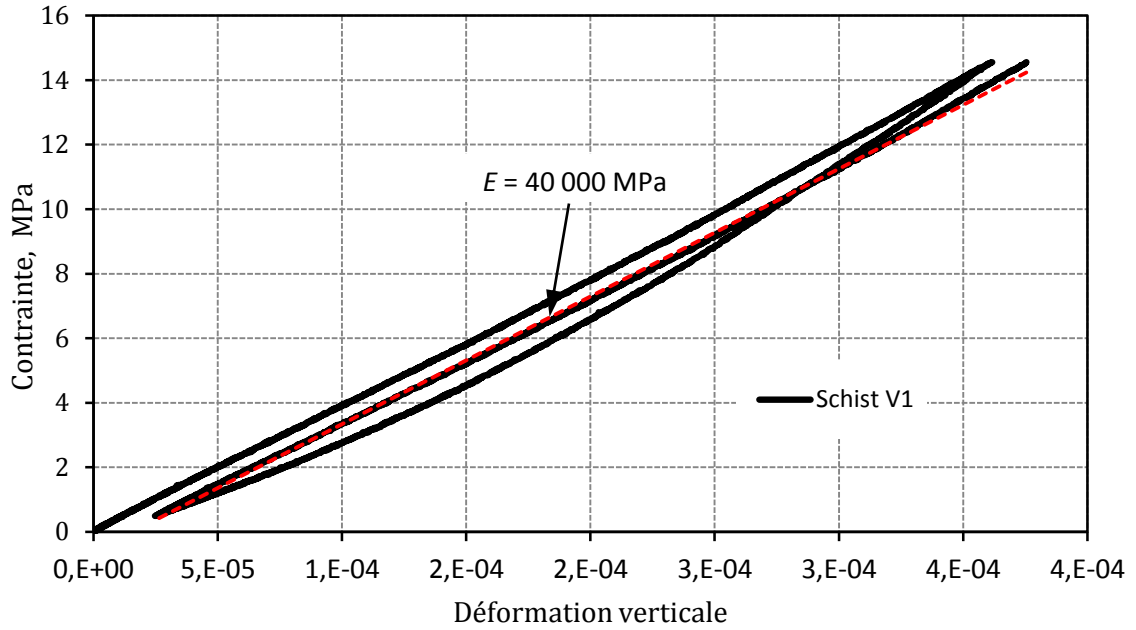


Figure 4.20 : Courbe contrainte-déformation de l'éprouvette V1 obtenue par des cycles de charge-décharge

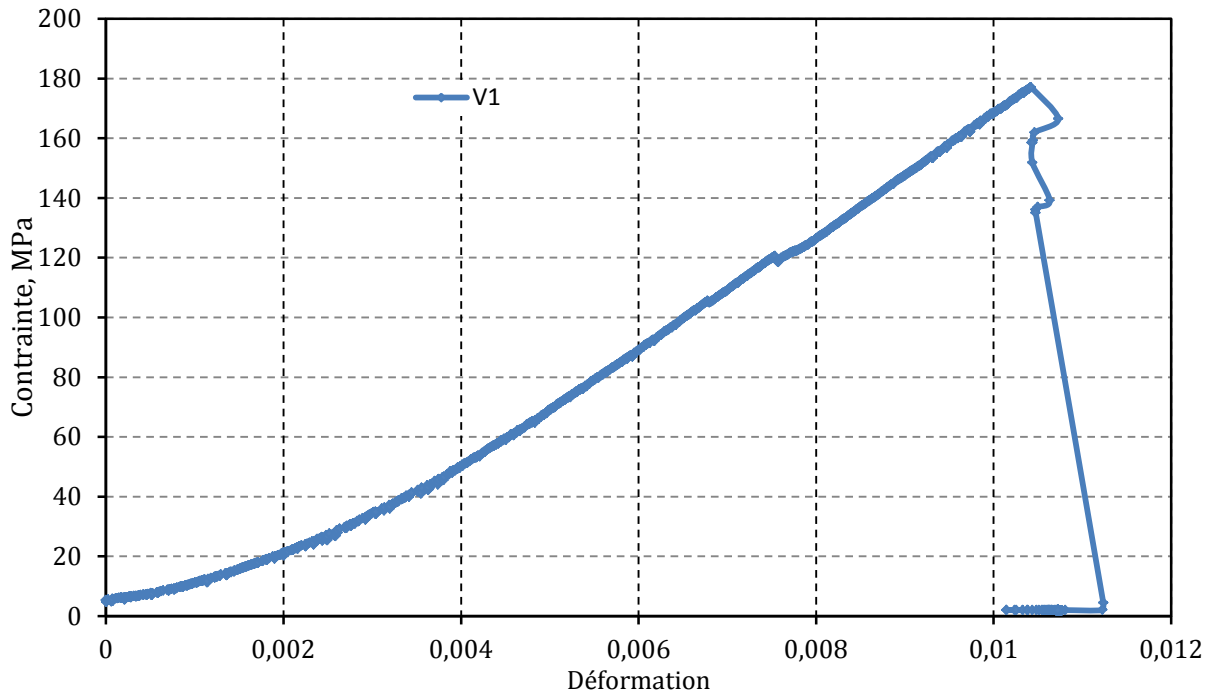


Figure 4.21 : Allure de la déformation de l'éprouvette V1 obtenue par essai de compression jusqu'à la rupture du schiste



Figure 4.22 : Mode de la rupture du schiste de la voûte

Le Tableau 4.1 présente les résultats de calcul des résistances à la compression et des modules d'Young des schistes. Pour les schistes de type 1, la valeur moyenne du module d'Young de 53000 MPa a été trouvée avec un écart-type de 9800 MPa. Le module d'Young pour l'éprouvette V6 n'a pas été déterminé à cause du glissement des extensomètres sur l'éprouvette pendant l'essai. La valeur moyenne de la résistance à la compression des schistes de type 1 est de 126 MPa avec un écart-type de 32 MPa. Pour les schistes de type 2, les valeurs moyennes du module d'Young et de la résistance à la compression sont de 21000 ± 7300 MPa et 77 ± 8 MPa respectivement. Les schistes utilisés pour construire le soubassement (type 3) sont les moins rigides avec la valeur moyenne du module d'Young de 5400 ± 1000 MPa. Pourtant, la résistance à la compression des schistes de type 3 est pratiquement identique à celle des schistes de type 2.

Tableau 4.1: Caractéristiques des schistes

Type de Schiste	Eprouvette	Module d'Young (MPa)		Résistance à la compression (MPa)	
Type 1	V1	40 000	53 000 (9 800)	177	126 (32)
	V2	50 000		141	
	V3	46 000		X	
	V4	63 000		140	
	V4	68 000		87	
	V6	X		142	
Type 2	W1	32 000	21 000 (7300)	81	77 (8)
	W2	19 000		84	
	W3	12 000		65	
Type 3	S1	6900	5400 (1000)	89	82 (5)
	S2	4500		80	
	S3	4800		77	

4.4.2. Caractéristiques mécaniques du mortier

Le mortier a été fabriqué avec la même formulation utilisée sur site. C'est le mortier sable et chaux hydraulique naturelle NHL 5 de Saint-Astier. La formulation du mortier est présentée dans le Tableau 4.2. Trois éprouvettes de forme cylindrique de 7 cm de diamètre par 14cm de haut ont été fabriquées, sur lesquelles des essais de compression simple ont été effectués. En utilisant la presse INSTRON 1 avec le capteur de force de 100 kN et 3 extensomètres de 5 cm de longueur, trois cycles de charge-décharge ont été effectués pour mesurer le module d'Young du matériau avant de réaliser des essais à la rupture permettant de déterminer la résistance à la compression du matériau. La quantité d'eau de fabrication du mortier a été mesurée. Le test du plongeur permettant de mesurer la pénétration du piston dans la gâchée de mortier, a été aussi réalisé. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.2 : Caractéristiques du mortier sable et chaux

Chaux : Sable	1 :3
Eau : chaux	0,68
Test du plongeur : pénétration du piston (mm)	11
Résistance à la compression (MPa)	0,7±0,04
Module d'Young (MPa)	1040±215

4.4.3. Caractéristiques mécaniques des éléments de maçonnerie (triplet)

Le comportement d'un ensemble de blocs est lié au comportement de chaque bloc pris séparément, à la zone de contact entre les blocs qui a ses propriétés propres et éventuellement au mortier. Des essais de compression sur des triplets composés de trois blocs de schiste et de deux joints de mortier ont été réalisés. Pour la fabrication des triplets, d'abord les blocs de schistes ont été faits par le découpage à l'aide d'une scie au laboratoire. La section du bloc a eu la forme carrée de dimension de 10 cm. Cela a été assuré par la fixation d'une équerre sur la table de la scie avec la distance de 10 cm entre l'équerre et la lame de la scie. La hauteur de chaque bloc était de 6 cm environ. La Figure 4.23 à gauche présente des blocs de schistes après le découpage. Ensuite, des triplets ont été faits en assemblant des blocs par les couches de mortier dont la formulation et les caractéristiques mécaniques ont été présentées dans le paragraphe précédent. Chaque triplet avait la forme d'un prisme carré droit dont la section est celle des blocs. Donc les triplets ont fait 10 cm de largeur. En incluant deux couches de mortier de l'épaisseur de 0,5-1 cm environ, la hauteur d'un triplet a été d'environ 20 cm (Figure 4.23 à droite). Le contact bloc-bloc a été maximisé en minimisant l'épaisseur des joints, comme cela est fait in-situ par les artisans maçons. Le rapport entre la hauteur et la largeur des triplets correspond à un élancement de 2 qui permet de limiter l'effet du frettage et d'éviter le phénomène de flambement.



Figure 4.23 : A gauche : Blocs de schiste après découpe ; A droite : Triplets de blocs de schistes assemblés

Deux types de triplets comportant des triplets de schistes de voûte (type 1) et des triplets de schistes de mur tympan (type 2) ont été faits. Afin d'assurer le séchage du mortier, ces triplets ont été laissés dans l'air ambiant du laboratoire pendant 28 jours, depuis la fabrication, avant d'effectuer des essais mécaniques. Ici la durée de séchage n'est pas très importante car sur site le décintrement est fait dès que la clé de voûte est posée et on sait que pour la chaux la cure peut prendre des années. Similairement au cas des essais sur les schistes, deux essais ont été effectués séparément pour chaque triplet : essais pour déterminer le module d'Young et essais pour déterminer la résistance à la compression. D'abord les essais avec des cycles de charge-décharge ont été réalisés en utilisant la presse INSTRON 1 avec un capteur de force de 100 kN. La déformation de ces éprouvettes a été mesurée par des extensomètres. Ensuite, les essais à la rupture ont été réalisés par la presse SCHENK avec le capteur de force de 2500 kN. Les deux types d'essais ont été pilotés en déplacement avec une vitesse de pilotage de 0,01 mm/s. La résistance à la compression et le module d'Young des triplets sont présentés dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Caractéristiques des triplets

Type de triplet	Eprouvettes	Résistance à la compression (MPa)		Module d'Young (MPa)	
Schistes de voûte (type 1)	VS1	45	54 (6)	1600	4400 (2500)
	VS2	50		2200	
	VS3	58		4300	
	VS4	62		9300	
Schistes de mur tympan (type 2)	WS1	37	31 (4)	1400	2400 (1200)
	WS2	26		1500	
	WS3	30		4200	

En observant le tableau ci-dessus, on constate une variation importante du module d'Young pour les deux types de triplet. Cette variation est due à la constitution différente des joints qui s'ajoute à la

variabilité initiale des schistes (Tableau 4.1). La rugosité de chaque bloc étant la surface totale des contacts bloc-bloc est donc différente entre les joints de deux éprouvettes de triplets, ce qui influencera la caractéristique mécanique du triplet. Parmi ces éprouvettes testées, l'éprouvette VS4 donne les valeurs du module d'Young et de la résistance à la compression les plus élevées qui vaut 9300 MPa et 62 MPa respectivement. Le zoom des cycles de charge-décharge obtenus pour cette éprouvette est présenté dans la Figure 4.24. L'allure de la courbe contrainte-déformation est présentée dans la Figure 4.25.

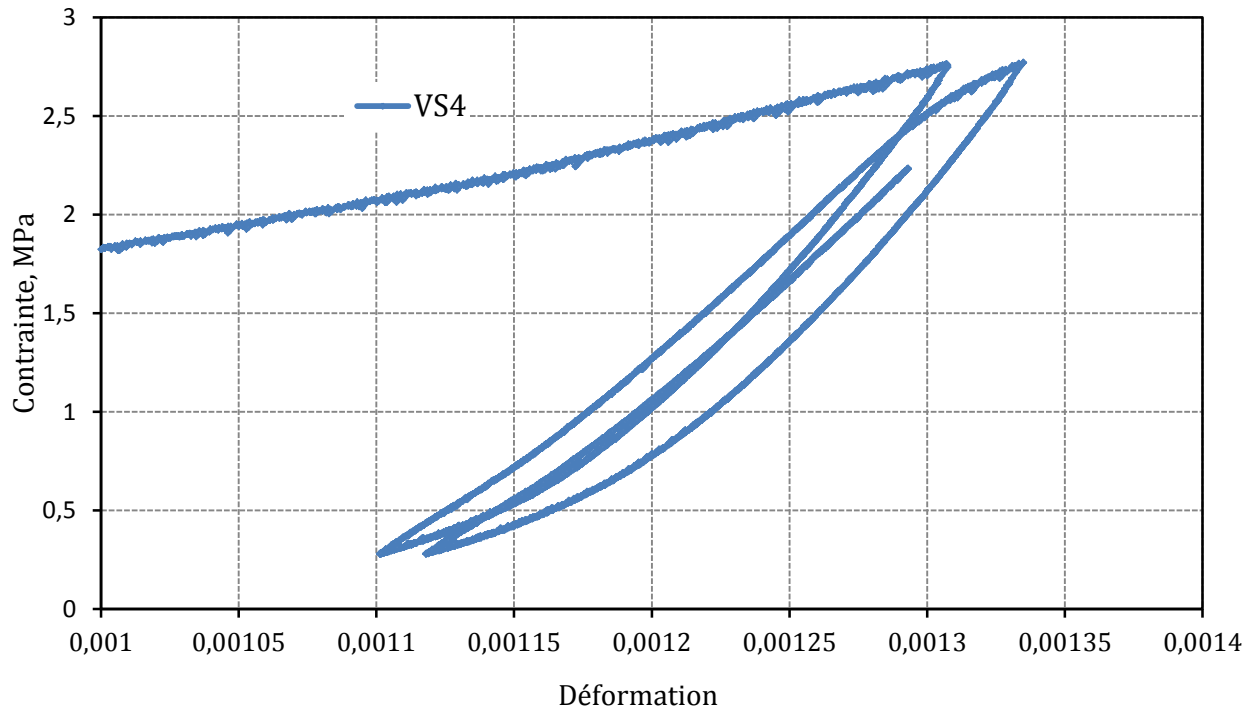


Figure 4.24 : Zoom des cycles de charge-décharge du triplet VS4

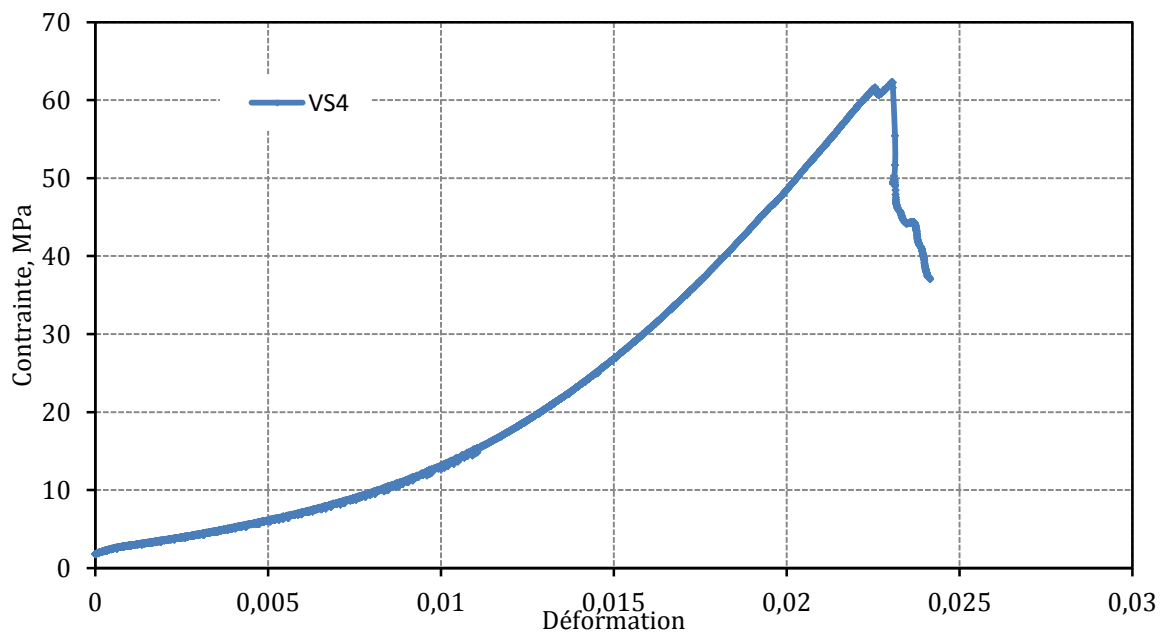


Figure 4.25 : Allure de la courbe contrainte-déformation du triplet VS4



Figure 4.26 : Mode de la rupture du triplet

4.5. Modélisation du pont par la méthode des éléments discrets

L'étude bibliographique sur la modélisation numérique des constructions en maçonnerie dans la partie 4.2.2 a montré qu'un macro-modèle (MEF, calcul à la rupture) est capable d'étudier le comportement global d'une structure en maçonnerie, mais il ne permet pas d'étudier des phénomènes locaux. Les mesures in-situ ont montré un déplacement particulier dans la zone du voussoir de clé de la voûte. Visant à retrouver ce phénomène, un micro-modèle utilisant le MED est envisagé.

Le système réel est composé de deux murs tympan qui viennent contenir les graves non traitées déversées sur la voûte et sur lesquels la chaussée sera construite. Cette partie centrale est donc plus souple que les murs de tympan où les mesures ont été faites. Dans cette étude, en première approximation, une analyse 2D du pont de CHALDECOSTE est entreprise sur la base du comportement de la voûte du mur tympan dans le plan du tympan. Un modèle 3D utilisant la MED est en cours de développement à l'ECL dont les premiers résultats montrent que le modèle en 2D est réaliste pour la modélisation du processus de décintrement du pont (TIRAN, 2014).

Par conséquent, le logiciel UDEC (Universal Distinct Element Code), qui est un programme construit sur le principe de la méthode des éléments discrets, permet de modéliser des objets individuels en interaction (ICG, 2011). Il est donc particulièrement adapté à la modélisation des ouvrages en maçonnerie composés de blocs de pierre individuels en contact. Les blocs peuvent être considérés comme rigides ou déformables et le contact entre blocs est déformable. La loi de contact, élastique linéaire ou non linéaire, est généralement de type de Coulomb (le glissement entre blocs est rendu possible). La loi de contact peut également prendre en compte l'effet du mortier via une propriété de cohésion. Nous présentons ci-dessous d'abord le schéma de résolution dynamique explicite utilisé dans l'UDEC, ensuite les étapes d'une modélisation et enfin, la modélisation du processus de décintrement du pont de CHALDECOSTE.

4.5.1. Schéma de résolution dynamique du code UDEC

Une fois que tous les contacts entre blocs ont été établis et les propriétés de ces blocs ainsi que celles des joints ont été paramétrées, le calcul peut être effectué étape par étape dans l'UDEC (cycle de calcul). Pour un cycle de calcul, UDEC calcule les forces de contact pour tous les contacts, ensuite les forces de blocs (forces des nœuds pour les blocs déformables où bien les forces aux centres de blocs pour les blocs rigides). La condition d'équilibre sera vérifiée pour chaque cycle. Dans le cas où la condition d'équilibre satisfait, UDEC va passer à un nouveau cycle de calcul, si non le programme va être interrompu. Nous allons présenter ci-dessous les schémas de calcul des forces de contact et des forces de blocs, ensuite les équations de Newton et le temps d'un cycle, enfin la condition d'équilibre dans UDEC.

Détermination des forces de contact

Le schéma ci-dessous montre la méthode de détermination des forces de contact F à l'instant t dans UDEC:

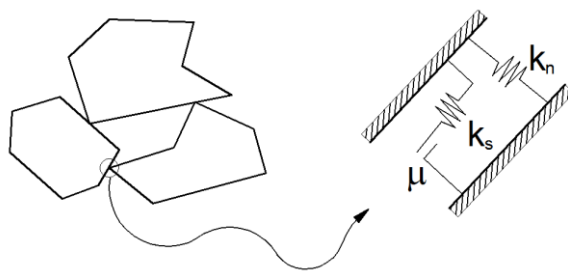


Figure 4.27 : Schéma de calcul des forces de contact dans UDEC

Les forces de contact sont calculées suivant les formules :

$$\begin{cases} F_n = F_n - k_n \Delta u_n \\ F_s = F_s - k_s \Delta u_s \\ F_s = \min\{\mu F_n, |F_s|\} \text{sgn}(F_s) \end{cases} \quad (4-9)$$

Notons que sur le schéma précédent, le joint séparant les deux blocs en contact est bien représenté par deux raideurs (ressorts), une raideur de cisaillement et une raideur normale. Ainsi, la force de contact $F(t)$ est décomposée en deux composantes : F_n la composante normale et F_s la composante de cisaillement. La dernière égalité du schéma précédent correspond au frottement de Coulomb qui doit respecter l'interface entre les deux blocs: la force de cisaillement F_s est limitée en valeur absolue à μF_n , où μ est l'angle de frottement du joint.

Voici le critère de Coulomb auquel les joints sont soumis dans la modélisation :

$$\begin{cases} \|F_s\| \leq \| \mu F_n \| & \text{Si } U_s = 0 \\ \|F_s\| = \| \mu F_n \| & \text{Si } U_s \neq 0 \end{cases} \quad (4-10)$$

où: U_s est la vitesse de cisaillement

Détermination des forces de blocs

Les schémas ci-dessous montrent comment calculer les forces de blocs dans UDEC

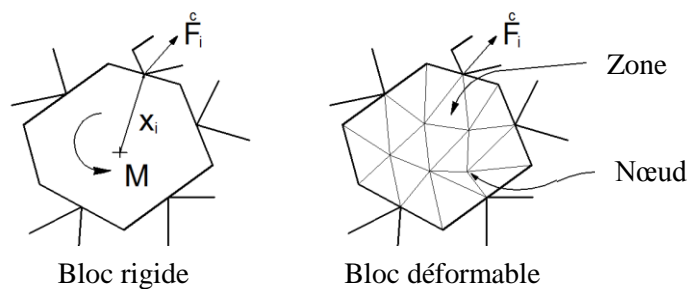


Figure 4.28 : Schémas de calcul des forces de blocs dans UDEC

Pour les blocs rigides, les forces des blocs sont calculées aux centres de blocs suivant les formules ci-dessous :

$$F_i = \sum F_i^c \quad (4-11)$$

$$M = \sum e_{ij} x_i F_j \quad (4-12)$$

$$\ddot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (4-13)$$

Pour les blocs déformables, les forces de blocs sont calculées aux nœuds de maillages suivantes les formules ci-dessous :

- La déformation et les contraintes du bloc :

$$\Delta \epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{d\dot{u}_i}{dx_j} + \frac{d\dot{u}_j}{dx_i} \right) \Delta t \quad (4-14)$$

$$\sigma_{ij} = C(\sigma_{ij}, \Delta \epsilon_{ij}, \dots)$$

- Les forces aux nœuds de blocs :

$$F_i = F_i^e + F_i^c \quad (4-15)$$

où: F_i^c est la force de contact et F_i^e est :

$$F_i^e = \int_z \sigma_{ij} n_j ds \quad (4-16)$$

Equations de Newton et le temps d'un cycle

UDEC résout l'équation dynamique du mouvement pour chaque bloc et calcule les forces de contact. Les équations de Newton sont les suivantes :

$$\begin{cases} \dot{u}(t + \frac{\Delta t}{2}) = \dot{u}(t - \frac{\Delta t}{2}) + \frac{F(t) \Delta t}{m} \\ x(t + \Delta t) = \dot{u}(t + \frac{\Delta t}{2}) \Delta t \end{cases} \quad (4-17)$$

où $F(t)$ est la force de contact de la particule (du bloc) considérée et m sa masse. La vitesse à l'instant $t - \frac{\Delta t}{2}$ ainsi que la force de contact $F(t)$ sont connues. Celles-ci permettent alors d'obtenir la vitesse à $t + \frac{\Delta t}{2}$ et donc la position du bloc à $t + \Delta t$.

Une fois cette position déterminée, UDEC établit les nouvelles forces de contact (s'il y en a) et réitère ce calcul, chaque phase de calcul constitue alors un cycle.

Le schéma de solution utilisé en MED est conditionnellement stable. La limitation du temps d'un cycle doit satisfaire à la fois le calcul de la déformation du bloc interne et le déplacement relatif des inter-blocs. Pour la stabilité du calcul de déformation de bloc, nous avons:

$$\Delta t_n < 2 \sqrt{\left(\frac{m_i}{k_i} \right)} \quad (4-18)$$

où m_i est la masse associée au nœud du bloc i , et k_i est la mesure de la rigidité des éléments entourant le nœud.

Pour le calcul du déplacement relatif des inter-blocs, la limitation du temps d'un cycle est :

$$\{ \Delta t_b < 2 \left(\frac{M_{\min}}{K_{\min}} \right) \} \quad (4-19)$$

où M_{\min} est la masse de la plus petit bloc dans le système et K_{\min} est la raideur maximale de contact.

Le temps d'un cycle est:

$$\Delta t = \min \{ \Delta t_n, \Delta t_b \} \quad (4-20)$$

Détermination d'équilibre

Lorsque le calcul est lancé, UDEC détermine à chaque cycle un rapport des forces déséquilibrées:

$$\text{Rapport des forces déséquilibrées} = \frac{F_i}{F_m} \quad (4-21)$$

où F_i est la force la plus importante aux nœuds du maillage (pour des blocs déformables) ou aux centres des blocs (pour des blocs rigides) tandis que F_m est la sollicitation mécanique extérieure (gravité, charge de trafic...). Plus le calcul progresse, plus ce rapport diminue.

Par défaut, UDEC considère que l'équilibre est atteint lorsque ce rapport est inférieur à 10^{-5} et le calcul peut alors être interrompu. Cela correspond en général à une force non équilibrée dans la structure d'environ 1 Newton.

Cependant, de nombreux articles relatifs à la modélisation d'arcs en maçonnerie à l'aide d'UDEC suggèrent un ratio de 10^{-6} e.g (Toth et al, 2009). Cette valeur entraîne dans notre modélisation une force non équilibrée résiduelle inférieure à 0,1 Newtons. C'est largement suffisant comparativement aux forces appliquées (gravité et charges de trafic) de plusieurs milliers de Newtons.

4.5.2. Les étapes de la modélisation

Géométrie : En raison de la symétrie du système dans le plan du mur de tympan, seule la moitié de pont a été considérée avec les conditions aux limites induites correctes. Le système est alors composé de deux parties différentes, l'arche elle-même composée des blocs de schiste de bonne qualité bien ajustés (les voussoirs) et le tympan de mur composé des blocs de schiste de moindre résistance mécanique. On peut noter sur les Figure 4.11 et Figure 4.14, l'imbrication entre les blocs de l'arche et les blocs du mur de tympan. L'objectif est de rigidifier les reins de l'arche et de permettre un meilleur transfert des charges horizontales aux butées et à la fondation. Ainsi, cela incite à ne pas considérer l'arche comme une voûte d'épaisseur mécaniquement constante et l'extrados est censé englober des blocs qui pourraient être considérés comme une partie du mur de tympan. Une localisation empirique mais mécaniquement plausible de l'extrados est proposée sur la Figure 4.29(a). Les blocs formant le mur de tympan ont été choisis de forme rectangulaire et de taille égale par une simplification d'une réalité beaucoup plus hétérogène. L'arche et le mur de tympan sont posés sur un soubassement composé de grands blocs, illustré dans la Figure 4.14.

Maillage : Les blocs sont supposés déformables et un maillage doit leur être associé. La densité de mailles par voussoir doit être suffisamment grande pour un transfert précis de l'information d'un voussoir à l'autre. Cependant, le champ de déplacement de la voûte lors du décintrement a été trouvé peu influencé par le nombre de mailles (le long de la hauteur du bloc) choisi pour la modélisation. Pourtant, afin d'obtenir un champ de déplacement régulier, le nombre de mailles doit être d'au moins 3 sur la hauteur de contact entre deux voussoirs. Cette hauteur de contact peut être inférieure à la hauteur totale d'un voussoir. Dans ce travail, le nombre typique de mailles le long de la hauteur entière de la clé est égale à 20. Le nombre de mailles au sein du mur de tympan est choisi de sorte que leur densité diminue en fonction de la distance par rapport au plus proche voussoir, indiqué à la Figure 4.29(b). Un zoom du maillage dans la zone de la clé de voûte est présenté à la Figure 4.29(c).

Comportement des blocs : Par souci de simplicité, les blocs sont censés se comporter comme un matériau isotrope, même si une schistosité peut être observée sur des blocs. La direction des contraintes est essentiellement perpendiculaire à la schistosité sur place et par conséquent les propriétés sont identifiées dans cette direction pour l'étude numérique. Les blocs rocheux sont censés se comporter comme un matériau élastique linéaire, et donc un coefficient de Poisson et un module d'Young doivent être identifiés.

La plasticité n'est pas nécessaire à ce niveau, parce que le décintrement n'est pas censé induire des contraintes importantes comme cela peut être dans le cas avec des charges de services de vie.

Comportement des joints : Le contact (joint) entre les blocs est composé de deux matériaux travaillant comme un système parallèle. D'une part, les aspérités irrégulières étendues et placées de façon aléatoire qui appartiennent à deux blocs différents font le contact entre deux blocs adjacents. D'autre part, un mortier de chaux, qui ne joue pas de rôle structurel, remplit les vides entre les aspérités. Ce mortier est beaucoup plus déformable que les aspérités de blocs, le transfert des contraintes entre les blocs se fait principalement à travers les aspérités.

La loi de contact entre les blocs implique une raideur normale et une raideur tangentielle. L'influence possible du mortier peut être prise en compte. La loi de Coulomb nécessite l'identification du coefficient de frottement et la cohésion. La résistance en traction du contact est censée être égal à zéro.

Conditions aux limites : La base du soubassement est censée être fixée dans toutes les directions. Les points sur le long des limites verticales (butée et clé de voûte) ne peuvent se déplacer verticalement.

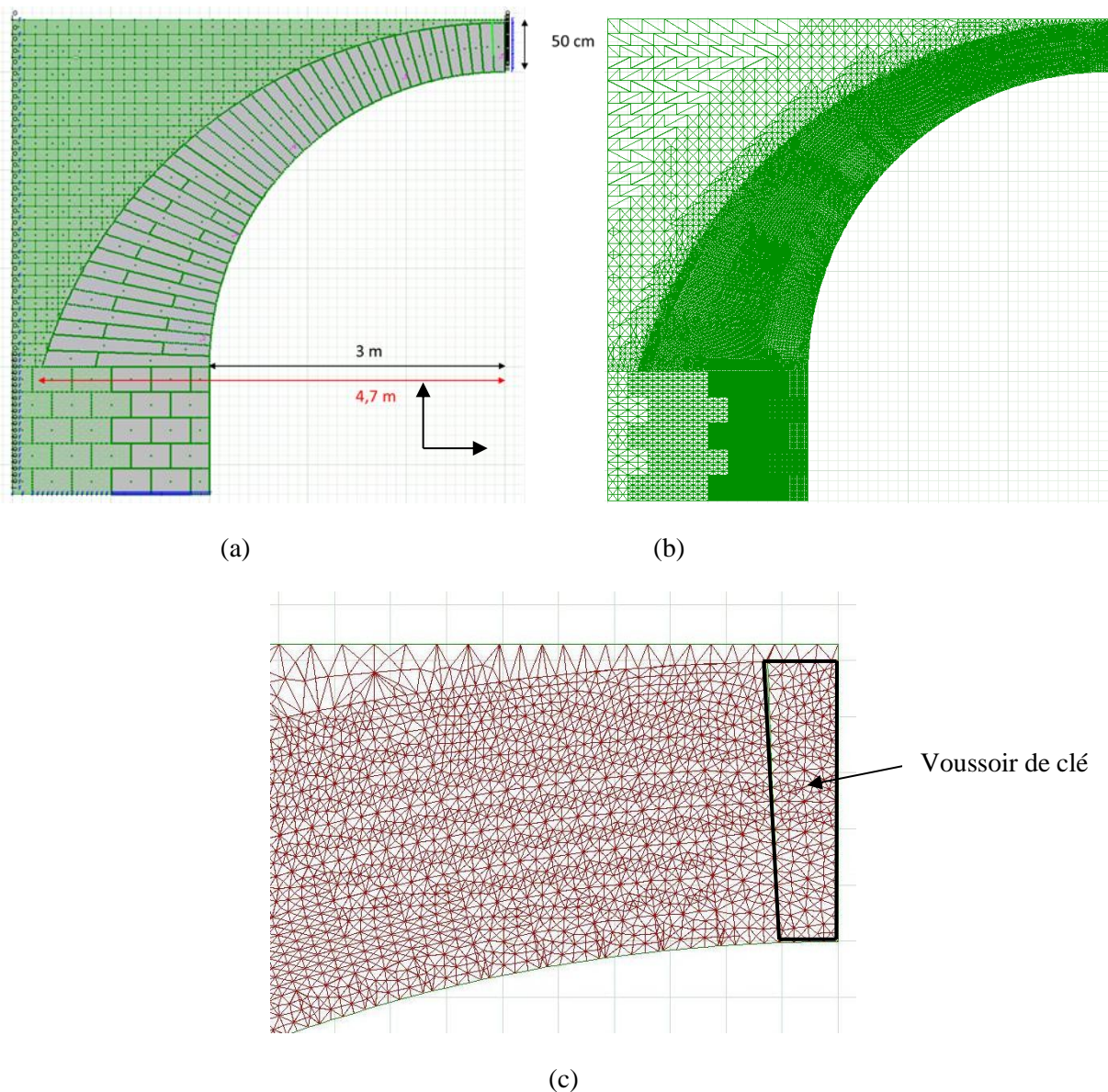


Figure 4.29: (a) Modèle de la moitié de pont, (b) maillage associé, (c) Zoom de la zone de la clé de voûte

Calcul de la rigidité des contacts bloc-bloc

Les caractéristiques du schiste, du mortier et du triplet obtenues dans les essais présentés précédemment permettent de calculer la rigidité des joints, liée essentiellement à la rigidité de la surface de contact entre les blocs. La Figure 4.30 à gauche présente le modèle du système d'un triplet à partir duquel la rigidité normale de la zone de contact entre deux blocs sera déduite. Dans ce modèle simplifié, les joints sont considérés comme sans dimension. Pourtant leur influence persiste dans le modèle à travers la loi de contact entre les blocs.

Trois blocs sont censés avoir la même rigidité normale k_b et les deux contacts bloc-bloc sont supposés avoir la même rigidité normale k_j . Dans le micro-modèle simplifié, le triplet peut être modélisé par une association en série de cinq rigidités. La rigidité globale du triplet est nommée k_{eq} . L'équation de l'association en série est proposée :

$$\frac{1}{k_{eq}} = 3 \frac{1}{k_b} + 2 \frac{1}{k_j} \tag{4-22}$$

Il en résulte que :

$$k_j = \frac{2k_b \times k_{eq}}{k_b - 3k_{eq}} \tag{4-23}$$

k_{eq} et k_b peuvent être déterminés à partir des mesures globales sur le triplet et sur le schiste

$$k_{eq} = \frac{E_t}{L_t} \quad \text{et} \quad k_b = \frac{E_b}{L_b} \tag{4-24}$$

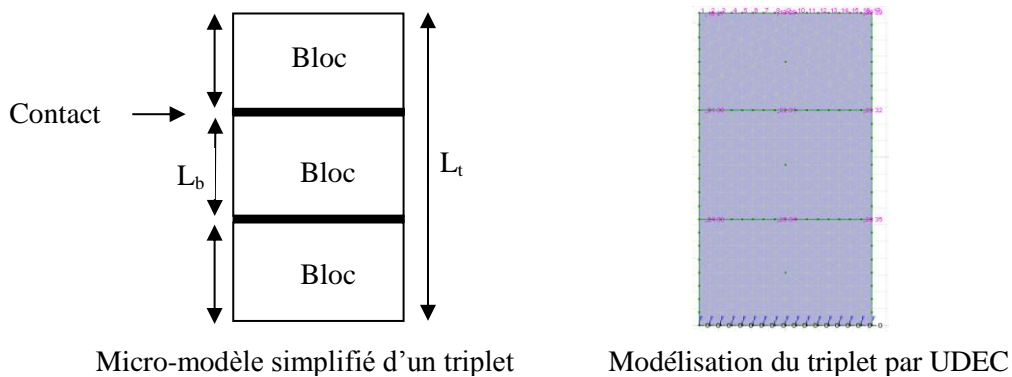


Figure 4.30: Schéma de calcul de la rigidité du joint

Validation de l'approche:

Afin de vérifier que l'équation (4-23) puisse capter bien les phénomènes modélisables par MED, des essais de compression simple sur des triplets ont été effectués par UDEC. La Figure 4.30 à droite présente un modèle du triplet modélisé. Dans ce type de modélisation, les paramètres des blocs sont obtenus par des essais au laboratoire sur les schistes et la valeur de la rigidité des joints est supposée. Le résultat obtenu est la déformation du triplet. Ensuite, nous avons calculé le module d'Young et la rigidité du triplet, Ensuite, la rigidité déduite des joints est calculée suivant l'expression (4-23). Enfin, la rigidité paramétrée (supposée) et la rigidité sont comparées.

Pour le triplet de type 1 (triplet de schistes de voûte), la valeur moyenne de module d'Young obtenue par des essais au laboratoire pour les blocs de schiste est de 53000 MPa (consulter le Tableau 4.1), et la hauteur d'un bloc est de 0,062 m. La rigidité des blocs est donc égale à :

$$k_b = \frac{E_b}{L_b} = \frac{53000 \times 10^6}{0,062} = 85,5.10^{10} \text{ Pa} / \text{m} \quad (4-25)$$

Et la valeur paramétrée de la rigidité des joints (k_j) est de 5.10^{10} Pa/m. L'ordre de grandeur de cette valeur supposée a été pris en se basant sur la valeur moyenne de la rigidité des blocs de schistes de voûte, la valeur moyenne de la rigidité du triplet de type 1 ainsi que sur la formule (4-24). Puis, la raideur tangentielle est prise égale à 0,8 fois la raideur normale (Mindlin, 1949). Pour le coefficient de Poisson, la valeur de 0,3 trouvée dans la littérature sur la pierre est prise (Toker & Unay, 2004). La maçonnerie est considérée comme un matériau qui ne résiste pas à la traction, donc la résistance à la traction du contact bloc-bloc est égale à zéro. Ensuite, l'angle de frottement au contact a été pris égal à 25° , mesuré dans l'étude de (Colas, Morel, & Garnier, 2010) par l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Enfin, la cohésion de 10 kPa a été prise pour les joints. En effet, la cohésion des joints des maçonneries en pierre avec le mortier de la chaux est pratiquement comprise entre 10 et 60 kPa, ce qui est montrée par, (Vasconcelos & Lourenço, 2009). Dans notre cas où le mortier est faiblement dosé en chaux, la valeur la plus faible de la cohésion des joints a été choisie.

Une contrainte de 70 kPa a été imposée sur le triplet modélisé dans UDEC, la valeur du déplacement correspondant obtenue est de $2,91.10^{-6}$ m. Le module d'Young du triplet déduit de la modélisation est alors :

$$E_{eq}^* = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma L_t}{\Delta L_t} = \frac{70.10^3 \times 0,186}{2,91.10^{-6}} = 0,45.10^{10} \text{ Pa} \quad (4-26)$$

La rigidité déduite du triplet est donc :

$$k_{eq}^* = \frac{E_{eq}^*}{L_t} = \frac{0,45.10^{10}}{0,186} = 2,42.10^{10} \text{ Pa} / \text{m} \quad (4-27)$$

Selon l'équation (4-24) la rigidité normale des joints déduite de la modélisation est égale à :

$$k_j^* = \frac{2k_b \times k_{eq}^*}{k_b - 3k_{eq}^*} = \frac{2 \times 85,5.10^{10} \times 2,42.10^{10}}{(85,5 - 3 \times 2,42) \times 10^{10}} = 5,3.10^{10} \text{ Pa} / \text{m} \quad (4-28)$$

La différence entre la rigidité déduite et la rigidité paramétrée des joints est égale à 6% ce qui n'est pas très important. On conclut que le modèle MED capte bien les phénomènes uniaxiaux lors d'un essai de compression tels que décrits par l'équation (4-24).

Après avoir validé l'approche de calcul d'un triplet, les équations (4-23) et (4-24) ont été utilisées pour calculer la rigidité normale des blocs et des joints. Les valeurs moyennes du module d'Young des blocs et des triplets ont été prises dans les Tableau 4.1 et Tableau 4.3.

- Pour les triplets de schistes de type 1 (schiste de voûte)

La rigidité normale des blocs est :

$$k_b = \frac{E_b}{L_b} = \frac{53000.10^6}{0,062} = 85,5.10^{10} \text{ Pa} / \text{m} \quad (4-29)$$

La rigidité des triplets :

$$k_{eq} = \frac{E_{eq}}{L_t} = \frac{4400 \cdot 10^6}{0,186} = 2,36 \cdot 10^{10} \text{ Pa} / m \quad (4-30)$$

La rigidité des joints est donc :

$$k_j = \frac{2k_b \times k_{eq}}{k_b - 3 \times k_{eq}} = \frac{2 \times 85,5 \cdot 10^{10} \times 2,36 \cdot 10^{10}}{(85,5 - 3 \times 2,36) \cdot 10^{10}} = 5,2 \cdot 10^{10} \text{ Pa} / m \quad (4-31)$$

- Pour les triplets de schistes de type 2 (schiste de mur tympan) : Identiquement, nous avons :

$$k_j = 2,7 \cdot 10^{10} \text{ Pa} / m \quad (4-32)$$

Les caractéristiques mécaniques des entités formant la voûte et le tympan sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.4: Propriétés des blocs et des contacts bloc-bloc

		Schiste voûte	Schiste mur tympan
Blocs	Poids volumique (kN/m ³)	25	25
	Module d'Young (MPa)	53000	21000
	Coefficient de Poisson	0,3	0,3
Contacts	Raideur tangentielle (Pa/m)	5,2.10 ¹⁰	2,7.10 ¹⁰
	Raideur normale (Pa/m)	4,1.10 ¹⁰	2,1.10 ¹⁰
	Angle de frottement (°)	25	25
	Cohésion (kPa)	10	10

4.5.3. Modélisation du décintrement

Compte tenu des propriétés définies précédemment et indiquant que le contact entre les voussoirs implique la hauteur latérale totale des voussoirs, la première simulation en 2D (modèle 1) de procédure du décintrement du pont a été effectuée. La simulation ne tient pas compte du processus réel, mais plutôt d'une approche simplifiée. La gravité est imposée par cinq étapes successives de zéro à la valeur réelle de 9,81 m/s² afin d'assurer que l'équilibre statique soit obtenu plus rapidement. L'équilibre statique est censé être obtenu lorsque le rapport des forces déséquilibrées définies par l'expression (4-21) atteint 10⁻⁶.

Le profil des déplacements verticaux de la voûte obtenu par cette simulation de décintrement est présenté dans la Figure 4.31 conjointement avec sa position initiale. Sur cette figure, la position initiale de la voûte correspond à une gravité égale à zéro et un facteur d'amplification de 1000 a été appliqué pour le champ des déplacements verticaux. Le profil des déplacements verticaux de voûte obtenu par des mesures in-situ est également donné dans cette figure. L'amplitude des déplacements trouvés par la simulation est de l'ordre de grandeur des déplacements trouvés par des mesures in-situ. Le champ de contraintes trouvé par la simulation est donné sur les Figure 4.32 (a) et (b). Sur ces figures, une contrainte positive désigne la tension. Les matériaux sont principalement face à des contraintes de compression, ce qui a été attendu, mais certains blocs sont également confrontés à des contraintes de traction.

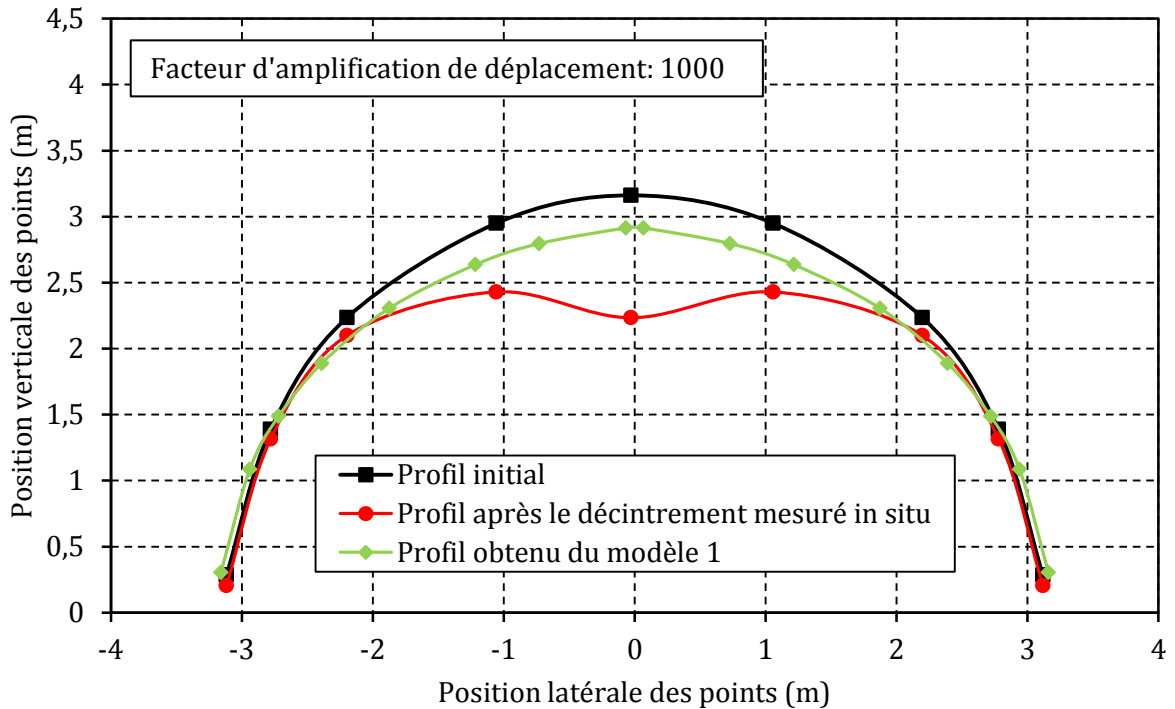


Figure 4.31: Profils de déplacements verticaux obtenus par simulation et par mesures in-situ. Longueur de contact sur la surface total des voussoirs: 100%. Facteur d'amplification des déplacements: 1000

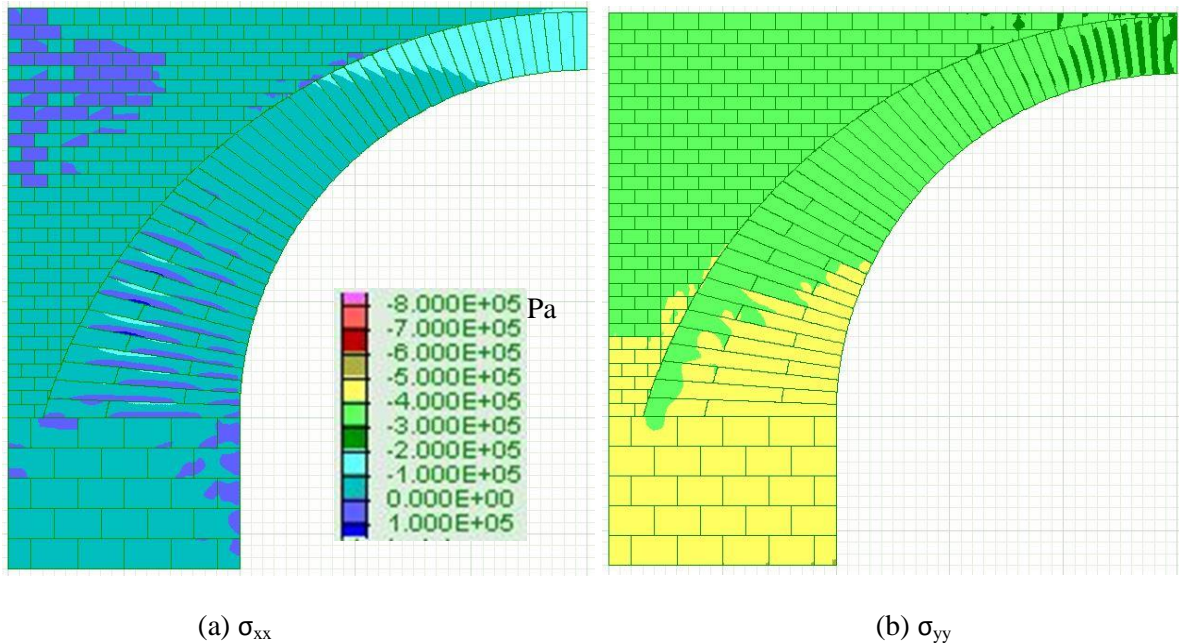


Figure 4.32: Champ de contraintes après le décintrement obtenus par modèle 1.

Cependant, les déplacements particuliers des voussoirs mesurés expérimentalement dans la zone de clé de voûte n'ont pas pu être obtenus. Dans ce premier modèle proposé, l'effort passe d'un voussoir à l'autre par la hauteur totale du voussoir. Il est sous-tendu que les points de contact entre deux voussoirs sont uniformément répartis sur toute la surface latérale des voussoirs, ce qui n'est pas le cas du pont de CHALDECOSTE qui a été construit en utilisant des pierres de construction non taillées avec un mortier de faible résistance. En réalité, les voussoirs ont été placés manuellement sur le cintre sans autre dispositif à l'exception du voussoir de clé de voûte. Ce dernier a été enfoncé manuellement entre les deux voussoirs adjacents à l'aide d'une masse, ce qui est présenté schématiquement dans la Figure 4.33. L'insertion

progressive de la clé de voûte entre les blocs adjacents a été rendu possible par la détérioration progressive des points ou des surfaces de contact. Par conséquent, avant le décentrement, les points de contact n'ont pas été distribués de façon homogène sur la totalité de la surface latérale du voussoir de clé de voûte, mais plutôt dans la partie inférieure de celui-ci (près de l'intrados de voûte).

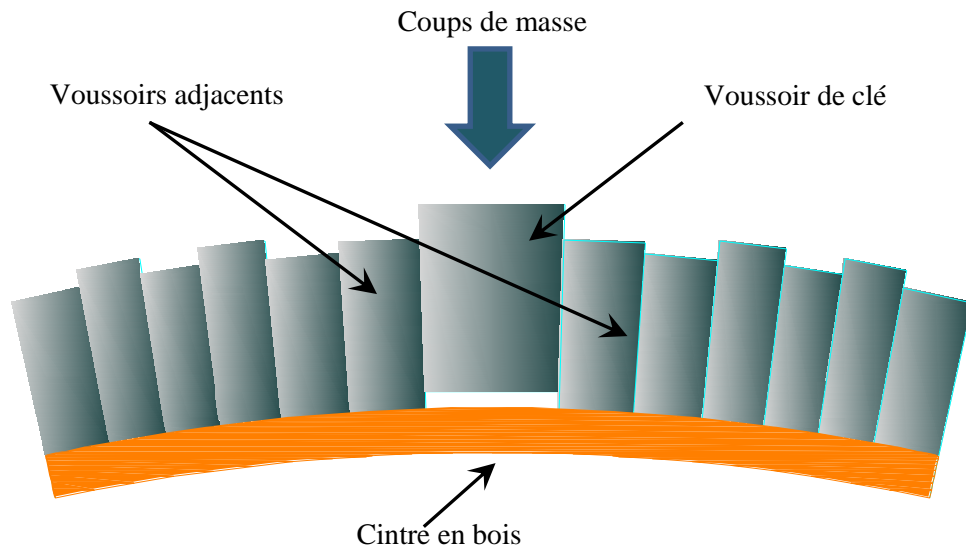
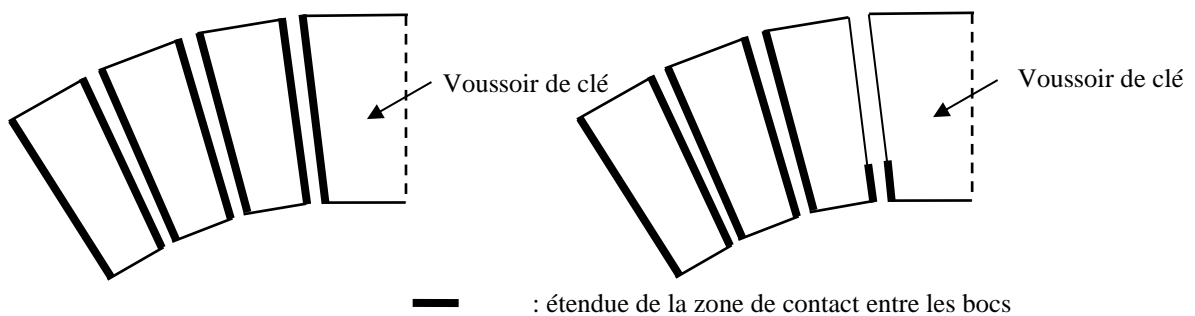


Figure 4.33 : Mise en place du voussoir de clé de la voûte

Compte tenu de cette observation, une deuxième simulation a été réalisée. Ces simulations ont été réalisées par E. Vincens à l'ECL et F. Dedeker (ITASCA Ecully). Dans cette deuxième simulation, la zone de contact entre le voussoir de clé et le voussoir adjacent a été réduite à 20% de la totalité de la surface latérale du voussoir de clé en partie inférieure (contact partiel de 20%). Celle-ci a été réalisée en créant une fissure qui s'étend le long de la 80% de la partie supérieure de la surface latérale du voussoir de clé. Ce nouveau modèle du système est notée "modèle 2" dont le croquis du contact partiel est indiqué dans la Figure 4.34(b). Le modèle 1 est également donné sur la Figure 4.34(a) en tant que référence.

Le résultat de la simulation est donné dans la Figure 4.35. Les déplacements verticaux pour chaque nœud à l'intérieur des blocs sont donnés à la Figure 4.36. Le profil des déplacements verticaux indique qualitativement la tendance particulière observée sur site qui tend à valider la déclaration initiale.



(a) Modèle 1 : contact sur longueur totale (b) Modèle 2 : contact sur 20% de longueur totale

Figure 4.34 : Etendue de la zone de contact entre le voussoir de clé et son voussoir adjacents.

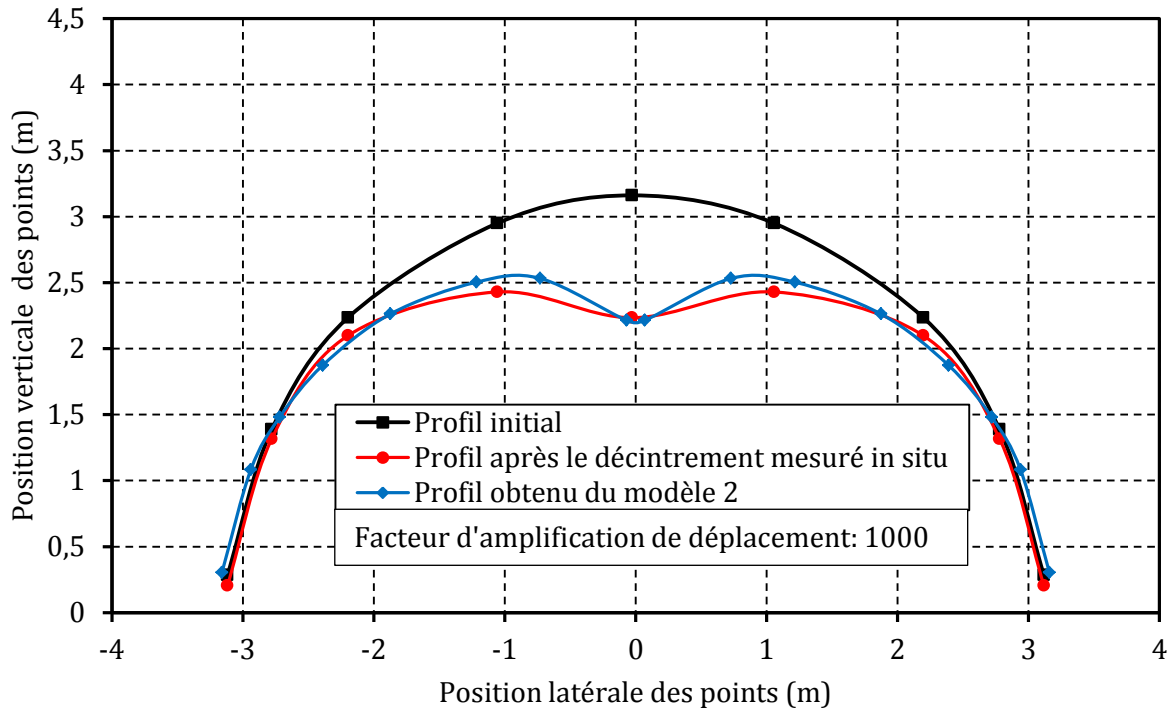


Figure 4.35: Profil de déplacements verticaux de voûte lors du décentrement obtenu du modèle 2, contact sur 20% longueur totale du voussoir de clé. Facteur d'amplification des déplacements : 1000

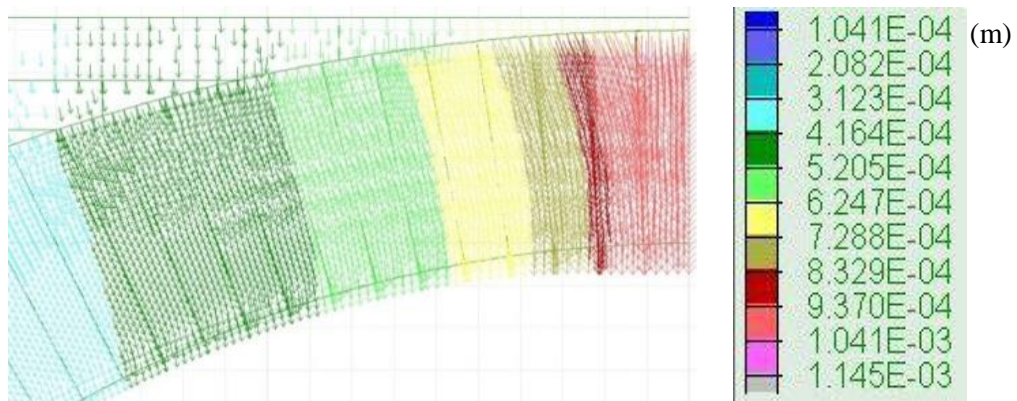


Figure 4.36: Déplacements verticaux des nœuds dans la zone du voussoir de clé obtenu du modèle 2

Les Figure 4.37(a) et Figure 4.37(b) présentent le champ de contrainte lors du décentrement de la voûte obtenu par le modèle 2. La réduction de la longueur de contact affecte la répartition des contraintes dans un grand nombre de voussoirs à proximité du voussoir de clé. Une contrainte maximale d'environ cinq fois plus grande que celle obtenue par le modèle 1 a été trouvée dans le voussoir de clé de la voûte. Cette contrainte maximale n'a pas été observée à l'intrados de voûte mais dans une zone au-dessus de l'intrados. On peut également noter que la contrainte en compression maximale est égale à 800 kPa, ce qui est beaucoup plus petite que la résistance à la compression du matériau (environ 126 MPa). Ce niveau de contrainte justifie l'hypothèse d'un comportement élastique pris dans les simulations.

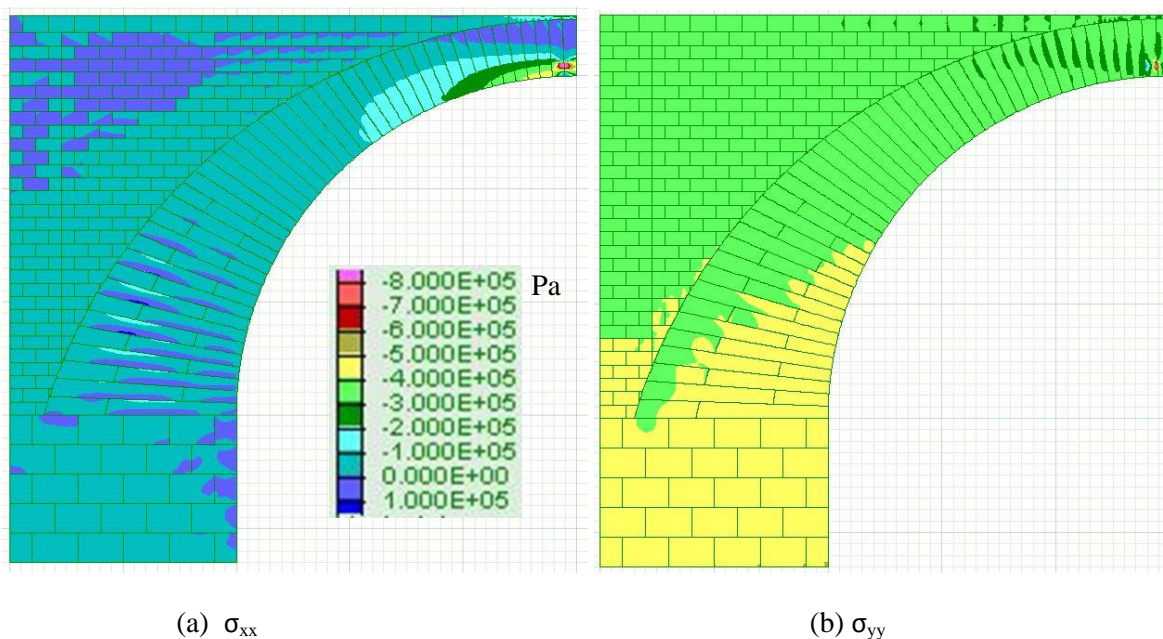


Figure 4.37: Champ de contraintes de la voûte lors du décintrement obtenu par le modèle 2

La discontinuité forte des déplacements sur voussoir de clé par rapport aux voussoirs adjacents peut être finalement observée dans le modèle par le fait que seulement le contact partiel associé au voussoir de clé de voûte a été effectué. Pourtant, la réduction de l'étendue de la zone de contact peut également être vraie pour des contacts associés aux voussoirs adjacents. En conséquence, de la même façon, les modèles 3 et 4 avec la réduction de l'étendue de la zone de contact pour les contacts associés à plusieurs voussoirs adjacents ont été effectués. Alors, le modèle 3 représente le modèle où deux zones de contacts associées au voussoir de la voûte et au voussoir adjacent ont été touchées par la réduction de la surface. Ainsi, le modèle 4 représente le modèle où cette réduction affecte le voussoir de clé et ses deux voussoirs adjacents (dans la même moitié du système). L'emplacement des contacts partiels de ces deux modèles est illustré à la Figure 4.38 et pour plus de commodité, la signification de la nomenclature des modèles (modèles i avec $i=1:4$) est résumée dans le Tableau 4.5. Les résultats pour ces nouveaux modèles sont donnés dans la Figure 4.39.

Le contact partiel associé au voussoir adjacent (modèle 3) induit une augmentation légère des déplacements du voussoir de clé et ses voussoirs adjacents. Par rapport au modèle 3, le modèle 4 n'induit pas d'augmentation du déplacement du voussoir de clé, mais réduit légèrement l'écart entre le déplacement du voussoir de clé et celui de ses voussoirs adjacents. Alors, une meilleure prédiction des déplacements réels de la voûte peut englober une modélisation comportant une réduction de l'étendue de la zone de contact pour au moins deux voussoirs adjacents au voussoir de clé de la voûte.

En fait, la prédiction précise des déplacements réels est difficile à réaliser étant donné que le nombre de voussoirs associés à la réduction de l'étendue de la zone de contact et la mesure générale de cette réduction jouent le même rôle, cependant la mesure de cette réduction semble être plus critique. À titre d'illustration de cette déclaration, les Figure 4.40, Figure 4.41 et Figure 4.42 montrent les profils des déplacements de la voûte correspondant à trois réductions différentes de l'étendue de zone de contact associé au voussoir de clé de la voûte des modèles 2,3 et 4. Sur ces figures, si la surface de contact est seulement de 40% de la surface latérale totale du voussoir de clé, le profil de déplacements est encore proche de celui observé lorsque le contact est considéré comme sur la totalité de la surface latérale. En outre, la réduction de l'étendue de la zone de contact amplifie l'écart entre le déplacement de la clé de voûte et le déplacement des voussoirs adjacents. Cet écart est dû à une plus grande rotation des voussoirs adjacents par rapport à la clé de voûte qui est facilitée si l'étendue de la zone de contact est réduite. Par conséquent, l'étendue de la zone de contact de 20% est une première proposition pour le modèle.

La difficulté d'obtenir une prédiction précise provient de l'emplacement exact de la zone de contact, qui peut ne pas commencer à partir de l'intrados même, mais à proximité, et qui peut être différent pour chaque joint. Il est également possible que la mesure de l'étendue de la zone de contact est différente pour chaque joint. Pour conclure, à ce point il y a peu d'information pour dire quel scénario est le plus proche de ce qui a eu lieu sur site. Une autre mesure in-situ lors du chargement du pont étant similaire au chargement typique du pont dans son cycle de vie est susceptible d'aider à fournir plus d'information à cet égard.

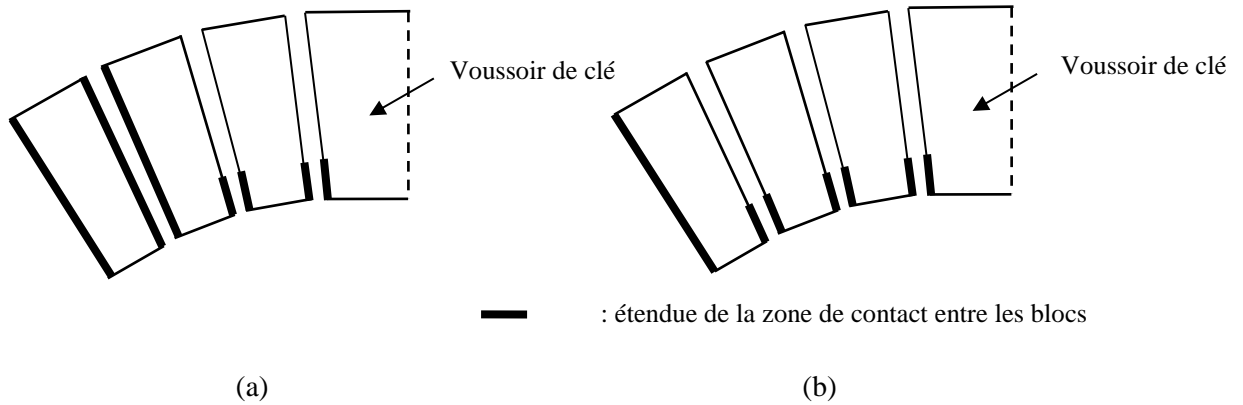


Figure 4.38: Descriptions des contacts partiels. (a): Modèle 3, étendue de la zone de contact de 20% pour les contacts associés au voussoir de clé et à son voussoir adjacent (2 contacts partiels de 20%); (b): Modèle 4: étendue de la zone de contact de 20% pour les contacts associés au voussoir de clé et à ses deux voussoirs adjacents (3 contacts partiels de 20%)

Tableau 4.5 : Numérotation de modèles et leur description

Modèle	Descriptions
1	Contact sur la totalité de la surface latérale pour tous les voussoirs
2	Contact partiel sur 20% de la surface latérale pour le voussoir de clé
3	Contact partiel sur 20% de la surface latérale pour le voussoir de clé et son adjacent
4	Contact partiel sur 20% de la surface latérale pour le voussoir de clé et ses deux adjacents

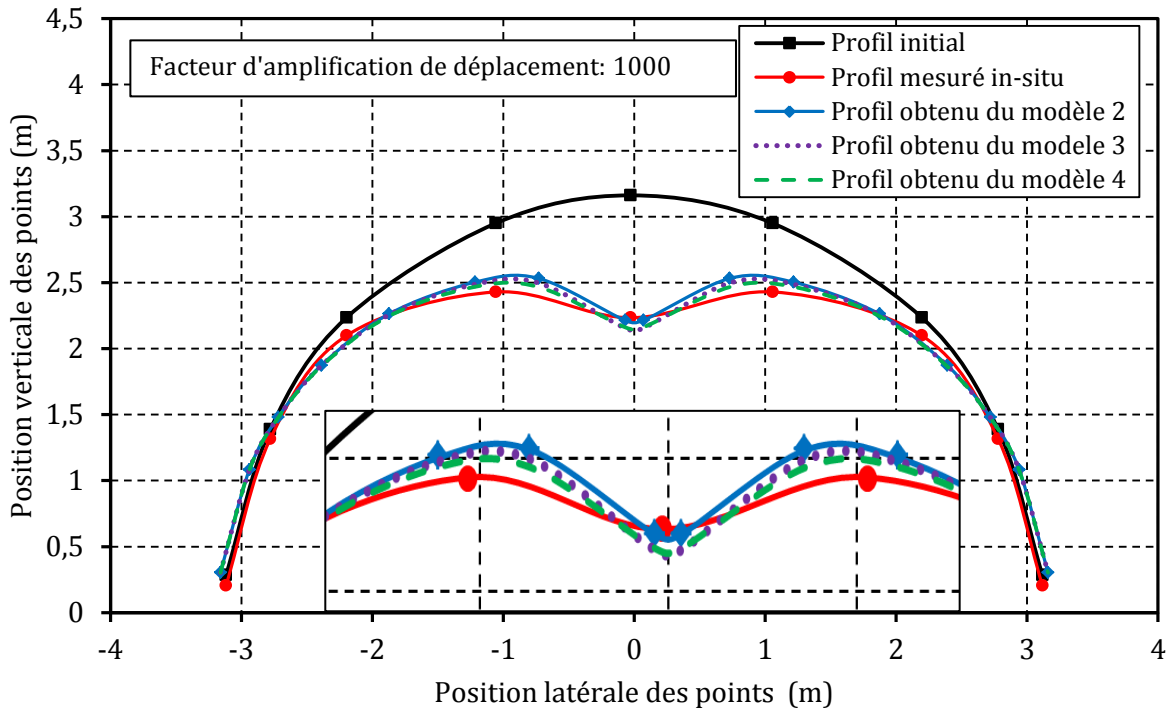


Figure 4.39: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décintrement obtenus par la simulation et par les mesures in-situ. Signification des modèles différents donnée dans le Tableau 4.5. Facteur d'amplification factor des déplacements: 1000.

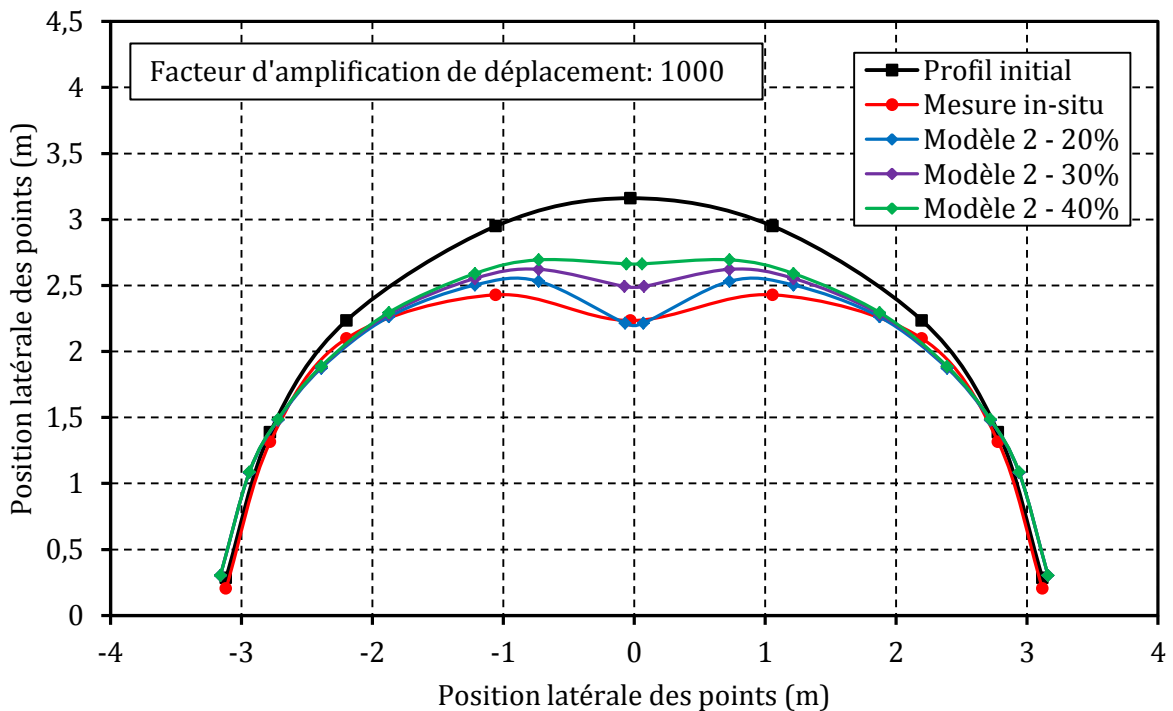


Figure 4.40: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décintrement obtenus par la simulation. Influence de la mesure de l'étendue de la zone de contact correspondant au cas où il y a une fissure de contact (modèle 2). Facteur d'amplification des déplacements: 1000.

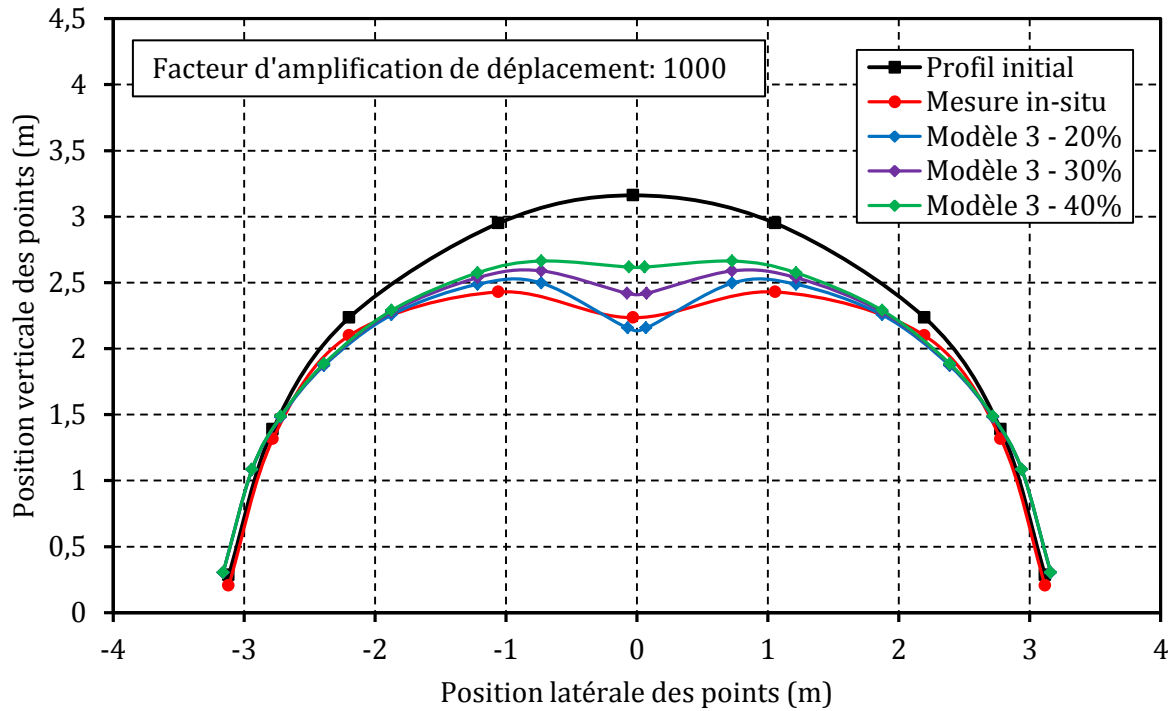


Figure 4.41: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décentrement obtenus par la simulation. Influence de la mesure de l'étendue de la zone de contact correspondant au cas où il y a deux fissures de contact (modèle 2). Facteur d'amplification des déplacements: 1000.

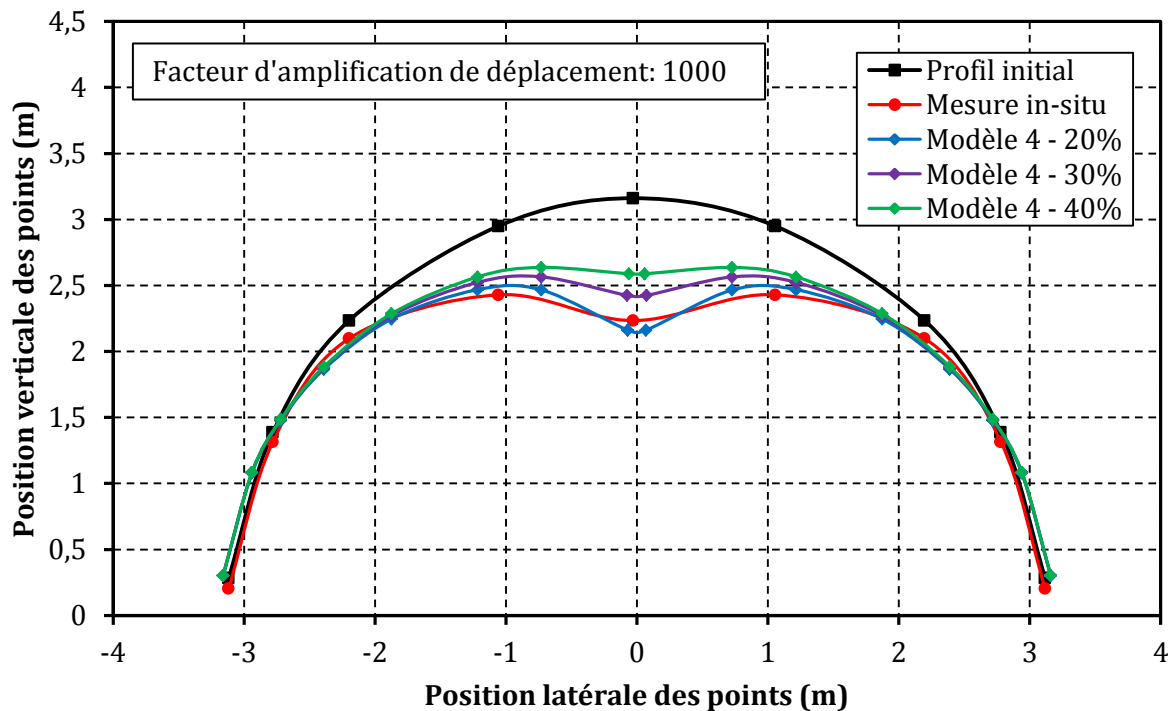


Figure 4.42: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décentrement obtenus par la simulation. Influence de la mesure de l'étendue de la zone de contact correspondant au cas où il y a trois fissures de contact (modèle 4). Facteur d'amplification des déplacements: 1000.

4.6. Conclusion du chapitre

Les mesures in-situ des déplacements d'un pont en limousinerie (maçonnerie en pierre au mortier de chaux faiblement dosé) ont été effectuées lors du décintrement. Le déplacement maximal sous son poids propre a été mesuré à environ 1 mm et a eu lieu au niveau du voussoir de clé de voûte. Le champ de déplacements a montré un profil singulier avec une singularité pour les voussoirs proches de la clé de voûte.

Une analyse numérique 2D du processus de décintrement du pont en utilisant la méthode des éléments discrets a été proposée afin de donner un meilleur aperçu sur les mécanismes qui ont eu lieu sur place. Les paramètres des lois mécaniques ont été identifiés par les tests expérimentaux comportant des essais de compression sur des schistes et des triplets. Un premier modèle a montré que si la zone de contact entre les blocs correspond à toute la surface latérale des voussoirs, le profil singulier de déplacement observé sur site ne peut pas être trouvé.

La réduction de l'étendue de la zone de contact entre les voussoirs a permis de trouver le champ de déplacement singulier observé sur place. Cette particularité ne peut pas être trouvée en utilisant une méthode d'éléments finis et même si la gamme des déplacements concernés est très faible, il est utile d'avoir un meilleur aperçu du transfert de contraintes dans l'arche. La réduction doit être fixée à une valeur proche de 20% de la surface totale, ce qui est important. Elle implique que les contraintes locales plus importantes que prévues peuvent exister dans les voussoirs. Cette réduction doit affecter non seulement la zone de contact entre la clé de voûte et les voussoirs adjacents, mais également au moins deux voussoirs adjacents de chaque côté de la clé de voûte. En outre, la zone de contact peut ne pas être strictement située dans la partie inférieure du voussoir mais dans une zone légèrement au-dessus.

Le champ de déplacements n'a pas pu être prédit précisément dans le cadre de cette étude. La campagne de mesures in-situ impliquant des charges typiques du cycle de vie de ce type de pont est prévue en sollicitant le pont sous le poids, par exemple un camion. Cela permettra de préciser cette étude qui doit être considérée comme un premier essai pour avoir une idée du comportement de pont de CHALDECOSTE.

Chapitre 5

Auscultation dynamique d'un bâtiment en limousinerie

5.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, le comportement mécanique d'un pont voûté en limousinerie a été étudié lors du décintrement. L'utilisation de la forme de voûte permet d'assurer la stabilité de cette construction vis-à-vis des charges statiques. On étudiera ensuite plus particulièrement la stabilité mécanique des constructions en matériaux locaux face aux séismes conformément aux règlements parasismiques actuels (Eurocode8, PS98). Cela nécessite au préalable de comprendre le comportement dynamique de ce type de constructions. À notre connaissance, une première étude sur le comportement des constructions en matériau terre compactée a été effectuée par (Bui et al., 2011). Le facteur d'amortissement et les fréquences propres de trois maisons en terre compactée ont été mesurés. En comparant le résultat des mesures sur site et des formules empiriques proposées par les règles parasismiques, ils ont montré que ces formules empiriques pourraient être applicables pour des maisons en terre compactée. Dans cette étude, le comportement dynamique d'une construction en limousinerie et d'une maison en béton de poudingue sera étudié. Nous présenterons d'abord l'étude sur le comportement d'un bâtiment existant en limousinerie dans ce chapitre.

Premièrement, une auscultation dynamique par des mesures de bruit de fond a été effectuée sur ce bâtiment afin de déterminer ses caractéristiques dynamiques qui sont les fréquences propres et les déformées modales.

De nombreuses techniques existent pour ausculter une structure, à commencer par les techniques d'inspection visuelle pour les plus simples jusqu'au sondage par rayons gamma pour les plus sophistiquées (Hans et al, 2005). Le choix de l'utilisation de l'une de ces techniques s'effectue en fonction du type d'informations que l'on cherche à obtenir sur la structure. Dans ce travail dédié à l'étude dynamique de bâtiments, il ne sera question que de techniques d'auscultation vibratoire, a priori non destructives (sauf cas particulier), qui, à partir des vibrations de l'ensemble de la structure, permettent d'obtenir des informations sur son comportement dynamique.

Dans la littérature, il apparaît une variété importante de techniques d'auscultation vibratoire. Les plus anciennes, l'utilisation du bruit mécanique ambiant (bruit de fond) ou d'un excitateur harmonique, sont aussi les plus usitées. Vient ensuite une gamme de techniques utilisant toutes sortes d'excitations, de l'utilisation de groupes de personnes jusqu'au tremblement de terre. Après un certain engouement, ce type d'approches s'est un peu perdu au profit des approches numériques et ne s'est pratiquement pas répandu en dehors du domaine de la recherche.

Pour la méthode « bruit de fond » utilisée dans cette étude, l'excitation de la structure est apportée par l'environnement extérieur (vent, vibrations générées par les activités humaines comme la circulation automobile et transmises par intermédiaire du sol). L'absence de système d'excitation constitue le principal avantage pratique de cette méthode. Et si les niveaux d'accélération relevée dans la structure restent très faibles, l'information recueillie permet tout de même d'accéder aux caractéristiques des premiers modes de la structure.

Deuxièmement, ce bâtiment a été modélisé par la méthode des éléments finis. A partir des caractéristiques mesurées, le modèle a été calé pour obtenir une meilleure cohérence avec la structure réelle.

Lorsque le modèle a été validé, la vulnérabilité sismique du bâtiment a été évaluée en étudiant son comportement sous les sollicitations sismiques simulées.

5.2. Bibliographie des calculs parasismiques conformément à l'EC8 (EN 1998)

Nous présentons dans cette section l'étude bibliographique sur les règles des calculs parasismiques conformément à l'EC8. Ils comprennent :

- les conditions des sols et actions sismiques
- le spectre de réponse élastique
- le spectre de calcul pour l'analyse élastique
- les méthodes d'analyse élastique linéaire de la structure

5.2.1. Conditions des sols et actions sismiques

Conditions des sols

Pour prendre en compte l'influence des conditions locales des sols sur les actions sismiques, les sols sont divisés en 5 classes A, B, C, D et E. Le tableau ci-dessous présente les profils stratigraphiques et des paramètres des classes des sols. L'EC8 propose qu'il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement, $v_{s,30}$, si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des N_{SPT} - le résultat du test SPT (Standard Penetration Test).

Tableau 5.1 : Classes de sol, d'après l'EC8 (Tableau 3.1)

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360-800	> 50	>250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180-360	15-50	70-250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	<15	<70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $v_{s,30}$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_{s,30} > 800$ m/s			

Action sismique

Les actions sismiques sont en pratique caractérisées par l'aléa sismique qui se définit comme la probabilité qu'un séisme d'une magnitude donnée puisse affecter une région durant une période donnée. C'est le sujet d'étude des sismologues, qui se basent à la fois sur les écrits historiques, la géologie et les

données des réseaux sismologiques répartis sur le territoire. Conformément à l'EC8 qui est en vigueur en France en tant que réglementation sismique dans le domaine du génie civil, l'aléa sismique est pris en compte par un seul paramètre : l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A. Ce paramètre peut être déduit des cartes de zonage sismique de la France, données dans l'annexe nationale pour l'application de l'EC8. Suivant le nouveau zonage sismique en vigueur en France depuis 2011, la France est divisée en 5 zones sismiques, de zone 1 (sismicité très faible) à zone 5 (sismicité forte) correspondant aux 5 valeurs d'accélération données dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Accélération maximale de référence au niveau du sol de classe A en fonction de la zone sismique

Zones sismiques	Descriptions	Accélération maximale de référence au niveau du sol de classe A, a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Très faible	0,4
Zone 2	Faible	0,7
Zone 3	Modéré	1,1
Zone 4	Moyen	1,6
Zone 5	Fort	3,0

5.2.2. Spectre de réponse élastique horizontal

La forme du spectre de réponse élastique pour les composantes horizontales est présentée dans la Figure 5.1. Ce spectre est défini par les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5-1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5-2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5-3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_C}{T^2} \right] \quad (5-4)$$

où :

- $S_e(T)$ est le spectre de réponse élastique ;
- T est la période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- a_g est l'accélération de calcul pour un sol de classe A
- T_B et T_C sont les limites inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_D est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant
- S est le paramètre du sol
- η est le coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence, $\eta = 1$ pour 5% d'amortissement visqueux

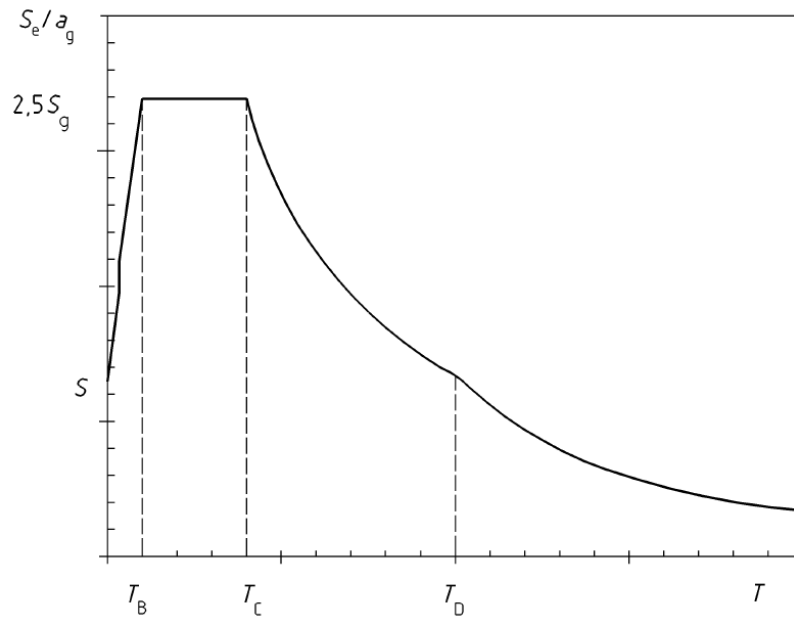


Figure 5.1 : Forme du spectre de réponse élastique

✓ Accélération de calcul pour un sol de classe A, a_g

L'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de classe A, a_g , est égale à l'accélération maximale de référence au niveau du sol de classe A, a_{gr} , multipliée par le coefficient d'importance γ_I , soit :

$$a_g = \gamma_I a_{gr} \quad (5-5)$$

Concernant le coefficient d'importance, les bâtiments sont classés en 4 catégories d'importance qui dépendent des conséquences en termes de vies humaines en cas d'effondrement, de l'importance du bâtiment pour la sécurité publique et la protection civile immédiate après un séisme, ainsi que des conséquences économiques et sociales en cas d'effondrement. Un coefficient d'importance γ_I est attribué à chacune des catégories d'importance de bâtiment. Les valeurs des coefficients d'importance γ_I sont données par l'annexe nationale de la France pour l'application de l'EC8 (Tableau 5.3). Les bâtiments individuels sont classés dans la catégorie d'importance de II avec un coefficient d'importance γ_I égal à 1.

Tableau 5.3 : Coefficients d'importance pour les catégories d'importance de bâtiment, donnés par l'annexe nationale de la France pour l'application de l'EC8

Catégories d'importance de bâtiment	Coefficients d'importance, γ_I
I	0,8
II	1,0
III	1,2
IV	1,4

✓ Valeurs des périodes T_B , T_C , T_D et du paramètre S

Les valeurs des périodes T_B , T_C , T_D et du paramètre S qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique, dépendent de la classe de sol. Les valeurs de ces paramètres doivent être prises conformément à l'annexe nationale de la France pour l'application de l'EC8 (Tableau 5.4). En observant ce tableau, on trouve que les spectres sont divisés en deux types : type 1 et type 2. Le spectre de type 1 est utilisé pour les zones de sismicité 5 alors que le spectre de type 2 est utilisé pour les zones de sismicité de 1 à 4.

Tableau 5.4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique, donnés par l'annexe nationale de la France pour l'application de l'EC8

Classe de sol	Pour les zones de sismicité de 1 à 4 (type 2)				Pour les zones de sismicité 5 (type 1)			
	S	T_B (s)	T_C (s)	T_C (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_C (s)
A	1,0	0,03	0,2	2,5	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,35	0,05	0,25	2,5	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,5	0,06	0,4	2,0	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,6	0,10	0,6	1,5	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,8	0,08	0,45	1,25	1,4	0,15	0,5	2,0

✓ Coefficient de correction d'amortissement visqueux η

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux η peut être déterminée par l'expression ci-dessous.

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (5-6)$$

où : ξ est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage.

5.2.3. Spectre de calcul pour l'analyse élastique

La capacité des systèmes structuraux de résister à l'action sismique dans le domaine non linéaire permet en général d'effectuer leur dimensionnement pour résister à des forces plus faibles que celles correspondant à une réponse linéaire élastique. Afin d'éviter d'effectuer, pour le dimensionnement, une analyse structurale non élastique explicite, la capacité de dissipation d'énergie de la structure, obtenue principalement par le comportement ductile de ses éléments et/ou d'autres mécanismes, est prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé ci-après «spectre de calcul». Cette réduction est réalisée en introduisant le coefficient de comportement q . Il est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5% et les forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en continuant d'assurer une réponse satisfaisante de la structure. Les valeurs du coefficient de comportement q , incluant également l'influence d'amortissements visqueux différents de 5%, sont indiquées, pour divers matériaux et systèmes structuraux, selon divers niveaux de ductilité, dans les parties concernées de l'EC8. Les valeurs du coefficient de comportement q peuvent être différentes dans des directions horizontales différentes, bien que la classe de ductilité doive être la même dans toutes les directions.

Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de calcul, $S_d(T)$, doit être défini par les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5-7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5-8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5-9)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5-10)$$

où:

- $S_d(T)$ est le spectre de calcul;
- q est le coefficient de comportement ;
- β est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal. La valeur recommandée par l'EC8 est $\beta = 0,2$.

5.2.4. Méthodes d'analyse élastiques linéaire de la structure

En fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment, l'un des deux types d'analyse élastique ci-dessous peut être utilisé :

- ✓ La méthode d'analyse par forces latérales
- ✓ L'analyse modale utilisant le spectre de réponse

La méthode d'analyse par forces latérales peut être appliquée aux bâtiments qui satisfont des conditions d'applications présentées au 5.2.4.1. Dans le cas contraire, l'analyse modale utilisant le spectre de réponse doit être appliqué.

5.2.4.1. Méthode d'analyse par forces latérales

Dans le cadre de l'EC8, la méthode d'analyse par forces latérales peut être appliquée aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions des modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale. Ces exigences ci-dessus sont considérées comme satisfaites dans les bâtiments qui remplissent les deux conditions suivantes :

- ✓ ils présentent dans les deux directions des périodes de vibration T_1 inférieures aux valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (5-11)$$

- ✓ ils respectent les critères de régularité en élévation

Nous présentons ci-dessous la procédure de calcul des efforts sismiques suivant la méthode d'analyse par forces latérales. Ils comportent deux étapes : calcul de l'effort tranchant à la base de la structure et distribution de l'effort tranchant aux étages.

a) Effort tranchant à la base de la structure

L'effort tranchant sismique à la base, F_b , doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, selon l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1).m.\lambda \quad (5-12)$$

où :

- $S_d(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 ;
- T_1 est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;
- m est la masse totale du bâtiment participant à la vibration ;
- λ est le coefficient de correction. $\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2.T_C$ et si le bâtiment a plus de deux étages ; autrement $\lambda = 1,0$.

✓ *Période fondamentale de vibration T_1*

Pour déterminer la période fondamentale de vibration T_1 du bâtiment, des expressions approchées basées sur les méthodes de dynamique des structures (par exemple, méthode de Rayleigh) peuvent être utilisées. Par ailleurs, pour les bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 40m, l'EC8 propose aussi la possibilité d'utiliser une valeur approchée de T_1 (en s) obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t.H^{3/4} \quad (5-13)$$

où:

- C_t est un coefficient dépendant du matériau utilisé pour construire le bâtiment. Dans le cas des constructions en matériaux locaux, C_t peut être pris égal à 0,05.
- H est la hauteur du bâtiment, en m, depuis les fondations ou les sommets d'un soubassement rigide.

✓ *Masse totale participant à la vibration, m*

La masse totale participant à la vibration doit être déterminée par la combinaison des charges permanentes, $G_{k,j}$, et des actions variables, $Q_{k,i}$, associées aux coefficients de combinaison, $\psi_{E,i}$, selon l'expression suivante :

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5-14)$$

Les coefficients de combinaison, $\psi_{E,i}$, prennent en compte la probabilité que les charges variables ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles. Ils doivent être déterminés à partir de l'expression suivante :

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (5-15)$$

$\psi_{2,i}$ est le coefficient de combinaison des actions variables pour un projet dans la situation sismique. Les valeurs de $\psi_{2,i}$ peuvent être consultées dans le tableau A1.1 de l'ECO (EN 1990). Suivant ce tableau, dans le cas des charges d'exploitations, les valeurs de $\psi_{2,i}$ sont de :

- 0,3 pour les bâtiments d'habitation, les zones résidentielles et les bureaux

- 0,6 pour les zones de réunion,
- 0 pour les toits

Ensuite, les valeurs de coefficient φ recommandées par l'EC8 sont de

- 1,0 pour les toits
- 0,8 pour les étages à occupations corrélées
- 0,5 pour les étages à occupation indépendantes.

b) Distribution des forces sismiques horizontales

Les modes fondamentaux dans les directions d'analyse horizontales du bâtiment peuvent être calculés à l'aide des méthodes de dynamique des structures ou peuvent être déterminés approximativement en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur du bâtiment. Les effets de l'action sismique doivent être déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i à tous les étages.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (5-16)$$

où:

- F_i est la force horizontale agissant au niveau i ;
- F_b est l'effort tranchant à la base obtenu par l'expression (5-12);
- s_i et s_j sont les déplacements des masses m_i et m_j respectivement
- m_i et m_j sont les masses des niveaux participant à la vibration

Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales F_i doivent être prises par l'expression :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5-17)$$

où : z_i et z_j sont les hauteurs des masses m_i et m_j au-dessus du niveau d'application des actions sismiques (fondations ou sommet d'un soubassement rigide).

5.2.4.2. Analyse modale utilisant le spectre de réponse

Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions de l'application de la méthode d'analyse par forces latérales. Les réponses à tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte. Cela est censé être satisfait si une des conditions suivantes peut être démontrée :

- la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.

La masse modale effective, m_k , correspondant à un mode k , est déterminée de sorte que l'effort tranchant à la base F_{bk} associé à ce mode, agissant dans la direction d'application de l'action sismique, puisse être exprimé par $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$. Il peut être prouvé que la somme des masses modales effectives (pour tous les modes et pour une direction donnée) est égale à la masse de la structure.

Lorsqu'un modèle spatial est utilisé, il convient de vérifier les conditions ci-dessus pour chaque direction considérée. Dans les cas où ces conditions ne peuvent pas être vérifiées, il convient de considérer un nombre minimal k de modes satisfaisant aux deux conditions suivantes :

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (5-18)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (5-19)$$

où :

- k est le nombre de modes à considérer
- n est le nombre de niveau au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide
- T_k est la période de vibration du mode k

✓ *Combinaison des réponses modales*

Les réponses de deux modes de vibration i et j peuvent être prises comme indépendantes l'une de l'autre si leurs périodes T_i et T_j satisfont à la condition suivante (avec $T_i \leq T_j$) :

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (5-20)$$

Chaque fois que toutes les réponses modales prises en compte peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres, la valeur maximale E_E de l'effet d'une action sismique peut être prise égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5-21)$$

où :

- E_E est l'effet de l'action sismique considéré (force, déplacement, etc.)
- E_{Ei} est la valeur de cet effet de l'action sismique due au mode de vibration i

Si la condition exprimée par l'expression (5-20) n'est pas respectée, d'autres procédures pour la combinaison des réponses modales maximales, telles que la «combinaison quadratique complète», doivent être adoptées.

5.3. Détermination des caractéristiques mécaniques de la villa SOLIGNY

5.3.1. Présentation de villa SOLIGNY

La structure étudiée est un bâtiment de quatre étages qui s'appelle la « Villa de SOLIGNY ». Elle a été construite durant les années 1868-1870. Les murs sont en limousinerie (en maçonnerie de pierre avec le mortier de terre) et les planchers sont en bois. Elle se trouve sur la commune de Cannes dans le département des Alpes-Maritimes. La Figure 5.3 présente l'emplacement du bâtiment ausculté sur la carte sismique de la région de Provence-Alpes-Côte d'Azur (PACA). Suivant cette carte sismique, ce bâtiment se situe dans la zone de sismicité modérée (zone III, $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$). La Figure 5.3 montre des vues d'ensemble du bâtiment et ses plans sont présentés dans la Figure 5.5.

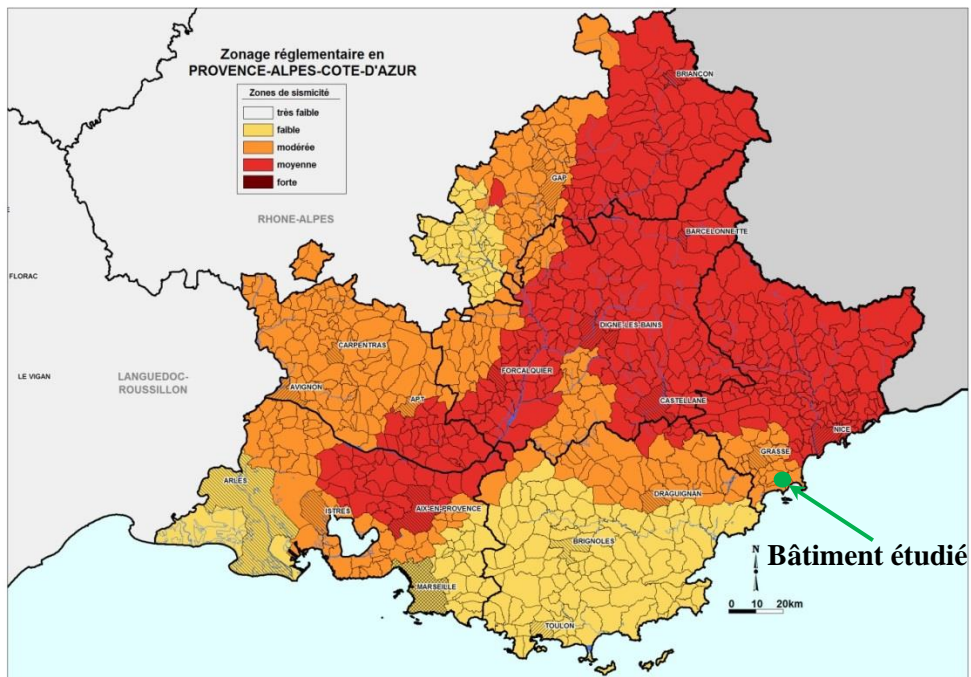


Figure 5.2 : Emplacement du bâtiment ausculté sur la carte sismique de la région PACA

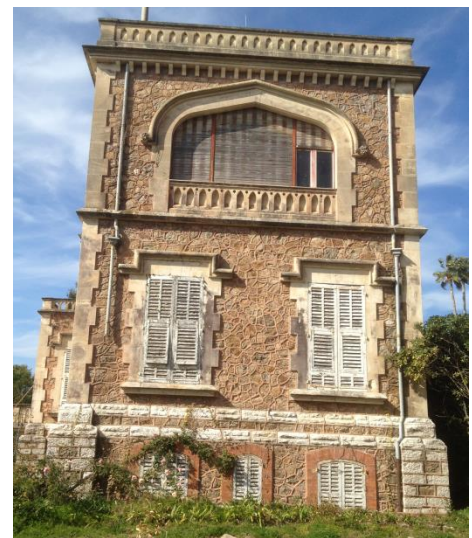


Figure 5.3 : Vues d'ensemble du bâtiment ausculté- Villa de SOLIGNY

5.3.2. Procédure expérimentale des mesures dynamiques

Le volet expérimental comporte des mesures in situ sur ce bâtiment ancien. Il consiste à effectuer des mesures à l'aide des capteurs vélocimétriques (Figure 5.4) sur des bâtiments uniquement sollicités par le bruit mécanique ambiant (d'origine naturelle ou artificielle). On a utilisé quatre capteurs synchronisés par le temps GPS et placés à différents endroits du bâtiment. Le but est de récolter un maximum d'informations de première main sur le fonctionnement dynamique. La contrepartie est que les connaissances de la structure étudiée sont limitées aux plans et à l'auscultation visuelle. Les informations permettront de répondre à différentes interrogations sur le fonctionnement réel, comme le monolithisme de l'ensemble, la gamme des fréquences de résonance ou les facteurs d'amplification entre la base et le sommet.



Figure 5.4 : Capteur vélocimétrique tridimensionnel utilisé

Un seul capteur est logiquement suffisant pour identifier les fréquences propres de la structure (et les valeurs d'amortissement), mais l'identification de la nature du mode observé (mode de translation ou de torsion par exemple) et l'obtention des déformées modales nécessitent la prise de plusieurs points de mesures. Suivant le mode de fonctionnement que l'on veut identifier (déformation unidirectionnelle, torsion, balancement de la base ou des étages, etc.), les capteurs sont disposés horizontalement ou verticalement en différents points de la structure. En général, plusieurs configurations peuvent être nécessaires pour parvenir à une identification satisfaisante d'un mode de fonctionnement. Les durées des auscultations sont comprises entre 10 et 30 minutes.

Les premiers modes de déformations unidirectionnelles, dans les deux directions principales du bâtiment, sont les premiers recherchés, en plaçant des capteurs horizontalement sur l'axe central vertical de la structure. Une rotation éventuelle de la base couplée à ces modes est ensuite explorée pour évaluer l'importance de l'interaction sol-structure. Puis les investigations peuvent s'orienter vers les modes de torsion, en excentrant le plus possible les capteurs positionnés horizontalement par rapport à l'axe du bâtiment. Ces différents modes ne sont en général pas purs, les modes de déformations unidirectionnelles peuvent être couplés avec un balancement de la fondation ou un mode de torsion par exemple. Des vérifications expérimentales complémentaires permettent généralement d'éclaircir et d'identifier ces points.

L'étude des plans du bâtiment (ou du plan de masse) conjuguée avec les résultats expérimentaux préliminaires sont des instruments précieux pour l'élaboration des configurations efficaces de positionnement des capteurs.

Configuration des mesures effectuées

La Figure 5.5 présente l'une des configurations des mesures effectuées, qui est la seule configuration présentée dans le cadre de cette thèse. Nous avons utilisé au total 4 capteurs vélocimétriques, chacun étant posé sur le centre géométrique d'un plancher. Ils sont numérotés 21, 20, 34 et 40 respectivement.

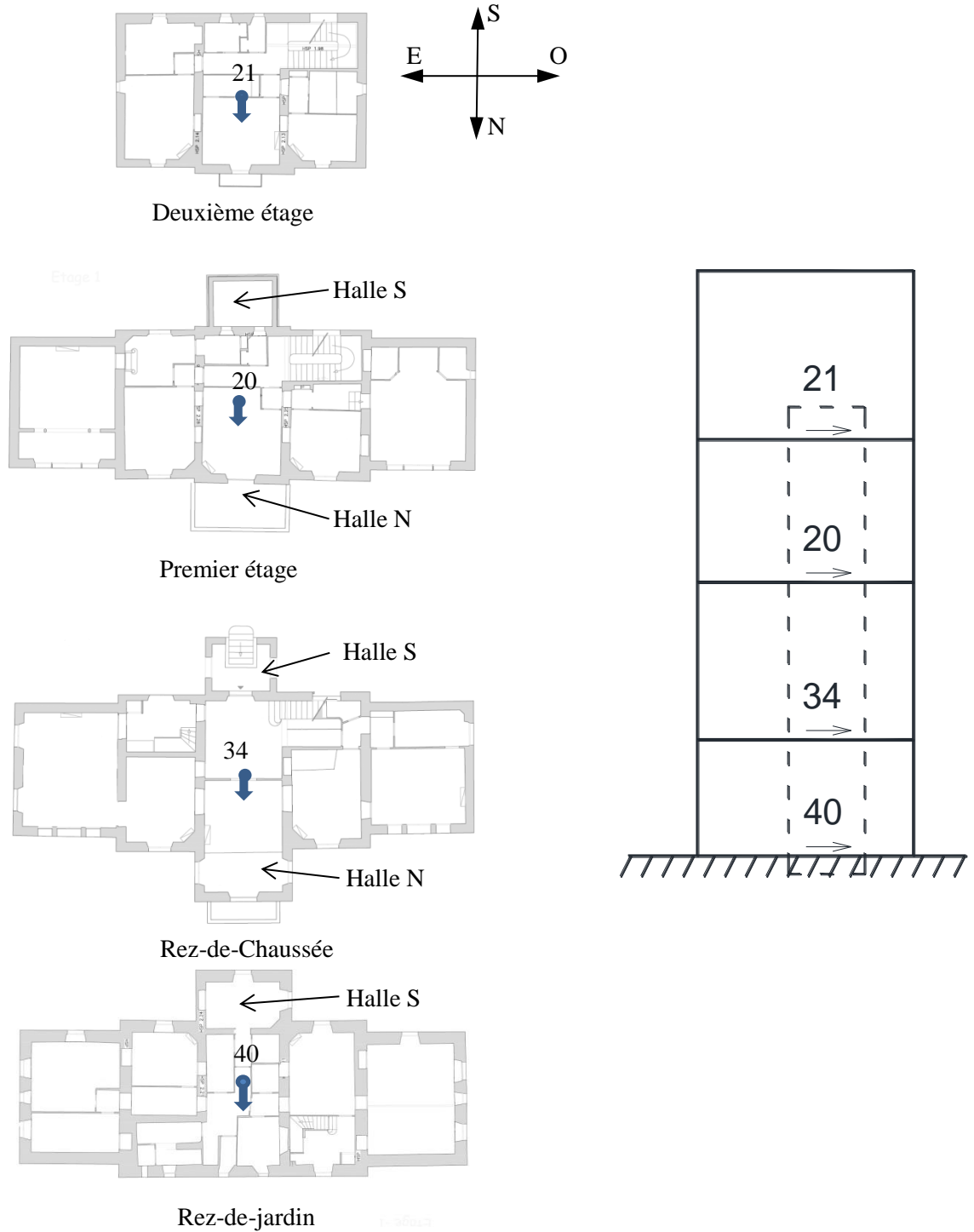


Figure 5.5: Plans de la Villa de SOLIGNY et positions des capteurs vélocimétriques

5.3.3. Enregistrement des données

Origine de la sollicitation : Les différentes activités urbaines, par exemple la circulation automobile, sont génératrices d'un bruit mécanique permanent qui se propage dans le sol et qui est capable d'exciter des bâtiments par l'intermédiaire de leurs fondations. Des sources naturelles sont également envisageables, le vent essentiellement, mais aussi les vagues en bordure de côte ou un cours d'eau tumultueux. Évidemment, les niveaux d'excitation restent très faibles.

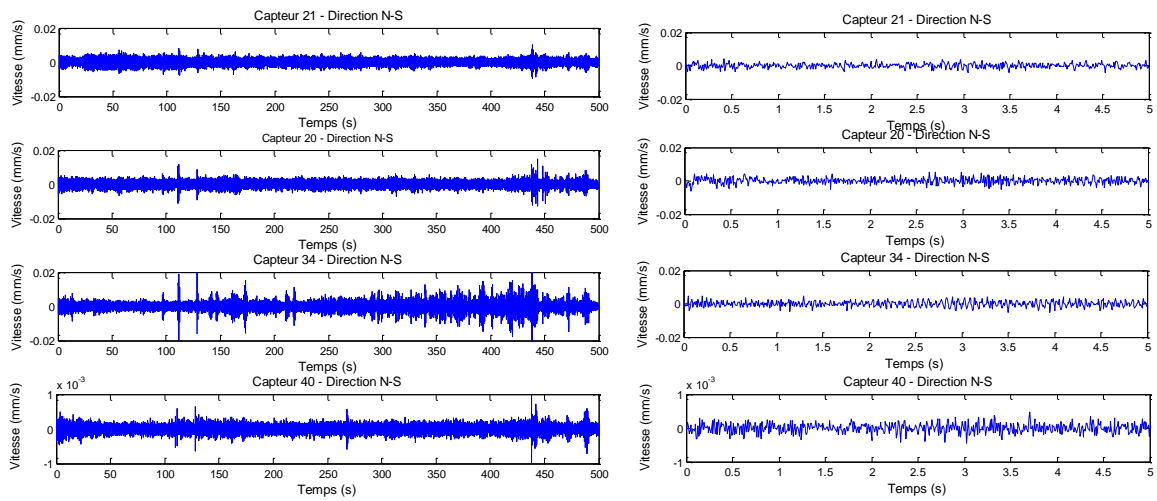
Prise de mesure : Par principe, aucun dispositif de mise à la vibration n'est requis, ce qui facilite grandement la mise en œuvre de cet essai. Il suffit simplement de mettre en place la chaîne de mesure. La sollicitation étant permanente, la prise de mesure peut être effectuée à tout moment. Il convient cependant de vérifier que les réponses sont relativement homogènes et aléatoires dans le temps, qu'il n'y a pas par exemple la présence d'une excitation régulière (produite par un engin de chantier trop proche, un matériau-piqueur...) ou d'une bouffée d'onde trop importante à bande fréquentielle étroite, sans quoi les résultats risquent d'être perturbés. En général, il est raisonnable de faire plusieurs prises pour pouvoir réaliser des moyennes et lisser les résultats.

Données enregistrées par les capteurs vélocimétriques :

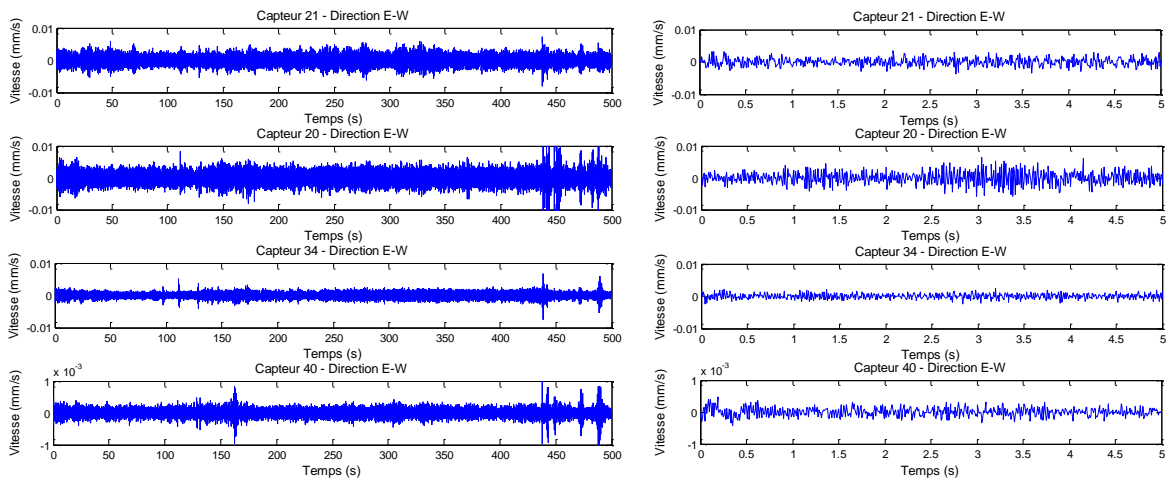
Les données obtenues par les capteurs vélocimétriques sont des signaux des vitesses de vibration en fonction du temps. Des démarches pour synchroniser les données entre les 4 capteurs, puis le filtrage ont été effectuées. Les données filtrées sont présentées dans la Figure 5.6, séparément suivant les directions de vibration : Direction N-S (Nord-Sud), Direction E-W (Est-Ouest) et Direction Z (verticale).

On constate d'abord que les données obtenues sont largement aléatoires, avec par exemple un niveau général faible entrecoupé de chocs plus ou moins importants. Puis, la réponse du bâtiment est homogène : on retrouve par exemple les chocs identiques à tous les niveaux. On constate également une augmentation du niveau de réponse entre le bas et le haut du bâtiment d'environ un facteur 10. Enfin, on devine sur les signaux dans les étages du bâtiment des fréquences particulières, ce qui n'est pas le cas à la base du bâtiment.

Direction N-S



Direction E-W



Direction Z

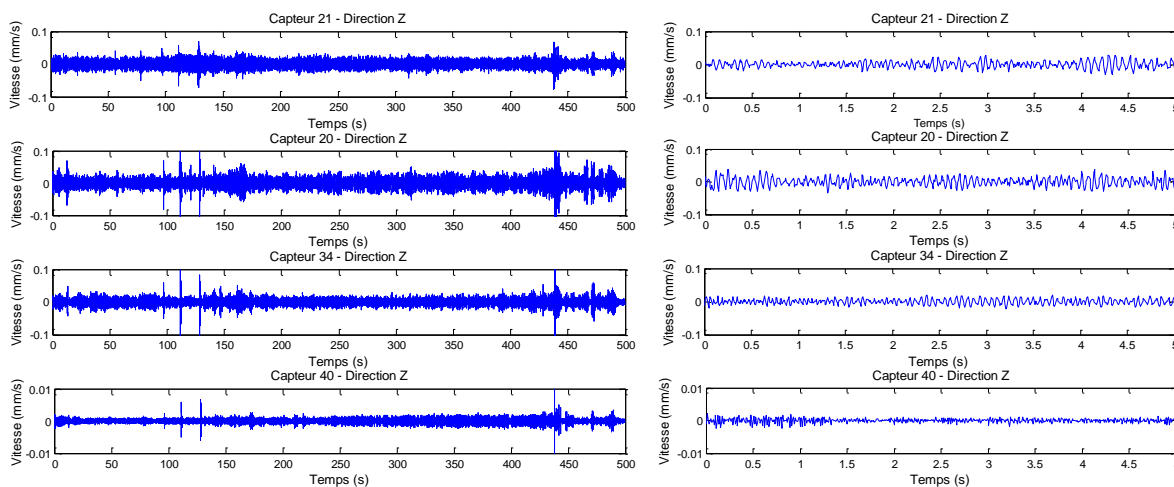


Figure 5.6 : Signaux dynamiques obtenus pour le bâtiment « Villa SOLIGNY » dans les trois directions Z-S, E-W, Z. A gauche : sur 500 s et à droite sur 5 s

5.3.4. Traitement des signaux du bruit de fond par la Transformée de Fourier Rapide (FFT)

➤ **Rappel sur les transformées de Fourier**

- La transformée de Fourier continue :

$$TF(x(t)) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(\tau)e^{-i2\pi f\tau d\tau} \quad (5-22)$$

où: $x(t)$ est le signal temporel et f est la fréquence.

- La transformée de Fourier discrète

La transformée de Fourier discrète (ou DFT, Discrete Fourier Transform) permet de calculer la transformée de Fourier d'une suite d'échantillons au lieu d'une fonction continue. L'utilisation de la DFT est le moyen le plus simple de calculer la transformée de Fourier d'un signal réel (en particulier un signal électrique en provenance d'un capteur). Elle est définie par l'expression ci-dessous:

$$X_k = \sum_{n=0}^{N-1} x_n e^{-\frac{2\pi i}{N}nk} \quad (5-23)$$

où: (x_n) est la suite des échantillons temporels, (X_k) la suite des échantillons fréquentiels, et N le nombre d'échantillons temporels.

- La transformée de Fourier rapide

Un algorithme de transformée de Fourier rapide (ou FFT, Fast Fourier Transform) permet de calculer la DFT avec une complexité minimale. En effet, pour une application littérale de la définition de la DFT, on obtient une complexité de calcul de $O(N^2)$. Le but des algorithmes de FFT est de décomposer la transformation afin d'obtenir une complexité en $O(N\log(N))$, permettant ainsi sa réalisation en temps réel par des ordinateurs d'une puissance de calcul raisonnable.

Les algorithmes de FFT les plus utilisés sont ceux du type de Cooley-Tukey. Le principe de ces algorithmes est de décomposer le calcul d'une DFT de taille N en une somme de N_1 DFT de taille N_2 . Chacune des N_1 DFT peut à son tour être décomposée selon le même principe - éventuellement avec des N_1 et N_2 différents - ce qui donne une expression récursive. De plus, la somme des N_1 DFT constitue aussi une DFT de taille N_1 , ce qui revient à dire qu'on transforme une DFT unidimensionnelle de taille N en une DFT bidimensionnelle de taille $N_1 * N_2$.

➤ **Traitement des signaux par FFT**

- Le domaine temps et le domaine fréquentiel

Rappelons d'abord que le temps (dont l'unité de mesure est la seconde) est inversement proportionnel à la fréquence (dont l'unité de mesure est le hertz). Ces deux grandeurs sont donc liées.

Un signal étudié est en général dans l'espace temporel. La variation de son amplitude est représentée alors en fonction du temps. L'astuce de Fourier est de considérer et de démontrer que tout signal, quelle que soit sa forme, peut être assimilé à la superposition (la somme) d'une infinité de sinusoides pures. Chacune a sa propre fréquence et sa propre amplitude (celle-ci peut être nulle pour beaucoup d'entre elles). De plus, elles sont souvent décalées en phase les unes par rapport aux autres.

Pour certaines caractéristiques du signal, il devient plus facile de s'intéresser à des sinusoides individuelles qu'à leur somme. La fonction thématique Transformée de Fourier permet de passer d'une représentation dans l'espace temporel à une représentation dans l'espace fréquentiel. L'amplitude de chaque composante fréquentielle du signal, ou plus exactement l'amplitude de sa puissance peut alors être

visualisée. Cette courbe représentant un signal par sa puissance en fonction de la fréquence est appelée le "spectre de puissance" du signal.

- *La FFT pour gagner du temps*

Le signal à analyser est, par définition, analogique : il varie continuellement dans le temps et peut prendre une infinité de valeurs entre un minimum et un maximum. Or, il est clair que l'ordinateur ne sait pas travailler sur un nombre infini de valeurs. Il faut donc tout d'abord échantillonner le signal, pour obtenir un ensemble discret de n points, par exemple. Puis, on fait l'analyse au travers de ces n échantillons pris successivement sur le signal. La DFT peut être appliquée sur un ensemble discret de ces n points captés pendant la fenêtre d'échantillonnage (cette fenêtre définit la portion de courbe sur laquelle on applique la transformée de Fourier). Cependant, l'utilisation de cette technique demande une place importante dans la mémoire de l'ordinateur et beaucoup de temps de calcul. Il devient même impossible d'utiliser cette technique lorsque le nombre est très élevé. Alors, la FFT est souvent préférée. Celle-ci est apparue en 1965, suite aux travaux de deux américains, James W. Cooley et John W. Tukey, qui ont développé un programme de "transformée de Fourier rapide", ce qui, dans leur langue maternelle donnait : "Fast Fourier Transform" (FFT). La FFT diminue considérablement le nombre d'opérations nécessaires pour effectuer la transformée de Fourier. Pour une transformée de Fourier portant sur n points, l'algorithme DFT nécessite n^2 multiplications complexes tandis que l'algorithme FFT réduit ce nombre à environ $(n/2)\log_2(n)$. Le temps de calcul est divisé par un facteur compris généralement entre 2 et 10.

La FFT peut être utilisée pour le traitement du signal avec des conditions ci-dessous. Tout d'abord, il faut que le signal soit périodique. Puis, il faut s'assurer que l'échantillonnage ne fasse pas perdre trop d'informations. Puis, pour que la réponse en fréquence ait un sens et soit précise, il faut que le nombre de points sur lequel porte la FFT soit un multiple d'une puissance de 2 (512, 1024, 2048, etc.). Enfin, Pour que la transformation se passe sans distorsion, il faut que le nombre de périodes du signal contenues dans la fenêtre d'analyse soit un nombre entier. Inutile d'insister sur le fait que cette condition est difficile à remplir, notamment lorsque le signal résulte de la superposition d'une multitude de sinusoides.

➤ **Résultats obtenus**

Des spectres de vitesse dans le domaine fréquentiel sont présentés dans la Figure 5.7. Ils ont été obtenus à partir des enregistrements de quatre capteurs dans l'axe central vertical aux quatre niveaux de la villa SOLIGNY. On trouve sur cette figure que :

- pour les deux directions horizontales (direction N-S et E-W), des pics de certaines fréquences sont identiques sur les étages. Alors, il existe des mouvements d'ensemble de toute la construction.
- pour deux premiers pics, il y a l'augmentation d'amplification des signaux du bas vers le haut. Il ressemble aux caractéristiques du premier mode propre de la structure. Donc, chacun peut-être correspond au premier mode de chaque direction N-S et E-W.
- les contributions des pics ne sont pas pures dans les deux directions N-S et E-W, donc les directions principales de la vibration ne sont pas confondues avec les axes principaux du bâtiment sur lesquels l'enregistrement des signaux par les capteurs a été effectué.

Cependant, les spectres obtenus par FFT ne sont pas assez clairs et représentatifs pour l'ensemble des déplacements et l'identification modale de la structure. Ils ne nous donnent que des informations préliminaires des modes de la structure. Il est difficile donc d'identifier les pics qui correspondent aux modes propres et les fréquences propres de la structure. Par conséquent, l'identification modale de la structure devra être faite par la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition).

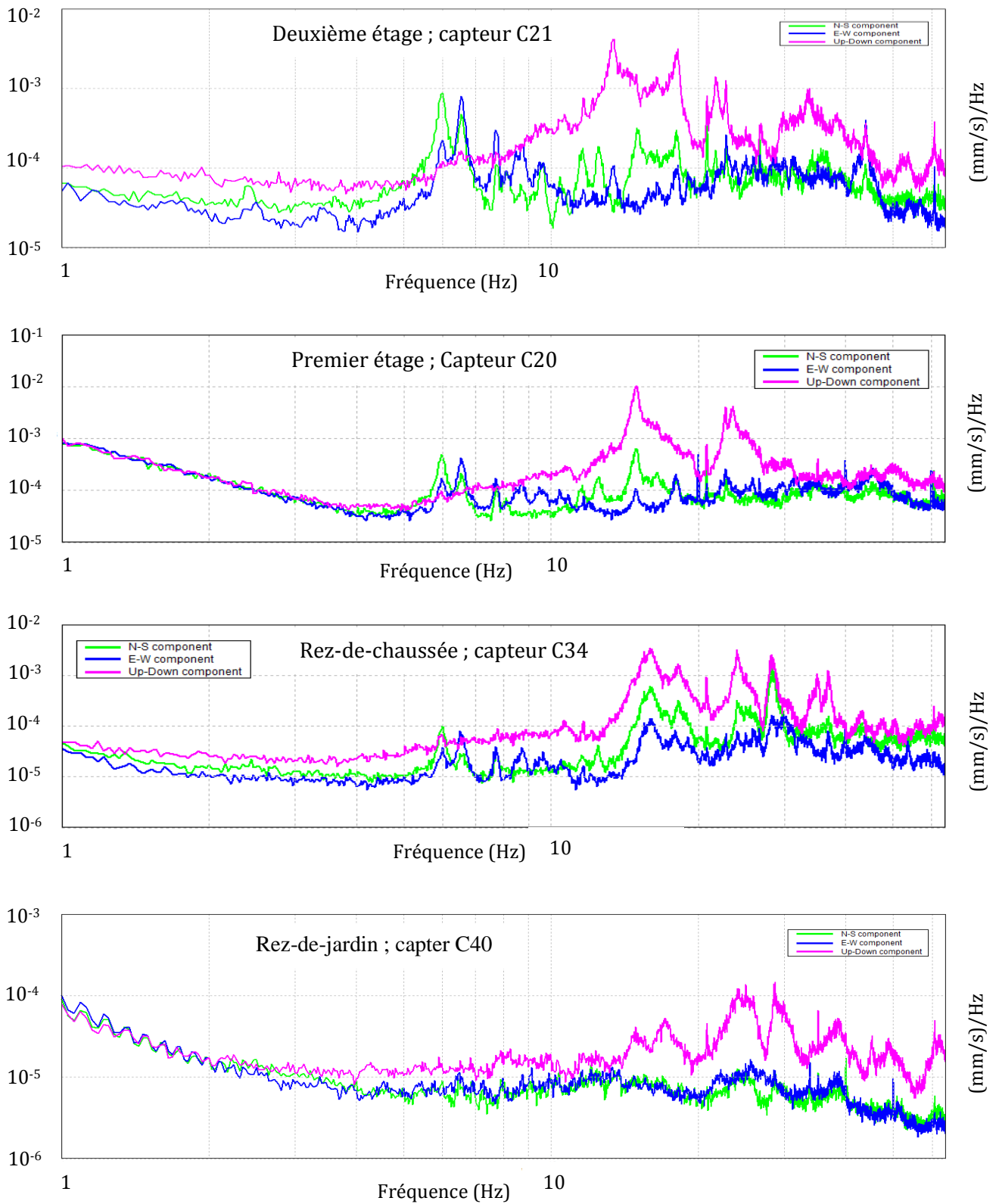


Figure 5.7 : Vitesse dans le domaine fréquentiel

5.3.5. Traitement des signaux du bruit de fond par FDD (Frequency Domain Decomposition)

L'identification modale de réponses ambiantes est associée normalement à l'identification des paramètres modaux de réponses naturelles des structures. Normalement, dans le cas où l'excitation de la structure est inconnue, l'identification modale doit être effectuée donc en se basant seulement sur les réponses. Dans la section précédente, les paramètres modaux sont estimés par les pics simples grâce à une technique classique intitulée Peak-Picking. Cette technique classique donne des estimations raisonnables des fréquences naturelles et déformées si les modes sont bien séparés. Cependant, dans le cas des modes proches, il est difficile d'identifier les modes proches, et même dans le cas où les modes proches sont détectés, l'estimation devient fortement partielle. Plus loin, les fréquences estimées sont limitées par la résolution fréquentielle, et dans tous cas, l'estimation d'amortissement est incertaine voire impossible.

Dans cette section, une nouvelle technique dans le domaine fréquentiel est introduite pour l'identification modale des réponses ambiantes. Cette technique est étroitement liée à l'approche classique où les paramètres modaux sont estimés par les pics simples. Cependant, en introduisant la décomposition de la matrice de densité spectrale de puissance, la réponse peut être séparée en un ensemble de systèmes à un seul degré de liberté (SDLL), chacun correspondant à un mode individuel. En utilisant cette technique de décomposition, les modes peuvent être identifiés avec haute précision même dans le cas de forte contamination de bruit des signaux (Brincker et al, 2000).

La théorie de la méthode FDD a été présentée et discutée par (Bendat & Piersol, 1993) et (Brincker et al, 2000). Alors, pour l'identification par FDD, la première étape est d'estimer la matrice de densité spectrale de puissance (DSP). L'estimation de la DSP de la sortie $\hat{G}_{yy}(j\omega_i)$ connue aux fréquences discrètes $\omega = \omega_i$ est donc décomposée par prenant la Valeur Singulière de Décomposition (VSD) de la matrice :

$$\hat{G}_{yy}(j\omega_i) = U_i S_i \bar{U}_i^T \quad (5-24)$$

où la matrice $U_i = [u_{i1}, u_{i2}, u_{i3}, \dots, u_{im}]$ est la matrice unitaire tenant les vecteurs singuliers u_{ij} et S_i est la matrice diagonale tenant les valeurs singulières scalaires s_{ij} .

Près du pic correspondant au $k^{ième}$ mode dans le spectre, ce mode (ou peut être un mode proche possible) est dominant. Si seul le $k^{ième}$ mode est dominant, le premier vecteur singulier u_{ij} est une estimation de la déformée propre (Brincker et al., 2000):

$$\hat{\phi} = u_{i1} \quad (5-25)$$

Dans le cas de deux modes dominants, le premier vecteur singulier pourra toujours être une estimation de la déformée propre du mode le plus fort. Cependant, dans le cas de deux modes orthogonaux, les deux premiers vecteurs singuliers doivent être considérés pour l'estimation des vecteurs des déformées propres.

Résultats obtenus pour la villa SOLIGNY

Pour la mesure bruit de fond de la villa SOLIGNY, on a utilisé 4 capteurs (3 directions mesurées pour chaque capteur) correspondent aux 12 DDL du système (12 signaux). La matrice de densité spectrale de puissance est donc de dimension 12x12. Tout d'abord, on fait une inter-corrélation des 12 signaux, pour chaque fréquence, on construit donc la matrice [12x12] de densité spectrale de puissance et on trouve ensuite la décomposition des valeurs singulières de la matrice. Les valeurs singulières trouvées correspondent aux modes propres et les vecteurs singuliers correspondent aux déformées propres.

Les valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance de réponse sont présentées dans la Figure 5.8. On trouve dans cette figure trois premiers pics aux fréquences de 6,00 Hz, de 6,51 Hz et 7,72

Hz respectivement. Ensuite, les déformées modales correspondant aux deux premières fréquences propres sont tracées dans la Figure 5.9.

Au premier pic ($f_1=6,00$ Hz), la déformée modale correspond à la forme du premier mode propre dans la direction faisant un angle de 15° avec l'axe Ox (axe Nord-Sud) du bâtiment. La déformée au plancher au deuxième étage qui vaut 0,927 est plus grande que celle des planchers plus bas qui valent 0,285 ; 0,110 et 0,006 respectivement aux planchers du premier étage, du Rez-de-Chaussée et du Rez-de-Jardin. Cela peut être expliqué par la réduction importante de la rigidité du deuxième étage par rapport aux autres dans la direction x. En observant sur les plans du bâtiment (Figure 5.5), d'une part cette réduction de la rigidité est due à l'absence des halles N et S du bâtiment au deuxième étage. D'autre part, elle est due à la diminution de l'épaisseur des murs. À partir du plancher de deuxième étage, l'épaisseur des murs est de 40 cm alors qu'elle est de 50 cm pour les murs des étages en bas.

Au deuxième pic ($f_2=6,65$ Hz), la déformée modale correspond à la forme du premier mode propre dans la direction faisant un angle de 20° avec l'axe Oy (axe Est-Ouest) du bâtiment.

Les résultats obtenus montrent que les directions de la vibration ne coïncident pas avec les axes principaux du bâtiment. De plus, les deux directions de vibration ne sont pas perpendiculaires.

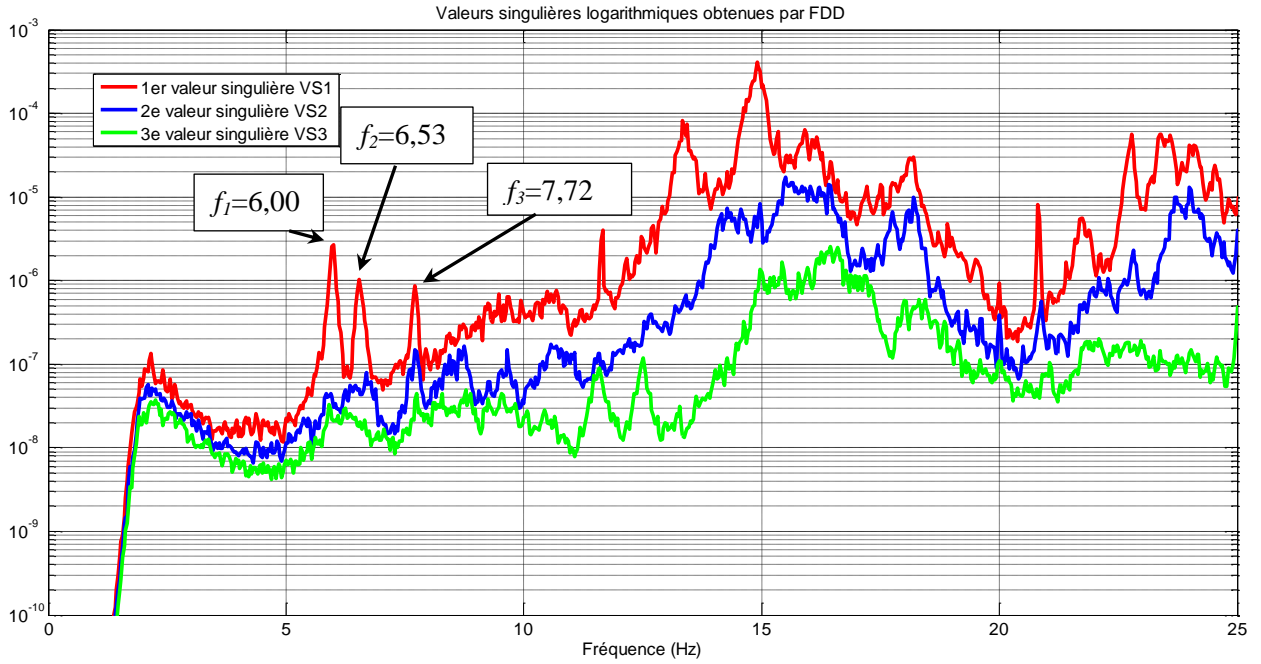


Figure 5.8 : Valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance de réponse

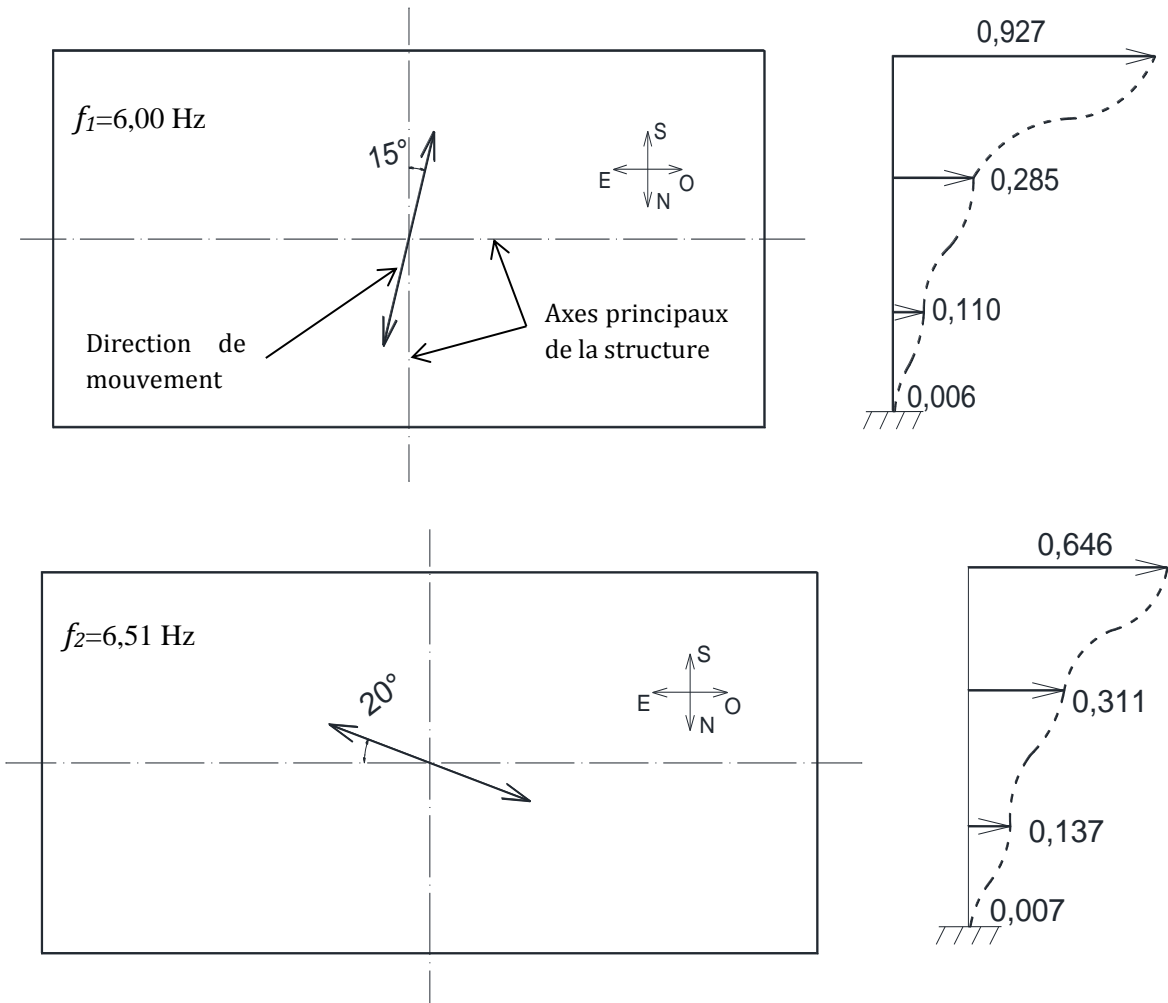


Figure 5.9 : Déformées modales correspondant aux deux premières fréquences propres

5.4. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

L'obtention des caractéristiques dynamiques à partir des essais in-situ présente un intérêt du point de vue de la connaissance du comportement global d'une structure. Pourtant, cela ne permet pas d'accéder à la compréhension de ce comportement ou encore plus loin, à une estimation de la réponse sous la sollicitation sismique. Par conséquent, une étape de modélisation permettant de comprendre le comportement de la structure sous l'action sismique est indispensable.

Dans cette section, la modélisation de la structure par la méthode des éléments finis sera présentée. Afin d'étudier le comportement de la structure sous la sollicitation sismique et ensuite d'estimer la vulnérabilité de la structure, le logiciel « *Robot Structural Analysis Professional* » permettant la simulation automatique de la sollicitation sismique, a été choisi pour modéliser la structure. Avant d'analyser la structure sous l'action sismique, une analyse modale de la structure permet de valider le modèle suivant ses caractéristiques dynamiques obtenues à partir des mesures in-situ.

5.4.1. Les étapes de la modélisation

➤ Géométrie et conditions aux limites:

D'abord, les éléments principaux (comme les murs et les planchers) ont été construits. Ensuite, des trous comme les portes et les fenêtres dans les murs ont été créés par soustraction. La Figure 5.10 présente la géométrie de la villa SOLIGNY modélisée.

Pour les conditions aux limites, la structure est considérée comme fixée sur le sol au niveau de la fondation. Donc la question de la modélisation de l'interaction sol-structure n'est pas étudiée dans notre étude.

➤ Caractéristiques des matériaux

Les deux types principaux de matériaux de la structure modélisée sont le bois et la limousinerie. Aucun test n'est effectué sur ces matériaux pour déterminer leurs caractéristiques physiques et mécaniques. Pourtant, la modélisation de la structure nécessite la connaissance du poids volumiques, du module d'Young et le coefficient de Poisson des matériaux. C'est la raison pour laquelle, suivant les caractéristiques dynamiques obtenues à partir des mesures in-situ, le modèle numérique sera calibré et validé en fonction des caractéristiques mécaniques des matériaux. Cette calibration sera discutée dans la section suivante.

➤ Maillage:

Dans notre modèle, le maillage d'éléments finis est effectué par défaut par le logiciel. La Figure 5.11 présente le maillage effectué du modèle.

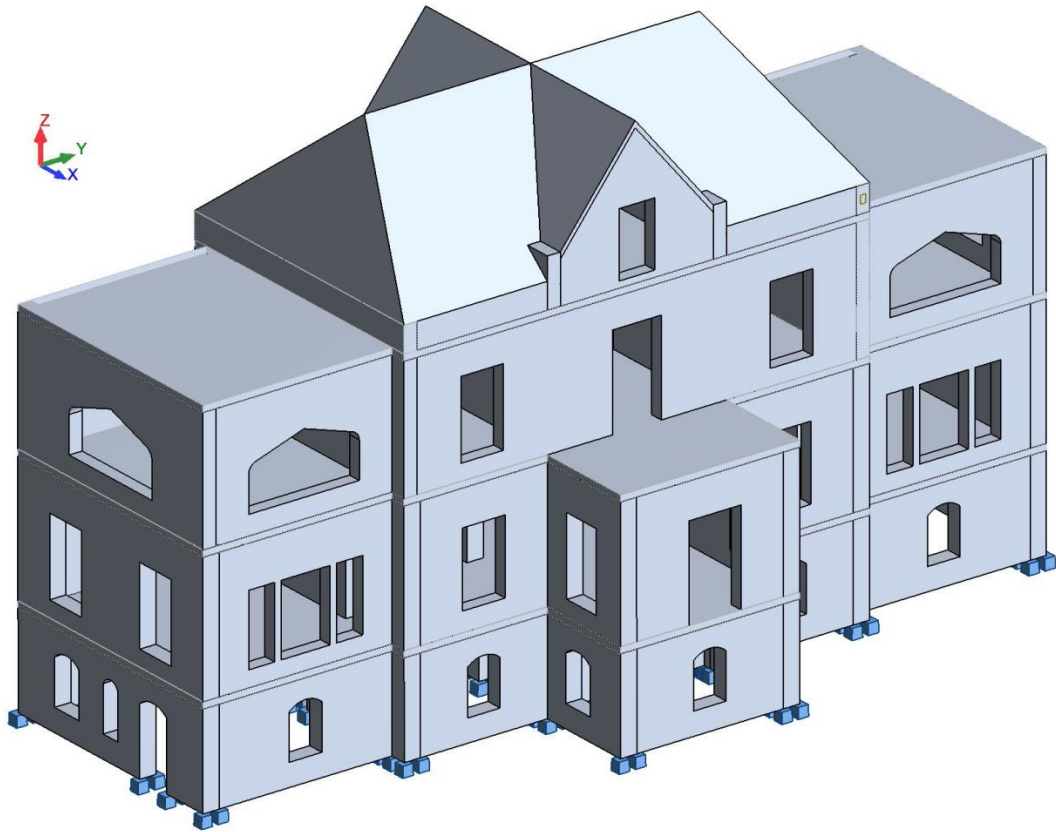


Figure 5.10 : Modélisation géométrique de la villa SOLIGNY

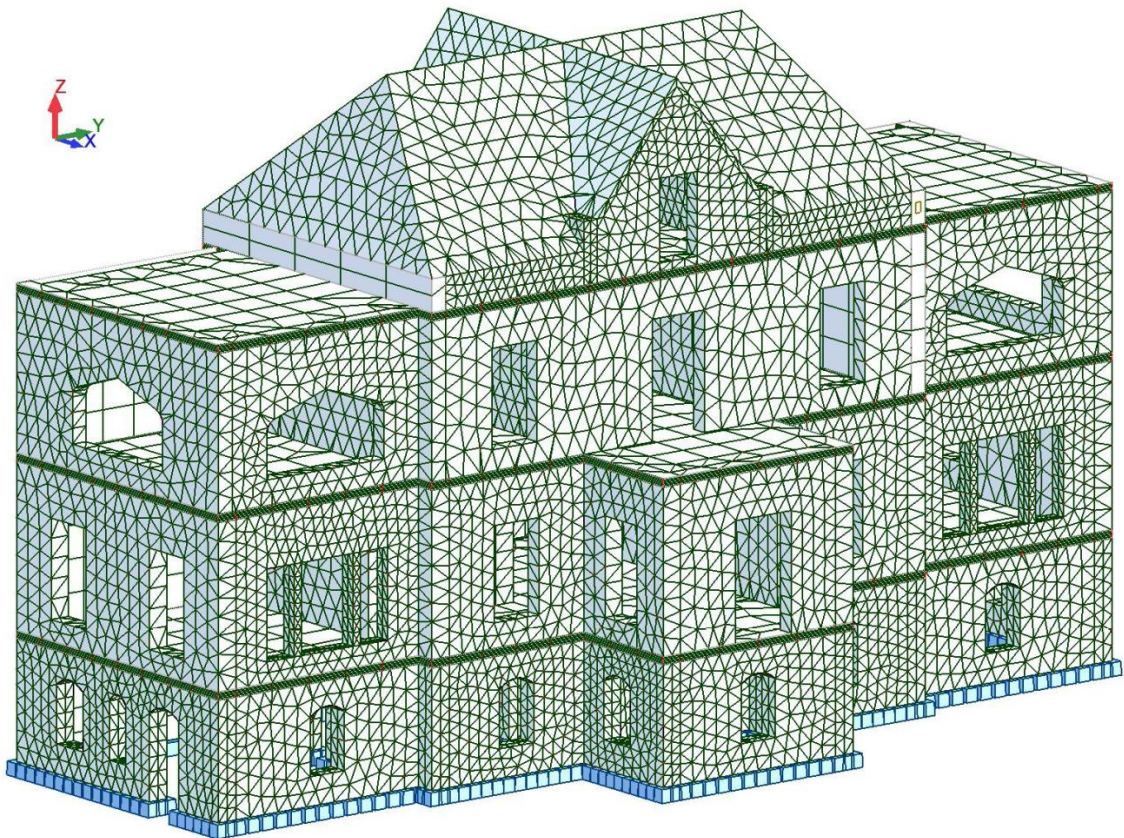


Figure 5.11 : Maillage des éléments finis

5.4.2. Analyse modale

5.4.2.1. Modèle initial :

Le modèle initial a été effectué avec des caractéristiques mécaniques des matériaux présentées dans le Tableau 5.5 dont les matériaux 1 et 2 sont la maçonnerie en limousinerie et le bois respectivement. Le matériau 1 est utilisé pour les éléments verticaux comme les murs et le matériau 2 pour les éléments horizontaux qui sont les planchers et la toiture. Les poids volumiques du matériau 1 et du matériau 2 sont de 23 kNm^{-3} et 7 kNm^{-3} . Ces deux valeurs ont été prises comme les valeurs moyennes des poids volumiques de la maçonnerie et du bois dans la littérature. Pour ce modèle initial, les modules d'Young et les coefficients de Poisson des matériaux ont été supposés suivant les valeurs dans l'ordre de grandeur de ces deux types du matériau.

Tableau 5.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux pour le modèle initial

Caractéristiques	Matériau 1 (limousinerie)	Matériau 2 (bois)
Poids volumique (kNm^{-3})	23	7
Module d'Young (GPa)	2	12
Coefficient de Poisson	0,2	0,03

Les résultats obtenus par ce modèle pour les trois premiers modes sont présentés dans le Tableau 5.6. En observant ce tableau, on trouve que :

- le mode 1 est dominant dans la direction x avec une masse modale de 60%, les modes 2 et 3 sont dominants dans la direction y avec des masses modales de 44% et 16%.
- les valeurs des deux premières fréquences propres obtenues avec le modèle (5,72 Hz et 6,40 Hz), sont plus petites que celles obtenues par les mesures in-situ. Tandis que la troisième fréquence propre obtenue du modèle est proche de celle obtenue par les mesures.
- le taux f_2/f_1 obtenu du modèle est de 1,12 est légèrement plus élevé que celui obtenu par les mesures qui vaut 1,09

Tableau 5.6: Résultats de l'analyse modale obtenus par le modèle initial
(Les valeurs obtenues par mesures in-situ sont mises dans les parenthèses)

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse modale UZ (%)
Mode 1	5,72 (6,0)	0,17	60,3	0,53	0,01
Mode 2	6,40 (6,51)	0,16	0,74	44,58	0
Mode 3	7,72 (7,72)	0,13	0,02	16,13	0

5.4.2.2. Calage des paramètres du modèle numérique

Afin de proposer un modèle qui donne des valeurs des premières fréquences propres les plus proches de celles obtenues par les mesures in-situ, dans cette section nous allons caler les modules d'Young de deux types de matériaux utilisés. L'étude de l'influence de ces paramètres d'entrée sur les valeurs des fréquences propres (f_1, f_2) et le taux f_2/f_1 seront présentées.

➤ Influence du module d'Young du matériau 1 – matériau utilisé pour les murs (E_1):

D'abord, l'influence du module d'Young du matériau 1 (E_1) sur les valeurs des premières fréquences propres du modèle a été étudiée en variant la valeur de ce paramètre dans le modèle. La Figure 5.12 présente les valeurs des fréquences propres f_1 , f_2 , et du taux f_2/f_1 en fonction du module d'Young du matériau 1 (E_1) dans le cas où celui du matériau 2 est constant ($E_2 = 12$ GPa). À partir de cette figure, on trouve que plus le module d'Young du matériau 1 augmente, plus les valeurs des fréquences propres de la structure sont importantes. De plus, le rapport f_2/f_1 augmente dans le cas de la croissance du module d'Young du matériau 1.

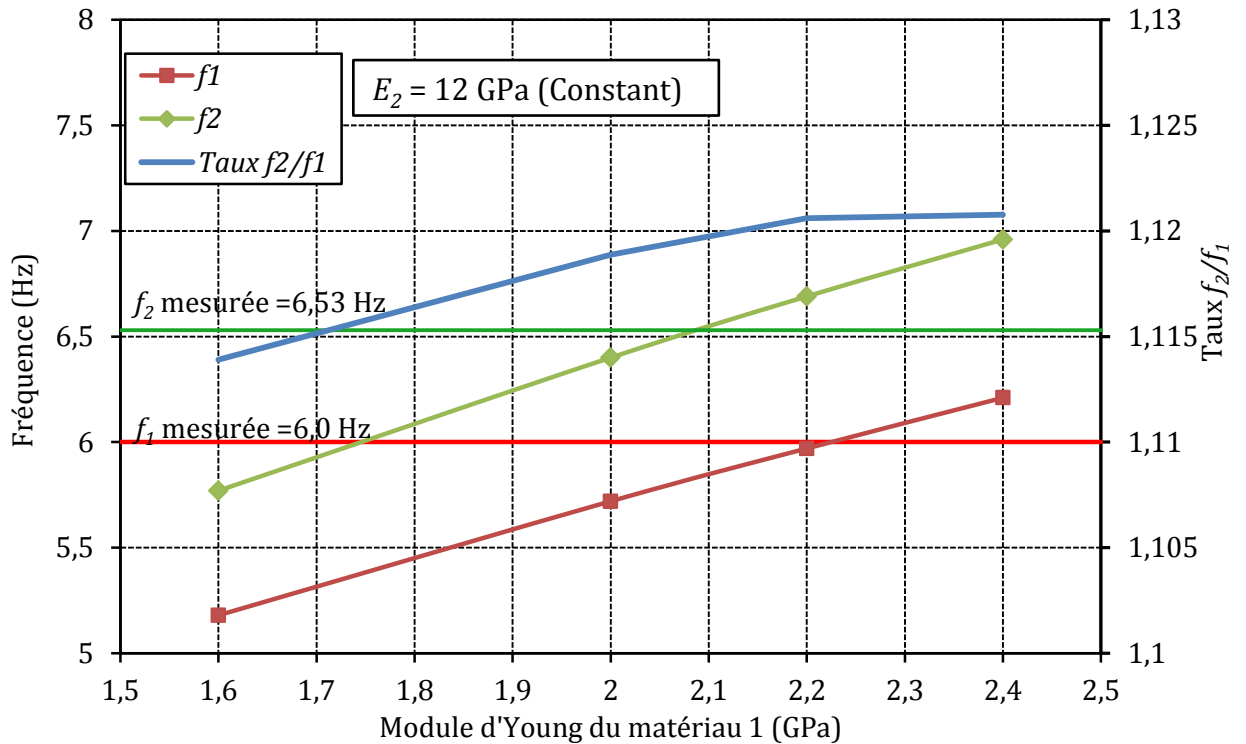


Figure 5.12 : Variation des fréquences propres f_1, f_2 et du taux f_2/f_1 en fonction du module d'Young du matériau 1 (E_1) dans le cas de $E_2 = 12$ GPa

➤ Influence du module d'Young du matériau 2 – matériau utilisé pour les planchers (E_2):

Ensuite, nous avons étudié l'influence du module d'Young du matériau 2. Les résultats sont présentés dans la Figure 5.13. Dans ce cas, le module d'Young du matériau 1 est constant ($E_1 = 2,2$ GPa) et ceux du matériau 2 (E_2) a varié de 10 GPa jusqu'à 25 GPa. Similairement au cas précédent, les premières fréquences propres augmentent avec l'augmentation du module d'Young du matériau 2. Par contre, quand le module E_2 augmente, le rapport f_2/f_1 diminue.

➤ Influence du rapport E_1/E_2 sur le rapport f_2/f_1

Enfin, nous avons étudié l'influence du rapport (E_1/E_2) des modules d'Young de deux matériaux sur le rapport f_2/f_1 . La Figure 5.14 présente la relation entre ces deux rapports. Notons que dans cette figure, nous avons rajouté une troisième série de points correspondant au module d'Young du matériau 2 de 25 GPa (avec la variation du module E_1) et en plus un d'autre point correspondant au $E_1 = 2$ GPa. Cette figure montre que plus le rapport E_1/E_2 augmente, plus le rapport f_2/f_1 augmente.

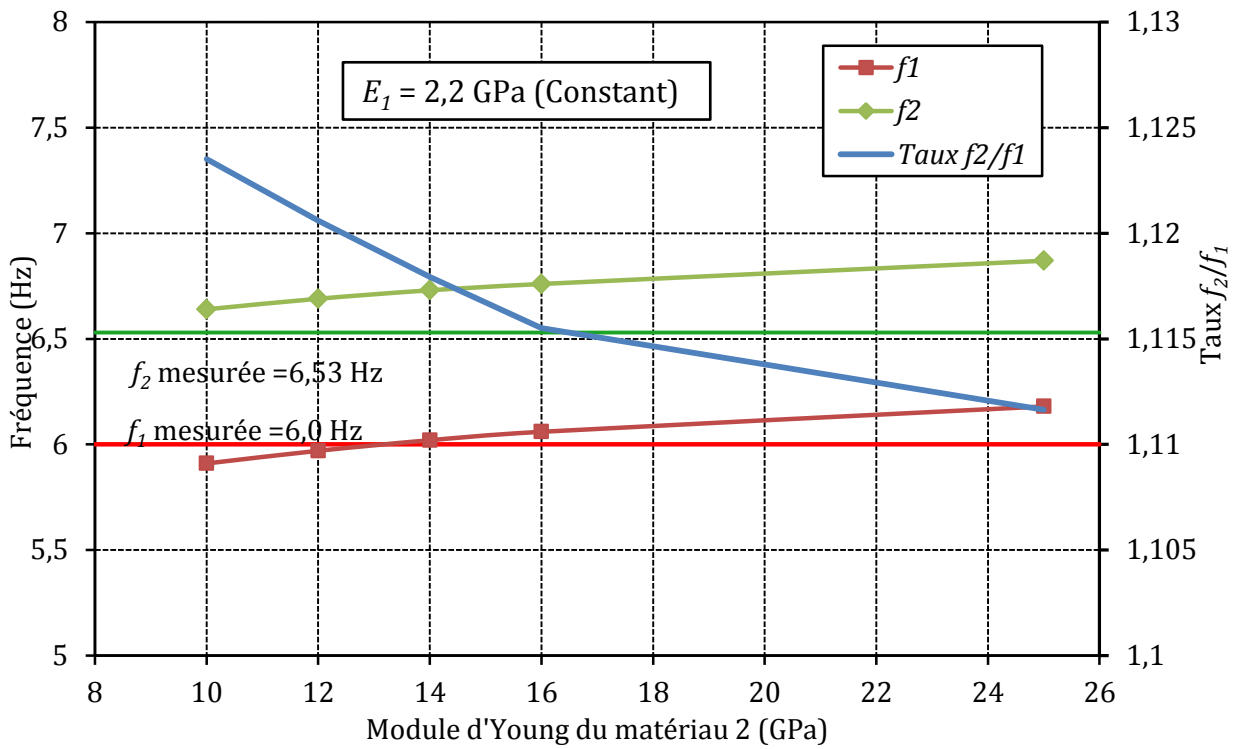


Figure 5.13 : Variation des fréquences propres f_1 , f_2 et du taux f_2/f_1 en fonction du module d'Young du matériau 2 (E_2) dans le cas de $E_1 = 2,2$ GPa

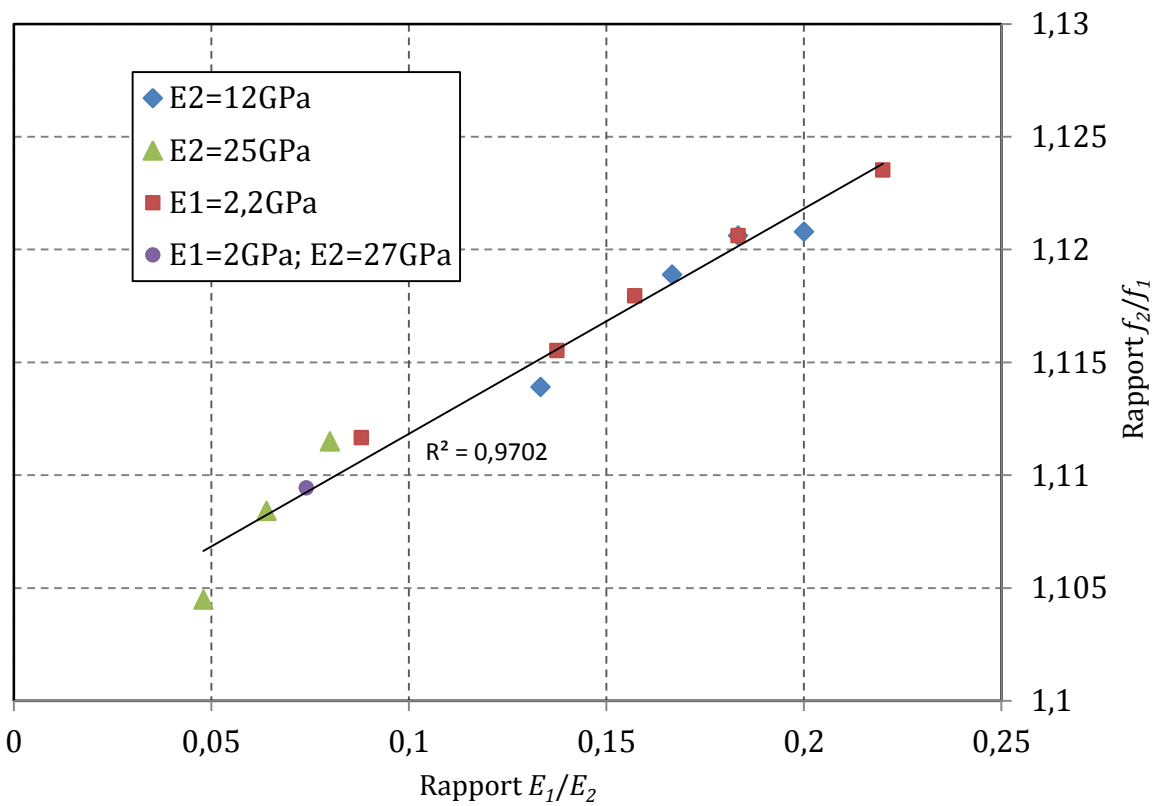


Figure 5.14 : Variation du taux f_2/f_1 en fonction du rapport E_2/E_1

➤ Discussion :

Si on cale exactement les deux premières fréquences propres du modèle sur les valeurs expérimentales, on aboutit aux premières fréquences de 5,94 Hz et de 6,59 Hz correspondant aux différences de -0,1% et +1,2% par rapport aux valeurs expérimentales. Dans ce modèle, le module d'Young de la limousinerie est de 2 GPa, ce qui est réaliste. Par contre, pour le bois, on trouve le module d'Young de 27 GPa, ce qui n'est pas acceptable. Donc, il n'est pas raisonnable de vouloir à tout prix aligner le modèle sur la réalité. Il faut se limiter à des valeurs approchées qui restent dans des gammes acceptables.

Par conséquent, un modèle a été adopté comme notre proposition, avec les modules d'Young de la maçonnerie et du bois de 2,2 GPa et 12 GPa respectivement. Pour ce modèle adopté, les trois premières fréquences propres sont de 5,97 Hz, 6,69 Hz et 8,02 Hz respectivement. Alors que la première fréquence propre est bien proche de la valeur mesurée, les différences entre les valeurs obtenues par le modèle et les valeurs mesurées pour les deuxième et troisième fréquences sont de 1% et 4% respectivement. Cependant, on constate une bonne concordance sur les trois premiers modes entre ce modèle et les mesures. Alors, il est raisonnable de penser que les hypothèses de fonctionnement utilisées pour les modèles sont correctes, (par exemple les connections entre les éléments, la condition aux limites, etc..) du moins en régime élastique.

Notons ici que dans l'étude sur le pont de CHALDECOSTE qui est également en limousinerie, pour la maçonnerie du mur tympan, une valeur moyenne du module d'Young de 2,4 GPa a été obtenue par des tests au laboratoire sur des triplets, indiquée dans Tableau 4.3. Alors, le module d'Young de la limousinerie obtenu par le calage du modèle est proche de cette valeur moyenne.

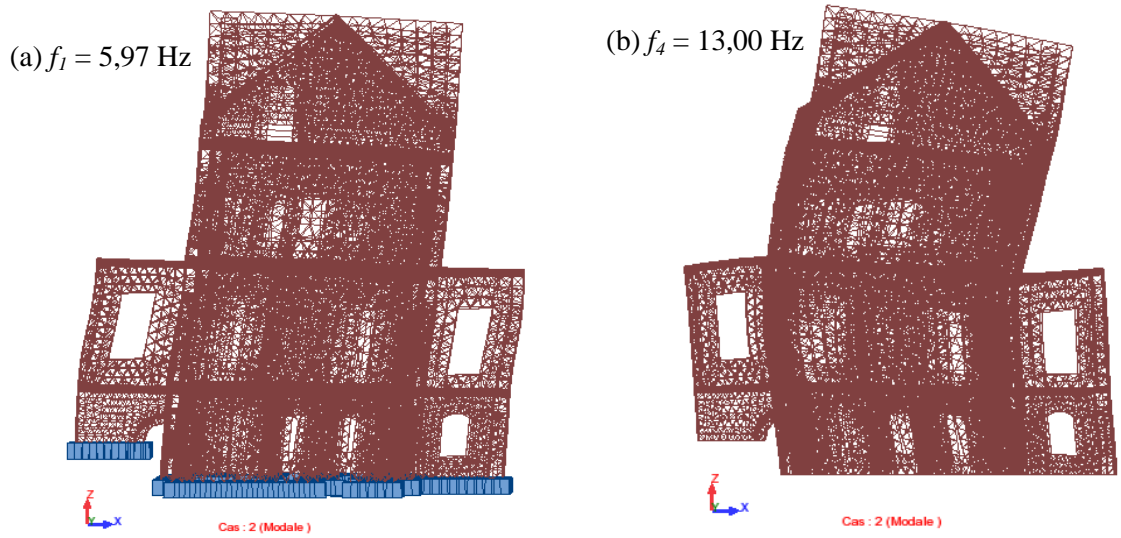
5.4.2.3. Analyse modale sur le modèle adopté

Des résultats obtenus par l'analyse modale sur le modèle adopté sont présentés dans cette section. Le Tableau 5.7 montre les valeurs des fréquences, des périodes et des masses modales correspondant aux dix premiers modes. Une masse modale totale de la structure de 122.10^3 kg a été trouvée.

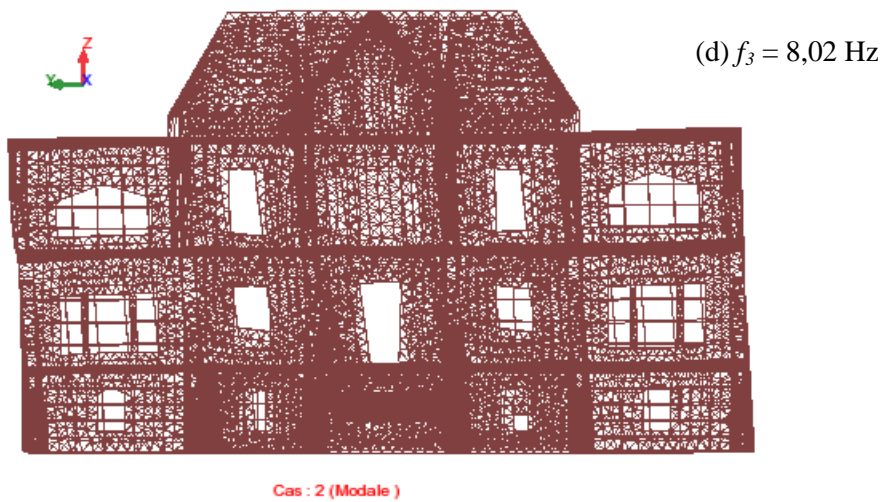
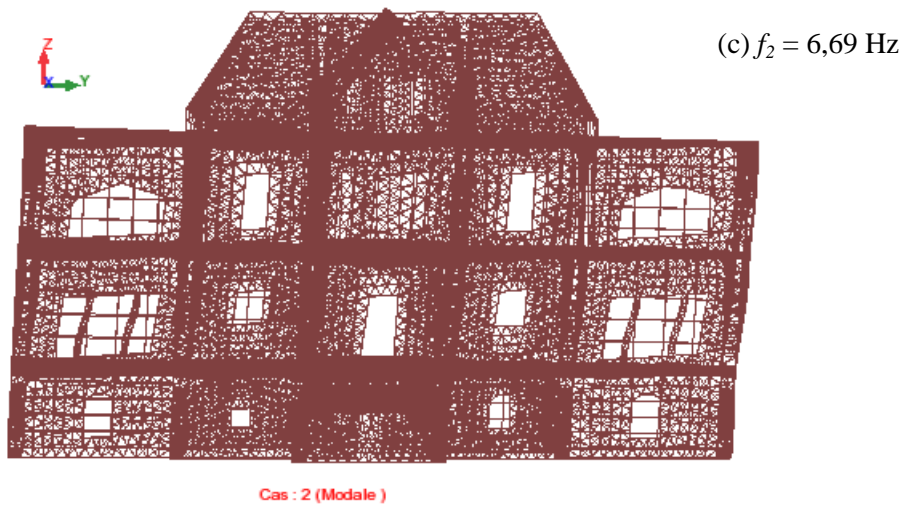
Les déformées modales correspondant aux quatre premières fréquences sont présentées dans la Figure 5.15. Sur les Figure 5.15 (a) et (b), les déformées modales correspondent aux modes 1 et 4, qui sont dominants dans la direction x. Ainsi, sur les Figure 5.15 (c) et (d), les déformées modales des modes dominants dans la direction y sont présentées (modes 2 et 3).

Tableau 5.7 : Résultat obtenu par l'analyse modale sur le modèle adopté pour dix premiers modes

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Modale UZ (%)
1	5,97 (6,00)	0,17	60,1	0,7	0,02
2	6,69 (6,51)	0,15	1,0	43,9	0
3	8,02 (7,72)	0,12	0,03	16,7	0
4	14,0	0,07	11,9	0	0,06
5	14,8	0,07	1,5	0,07	0,06
6	15,6	0,06	0	0,5	49,4
7	16,3	0,06	0,04	3,8	9,0
8	16,5	0,06	1,1	0,24	0,04
9	18,1	0,06	0,05	0	0,02
10	18,6	0,05	0,14	1,8	0,3
La masse modale totale de la structure : 122.10^3 kg					



modes 1 et 4 dominants dans la direction x



modes 2 et 3 dominants dans la direction y

Figure 5.15 : Déformées modales de la structure correspondant aux 4 premiers modes

5.4.3. Réponse de la structure sous la sollicitation sismique

5.4.3.1. Simulation de la sollicitation sismique

À partir du modèle adopté pour la villa SOLIGNY, une simulation de la sollicitation sismique a été effectuée pour étudier le comportement et la vulnérabilité de la structure aux séismes. La sollicitation sismique a été simulée conformément à l'EC8 qui est en vigueur en France comme le règlement sismique dans le domaine de génie civil. L'étude bibliographique sur cette norme est présentée à la section 5.2. Dans cette section, nous présentons des paramètres utilisés pour le modèle de la villa SOLIGNY :

Conditions de sol du site:

Le sol de site de la villa SOLIGNY est classifiée en type B suivant une étude géologique effectuée sur le terrain.

Action sismique:

La villa SOLIGNY se trouve dans la zone 3 de la carte de zonages sismiques. Donc, l'accélération maximale de référence pour un sol de classe A est de $1,1 \text{ m/s}^2$.

$$a_{gr} = 1,1 (\text{m/s}^2) \quad (5-26)$$

La villa SOLIGNY est classée comme un bâtiment courant. Donc, elle se trouve dans la catégorie d'importance II, correspondant à un coefficient d'importance de 1 (suivant le Tableau 5.3).

$$\gamma_1 = 1 \quad (5-27)$$

Ensuite, l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A, a_g , est égale à l'accélération maximale multipliée par un coefficient d'importance γ_1 . On obtient :

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gr} = 1,1 \text{ms}^{-2} \quad (5-28)$$

Spectre de réponse:

Le modèle a été effectué en utilisant le spectre de réponse élastique de type 2.

Cumulation des modes de vibration:

Les valeurs des fréquences propres de la villa SOLIGNY obtenues par le modèle, qui sont indiquées dans le Tableau 5.6, ne satisfont pas aux conditions d'indépendance des modes exprimées par l'expression (5-20). Alors, la méthode moyenne quadratique ne peut pas être appliquée pour cumuler les modes de vibration dans ce cas. Par conséquent, la méthode de combinaison quadratique complète a été adoptée.

5.4.3.2. Définition d'un critère limite pour la limousinerie

La structure étudiée est un bâtiment ancien en limousinerie. Aucun test n'a été effectué sur cette limousinerie pour mesurer sa capacité portante. Alors, afin d'estimer la vulnérabilité de la structure aux séismes, nous cherchons à définir un critère limite pour la limousinerie.

Face aux conditions aux états limites de service des bâtiments, l'ECO, ce qui est la norme européenne agissant sur les bases de calcul des structures, propose d'utiliser un critère de déformation transversale qui

peut s'exprimer en terme de limites pour les déplacements horizontaux de la structure. Les déplacements horizontaux d'un bâtiment sont représentés schématiquement sur la Figure 5.16. Ils comportent le déplacement horizontal général u sur la hauteur H du bâtiment et le déplacement horizontal relatif u_i sur la hauteur H_i d'un étage. À ce propos, deux valeurs limites de 1/300 (3,3‰) et 1/500 (2‰) correspondant aux rapports u_i/H_i et u/H , sont données pour assurer qu'il n'y a pas de fissuration importante dans les cloisons et dans les façades du bâtiment ainsi qu'il n'y a pas de bris de vitrage. Par conséquent, dans cette étude, ces deux valeurs limites peuvent être utilisées en tant que critère limite pour estimer la vulnérabilité du bâtiment étudié.

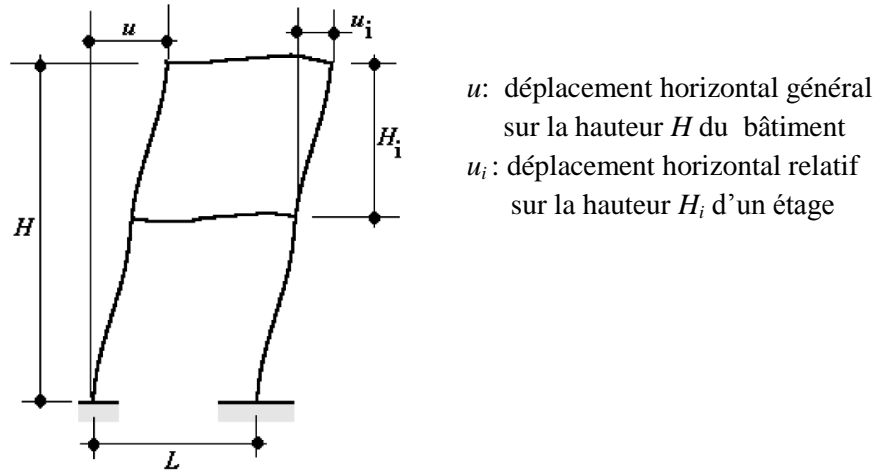


Figure 5.16 : Définition des déplacements horizontaux

5.4.3.3. Réponse de la structure, estimation de la vulnérabilité sismique

Grâce à la simulation de l'action sismique effectuée sur la structure, sa réponse aux séismes comportant le champ des contraintes, des déplacements et la réaction à la base de la structure, peut être étudiée. On s'intéresse notamment au champ des déplacements de la structure afin de comparer avec les déplacements du critère limite proposé ci-dessous.

La Figure 5.17 montre le champ des déplacements horizontaux U_x de la structure correspondant au cas des séismes s'effectuant suivant la direction x (*EC8 Dir-masse X*). Un déplacement horizontal maximal de 4,5 mm est trouvé au sommet de la structure. Alors, le rapport de déplacement horizontal maximal (u) sur la hauteur totale de la structure ($h=15,8$ m) est de 0,28‰. En focalisant sur chaque élément de la structure, on a trouvé que la déformée du mur de pignon à côté Est du rez-de-chaussée est le plus important, avec les déplacements horizontaux en haut et en bas sont de 2,33 mm et de 0,82 mm respectivement, ce qui correspond à un rapport du déplacement horizontal relatif (u_i) sur la hauteur de l'étage ($h_i=4$ m) d'environ 0,38‰ (Figure 5.17(b)).

Puis, la Figure 5.18 montre le champ des déplacements U_y dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction y (*EC8 Dir-masse y*). Le déplacement horizontal maximal est de 2,8 mm, correspondant à un rapport u/h de 0,18‰. Ainsi, un mur à la façade du rez-de-chaussée indiqué à la Figure 5.18(b) est le plus déformé, avec les déplacements horizontaux en haut et en bas de 1,71 mm et de 0,5 mm respectivement, correspondant à un rapport u_i/h_i de 0,3‰.

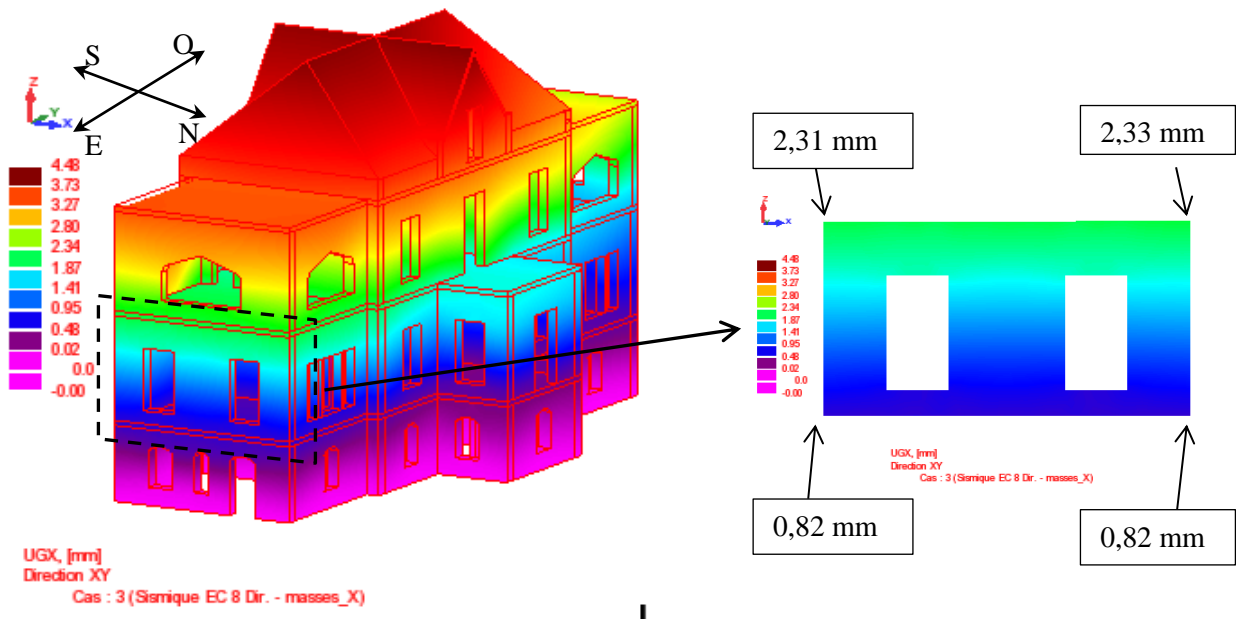
On constate ensuite que les déplacements horizontaux sont plus importants dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction x que dans le cas des séismes effectuant suivant la direction y . Cela peut être expliqué par le fait que la rigidité K_y est plus importante que la rigidité K_x parce que les murs parallèles à la direction y sont plus longs que ceux parallèles à la direction x .

Enfin, on obtient les valeurs maximales des rapports u_i/H_i et u/H de 0,38‰ et de 0,28‰ respectivement. Ces valeurs sont inférieures aux valeurs limites (3,3‰ et 2‰) avec des coefficients de sécurité supérieurs à 7. Alors, dans le cas des séismes, les conditions aux états limites de service sont assurées pour la villa SOLIGNY.

Les valeurs maximales des rapports u_i/H_i et u/H correspondant aux cas du séisme ainsi que ces valeurs limites sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5.8 : Résumé des valeurs maximales des rapports u_i/H_i et u/H correspondant aux cas du séisme ainsi que ces valeurs limites

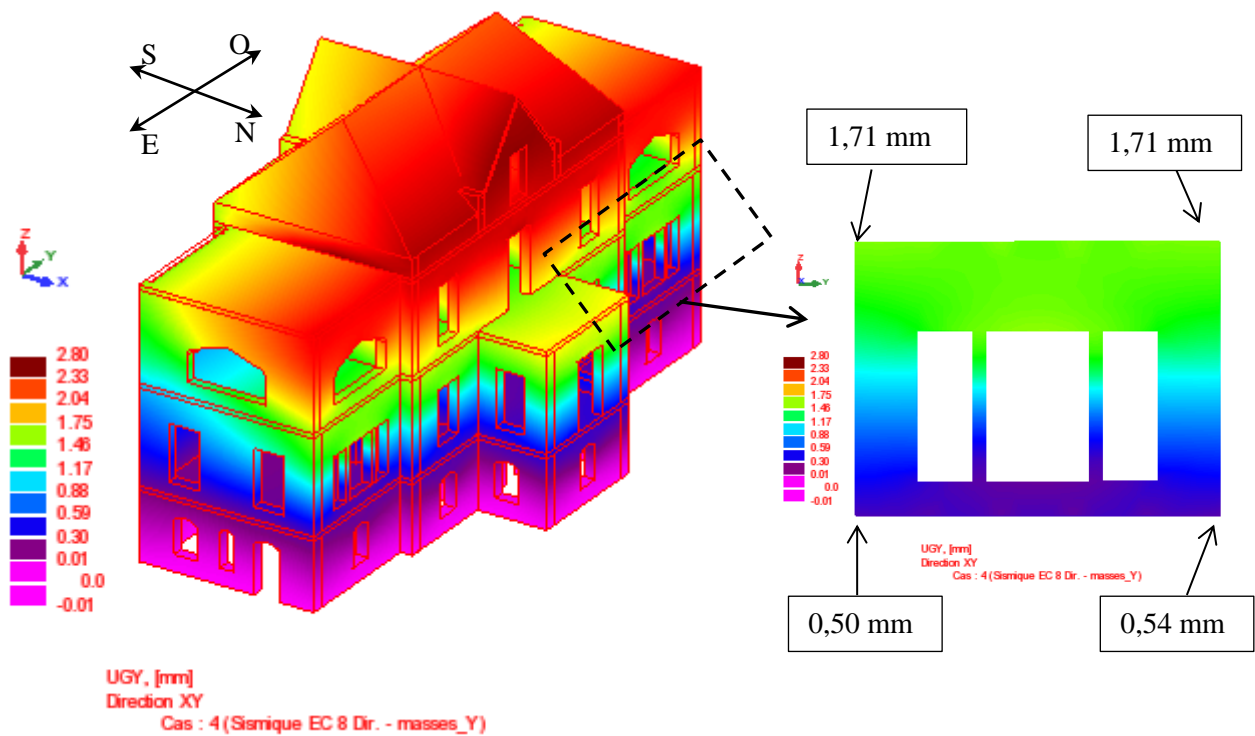
	Max (u_i/H_i)	Max (u/H)
Séisme s'effectuant suivant la direction Ox (N-S)	0,38 ‰	0,28 ‰
Séisme s'effectuant suivant la direction Oy (E-O)	0,30 ‰	0,18 ‰
Valeurs limites	1/300 (3,3 ‰)	1/500 (2 ‰)



(a) toute la structure

(b) élément le plus déformé

Figure 5.17 : Champ des déplacements U_x dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction x



(a) toute la structure

(b) élément le plus déformé

Figure 5.18 : Champ des déplacements U_y dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction y

5.5. Conclusion du chapitre

Dans un premier temps, les caractéristiques dynamiques de la villa SOLIGNY ont été déterminées par des mesures in-situ. Des capteurs vélocimétriques tri-directionnels ont été utilisés pour mesurer la vitesse de vibration du bâtiment sollicité uniquement par des bruits mécaniques ambiants, qui sont appelés « bruits de fond ». Les données enregistrées sont dans l'espace temporel, donc la Transformée de Fourier Rapide (FFT) a été utilisée pour les transformer dans l'espace fréquentiel. On constate des pics identiques sur les étages du bâtiment, alors il existe des mouvements d'ensemble de tout le bâtiment. Ensuite, l'identification modale du bâtiment a été effectuée par la méthode de la Décomposition dans le Domaine des Fréquences (FDD). Les valeurs des fréquences propres correspondant aux trois premiers modes sont $f_1 = 6,0$ Hz, $f_2 = 6,51$ Hz et $f_3 = 7,72$ Hz. Ainsi, la déformée modale à la première fréquence correspond au premier mode propre dans la direction faisant un angle de 15° avec l'axe x du bâtiment, et la déformée modale à la deuxième fréquence correspond au premier mode propre dans la direction faisant un angle 20° avec l'axe y.

Dans un second temps, ce bâtiment a été modélisé par la méthode des éléments finis. Les caractéristiques mécaniques des matériaux du modèle numérique ont été calées suivant les résultats obtenus par les mesures in-situ. Les modules d'Young de 2,2 GPa et de 12 GPa ont été trouvés pour la limousinerie et pour le bois respectivement, ce qui se trouve bien dans l'ordre de grandeur attendu pour les modules de ces types de matériau. On a constaté une bonne concordance entre le modèle et les mesures pour les trois premiers modes, alors les hypothèses de fonctionnement (connections entre les éléments, conditions aux limites, ..) utilisées pour le modèle sont correctes. Enfin, une simulation des actions sismiques conformément à la norme européenne EC8 a été effectuée afin d'étudier le comportement du bâtiment ainsi que sa vulnérabilité aux séismes. Les champs des déplacements du bâtiment dus aux séismes ont été montrés. Dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction x, un déplacement horizontal U_x maximal de 4,5 mm a été trouvé au sommet du bâtiment. Dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction y, le déplacement horizontal maximal est de 2,8 mm. De plus, un critère limite pour la déformation transversal a été adopté afin d'estimer la vulnérabilité sismique du bâtiment. Correspondant à ce critère limite, les valeurs limites des rapports u_i/H_i (le déplacement horizontal relatif sur la hauteur d'un étage) et u/H (le déplacement horizontal sur la hauteur du bâtiment) sont prises de 1/300 et 1/500 respectivement. La comparaison entre le champ des déplacements du bâtiment et ces valeurs limites montre que les conditions aux états limites de service sont assurées pour le cas de la villa SOLIGNY, avec des coefficients supérieurs à 7.

Chapitre 6

Stabilité d'un bâtiment en béton de poudingue : Principe de justification

6.1. Introduction

On est convaincu que l'utilisation des matériaux locaux présente des avantages importants dans le contexte du développement durable et les constructions neuves en matériaux locaux sont prometteuses pour concurrencer celles en matériaux conventionnels. Pourtant, jusqu'à présent les constructions durables en matériaux locaux restent en nombre limité dans le monde en général et en France en particulier. Elles n'ont pas encore montré leur rôle important dans le secteur du bâtiment. Une des raisons est le manque de réglementation de dimensionnement et de guides de mise en œuvre pour ce type de construction. Cela n'encourage pas les ingénieurs à réaliser des calculs de dimensionnement puisqu'il faut en assurer la fiabilité. De plus, comme les matériaux locaux travaillent principalement en compression, le choix d'une solution structurelle raisonnable est évidemment un sujet complexe. C'est la raison pour laquelle nous allons aborder les principes de justifications de la stabilité des ouvrages en matériaux locaux. Une approche d'optimisation de la structure d'un point de vue mécanique sera également discutée.

Suite à l'étude à l'échelle du matériau dans la partie 2, l'étude à l'échelle de la structure sur le cas d'une maison en béton de poudingue est présentée dans ce chapitre. Il s'agit d'un des trois bâtiments neufs en matériaux locaux du projet « Domaine des Galets » que nous avons présenté précédemment. L'objectif du projet est d'utiliser le poudingue du site pour construire des bâtiments d'habitation. Alors, le choix du matériau et de la solution structurelle doivent être convenable pour assurer que les maisons puissent bien résister aux charges appliquées dans les cas les plus défavorables, surtout le cas des charges sismiques car ces maisons se trouvent dans une zone de risque sismique. Concernant la question du matériau utilisé, une procédure d'optimisation de la composition du matériau en fonction de sa résistance mécanique a été effectuée sur le cas du béton de poudingue. Cela a conduit à choisir le béton de poudingue à 10% de ciment CEM II en poids sec. Des tests au laboratoire ont été effectués pour déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau. À partir de ses caractéristiques mécaniques, le choix du type de la structure sera optimisé pour éviter au maximum des contraintes en traction dans les éléments en béton de poudingue vis-à-vis des chargements statiques. Ensuite, nous proposerons des méthodes de justifications de la stabilité de ce type de structure.

Dans un premier temps, une procédure d'optimisation de la forme de voûte a été abordée. L'optimisation de la forme de voûte a été effectuée en se basant sur la théorie du calcul à la rupture à l'aide du logiciel VOUTE (Delbecq, 1983). D'abord, la géométrie de la voûte est modélisée en définissant les lignes d'intrados, d'extrados et la longueur de voûte. En raison d'une modélisation en 2D, on ne considère pas toute la largeur réelle de voûte, mais seulement un tronçon d'1m. Ensuite, en ce qui concerne les caractéristiques du matériau, dans le cadre de cette méthode de calcul, le matériau n'est pas censé résister à la traction, donc seules les valeurs de la résistance à la compression et du poids volumique doivent être introduites. Enfin, correspondant aux cas des chargements, le calcul de la descente de charges a été effectué pour déterminer les charges transmises sur 1 mètre de large de la voûte. Les résultats de cette modélisation de voûte comprennent les réactions aux pieds de la voûte et les coefficients de sécurité correspondant à chaque cas de chargement. Pourtant, l'évaluation de la stabilité de la voûte se base seulement sur les valeurs

des coefficients de sécurité. La structure est considérée comme stable si le coefficient de sécurité minimal est supérieur à 3. Plusieurs voûtes de différentes formes ont été essayées afin de choisir une voûte de forme optimale qui correspond aux coefficients de sécurité maximaux.

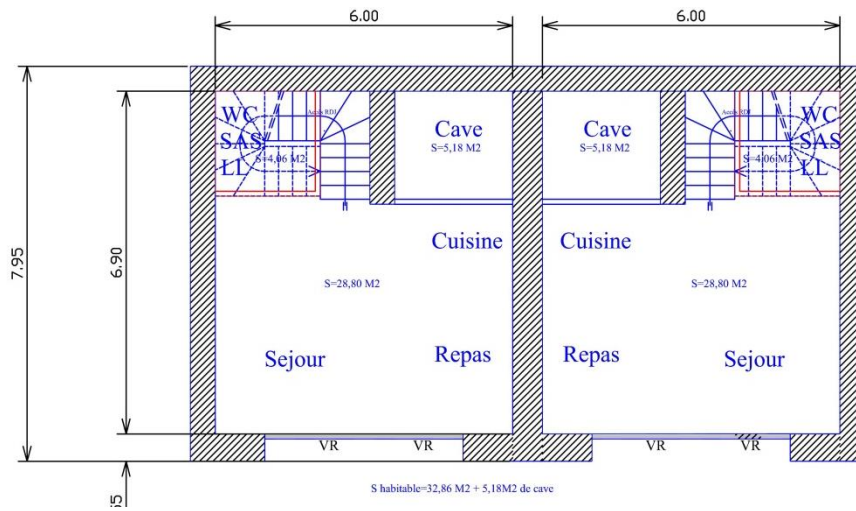
Dans un second temps, un principe de justification de la stabilité pour la structure en béton de poudingue utilisant le calcul aux contraintes admissibles, a été abordé. Il consiste à justifier que les contraintes maximales dans la structure ne dépassent pas les contraintes admissibles des matériaux. Premièrement, les contraintes admissibles du béton ont été données par l'étude des caractéristiques mécaniques du matériau (section 3.4). Deuxièmement, le champ de contraintes de la structure a été déterminé par un modèle numérique utilisant la méthode des éléments finis. L'ensemble de tous les éléments en béton de poudingue et en bois de la structure a été modélisé. Cependant, on s'intéresse seulement aux contraintes maximales dans les éléments en béton de poudingue car l'étude des éléments en bois n'est pas abordée dans cette étude.

Présentation du projet « Domaine des Galets » et de la structure étudiée

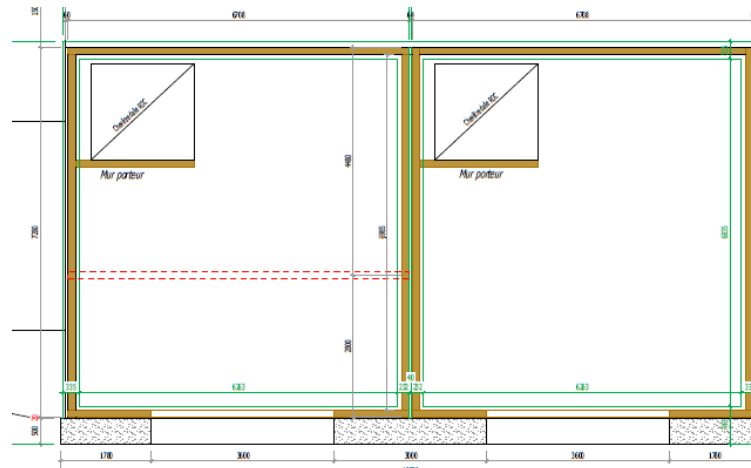
On présente tout d'abord le projet « Domaine des Galets » dont l'étude à l'échelle de la structure d'un bâtiment est abordée dans ce chapitre. La Figure 6.1 montre une vue d'ensemble de tous les éléments du projet. Les éléments principaux comportent trois bâtiments numérotés respectivement bâtiments A, B, C dont les deux premiers sont identiques. En outre, des éléments secondaires sont aussi en béton de poudingue : les arcades supportant les terrasses, les garages et les bassins de rétention d'eau. Tous ces éléments sont de forme voûtée. Pour chaque élément, une procédure de dimensionnements et de vérifications de la stabilité a dû être effectuée. Pourtant, seule l'étude à l'échelle de la structure sur le bâtiment B, qui est censé être la structure typique du projet, est discutée dans ce chapitre. Les plans d'architecture de ce bâtiment sont donnés sur la Figure 6.2. Il comporte un Rez-de-Chaussée (RDC) et un étage comportant une mezzanine. Alors que tous les éléments du RDC sont en béton de poudingue, les éléments de l'étage sont en bois, à l'exception de trois murs de façade (Figure 6.2b).



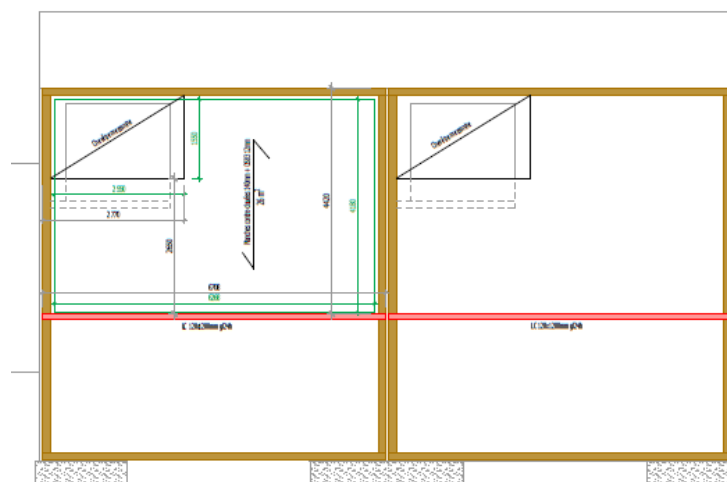
Figure 6.1 : Vue d'ensemble des bâtiments en béton de poudingue du projet « Domaine des Galets » construites en 2014 à Nice



a) Rez-de-chaussée (RDC)



b) Etage



c) Mezzanine

Figure 6.2 : Plans d'architecture du bâtiment B du projet « Domaine des Galets » (2 logements).

Une coupe transversale des voûtes du bâtiment B est présentée dans la Figure 6.3. Pour plus de commodité, on fait maintenant une nomenclature des éléments en béton de poudingue. Sur la Figure 6.3, deux voûtes, dont l'ouverture et la flèche sont de 6 m et 1,5 m respectivement, sont associées à trois murs en béton de poudingue. Ces murs sont appelés les murs d'appui des voûtes : deux murs d'appui extérieurs (à gauche, à droite) et un mur d'appui intérieur. On trouve sur cette figure que les deux murs d'appui extérieurs sont en fruit avec une épaisseur variant de 0,5 m en haut à 0,65 m en bas, tandis que le mur d'appui intérieur a une épaisseur constante de 0,6 m. Notons que l'ouverture des voûtes est aussi la portée transversale du bâtiment. De plus, les autres éléments en béton de poudingue du RDC indiqués dans la Figure 6.2 sont nommés : le mur en arrière, les murs de façade (deux murs de façade extérieurs et un mur de façade intérieur).

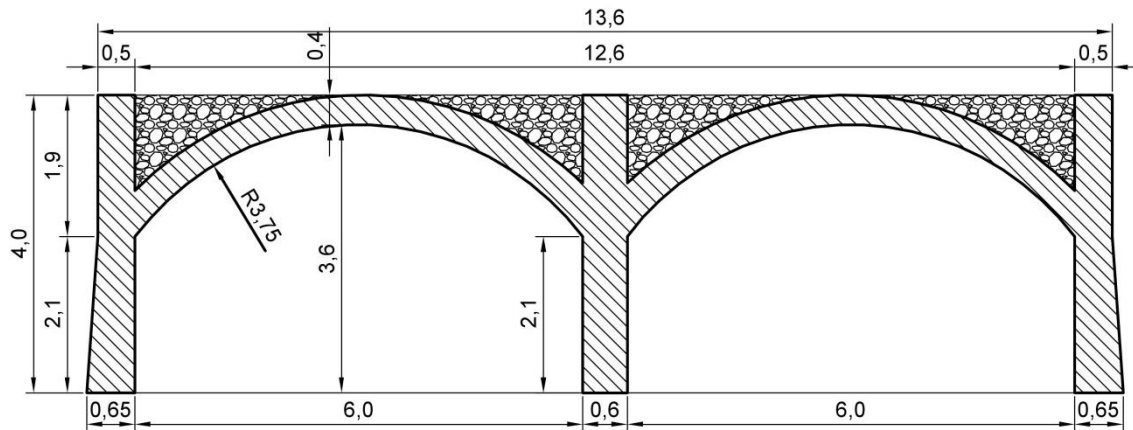


Figure 6.3 : Coupe transversale des voûtes du bâtiment B

La composition et les caractéristiques mécaniques du béton de poudingue qui est utilisé pour construire le bâtiment B, sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6.1 : Composition et caractéristiques mécaniques du béton de poudingue utilisé

Eau : Ciment : Poudingue (en poids)	1 : 1 : 10
Poids volumique (kN/m ³)	22
Résistance à la compression (MPa)	12
Résistance à la traction (MPa)	1,3
Module d'Young (MPa)	15600
Coefficient de Poisson	0,2

6.2. Optimisation de la forme de voûte

Dans cette section, une procédure d'optimisation de la forme de voûte en béton de poudingue pour le bâtiment B est présentée. Le béton de poudingue ne travaillant pas bien en traction, la structure voûtée a été adoptée, puis, la géométrie complète de la voûte a été optimisée de manière à éviter des contraintes en traction dans la voûte sous les chargements statiques.

Procédure d'optimisation

Le logiciel VOUTE permettant de calculer la stabilité des voûtes, est utilisé. Sous ce logiciel, une voûte est modélisée en définissant sa géométrie, la résistance à la compression et le poids volumique des matériaux ainsi que les cas de chargement. En se basant sur la théorie du calcul à la rupture, correspondant à chaque cas de chargement, les modes de ruptures possibles seront définis. Puis, la résistance de la structure en sera déduite, qui est exposée par un coefficient de rupture correspondant à la ligne optimale de compression. Le chargement multiplié par ce coefficient présente la capacité portante de la voûte. Un coefficient de sécurité de 3, sous pondération maximale, est considéré admissible pour la stabilité globale de la structure. Cette valeur admissible du coefficient de sécurité est proposée par (Delbecq, 1983).

Suivant les exigences architecturales, la portée et la hauteur du bâtiment sont données. Par conséquent, la géométrie complète d'une voûte peut être déterminée en définissant les paramètres géométriques restant qui sont l'épaisseur de voûte, l'épaisseur et la hauteur des murs-pied de voûte. Plusieurs voûtes de formes différentes ont été essayées en variant ces paramètres. La voûte qui donne des coefficients de sécurité les plus importants, a été choisie en tant que voûte de forme optimale.

Nous présentons ci-dessous les étapes du calcul de la stabilité d'une voûte en utilisant le logiciel VOUTE. Notons que le calcul présenté correspond à la voûte choisie pour le cas du bâtiment B.

Etape de la géométrie

En observant la coupe transversale des voûtes du bâtiment B présentée dans la Figure 6.3, on trouve que ce bâtiment comporte deux voûtes d'ouverture de 6 m (deux portées) qui sont symétriques. Par conséquent, une seule voûte a été modélisée. La géométrie de la voûte modélisée est montrée dans la figure ci-dessous :

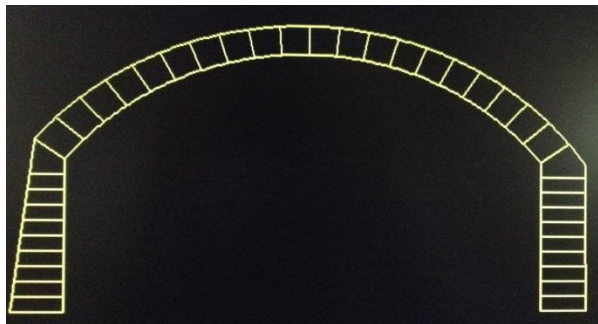


Figure 6.4 : Modélisation géométrique de la voûte

Caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la voûte, sous le logiciel VOUTE, il faudrait définir leur poids volumique et leur résistance à la compression. Dans le cas du bâtiment B, la voûte comporte un seul matériau étant le béton de poudingue dont le poids volumique et la résistance à la compression sont respectivement de 22 kNm^{-3} et 12 MPa.

Détermination des cas du chargement appliqué sur la voûte

Vis-à-vis des actions statiques, deux cas de chargement qui sont les charges permanentes et les charges d'exploitation, doivent être pris en compte. Il convient de calculer les charges transmises à 1 m d'épaisseur de la voûte qui est modélisé sous le logiciel VOUTE.

Premièrement, le poids propre de la voûte est pris en compte dans la modélisation en tant que charge permanente. Les charges permanentes des éléments au-dessus de la voûte sont considérées transmises à la voûte par des forces concentrées, appliquées aux sommets des murs d'appui de voûte. Ces valeurs sont présentées dans le Tableau 6.2.

Deuxièmement, les charges d'exploitation du plancher de l'étage sont considérées comme uniformément réparties sur la ligne d'extrados de la voûte. Les charges d'exploitation du plancher de la mezzanine et de la toiture sont transmises à la voûte par des forces concentrées, appliquées aux sommets des murs d'appui de voûte. Ces valeurs sont données dans le Tableau 6.3.

Les cas de chargements statiques sont résumés dans le Tableau 6.4. La stabilité de la voûte doit être vérifiée d'abord sous les charges permanentes. Ensuite, l'influence des charges d'exploitation sera prise en compte par la combinaison fondamentale ci-dessous :

$$\text{COM} = 1,35 \text{ charges permanentes} + 1,5 \text{ charges d'exploitation}$$

Tableau 6.2 : Transmission des charges permanentes sur 1m d'épaisseur de la voûte

Eléments	Charges permanentes d'éléments (kN.m)	Charges transmises aux sommets des murs d'appui (kN.m)	
		extérieur	Intérieur
Murs pignons de l'étage	2x38	2,3	-
Mur intérieur de l'étage	36	-	4,6
Plancher de la mezzanine	49	0,8	1,6
Toiture	172	2,7	5,5
Somme	-	$G_1 = 5,8$	$G_2 = 11,7$

Tableau 6.3 : Transmission des charges d'exploitation sur 1m d'épaisseur de la voûte

Eléments	Charges réparties (kN/m)	Charges d'élément (kN.m)	Charges transmises aux sommets des murs d'appui (kN.m)	
			Extérieur	Intérieur
Toiture	0,75	99	1,6	3,1
Plancher de la mezzanine	1,5	67	1,1	2,1
Plancher de l'étage	1,5	124	-	-
Somme	-	-	$Q_1 = 2,7$	$Q_2 = 5,2$

Tableau 6.4: Charges appliquées sur 1 m d'épaisseur de la voûte

Cas de chargement	Valeur	Description, point d'application
Charges permanentes (G)	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^2$	Poids propre de la voûte
	$G_1 = 5,5 \text{ kN.m}$	Murs d'appui extérieurs
	$G_2 = 11,7 \text{ kN.m}$	Mur d'appui intérieur
Charges d'exploitation (Q)	$q = 1,5 \text{ kN/m}$	Uniformément réparties sur la ligne d'extrados de la voûte
	$Q_1 = 2,7 \text{ kN.m}$	Murs d'appui extérieurs
	$Q_2 = 5,2 \text{ kN.m}$	Mur d'appui intérieur

Résultat

Le Tableau 6.5 présente le résultat du calcul utilisant le logiciel VOUTE. En observant ce tableau, on trouve que le cas de la combinaison ($1,35G+1,5Q$) est le cas de chargement le plus défavorable avec un coefficient de sécurité de 3,3. Cette valeur est supérieure à 3. Alors, la voûte est stable dans tous les cas de chargement considérés.

Tableau 6.5 : Résultat du calcul de voûte

Cas de charges	Coefficient de sécurité
G	4,2
$1,35G+1,5Q$	3,3

Discussion sur cette méthode de justification de la stabilité de la voûte

Le calcul utilisant le logiciel VOUTE comporte des limites exposées ci-dessous.

Premièrement, ce calcul ne permet pas de montrer le champ des contraintes dans la voûte, mais seulement d'évaluer la stabilité globale de la voûte. Deuxièmement, la voûte est considérée séparément d'autres éléments alors qu'à l'échelle de la structure, le bâtiment comporte non seulement des voûtes mais aussi d'autres éléments structuraux comme des murs en arrière, des murs de façade, etc. Cela ne permet pas d'étudier la stabilité d'ensemble de tous les éléments de la structure. Troisièmement, en appliquant cette méthode de calcul, la résistance à la traction des matériaux est négligée tandis que dans le cas du béton de poudingue, sa résistance à la traction n'est pas négligeable puisqu'elle vaut 1,3 MPa. Cependant, l'utilisation de ce calcul est une étape de pré-dimensionnement pour notre type de construction en béton de poudingue. Nous avons utilisé cette méthode pour choisir préliminairement la géométrie de la voûte.

À partir des demandes architecturales par lesquelles l'ouverture de voûte et la hauteur du bâtiment sont données, nous devons choisir préliminairement la forme géométrique de la voûte en définissant les autres paramètres qui sont l'épaisseur et la hauteur du pied de voûte, ainsi que la nécessité de construire les pieds de voûte avec un fruit. Pour le cas du bâtiment B, nous avons effectué la justification de la stabilité sur plusieurs voûtes différentes en variant ces paramètres géométriques. Par conséquent, celles de la voûte indiquées dans la Figure 6.3 sont retenues par cette étape de pré-dimensionnement. Ensuite, avec cette forme de la voûte, la stabilité de la structure peut être vérifiée par une modélisation utilisant la méthode des éléments finis.

6.3. Justifications de la stabilité de la structure

6.3.1. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Les étapes de la modélisation d'une structure par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «*Robot Structural Analysis Professional*» ont été présentées à la section 5.4. Alors, on présente brièvement ici les paramètres utilisés pour le modèle du bâtiment B :

Géométrie et conditions aux limites : La géométrie du modèle du bâtiment B est présentée dans la Figure 6.5. Les murs sont censés être encastres dans le sol au niveau de la surface des fondations.

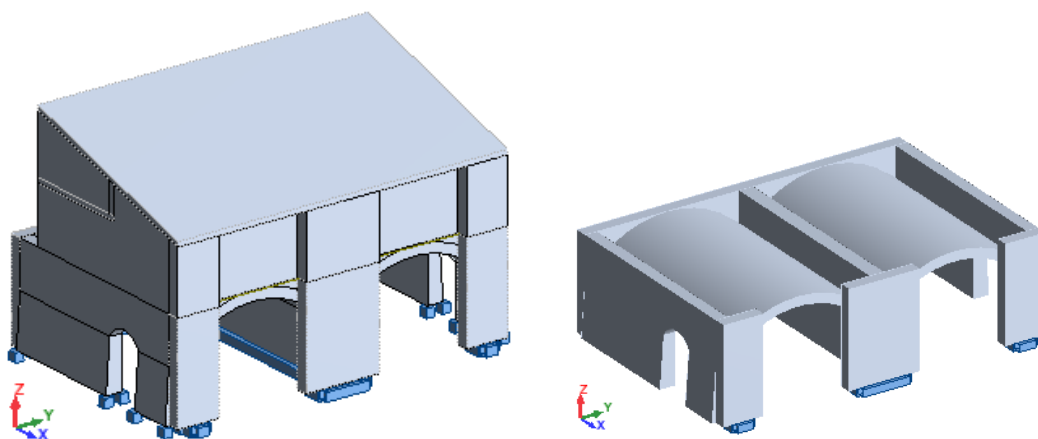


Figure 6.5 : Modélisation géométrique du bâtiment B :
à gauche, toute la structure; à droite, les murs et les voûtes en béton de poudingue du RDC

Caractéristiques des matériaux : les deux types de matériaux définis dans ce modèle sont le béton de poudingue et le bois. Les éléments en béton de poudingue comprennent les voûtes et les murs du RDC (Figure 6.5 à droite) ainsi que les murs de façade de l'étage. Les éléments restant sont en bois. Les valeurs des caractéristiques de ces deux matériaux sont résumées dans le Tableau 6.6.

Tableau 6.6 : Résumé des caractéristiques des matériaux utilisées pour le modèle

Caractéristiques	Béton de poudingue	Bois
Poids volumique (kN/m ³)	22	5,5
Module d'Young (MPa)	15600	9000
Coefficient de Poisson	0,2	0,03

Maillage : une génération du maillage par défaut par le logiciel a été effectuée. Le maillage du modèle de la maison B est présenté dans la Figure 6.6.

Définition des cas de chargement statique: deux cas de chargement statique comportant les charges permanentes et les charges d'exploitation, ont été définis. Conformément à l'*EC1* (EN 1991), les valeurs de charges d'exploitation uniformément réparties sur les planchers et sur la toiture ont été prises de 1,5 kNm⁻² et 0,75 kNm⁻² respectivement.

Analyse sismique :

- ✓ Des études sur le site du projet « Domaine des Galets » ont été effectuées. Le sol de ce site se trouve dans la classe A suivant la classification de l'EC8 (Tableau 5.1).
- ✓ Suivant la carte des zones sismiques de la France, la ville de Nice où ce projet se situe, est une zone de sismicité moyenne (sismicité 4). Alors, l'accélération maximale de référence au niveau du sol de classe A est $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$ (Tableau 5.2).
- ✓ En consultant le Tableau 5.3, le coefficient d'importance de 1 ($\gamma_1 = 1$) pour les bâtiments d'habitation qui sont classés dans la catégorie d'importance de II. Alors, suivant l'expression (5-5), l'accélération de calcul pour un sol de classe A est :

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,6 \text{ ms}^{-2} \quad (6-1)$$

- ✓ En consultant le Tableau 5.4, le paramètre du sol, S , et les périodes T_B ; T_C ; T_D sont :
 $S = 1$; $T_B = 0,03$; $T_C = 0,2$; $T_D = 2,5$

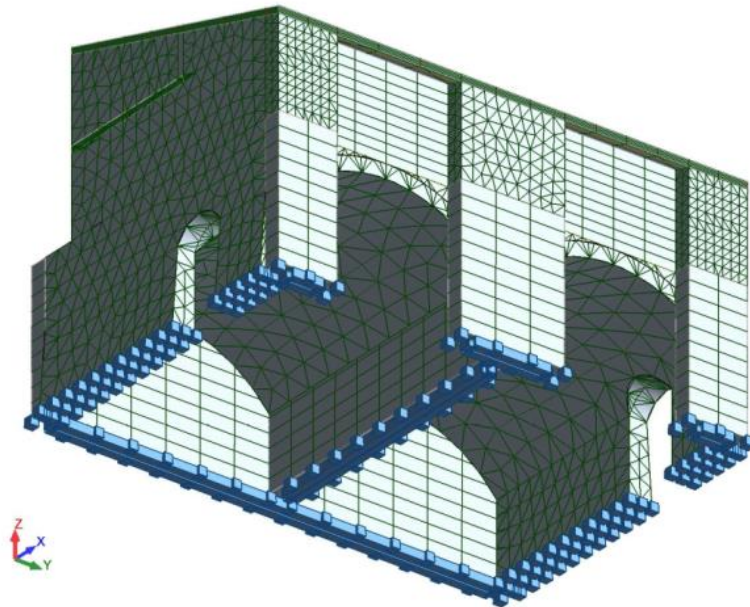


Figure 6.6 : Génération du maillage du modèle du bâtiment B

Combinaison d'actions: La stabilité de la structure doit être vérifiée non seulement aux cas de chargements unitaires mais aussi aux combinaisons de ces chargements. Conformément à l'ECO (la norme européenne EN 1990 agissant sur la base de calcul de la structure), il convient de vérifier les combinaisons des chargements exposées ci-dessous. Premièrement, la combinaison fondamentale indiquée à l'expression (6-2) doit être vérifiée pour les chargements statiques. Deuxièmement, considérant la situation sismique, la participation des actions sismiques doit être vérifiée par les combinaisons indiquées aux expressions (6-3), (6-4), (6-5) et (6-6).

$$\text{Comb-1} = 1,35G + 1,5Q \quad (6-2)$$

$$\text{Comb-2} = G + E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \quad (6-3)$$

$$\text{Comb-3} = G + 0,3E_{Edx} + E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \quad (6-4)$$

$$\text{Comb-4} = G + 0,75Q + E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \quad (6-5)$$

$$\text{Comb-5} = G + 0,75Q + 0,3E_{Edx} + E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \quad (6-6)$$

où :

- G et Q sont les charges permanentes et les charges d'exploitation
- E_{Edx} , E_{Edy} et E_{Edz} sont respectivement les effets de l'action dus à l'application des actions sismiques effectuant suivant les axes x, y et z
- "+" signifie la combinaison des charges.

6.3.2. Analyse de la structure

Comportement du bâtiment sous son poids propre

On analyse d'abord le comportement du bâtiment, surtout celui des voûtes, sous son poids propre. Le champ des déplacements verticaux des éléments en béton de poudingue du RDC est présenté dans la Figure 6.7. Notons que dans cette figure, les voûtes sont présentées séparément des murs, ce qui permet d'observer plus clairement la réponse de tous ces éléments. Le déplacement vertical maximal des voûtes est de l'ordre de 0,11 mm, qui a été trouvé dans la zone de leur sommet (Figure 6.7 à droite). Cette valeur correspond à l'abaissement du sommet des voûtes lors du décintrement. Alors, on constate que lors du décintrement, le déplacement vertical des voûtes de ce bâtiment en béton de poudingue est moins important que celui du pont de CHALDECOSTE, qui est de l'ordre de 1mm (section 4.3.3). On précise également que les voûtes de ces deux constructions ont la même portée de 6 m.

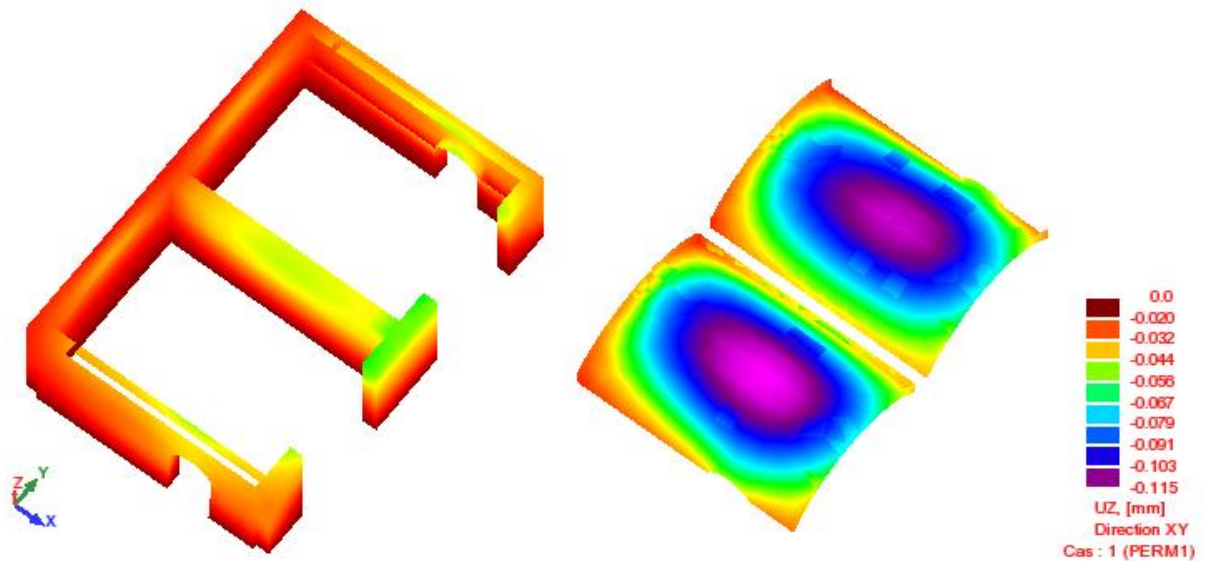


Figure 6.7: Champ des déplacements des éléments en béton de poudingue au RDC sous son poids propre. À gauche : les murs d'appui et les murs de façade et à droite : les voûtes

Caractéristiques dynamiques du bâtiment

On analyse ensuite les caractéristiques dynamiques du bâtiment. Le résumé des résultats obtenus par l'analyse modale du modèle est présenté dans le Tableau 6.7. Il comporte les périodes, les fréquences, les masses modales et les masses modales cumulées correspondant aux modes de vibration. À partir de ce tableau, les premières fréquences propres de la structures sont : $f_1 = 28,08$ Hz ($T_1 = 0,04$ s) et $f_2 = 36,13$ Hz ($T_2 = 0,03$ s).

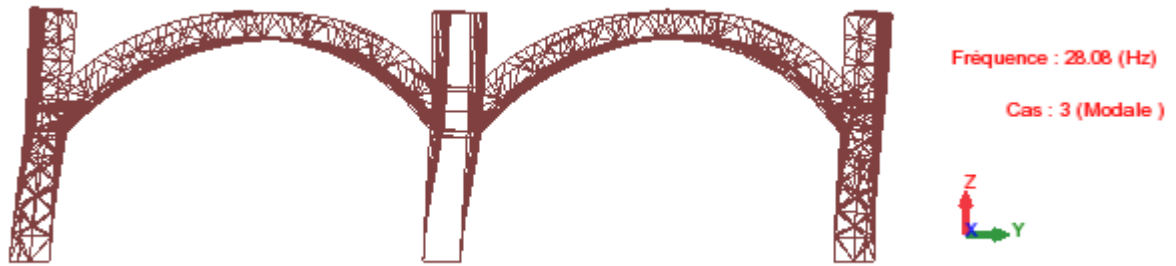
À la première fréquence propre ($f_1 = 28,08$ Hz), la masse modale dans la direction y ($M_y = 76,1\%$) est dominante par rapport aux masses modales dans les autres directions ($M_x = 0\%$ et $M_z = 0\%$). Alors, la première fréquence propre correspond au premier mode de la vibration dans la direction y. Également, la deuxième fréquence propre correspond au premier mode de la vibration dans la direction x ($M_x = 76,46\%$; $M_y = 0\%$ et $M_z = 0,2\%$). Les déformées modales correspondant à ces deux premières fréquences propres sont présentées dans la Figure 6.8.

Chapitre 6 : Stabilité d'un bâtiment en béton de poudingue : Principe de justification

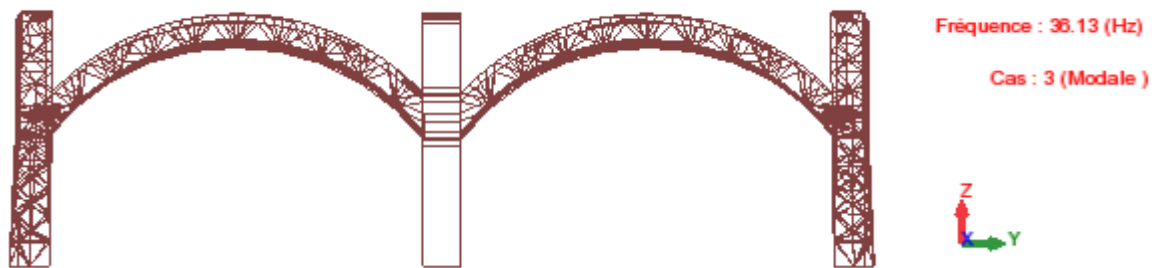
Afin de s'assurer que les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale soient prises en compte, l'analyse modale de la structure doit tenir compte de tous les modes jusqu'au douzième (Tableau 6.7). Cela permet de prendre en compte tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5%. Cependant, notons ici qu'au douzième mode, la somme des masses modales effectives n'atteint pas 90% de la masse totale de la structure (les masses résiduelles dans les trois directions x, y, z sont respectivement 12,6%, 16,8% et 42,6%). On obtient également la masse modale totale de 432.10^3 kg. De plus, en utilisant la méthode d'analyse par forces latérales proposée par l'EC8 (section 5.2.4.1), on obtient la valeur de la masse modale totale de 414.10^3 kg. On constate une concordance entre le modèle numérique et ce calcul, correspondant à un écart d'environ 4%.

Tableau 6.7 : Analyse modale du modèle

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales(%)			Masses modales cumulées(%)		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	0,04	28,08	0	76,1	0	0	76,1	0
2	0,03	36,13	76,5	0	0,2	76,5	76,1	0,2
3	0,02	46,93	0	6,9	0	76,5	83,0	0,2
4	0,02	54,44	0,03	0,07	1,48	76,5	83,1	1,7
5	0,02	55,28	0,8	0,01	20,6	77,3	83,1	22,3
6	0,02	60,48	8,9	0	14,7	86,2	83,1	37,0
7	0,02	63,37	1,26	0	2,8	87,5	83,1	39,8
8	0,02	66,13	0	0,1	0,07	87,5	83,3	39,8
9	0,01	67,33	0,1	0,2	5,6	87,6	83,4	45,4
10	0,01	67,51	0,2	0,1	6,3	87,7	83,6	51,7
11	0,01	70,76	0	0,6	0	87,7	84,2	51,7
12	0,01	72,68	0,77	0	5,7	88,5	84,2	57,4
Résiduel						12,6	16,8	42,6
Masse modale totale :					432.10³ kg			



a) Déformées modales correspondant à la première fréquence, $f_1 = 28,08$ Hz



b) Déformées modales correspondant à la deuxième fréquence, $f_2 = 36,13$ Hz

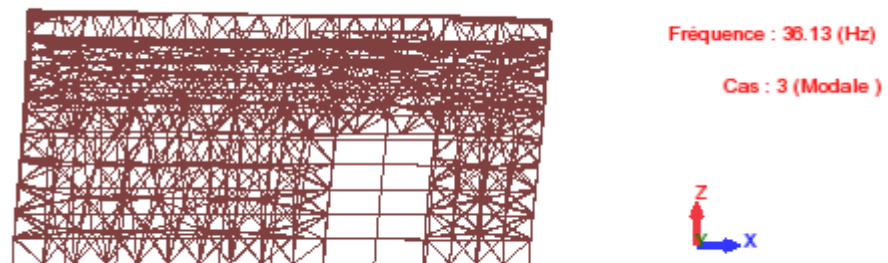


Figure 6.8 : Déformées modales correspondant aux trois premières fréquences propres obtenues par le modèle

6.3.3. Justification de la stabilité du bâtiment par le calcul aux contraintes admissibles

Principe de justification

La méthode de justification de la stabilité d'une structure par le calcul aux contraintes admissibles consiste à vérifier que les contraintes maximales dans la structure sont inférieures aux contraintes admissibles des matériaux. En ce qui concerne les contraintes maximales dans la structure, le champ des contraintes doit être déterminé. Dans cette étude, le champ des contraintes est déterminé par le modèle numérique utilisant la MEF où le comportement du béton de poudingue est supposé suivre l'élasticité linéaire isotrope. Par conséquent, il faut limiter la réponse des éléments en béton de poudingue dans le domaine élastique. Les résistances à la compression et à la traction ont été obtenues par des essais en laboratoire. Dans ce cas du béton de poudingue, les limites élastiques en compression et en traction sont supposées se trouver à 60% des résistances. Ce seuil élastique est pris suivant ce qui est systématiquement utilisé dans le cas du béton conventionnel. On obtient:

$$\sigma_c^e = 0,6f_c \quad (6-7)$$

$$\sigma_t^e = 0,6f_t \quad (6-8)$$

où

- σ_c^e et σ_t^e sont les limites élastiques en compression et en traction du béton de poudingue
- f_c et f_t sont les résistances à la compression et à la traction du béton de poudingue

Le critère de limite élastique est supposé donné par des conditions ci-dessous :

$$\begin{cases} \sigma_c^{\max} \leq \sigma_c^e \\ \sigma_t^{\max} \leq \sigma_t^e \end{cases} \quad (6-9)$$

où σ_c^{\max} et σ_t^{\max} sont les contraintes en compression et en traction maximales dans la structure.

Alors, la justification de la stabilité de la structure consiste à vérifier les conditions données par l'expression (6-9).

Justification de la stabilité de la structure

L'étude des champs des contraintes principales dans la structure correspondant à chaque cas de chargement a dû être effectuée (les résultats sont présentés dans l'annexe D de cette thèse). La justification de la stabilité de la structure est présentée dans cette section de manière brève afin de proposer une procédure simplifiée pour le cas d'une maison en béton de poudingue. Alors, les contraintes en compression et en traction maximales sont données dans le Tableau 6.8. Parmi tous les cas de chargement, la contrainte en compression maximale est de 0,51 MPa, celle qui est trouvée dans le cas de la combinaison fondamentale des charges (Comb-1). Ainsi, la contrainte en traction maximale est de 0,34 MPa, celle qui est trouvée dans le cas de la Comb-5. En résumé, on obtient :

$$\begin{cases} \sigma_c^{\max} = 0,51MPa \\ \sigma_t^{\max} = 0,37MPa \end{cases} \quad (6-10)$$

En appliquant les expressions (6-7) et (6-8), on obtient également :

$$\begin{cases} \sigma_c^e = 7,2MPa \\ \sigma_t^e = 0,8MPa \end{cases} \quad (6-11)$$

La contrainte en compression maximale est inférieure à la contrainte en compression admissible, correspondant à un coefficient de sécurité de 13. Également, la contrainte en traction maximale est inférieure à la contrainte en traction admissible, avec un coefficient de sécurité d'environ 2. Alors, les conditions données par l'expression (6-9) sont justifiées. Par conséquent, la stabilité de la structure est justifiée.

Tableau 6.8 : Contraintes en compression et en traction maximales dans les éléments en béton de poudingue correspondant à chaque cas de chargement

Cas de chargement	Contrainte en compression maximale, σ_c^{\max} (MPa)	Contrainte en traction maximale, σ_t^{\max} (MPa)
<i>Charges permanentes (G)</i>	0,36	0,12
<i>Comb-1 = 1,35G+1,5Q</i>	0,51	0,17
<i>Comb-2 = G+Sx+0,3Sy+0,3Sz</i>	0,28	0,30
<i>Comb-3 = G+0,3Sx+Sy+0,3Sz</i>	0,33	0,35
<i>Comb-4 = G+0,75Q+Sx+0,3Sy+0,3Sz</i>	0,30	0,32
<i>Comb-5 = G+0,75Q+0,3Sx+Sy+0,3Sz</i>	0,34	0,37
Max des max	0,51	0,37

Quatrième partie
Conclusions générales

Chapitre 7

Conclusions générales et perspective

L'objectif général de cette thèse est de faciliter l'utilisation des matériaux locaux afin de faire des constructions durables. Les études à l'échelle du matériau et à l'échelle de la structure ont été effectuées sur ce type de construction. À l'échelle du matériau, le comportement mécanique des matériaux locaux a été étudié en déterminant leurs caractéristiques mécaniques par des essais en laboratoire. Une procédure d'optimisation de la composition des matériaux en fonction de leur résistance mécanique a également été proposée. À l'échelle de la structure, le comportement mécanique des constructions en matériaux locaux a été étudié par des études de cas comportant : un bâtiment ancien et un pont neuf en limousinerie (maçonnerie en pierre avec du mortier de chaux faiblement dosé) ainsi qu'une maison neuve en béton de poudingue. Une procédure d'optimisation de la forme de voûte et le principe de justification de la stabilité des constructions en matériaux locaux ont également été discutés dans le cas de la maison en béton de poudingue.

7.1. Contexte de l'étude

La première partie de cette thèse consiste à présenter le contexte de l'étude. D'abord, les définitions des matériaux locaux et des constructions durables ont été abordées. Ensuite, leurs intérêts de faible consommation d'énergie grise et de réduction de déchet de construction ont été montrés. Enfin, une étude bibliographique sur les caractéristiques mécaniques des matériaux locaux a été effectuée.

7.2. Optimisations mécaniques des matériaux locaux

Une procédure d'optimisation de la composition des matériaux provenant du sol en fonction de leur résistance mécanique a été abordée. Les sols sont divisés en deux grands types : les sols comportant de l'argile qui sont appelés également les terres et les sols comportant peu/pas d'argile. Trois terres de Levens, de St Martin de Vésubie et d'Auribeau contenant 12%, 9% et 5% d'argile respectivement, ont été étudiées en tant que premier type de sol (les terres). Deux techniques d'utilisation des matériaux terre qui sont les matériaux terre compactée et terre coulée, ont été étudiées sur ce type de sol. Le sol du site de Nice-Galet qui est un poudingue comportant moins de 0,5% d'argile, a également été étudié en tant que deuxième type de sol. La technique « béton de poudingue » a été étudié sur ce sol.

Dans le cas des matériaux terre compactée, on retrouve que plus la densité sèche augmente, plus la résistance à la compression augmente, ce qui est un résultat classique de ce type du matériau. Les résistances à la compression des terres de Levens et de St Martin de Vésubie compactée ont été de 1,8 MPa et 2,2 MPa correspondant aux teneurs en eau optimales de fabrication de 12% et 10% respectivement. Des tests sur la sensibilité des matériaux terre compactée à l'action de l'eau ont montré qu'il est nécessaire de les stabiliser afin d'augmenter leur résistance à l'action de l'eau. Dans le cas des matériaux terre compactée stabilisée au ciment, on constate que la résistance à la compression est proportionnelle au taux de ciment ajouté. On constate également que plus le taux de ciment ajouté est important, plus le rapport entre les résistances à l'état saturé et à l'état sec du matériau augmente. De plus, ce rapport augmente aussi avec une augmentation du taux ciment/argile. Cela peut être expliqué par le recouvrement des argiles par des particules de ciment. Quand la quantité de ciment ajouté est suffisante (le taux ciment/argile est important); toutes les argiles dans le matériau peuvent être recouvertes par les particules du ciment. Alors elles sont

Conclusions générales

protégées contre l'action de l'eau. Par conséquent, le matériau est moins sensible à l'action de l'eau. Les résultats ont montré que le taux ciment/argile doit être supérieur à 0,5 pour obtenir un rapport entre les résistances à l'état saturé et à l'état sec supérieur à 0,4. Il est probable que la résistance à la compression à l'état saturé approche celle à l'état sec quand le taux ciment/argile est d'environ 1,5.

La résistance à la traction du matériau terre compactée a également été mesurée par des essais de fendage. Elle est de l'ordre d'un dixième de la résistance à la compression, ce qui se trouve dans la gamme des résultats classiques du matériau.

Dans le cas des matériaux terre coulée, on constate une variation de la résistance à la compression du matériau en fonction du taux de ciment ajouté et du taux d'argile de la terre. On trouve que plus le taux de ciment est important, plus la résistance à la compression du matériau augmente. Au contraire, plus le taux d'argile de la terre est importante, plus la résistance à la compression du matériau diminue. En comparant avec le matériau terre compactée stabilisée, on trouve que pour chaque taux de ciment ajouté, le matériau terre coulée donne une résistance bien moins importante que celle du matériau terre compactée, surtout dans le cas où la terre comporte une quantité importante d'argile, par exemple le cas de la terre Levens coulée à 12% de ciment où la résistance à la compression est inférieure à 1 MPa alors que celle de la terre Levens compactée stabilisée au 12% de ciment est d'environ 5 MPa. D'un point de vue de la résistance à la compression du matériau, pour les terres comportant une quantité importante d'argile, il est plus convenable d'utiliser la technique terre compactée stabilisée que la technique terre coulée.

Dans le cas du béton de poudingue, plusieurs taux de ciment différents ont été ajoutés au poudingue afin d'étudier l'influence de la quantité de ciment sur les caractéristiques mécaniques du matériau. Alors, un taux de ciment de 10% par rapport au poids de poudingue a été choisi en tant que matériau utilisé pour construire des maisons individuelles de 2 à 3 niveaux du projet « Domaine des Galets ». Notons que le choix du taux de ciment a été effectué grâce à deux critères où le premier est la demande de la résistance à la compression du matériau qui est supposée devoir être supérieure à 8 MPa et le deuxième est le critère de la minimisation de la quantité de ciment ajouté. Dans ce cas, on constate qu'il existe une teneur en eau optimale de fabrication correspondant à une quantité d'eau égale à la quantité de ciment dans le matériau (eau/ciment=1) La résistance mesurée sur les éprouvettes de forme standardisée de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, est de 8,2 MPa. Afin d'étudier l'influence des gros galets qui sont présents dans le poudingue du site et qui atteignent jusqu'à 8 cm de diamètre, de grosses éprouvettes de 30 cm de diamètre et de 55 cm de hauteur ont été fabriquées et testées. On trouve que la résistance à la compression mesurée sur ces grosses éprouvettes est plus importante que celle mesurée sur les éprouvettes de forme standardisée, avec un facteur d'environ 1,5. Alors, les gros galets jouent un rôle important dans le béton de poudingue, ce qui en fait augmenter sa résistance à la compression. Par conséquent, la mesure des caractéristiques mécaniques du matériau doit être effectuée en tenant compte de la contribution des gros galets. Ainsi, le module d'Young mesuré sur les grosses éprouvettes est de 15600 MPa.

La résistance à la traction du béton de poudingue a été également mesurée par des essais de fendage. On a montré qu'il est possible d'estimer la résistance à la traction du béton de poudingue suivant sa résistance à la compression en appliquant la formule empirique : $f_t = 0,6 + 0,06 \cdot f_c$ où f_t et f_c sont les résistances à la traction et à la compression, ce qui est systématiquement utilisée dans le cas du béton conventionnel. De plus, la résistance à la compression du béton de poudingue à l'âge de 7 jours a été trouvée de l'ordre de 0,4 à 0,5 de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

En ce qui concerne l'optimisation de la composition du matériau, l'ajout du sable au poudingue pour modifier son fuseau a été effectué. Cependant, on trouve que l'ajout de 10% de sable n'a pas fait augmenter la résistance à la compression du béton de poudingue.

7.3. Comportement mécanique d'un pont en limousinerie

Les mesures in-situ du champ de déplacements du pont de CHALDECOSTE ont été effectuées lors du décentrement. Le déplacement maximal sous son poids propre a été trouvé de l'ordre de 1 mm et a eu lieu au voussoir de clé de voûte. Le champ de déplacements a montré un profil singulier avec une singularité pour les voussoirs très proches de la clé de voûte.

Une analyse numérique 2D du processus de décentrement du pont en utilisant la méthode des éléments discrets a été proposée afin de donner un meilleur aperçu des mécanismes qui ont eu lieu sur place. Les paramètres des lois mécaniques ont été identifiés par les tests expérimentaux comportant des essais de compression sur des schistes et des éléments de maçonnerie (triplets). Un premier modèle a montré que si la zone de contact entre les blocs présente toute la surface latérale des voussoirs, le profil singulier de déplacements observé sur site ne peut pas être trouvé.

La réduction de l'étendue de la zone de contact entre les voussoirs a permis de trouver le champ de déplacement singulier observé sur place. Cette particularité ne peut pas être trouvée en utilisant une méthode d'éléments finis et ce même si la gamme des déplacements concernés est très faible, il est utile d'avoir un meilleur aperçu du transfert de contraintes dans l'arche. La réduction doit être réglée à une valeur proche de 20%, ce qui est important. Elle implique que des contraintes locales plus importantes que prévues peuvent exister dans les voussoirs. Cette réduction doit affecter non seulement la zone de contact entre la clé de voûte et les voussoirs adjacents, mais au moins deux voussoirs adjacents de chaque côté de la clé de voûte. En outre, la zone de contact peut ne pas être strictement située dans la partie inférieure du voussoir mais dans une zone légèrement au-dessus.

La prédiction précise du champ de déplacement a été au-delà du cadre de cette étude. Mais d'autres mesures in-situ impliquant des charges typiques du cycle de vie de ce type de pont permettront de préciser cette étude qui doit être considérée comme un premier essai pour comprendre le comportement du pont de CHALDECOSTE.

7.4. Auscultation dynamique d'un bâtiment en limousinerie

Des caractéristiques dynamiques de la villa SOLIGNY ont été déterminées par des mesures bruit de fond in-situ. L'identification modale du bâtiment a été effectuée par la méthode de la Décomposition dans le Domaine des Fréquences (FDD). Les valeurs des fréquences propres correspondant aux trois premiers modes sont $f_1 = 6,0$ Hz, $f_2 = 6,51$ Hz et $f_3 = 7,72$ Hz. La déformée modale à la première fréquence correspond au premier mode propre dans la direction faisant un angle de 15° avec l'axe x du bâtiment, et la déformée modale à la deuxième fréquence correspond au premier mode propre dans la direction faisant un angle 20° avec l'axe y.

Ce bâtiment a également été modélisé par la méthode des éléments finis. Les caractéristiques mécaniques des matériaux du modèle numérique ont été calées sur les résultats obtenus par les mesures in-situ. Les modules d'Young de 2,2 GPa et de 12 GPa ont été trouvés pour la limousinerie et pour le bois respectivement, ce qui se trouve bien dans l'ordre de grandeur attendu pour les modules de ces types de matériau. On a constaté une bonne concordance entre le modèle et les mesures pour les trois premiers modes, alors les hypothèses de fonctionnement (connections entre les éléments, condition aux limites, etc.) utilisées pour le modèle sont correctes. De plus, une simulation de l'action sismique conformément à l'EC8 a été effectuée afin d'étudier le comportement du bâtiment ainsi que sa vulnérabilité au séisme. Le champ de déplacements du bâtiment dus aux séismes a été montré. Dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction x, un déplacement horizontal U_x maximal de 4,5 mm a été trouvé au sommet du bâtiment. Également, dans le cas des séismes ayant lieu suivant la direction y, le déplacement horizontal maximal est de 2,8 mm. De plus, un critère limite pour la déformation transversale a été adopté afin d'estimer la

vulnérabilité sismique du bâtiment. Correspondant à ce critère limite, les valeurs limites des rapports u_i/H_i (le déplacement horizontal relatif sur la hauteur d'un étage) et u/H (le déplacement horizontal sur la hauteur du bâtiment) sont prises de 1/300 et 1/500 respectivement. La comparaison entre le champ de déplacements du bâtiment et les valeurs limites montre que les conditions aux états limites de service sont assurées pour le cas de la villa SOLIGNY, avec des coefficients supérieurs à 7.

7.5. Stabilité d'une maison en béton de poudingue

Une procédure d'optimisation de la forme de voûte a été effectuée de manière à éviter des contraintes en traction vis-à-vis des chargements statiques. Plusieurs voûtes de différentes formes ont été étudiées. Par conséquent, la voûte correspondant à des coefficients de sécurité maximaux a été adoptée en tant que voûte de forme optimale, et est utilisée pour le cas de la maison B.

Le principe de justification de la stabilité par le calcul aux contraintes admissibles a été également proposé pour le cas des structures en béton de poudingue. Il consiste à justifier que les contraintes maximales dans la structure ne dépassent pas les contraintes admissibles du matériau. Premièrement, les contraintes admissibles du matériau ont été prises comme les limites élastiques en compression et en traction. Ces limites élastiques ont été supposées à 60% des résistances mécaniques, ce qui est habituellement utilisé dans le cas du béton conventionnel. Deuxièmement, les contraintes maximales dans les éléments en béton de poudingue ont été déterminées par un modèle numérique utilisant la méthode des éléments finis. Les cas de chargement statique contenant les charges permanentes, les charges d'exploitation ont été définis conformément à l'EC0. Une simulation des actions sismiques a également été effectuée conformément à l'EC8. De plus, les combinaisons des charges ont été prises en compte. Parmi tous les cas de chargements, les contraintes en compression et en traction maximales ont été trouvées de 0,48 MPa et 0,34 MPa respectivement. On a constaté que ces contraintes maximales sont inférieures aux contraintes admissibles du béton de poudingue, avec des coefficients de sécurité supérieurs à 2.

Parallèlement aux justifications de stabilité de la structure, le comportement mécanique de la structure a également été étudié grâce au modèle numérique. On a constaté un déplacement vertical maximal des voûtes de 0,11 mm dans le cas des charges permanentes (poids propre), ce qui correspond à l'abaissement du sommet des voûtes lors du décintrement. De plus, une analyse modale de la structure a été effectuée. Alors, les caractéristiques dynamiques comme des fréquences propres, des déformées modales, des masses modales de la structure ont été identifiées. La fréquence fondamentale a été trouvée de l'ordre de 28 Hz.

7.6. Perspectives

En ce qui concerne les optimisations mécaniques des matériaux provenant du sol, on vise à établir un répertoire « terrains – matériaux », qui permettra de faciliter le choix du matériau à utiliser pour chaque site de construction. Par conséquent, les techniques d'utilisation des matériaux provenant du sol doivent être étudiées sur plusieurs sols de différentes caractéristiques.

En ce qui concerne le comportement du pont de CHALDECOSTE, nous prévoyons d'effectuer les mesures in-situ du champ de son déplacement sous le chargement d'un camion. Cela permet de prédire le comportement du pont pendant son cycle de vie. De plus, un modèle 3D utilisant la méthode des éléments discrets est en cours de développement qui sera comparé avec le modèle 2D fait dans cette thèse.

Pour le cas du bâtiment en béton de poudingue, ses caractéristiques dynamiques seront déterminées par des mesures de « bruit de fond » in-situ. Cela permet d'abord de mieux comprendre le comportement de ce type de construction. Ensuite, le modèle numérique ainsi que les résultats obtenus par les calculs théoriques dans cette thèse pourront être validés en comparant avec les résultats expérimentaux.

Bibliographie

- Academie des Science. (2010). *Le rapport climatique 2010*.
- ADEME. (2013). *Chiffres-Clés des déchets édition 2012*.
- Allinson, D., & Hall, M. (2010). Hygrothermal analysis of a stabilised earth test building in the UK. *Energy an Building. Vol 42*, 845-852.
- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (1993). *Engineering Application of Correlation and Spectral Analysis*. Jhon Wilcy & Sons.
- Binda, L. (2004). In-Situ Stress-Strain behavior tests on the flat jack. *Materials and Structures. Vol 37*, 497-501.
- Binda, L., & Tiraboschi, C. (1999). Flat-jack test as a slightly destructive technique for the diagnosis of brick and stone masonry structures. *Int J: Restoration Buildings Monuments*, (pp. 449-521). Zürich.
- Bui, Q. B., Hans, S., Morel, J. C., & Do, A. P. (2011). First exploratory on dynamic characteristics of rammed earth buildings. *Engineering Structures. Vol 33*, 3690-3695.
- Bui, Q. B., Morel, J. C., Hans, S., & Meunier, N. (2009, a). Compression behaviour of non-industrial materials in civil engineering by three scale experiments:the case of rammed earth. *Materials and Structures. Vol 42*, 1101–1116.
- Bui, Q. B., Morel, J. C., Venkatarama Reddy, B. V., & Ghayad, W. (2009b). Durability of rammed earth walls exposed for 20 years to natural weathering. *Building and Environment. Vol 44*, 912–919.
- Bullen, F., & Boyce, B. (1991). Strenth durability rammed earth walls for domestic commecrial construction. *Proceeding of the ninth ASIAN regional conference on soil machanics and foudation engineering*. Bangkok, Thailand.
- Cavicchi, A., & Gambarotta, L. (2006). Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges. *Computers and Structures. Vol 84*, 2316-2328.
- Cointeraux, F. (1790). *Les cahiers de l'Ecole d'Architecture Rurale*.
- Colas, A. S., Morel, J. C., & Garnier, D. (2010). Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability. *Engineering Structures. Vol*, 1215–1222.
- De Buhan, P., & De Felice, G. (1997). A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids. Vol 45 (7)*, 1085-1104.
- Delbecq, J. (1983). *Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture*. Paris: Thèse doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Domedede, N., Sellier, A., & Stablon, T. (2013). Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling. *Engineering Structures. Vol 56*, 837-849.
- Duffaut, P. (2002). *Manuel de mécanique des roches. Vol 2*. Science de la terre et de l'environnement. Les Presses-Mines, Paris.

- EC6. (1996). *Calcul des ouvrages en maçonnerie*.
- EC8. (1998). *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*.
- Enerdata. (2013). *Annuaire Statistique Mondial de l'Energie*.
- ENTPE. (2007). *Guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement en pierre sèche*.
- Fanning, P. J., & Boothby, T. E. (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures*. Vol 79, 2645-2662.
- Guettala, A., Abibsi, A., & Houari, H. (2006). Durability study of stabilized earth concrete under laboratory and climatic condition exposure. *Constructions and building materials*. Vol 20, 119-127.
- Hall, M., & Allinson, D. (2009). Analysis of the hygrothermal functional properties of stabilised rammed earth materials. *Building and Environment*. Vol 44, 1935-1942.
- Hall, M., & Djerbib, Y. (2004). Rammed earth sample production: contexte, recommandations and consistency. *Construction Building Material*. Vol 18, 281-286.
- Hans, S., Boutin, C., Ibraim, C., & Roussillon, E. (2005). In situ experiments and seismic analysis of existing buildings Part I: Experimental investigations, Part II: Seismic integrity threshold. *Engineering and Structural Dynamiques*. Vol 34, 1515-1546.
- Hughes, T. G., & Pritchard, R. (1998). In situ measurement of dead and live load stresses in a masonry arch. *Engineering Structures*. Vol 20, 5-13.
- ICG. (2011). *UDEC (Universal Distinct Element Code), version 5.0, Minneapolis, MN: ICG*. Itasca Consulting Group.
- Konert, M., & Vandenberghe, J. (1997). Comparison of laser grain size analysis with pipette and sieve analysis: A solution for the underestimation of the clay fraction. *Sedimentology*. Vol 44, 523-535.
- Loizeau, J. L., Arbouille, D., Santiago, S., & Vernet, J. P. (1997). Evaluation of the wide-range laser diffraction gran-size analyser for use with sediments. *Sedimentology*. Vol 41, 353-361.
- Maniaditis, V., & Walker, P. (2008). Structural capacity of rammed earth in compression. *Materials Civil Engineering*. Vol 20, 230-238.
- MEDDE. (2013). *Bilan énergétique de la France pour 2012*.
- Mindlin, R. D. (1949). Compliance of Elastic Bodies in Contact. *Journal of Applied Mechanics*. Vol 16, 259-268.
- Montgomery, D. E. (2002). *Dynamically-compacted cement stabilized soil blocks for low cost walling*. PhD Thesis, University of Warwick, School of Engineering.
- Morel, J. C., Mesbah, A., Oggero, M., & Walker, P. (2001). Building houses with local materials: means to drastically reduce the environmental impact of construction. *Building and Environment* vol 36, 1119-1126.
- Morel, J. C., Pkła, A., & Walker, P. (2007). Compressive strength testing of compressed earth blocks. *Construction and Building Materials* 21, 303-309.

- Orban, Z., & Gutermann, M. (2009). Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods. *Engineering Structures*. Vol 31 , 2287-2298.
- Paul, W. L., & Taylor, P. A. (2008). A comparison of occupant comfort and satisfaction between a green building and a conventional building. *Building and Environment* 43, 1858-1870.
- Sevim, B., Bayrakta, A., Atamturktur, S., & Brinci, F. (2011). Finite element model calibration effects on the earthquake response of masonry arch bridges. *Finite element in Analysis and Design*, Vol 47, 621-634.
- Taylor, P., & Luther, M. B. (2004). Evaluating rammed earth walls: a case study. *Solar Energy*. Vol 76, 79-84.
- Taylor, P., Fuller, R. J., & Luther, M. B. (2008). Energy use and thermal comfort in a rammed earth office building. *Energy and Building*. Vol 40, 793-800.
- TIRAN, A. (2014). *Modélisation 3D du comportement du pont de Chaldecoste*. Lyon: Master 2 de recherches, ECL.
- Toker, S., & Unay, A. I. (2004). Mathematical modeling and finite element analysis of masonry arch bridges. *Journal of Science*. Vol 17(2), 129-139.
- Toth, A. R., Orban, Z., & Bagi, K. (2009). Discrete element analysis of a stone masonry arch. *Mechanics Research Communications*. Vol 36, 469- 480.
- Tran, V. H., Vincens, E., Le, H. H., & Morel, J. C. (2013). Comportement mécanique d'un pont en pierre faiblement maçonnée lors du décaissement: Approches expérimentale et numérique par méthode des éléments distincts. *CIGOS : Constructions et développement durable*. Lyon, France.
- Tran, V. H., Vincens, E., Morel, J. C., Dedecker, F., & Le, H. H. (2014). 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge. *Engineering Structures*. Vol 75, 448-456.
- Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. (2009). Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials* vol 23, 3337–3345.
- Venkatarama Reddy, B. V., & Kumar, P. P. (2011). Cement stabilised rammed earth. Part A: compaction characteristics and physical properties of compacted cement stabilised soils. *Materials and Structures*. Vol 44, 681-693.
- Venkatarama Reddy, B. V., & Kumar, P. P. (2011). Cement stabilised rammed earth. Part B: compressive strength and stress-strain characteristics. *Materials and Structures*. Vol 44, 695-707.

Liste des figures

Figure 1.1 : Maison en Pisé moderne construite au cours des années 1980 en région Rhône-Alpes	16
Figure 1.2 : Maisons en béton de poudingue à Nice, construites en 2014, maître d’ouvrage Filiaterre.....	17
Figure 1.3: Des logements dans le projet de Magagnosc (Grasse), construits en 2004, SCI terroir.....	18
Figure 1.4 : Pont en limousinerie (maçonnerie de pierre avec mortier de chaux faiblement dosée) construit en 2012 à CHALDESCOSTE, maître d’ouvrage : mairie de St Andeol de Clerguemort ; maitres d’œuvres : entreprises de l’associations ABPS (Artisans Bâtisseurs en Pierre Sèche)	18
Figure 1.5 : Un mur de soutènement en pierre sèche (granit) construit en 2012 à Felletin ; maître d’ouvrage : mairie de Felletin ; maitres d’œuvres : entreprises de l’associations ABPS (Artisans Bâtisseurs en Pierre Sèche)	19
Figure 1.6 : Consommation mondiale d’énergie, d’après (Enerdata, 2013).....	20
Figure 1.7 : Prix moyens annuels des énergies importées en France. Source : SOES, d’après (MEDDE, 2013)	21
Figure 1.8 : Les émissions CO2, d’après (Enerdata, 2013)	21
Figure 1.9 : Evolution de la consommation finale énergétique par secteur. Source : SOeS d’après (MEDDE, 2013).....	22
Figure 1.10 : Dépense pour la gestion des déchets en France. Source :SOes d’après (ADEME, 2013)	24
Figure 1.11 : Part des différents secteurs dans la production des déchets en France en 2009 d’après (ADEME, 2013).....	25
Figure 2.1: Relation entre la résistance à la compression et la densité sèche, présentée dans l’étude de (Morel et al, 2007).....	27
Figure 2.2: Influence de la teneur en eau de la fabrication sur la densité sèche obtenue de l’échantillon d’après (Montgomery, 2002).....	28
Figure 2.3 : Relation entre la densité sèche et la teneur en eau de fabrication	28
Figure 2.4: Teneur en eau optimale de fabrication (à gauche) et densité sèche maximale (à droite) en fonction du taux de ciment d’après (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011), part A.....	29
Figure 2.5 : À gauche : Échantillon du matériau terre compactée à l’échelle macroscopique comportant plusieurs couches. À droite : l’échelle microscopique sur une couche du matériau et l’homogénéisation.	30
Figure 2.6 : Les résultats de la résistance à la compression et la densité sèche pour chaque type de terre utilisé pour les matériaux terre compactée, d’après (Hall & Djerbib, 2004).....	31
Figure 2.7 : Présentation des trois échelles utilisées par (Bui et al, 2009)	32
Figure 2.8 : La relation entre la résistance à la compression et la teneur en argile. À gauche, le cas de 5% de ciment et à droite, le cas du 8% de ciment. D’après (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011), part B	33
Figure 2.9 : La relation entre la résistance à la compression et la teneur en ciment d’après (Venkatarama Reddy & Kumar, 2011), part B.	33
Figure 2.10: Des murets exposés aux conditions naturelles dans l’étude de (Guettala et al, 2006).	34

Figure 2.11 : Vue générale des murets sur site, d'après (Bui et al, 2009).....	35
Figure 3.1 : Courbes granulométriques des sols étudiés.	43
Figure 3.2 : La machine de compactage dynamique et le moule CBR modifié	45
Figure 3.3 : Sacs contenant la terre à la teneur en eau souhaitée	46
Figure 3.4 : Courbe Proctor de la terre Levens	47
Figure 3.5 : Surfaçage des éprouvettes par une couche de ragréage	48
Figure 3.6 : Une éprouvette avant le surfaçage (à gauche) et une éprouvette après le surfaçage (à droite).	48
Figure 3.7: Dispositif sur une éprouvette. Les extensomètres mesurent la déformation longitudinale de l'éprouvette	49
Figure 3.8 : Courbes contrainte-déformation de l'éprouvette 9	50
Figure 3.9 : Courbes contrainte-déformation de l'éprouvette 6	50
Figure 3.10 : Différents modules obtenus sur l'éprouvette 9	51
Figure 3.11 : Relation entre la résistance à la compression et la densité sèche du matériau terre compactée	52
Figure 3.12: Différents essais pour déterminer la résistance à la traction du matériau	53
Figure 3.13 : Essai de fendage pour le pisé Levens a) dispositif de l'essai b) mode de la rupture	54
Figure 3.14: Enveloppement de l'éprouvette de terre compactée stabilisée par une couche de film plastique	55
Figure 3.15 : Les éprouvettes de la terre de Levens compactée stabilisée après 24h d'immersion dans l'eau. À gauche, stabilisée à 4% de ciment ; au milieu : 6% et à droite : 8% de ciment.....	56
Figure 3.16 : Résistance à la compression des éprouvettes du pisé Levens aux états sec et saturé, teneur en eau de fabrication : 12%.....	57
Figure 3.17 : Rapport de la résistance à la compression du matériau terre compactée stabilisée à l'état sec et celle à l'état saturé.....	58
Figure 3.18 : Résistance à la compression des matériaux terre en fonction du taux d'argile.....	59
Figure 3.19 : Variation des résistances à la compression aux états sec et saturé et du rapport entre ces deux résistances en fonction du taux ciment/argile	60
Figure 3.20 : Matériels utilisés pour fabriquer des éprouvettes du matériau terre coulée une bétonnière à gauche et une aiguille vibrante à droite,.....	61
Figure 3.21 : Résistance à la compression du matériau terre coulée en fonction du taux de ciment	63
Figure 3.22 : Résistance à la compression des matériaux terre coulée en fonction du taux d'argile	63
Figure 3.23 : Comparaison des résistances à la compression des matériaux en terre coulée et des matériaux en terre compactée.....	64
Figure 3.24 : Courbe granulométrique du poudingue de site de Nice-Galet.....	65
Figure 3.25: Essai de compression uniaxiale utilisant la presse SCHENCK	66
Figure 3.26 : Résistance à la compression et densité sèche du béton de poudingue en fonction du rapport E/C	67
Figure 3.27: Relation entre la résistance et la densité sèche du béton de poudingue à 12% de ciment	68

Figure 3.28 : Variation de la résistance à la compression en fonction du taux de ciment.....	68
Figure 3.29 : Résistance à la compression du béton de poudingue au ciment avec et sans ajout du sable..	69
Figure 3.30 : Courbes contrainte-déformation des éprouvettes du béton de poudingue à 10% de ciment..	71
Figure 3.31: Dispositif de l'essai de fendage sur éprouvette cylindrique de béton de poudingue pour déterminer la résistance à la traction.	72
Figure 3.32 : Résistance à la traction du béton de poudingue	72
Figure 3.33 : Manipulation des grosses éprouvettes.....	74
Figure 3.34 : Dispositif de l'essai de compression uniaxiale sur les grosses éprouvettes	75
Figure 3.35 : Courbes contrainte-déformation d'une grosse éprouvette de béton de poudingue.	76
Figure 4.1 : Terminologie d'une voûte du pont en maçonnerie.....	81
Figure 4.2 : Terminologie du pont voûté en maçonnerie.....	82
Figure 4.3 : Appareillage de maçonnerie.....	82
Figure 4.4 : Typologie de la voûte suivant la forme de la ligne de l'intrados	83
Figure 4.5 : Equipements du Flat-Jack Testing, utilisés dans l'étude de (Hughes & Pritchard, 1998)	86
Figure 4.6 : Viaduc en maçonnerie à Paris, France, étudié par (Domede et al, 2013)	86
Figure 4.7 : Emplacements des points mesurés dans l'étude de (Domede et al, 2013)	87
Figure 4.8 : Emplacement du pont de CHALDECOSTE sur la carte (Lozère, France)	88
Figure 4.9 : Processus du décintrement du pont de CHALDECOSTE	89
Figure 4.10: Outils utilisés pour effectuer des mesures in-situ.....	91
Figure 4.11 : Position des réflecteurs de 1 à 10 sur les voussoirs de voûte avant le décintrement.....	91
Figure 4.12 : Schéma de calcul des coordonnées du point A quelconque dans le repère de travail.....	93
Figure 4.13 : Forme de la voûte reconstruite suivant les points mesurés	94
Figure 4.14: Focalisation sur le rein de voûte du Pont de CHALDECOSTE.....	94
Figure 4.15 : Profil des déplacements - facteur d'amplification de déplacement: 1000.....	95
Figure 4.16 : Profil des déplacements en négligeant les déplacements horizontaux.	96
Figure 4.17 : Carottage des éprouvettes des schistes.....	97
Figure 4.18: Essai de compression simple avec des extensomètres mesurant la déformation	98
Figure 4.19 : Cycles de charge-décharge pendant l'essai compression simple	98
Figure 4.20: Courbe contrainte-déformation de l'éprouvette V1 obtenue par des cycles de charge-décharge	99
Figure 4.21 : Allure de la déformation de l'éprouvette V1 obtenue par essai de compression jusqu'à la rupture du schiste	99
Figure 4.22 : Mode de la rupture du schiste de la voûte.....	100
Figure 4.23 : A gauche : Blocs de schiste après découpe ; A droite : Triplets de blocs de schistes assemblés	102
Figure 4.24 : Zoom des cycles de charge-décharge du triplet VS4	103

Figure 4.25 : Allure de la courbe contrainte-déformation du triplet VS4	103
Figure 4.26 : Mode de la rupture du triplet	104
Figure 4.27 : Schéma de calcul des forces de contact dans UDEC	105
Figure 4.28 : Schémas de calcul des forces de blocs dans UDEC.....	106
Figure 4.29: (a) Modèle de la moitié de pont, (b) maillage associé, (c) Zoom de la zone de la clé de voûte	109
Figure 4.30: Schéma de calcul de la rigidité du joint	110
Figure 4.31: Profils de déplacements verticaux obtenus par simulation et par mesures in-situ. Longueur de contact sur la surface total des voussoirs: 100%. Facteur d'amplification des déplacements: 1000	113
Figure 4.32: Champ de contraintes après le décintrement obtenus par modèle 1.	113
Figure 4.33 :Mise en place du voussoir de clé de la voûte.....	114
Figure 4.34 : Etendue de la zone de contact entre le voussoir de clé et son voussoir adjacents.	114
Figure 4.35: Profil de déplacements verticaux de voûte lors du décintrement obtenu du modèle 2, contact sur 20% longueur totale du voussoir de clé. Facteur d'amplification des déplacements : 1000.....	115
Figure 4.36: Déplacements verticaux des nœuds dans la zone du voussoir de clé obtenu du model 2.....	115
Figure 4.37: Champ de contraintes de la voûte lors du décintrement obtenu par le modèle 2.....	116
Figure 4.38: Descriptions des contacts partiels. (a): Model 3, étendue de la zone de contact de 20% pour les contacts associés au voussoir de clé et à son voussoir adjacent (2 contacts partiels de 20%); (b): Model 4: étendue de la zone de contact de 20% pour les contacts associés au voussoir de clé et à ses deux voussoirs adjacents (3 contacts partiels de 20%)	117
Figure 4.39: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décintrement obtenus par la simulation et par les mesures in-situ. Signification des modèles différents donnée dans le Tableau 4.5. Facteur d'amplification factor des déplacements: 1000.....	118
Figure 4.40: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décintrement obtenus par la simulation. Influence de la mesure de l'étendue de la zone de contact correspondant au cas où il y a une fissure de contact (modèle 2). Facteur d'amplification des déplacements: 1000.	118
Figure 4.41: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décintrement obtenus par la simulation. Influence de la mesure de l'étendue de la zone de contact correspondant au cas où il y a deux fissures de contact (modèle 2). Facteur d'amplification des déplacements: 1000.	119
Figure 4.42: Profils de déplacements verticaux de la voûte lors du décintrement obtenus par la simulation. Influence de la mesure de l'étendue de la zone de contact correspondant au cas où il y a trois fissures de contact (modèle 4). Facteur d'amplification des déplacements: 1000.	119
Figure 5.1 : Forme du spectre de réponse élastique	125
Figure 5.2 : Emplacement du bâtiment ausculté sur la carte sismique de la région PACA	131
Figure 5.3 : Vues d'ensemble du bâtiment ausculté- Villa de SOLIGNY	131
Figure 5.4 : Capteur vélocimétrique tridimensionnel utilisé	132
Figure 5.5: Plans de la Villa de SOLIGNY et positions des capteurs vélocimétriques.....	133
Figure 5.6 : Signaux dynamiques obtenus pour le bâtiment « Villa SOLIGNY » dans les trois directions Z- S, E-W, Z.	135

Figure 5.7 : Vitesse dans le domaine fréquentiel.....	138
Figure 5.8 : Valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance de réponse.....	141
Figure 5.9 : Déformées modales correspondant aux deux premières fréquences propres.....	141
Figure 5.10 : Modélisation géométrique de la villa SOLIGNY	143
Figure 5.11 : Maillage des éléments finis.....	143
Figure 5.12 : Variation des fréquences propres f_1 , f_2 et du taux f_2/f_1 en fonction du module d'Young du matériau 1 (E_1) dans le cas de $E_2 = 12$ GPa	145
Figure 5.13 : Variation des fréquences propres f_1 , f_2 et du taux f_2/f_1 en fonction du module d'Young du matériau 2 (E_2) dans le cas de $E_1 = 2,2$ GPa	146
Figure 5.14 : Variation du taux f_2/f_1 en fonction du rapport E_2/E_1 et.....	146
Figure 5.15 : Déformées modales de la structure correspondant aux 4 premiers modes.....	148
Figure 5.16 : Définition des déplacements horizontaux	150
Figure 5.17 : Champ des déplacements U_x dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction x ...	152
Figure 5.18 : Champ des déplacements U_y dans le cas des séismes s'effectuant suivant la direction y ...	152
Figure 6.1 : Vue d'ensemble des bâtiments en béton de poudingue du projet « Domaine des Galets » construites en 2014 à Nice.....	156
Figure 6.2 : Plans d'architecture du bâtiment B du projet « Domaine des Galets » (2 logements).....	157
Figure 6.3 : Coupe transversale des voûtes du bâtiment B.....	158
Figure 6.4 : Modélisation géométrique de la voûte	159
Figure 6.5 : Modélisation géométrique du bâtiment B.....	162
Figure 6.6 : Génération du maillage du modèle du bâtiment B.....	163
Figure 6.7: Champ des déplacements des éléments en béton de poudingue au RDC sous son poids propre	165
Figure 6.8 : Déformées modales correspondant aux trois premières fréquences propres obtenues par le modèle.....	167

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Résultats de (Morel et al, 2001) de la consommation d'énergie en construction des maisons en pierres, en pisé et en béton.	23
Tableau 1.2 : Étude de (Paul & Taylor, 2008) : consommation d'énergie d'un bâtiment conventionnel et d'un bâtiment vert (en MJ/m ²) pour la période Décembre 2000- Février 2001	24
Tableau 3.1 : Composition des grains des sols étudiés.....	44
Tableau 3.2 : Résultats de l'activité des argiles des sols étudiés.....	44
Tableau 3.3 : Caractéristiques des différents types de moules	46
Tableau 3.4 : Résistance à la compression du matériau terre de St Martin de Vésubie compactée stabilisée	58
Tableau 3.5 : Résistance à la compression à 7 jours du béton de poudingue au ciment	70
Tableau 3.6 : Comparaison entre la résistance à 7 jours et à 28 jours.....	70
Tableau 3.7: Comparaison entre les résistances à la traction obtenues par les formules empiriques et par l'essai de fendage.	73
Tableau 4.1: Caractéristiques des schistes.....	100
Tableau 4.2 : Caractéristiques du mortier sable et chaux	101
Tableau 4.3 : Caractéristiques des triplets.....	102
Tableau 4.4: Propriétés des blocs et des contacts bloc-bloc.....	112
Tableau 4.5 : Numérotation de modèles et leur description.....	117
Tableau 5.1 : Classes de sol, d'après l'EC8 (Tableau 3.1).....	123
Tableau 5.2 : Accélération maximale de référence au niveau du sol de classe A en fonction de la zone sismique	124
Tableau 5.3 : Coefficients d'importance pour les catégories d'importance de bâtiment, donnés par l'annexe nationale de la France pour l'application de l'EC8.....	125
Tableau 5.4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique, donnés par l'annexe nationale de la France pour l'application de l'EC8.....	126
Tableau 5.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux pour le modèle initial	144
Tableau 5.6: Résultats de l'analyse modale obtenus par le modèle initial	144
Tableau 5.7 : Résultat obtenu par l'analyse modale sur le modèle adopté pour dix premiers modes	147
Tableau 5.8 : Résumé des valeurs maximales des rapports u_i/H_i et u/H correspondant aux cas du séisme ainsi que ces valeurs limites.....	151
Tableau 6.1 : Composition et caractéristiques mécaniques du béton de poudingue utilisé.....	158
Tableau 6.2 : Transmission des charges permanentes sur 1m d'épaisseur de la voûte	160
Tableau 6.3 : Transmission des charges d'exploitation sur 1m d'épaisseur de la voûte	160
Tableau 6.4: Charges appliquées sur 1 m d'épaisseur de la voûte	161
Tableau 6.5 : Résultat du calcul de voûte.....	161

Tableau 6.6 : Résumé des caractéristiques des matériaux utilisées pour le modèle	162
Tableau 6.7 : Analyse modale du modèle.....	166
Tableau 6.8 : Contraintes en compression et en traction maximales dans les éléments en béton de poudingue correspondant à chaque cas de charegment	169

Annexes

A. Résultats des essais sur la terre de Levens compactée non-stabilisée

Tab A. 1 : Résumé des caractéristiques des éprouvettes de terre de Levens compactée non-stabilisée, énergie de compactage de 1,12 kJ/dm³

Eprouvettes	Teneur en eau de fabrication (%)	Densité sèche (kg/m ³)	Teneur en eau de test (%)	Résistance à la compression (MPa)
Ep1	8	1777	1	0,76
Ep2	8	1787	2	0,85
Ep3	9	1817	-	1,1
Ep4	9	1832	-	1,26
Ep5	10	1860	2	1,56
Ep6	10	1873	2	1,67
Ep7	11	1892	-	-
Ep8	11	1894	3	1,67
Ep9	12	1908	2	1,98
Ep10	12	1903	-	1,8
Ep11	12	1908	3	1,82
Ep12	12	1904	1	1,76
Ep13	13	1889	3	1,89
Ep14	13	1898	-	1,91
Ep15	13	1896	1	1,72
Ep16	14	1863	3	1,59
Ep17	14	1882	3	1,72
Ep18	15	1864	-	1,52
Ep19	16	1824	-	-

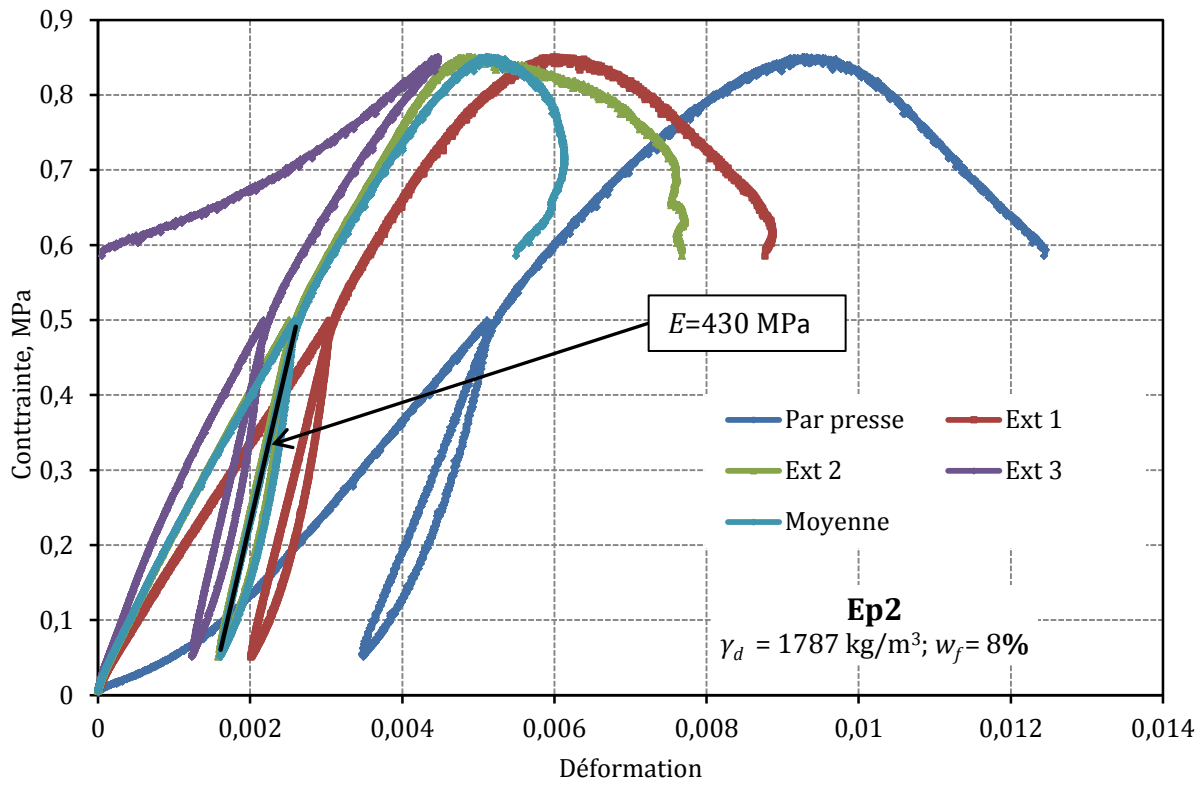


Fig A. 1 : Courbes contrainte – déformation de l'éprouvette l'Ep2, teneur en eau : 8%

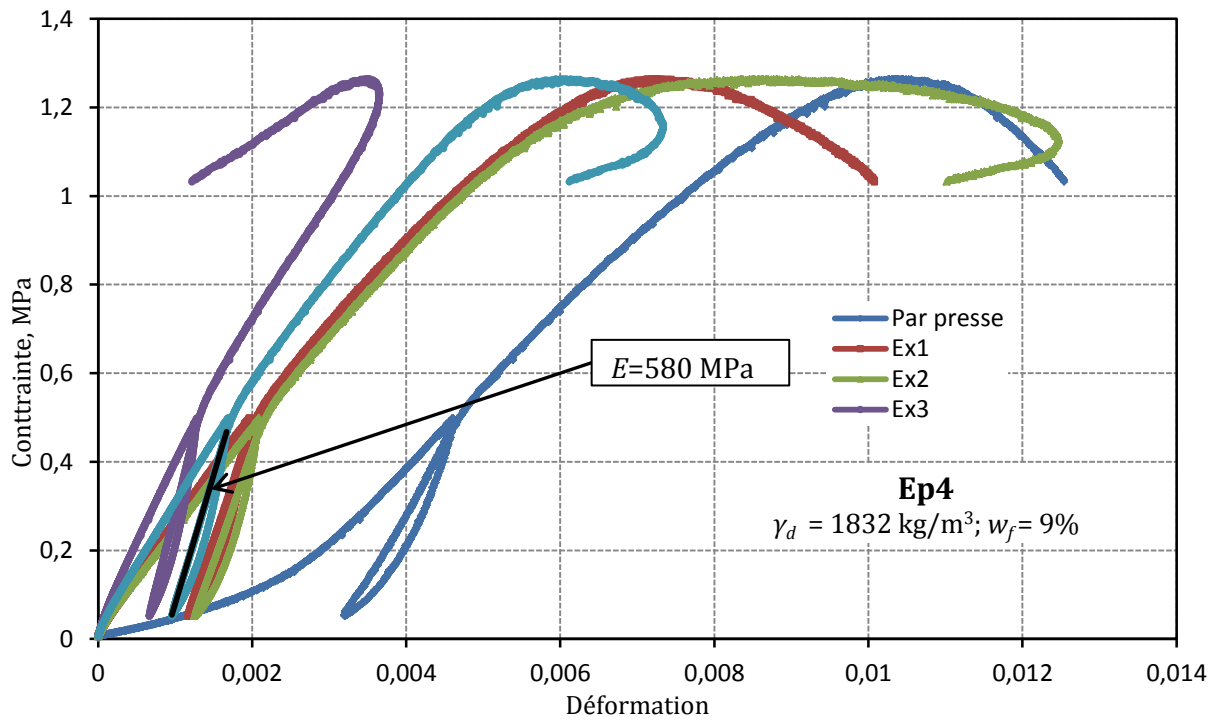


Fig A. 2 : Courbes contrainte – déformation de l'éprouvette l'Ep4, teneur en eau : 9%

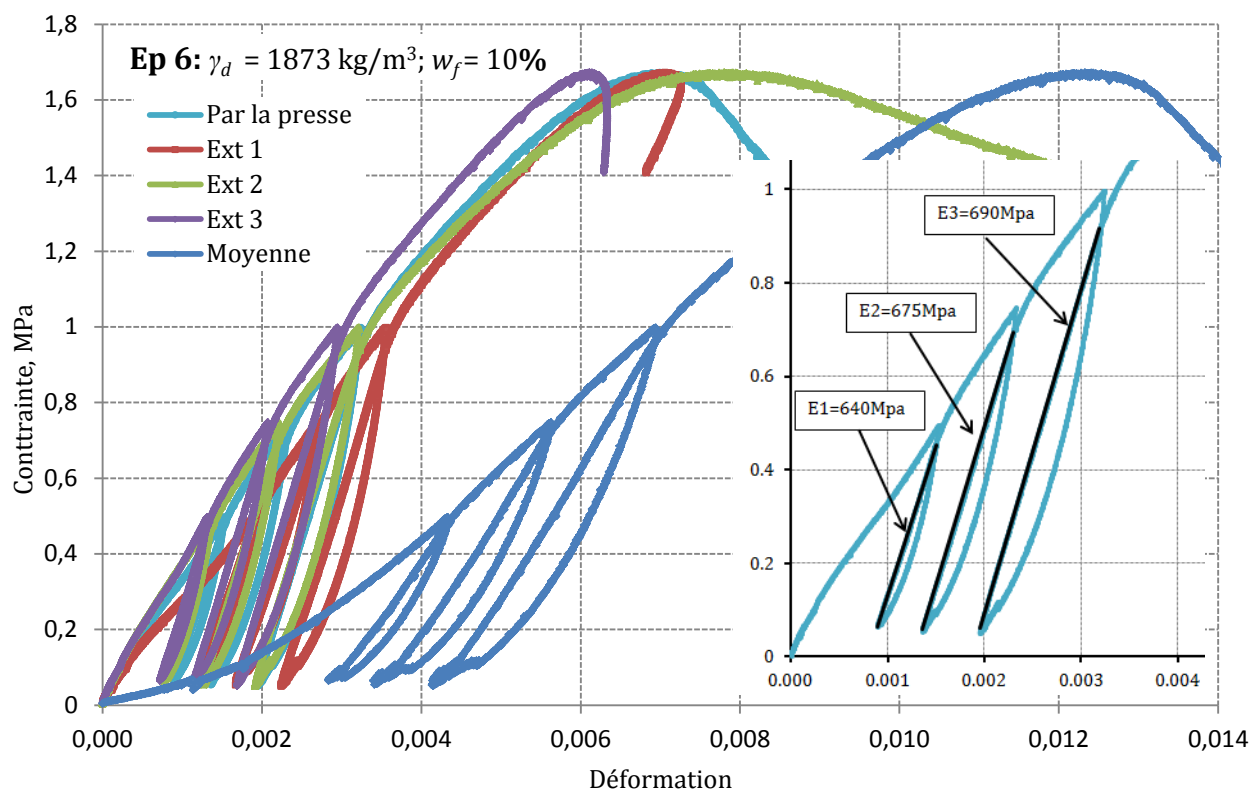


Fig A. 3 : Courbes contrainte – déformation de l'éprouvette l'Ep6, teneur en eau : 10%

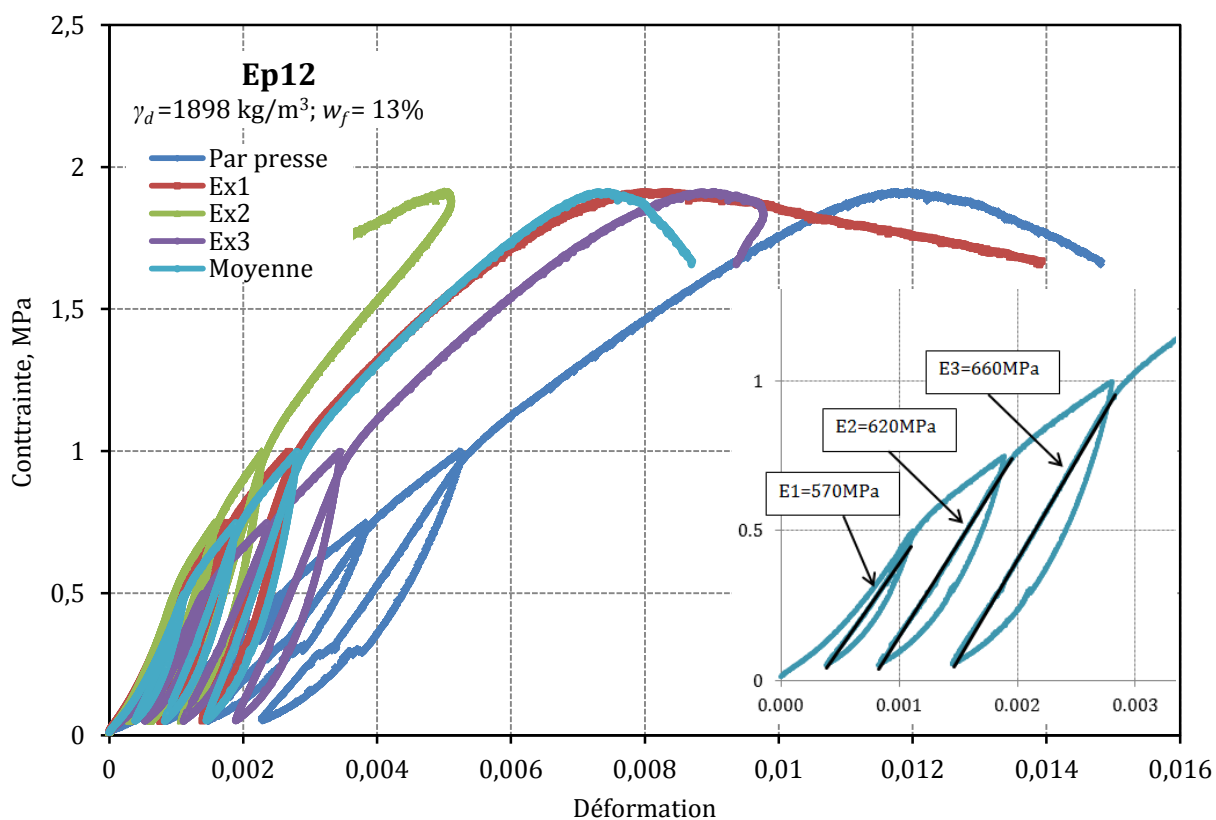


Fig A. 4 : Courbes contrainte – déformation de l'éprouvette l'Ep12, teneur en eau : 13%

B. Résultats sur la terre de St Martin Vésubie compactée non-stabilisée

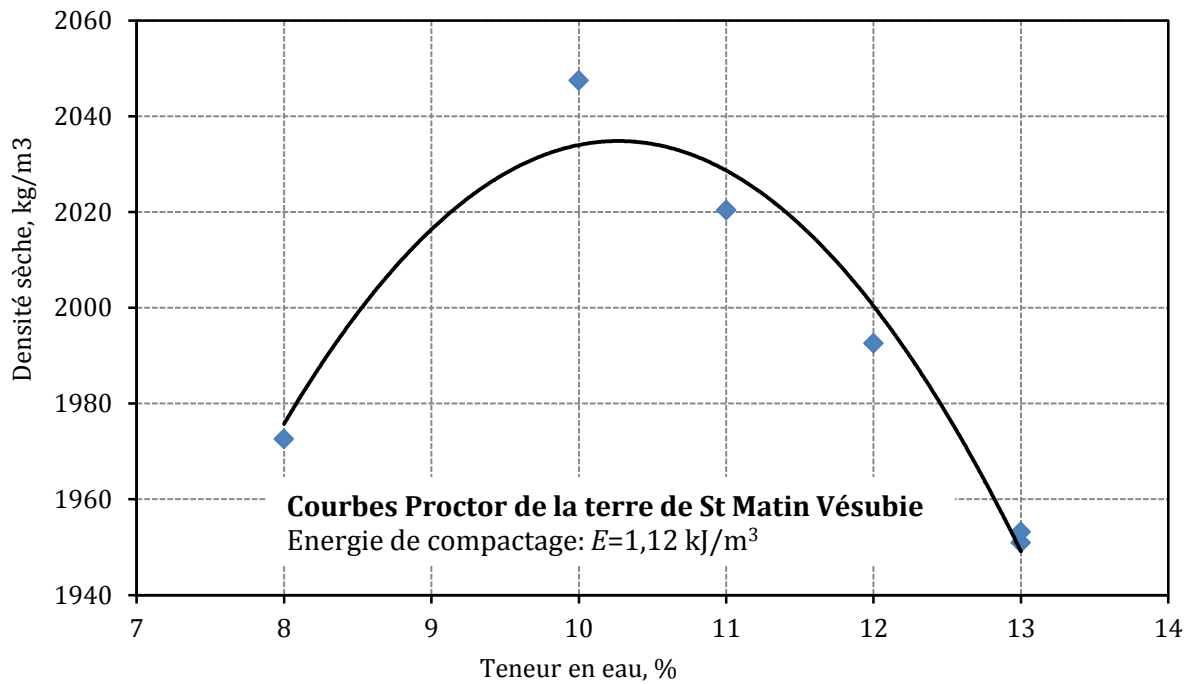


Fig B. 1 : Courbe Proctor de la terre de St Martin Vésubie ($E = 1,12 \text{ kJ/m}^3$)

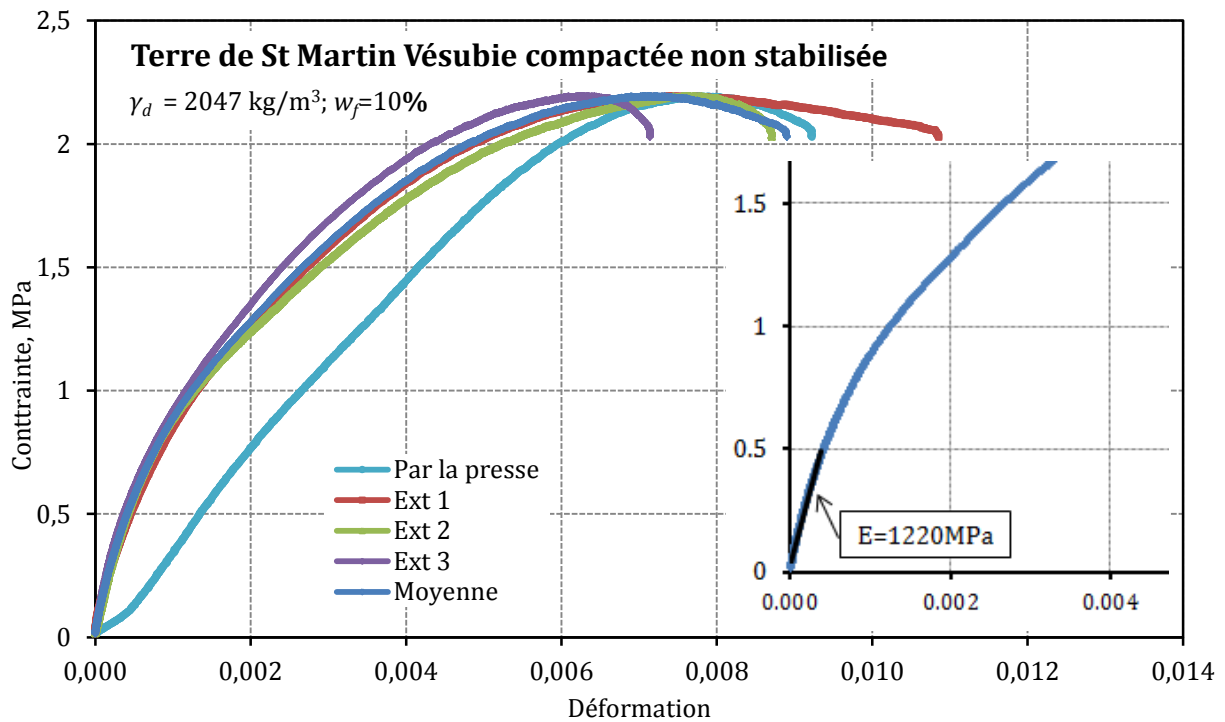


Fig B. 2 : Courbes contrainte-déformation d'une éprouvette de la terre de St Martin Vésubie compactée, fabriquée à la teneur en eau optimale (10%)

C. Résultats sur matériaux terre compactée stabilisée

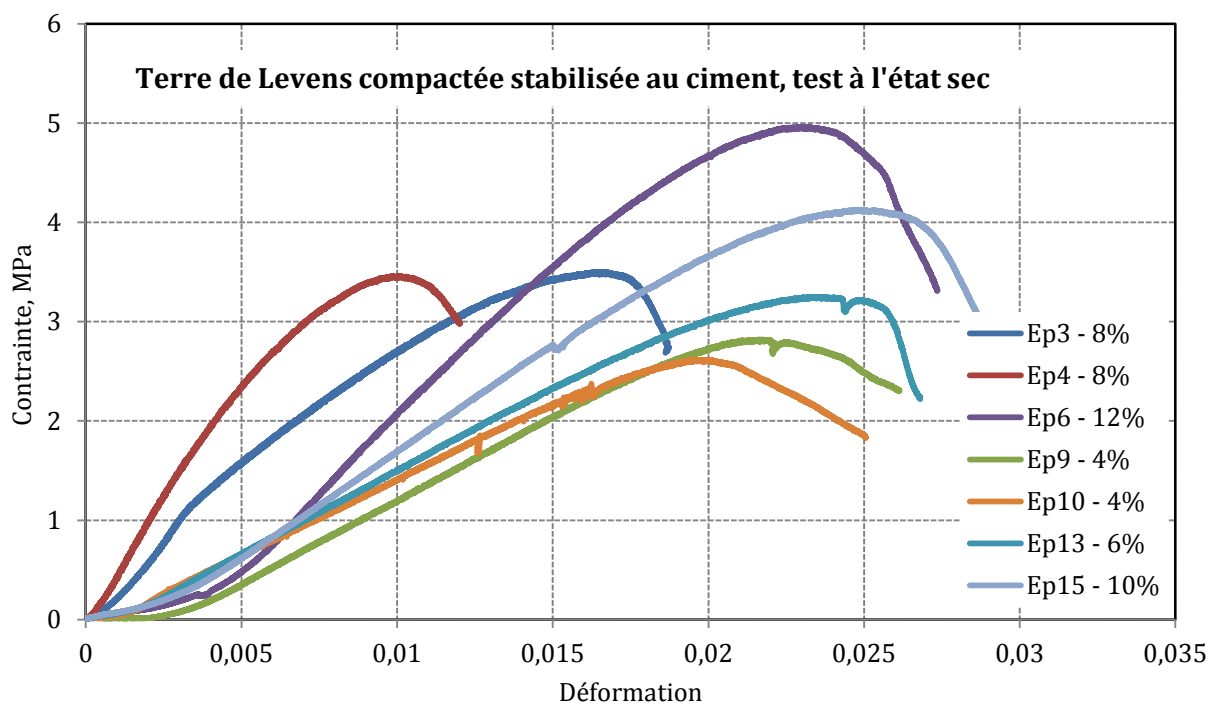


Fig C. 1 : Courbes contrainte-déformation de la terre de Levens compactée stabilisée au ciment, testés à l'état sec et déformations mesurées par la presse

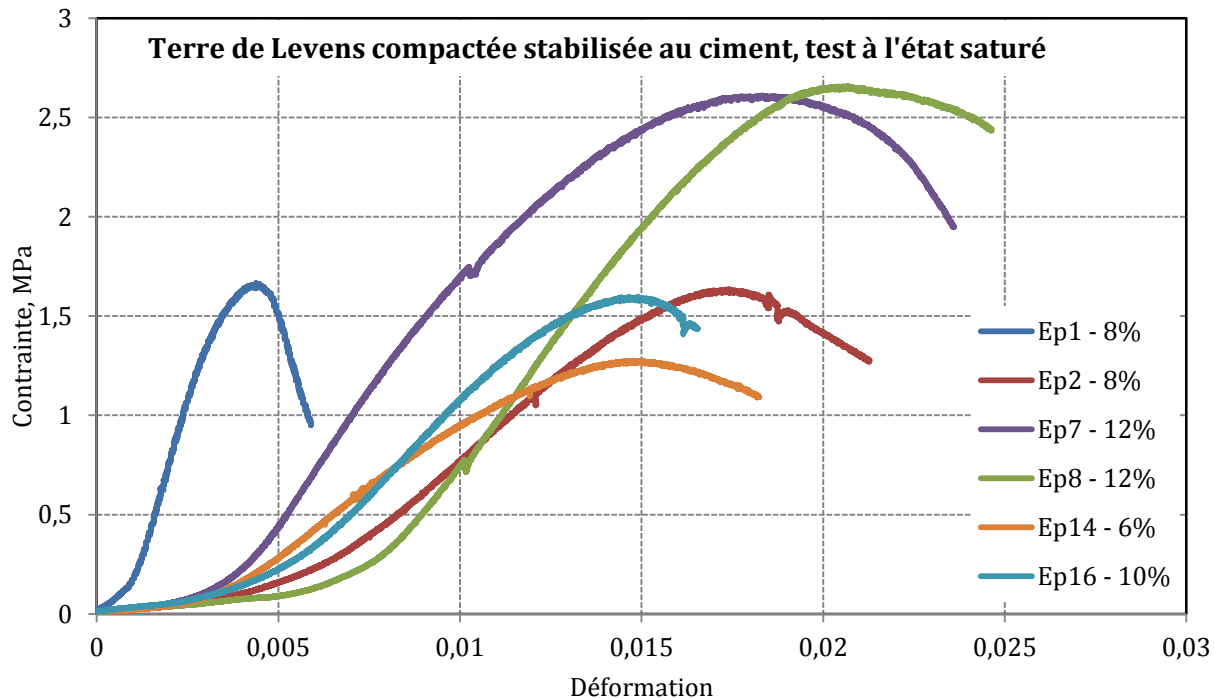


Fig C. 2 : Courbes contrainte-déformation de la terre de Levens compactée stabilisée au ciment, testés à l'état saturé et déformations mesurées par la presse

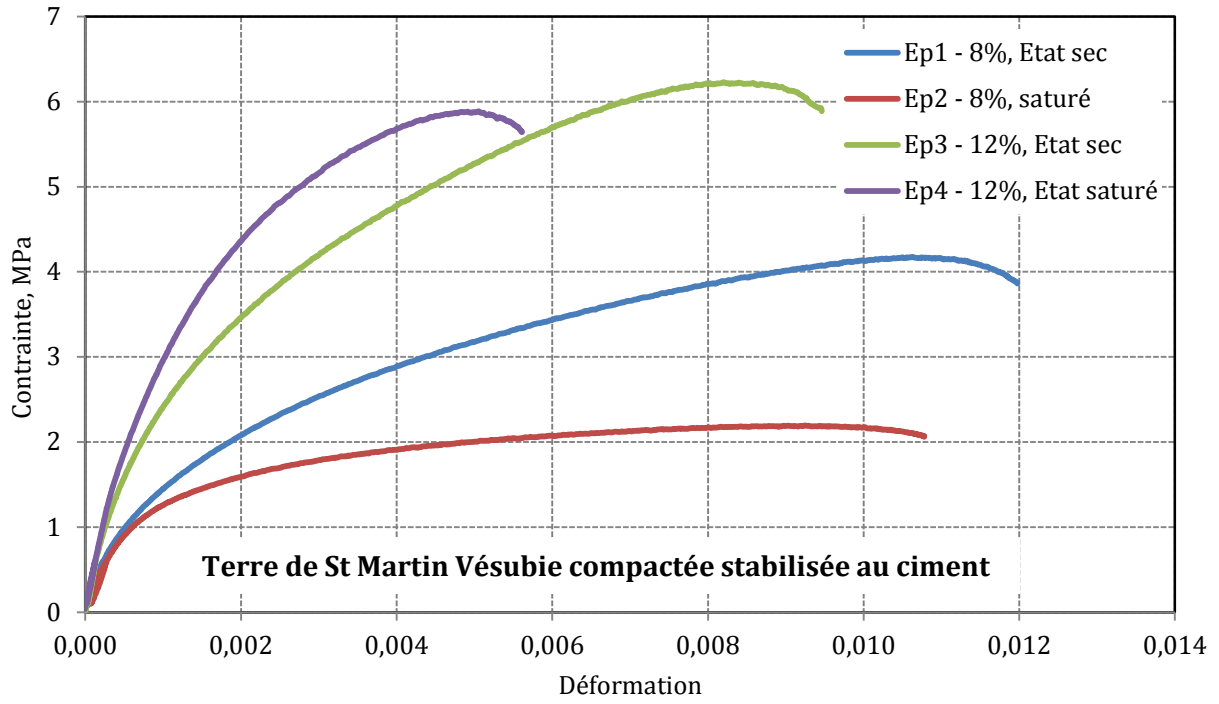


Fig C. 3 : Courbes contrainte-déformation de la terre de St Martin Vésubie compactée stabilisée au ciment,

D. Champs des contraintes principales dans les éléments en béton de poudingue du bâtiment B dans les cas de chargements

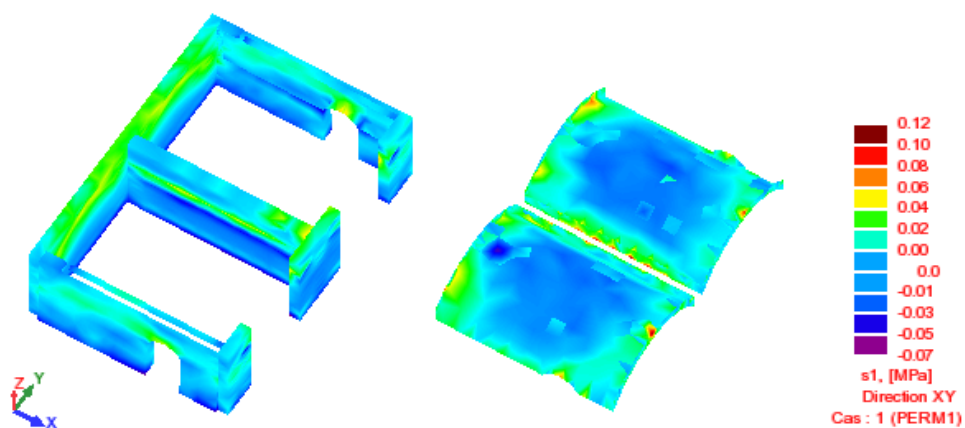
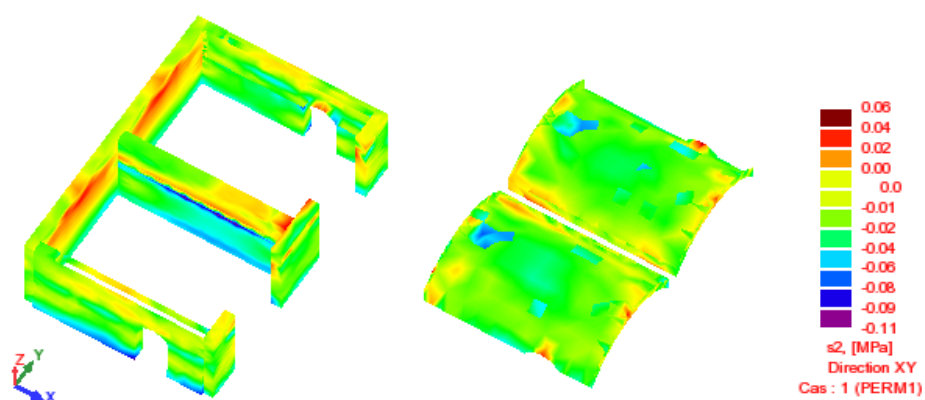
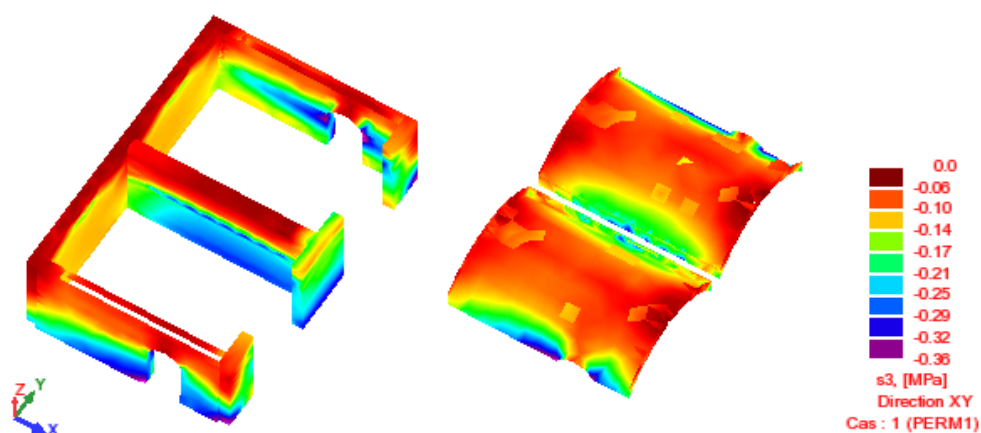
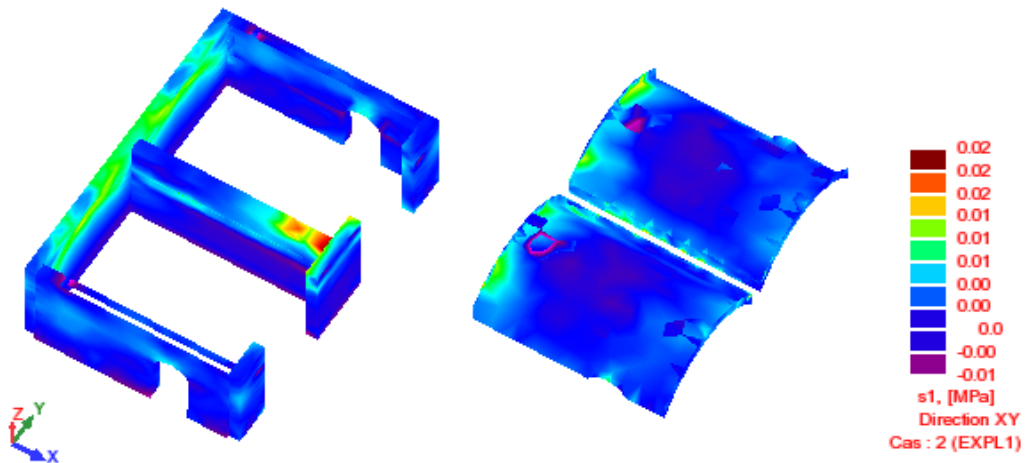
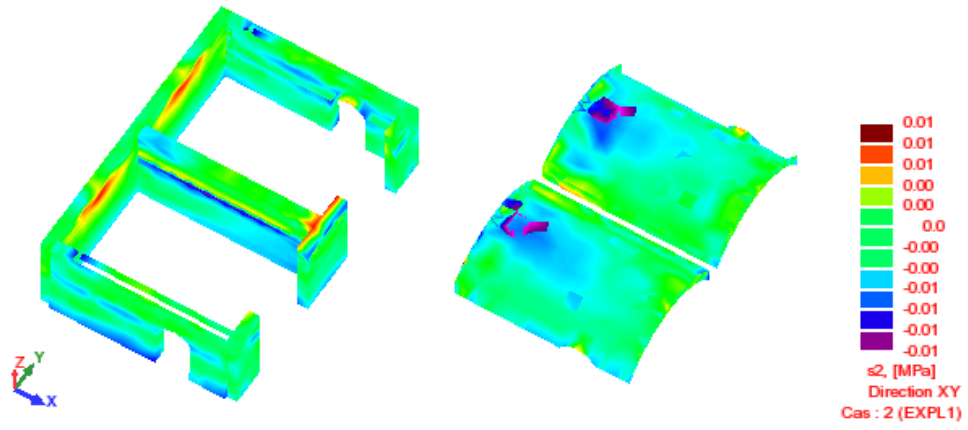
a) Contrainte principale σ_1 b) Contrainte principale σ_2 c) Contrainte principale σ_3

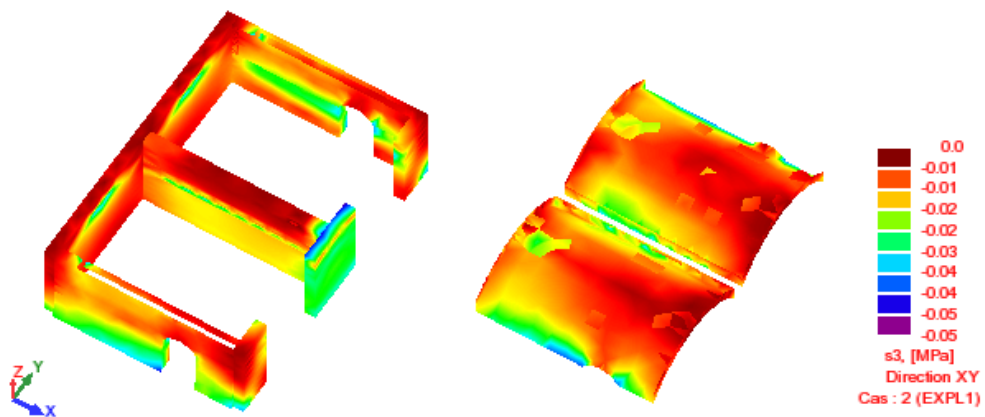
Fig D. 1 : Contraintes principales dans le cas du poids propre du bâtiment



(a) Contrainte principale σ_1



(b) Contrainte principale σ_2



(c) Contrainte principale σ_3

Fig D. 2 : Contraintes principales dans le cas des charges d'exploitation

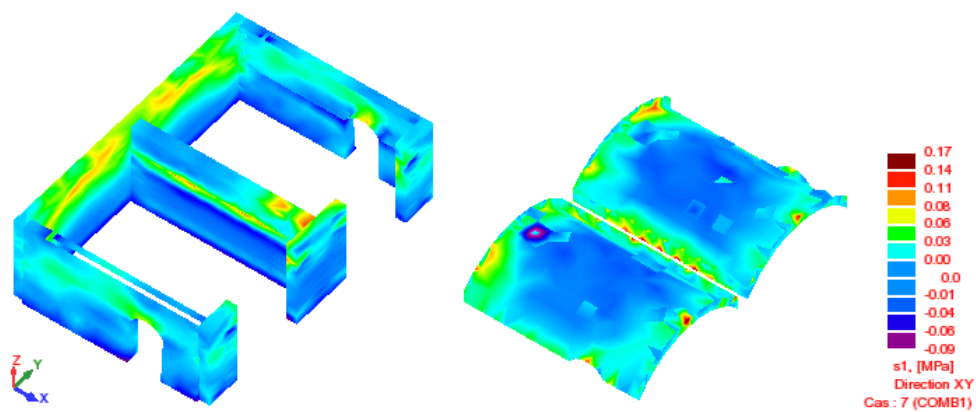
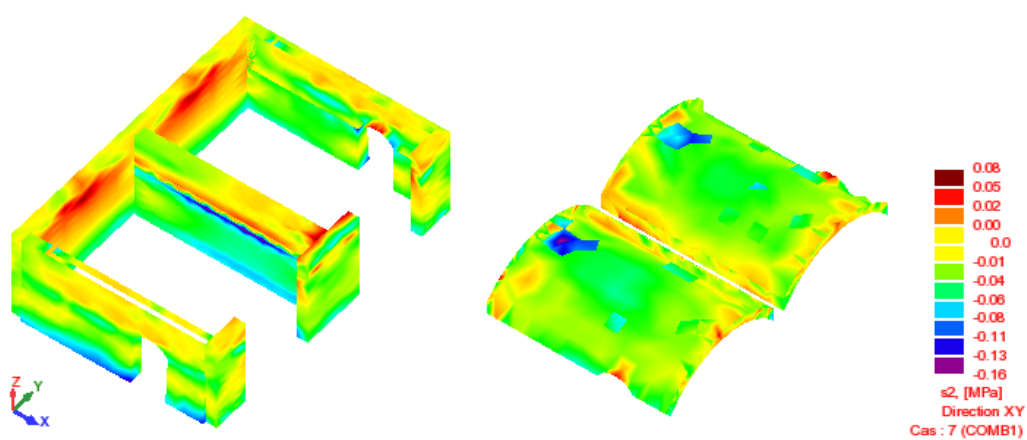
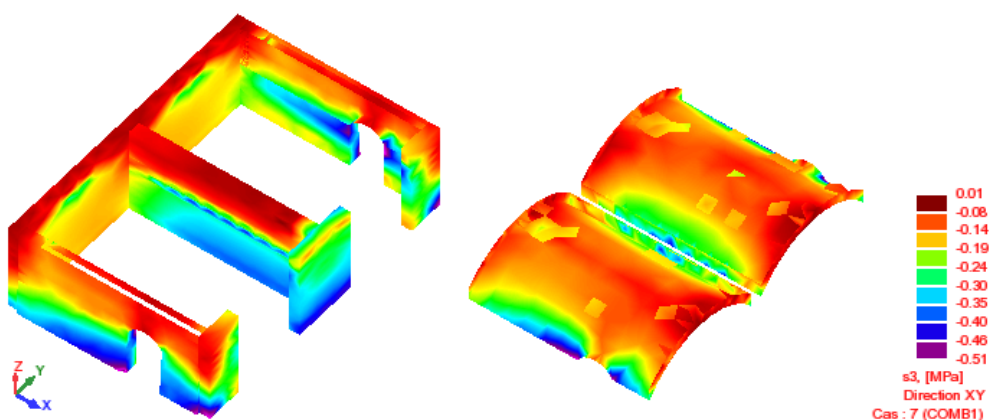
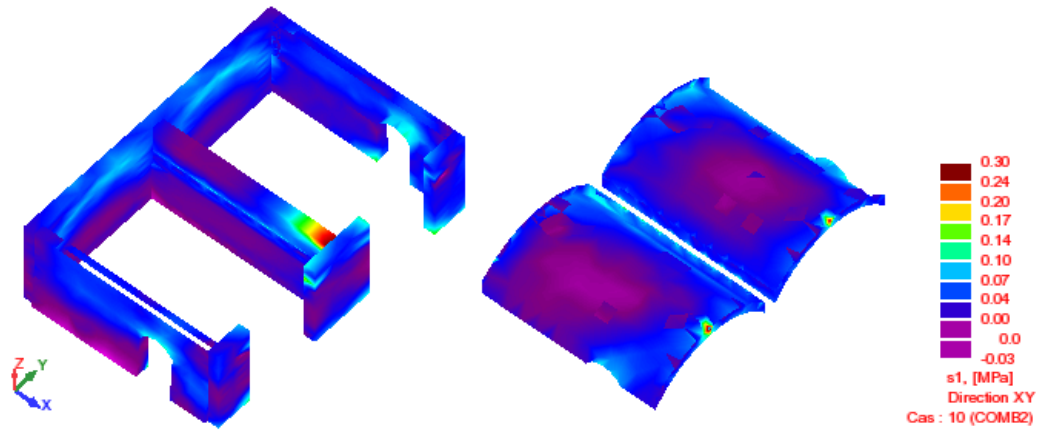
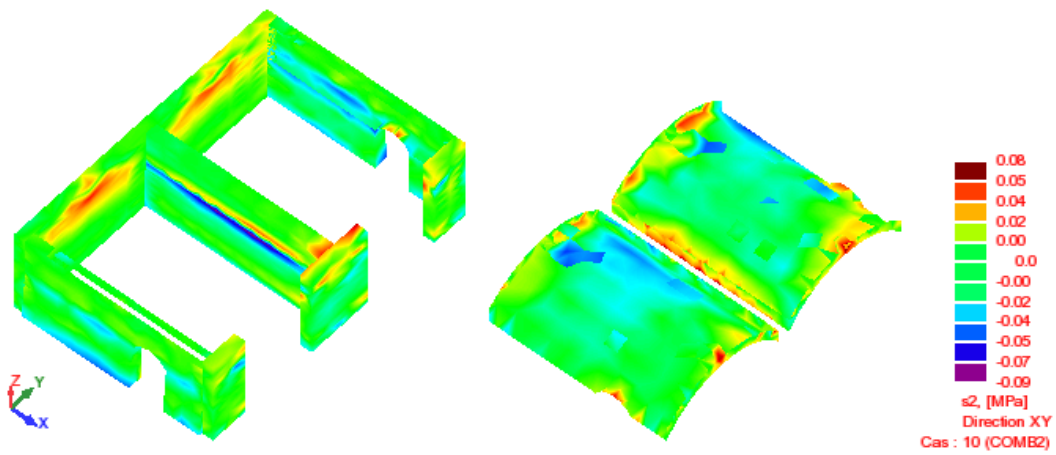
(a) Contrainte principale σ_1 (b) Contrainte principale σ_2 (c) Contrainte principale σ_3

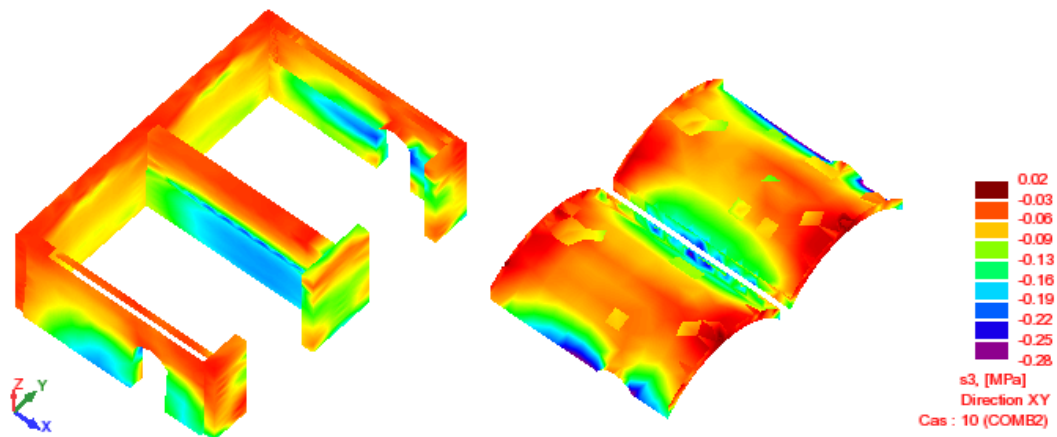
Fig D. 3 : Contraintes principales dans le cas de la Comb-1 (1,35 G + 1,5 Q)



(a) Contrainte principale σ_1



(b) Contrainte principale σ_2



(c) Contrainte principale σ_3

Fig D. 4 : Contraintes principales dans le cas de la Comb-2
 (Comb-2 = G + E_{Edx} + $0,3E_{Edy}$ + $0,3E_{Edz}$)

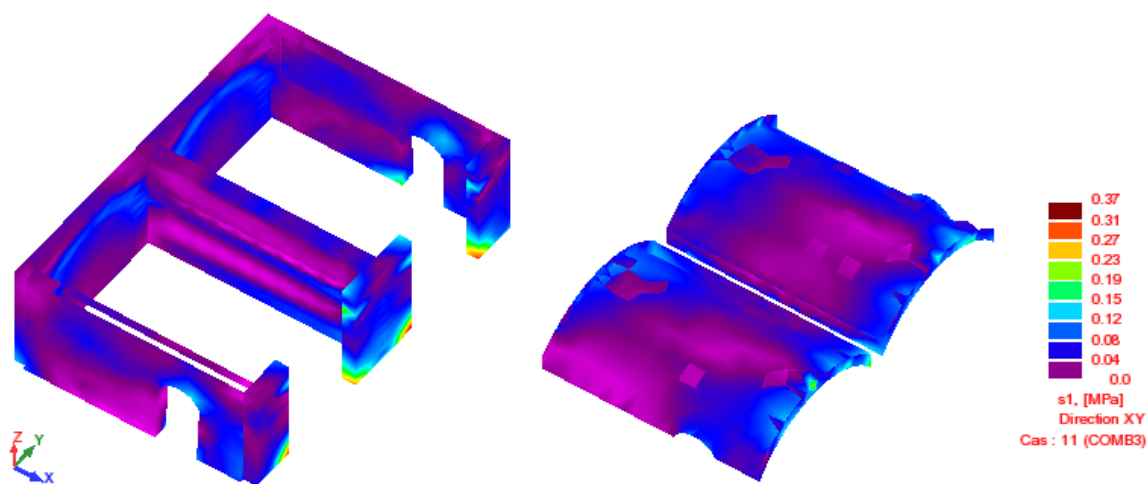
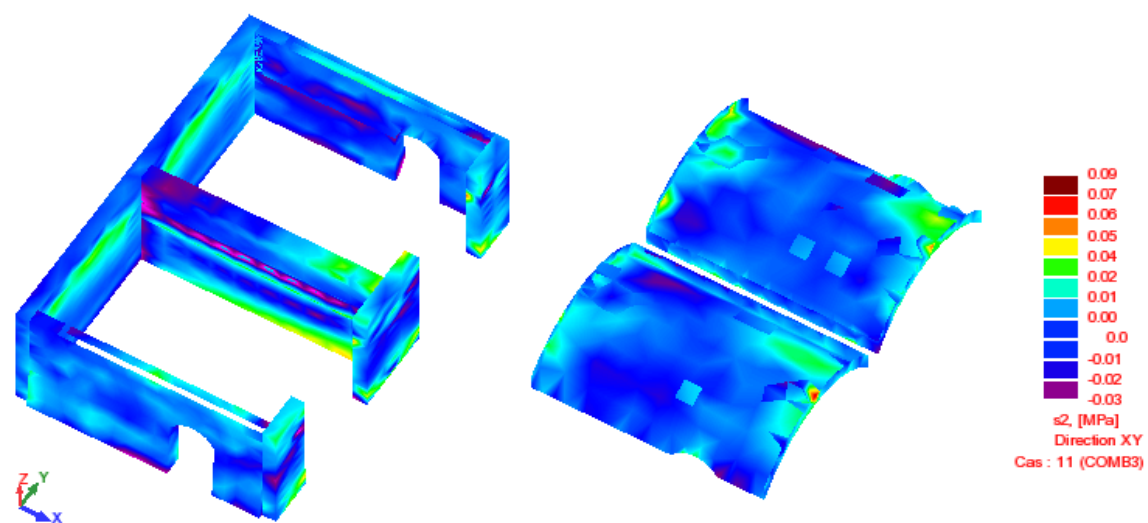
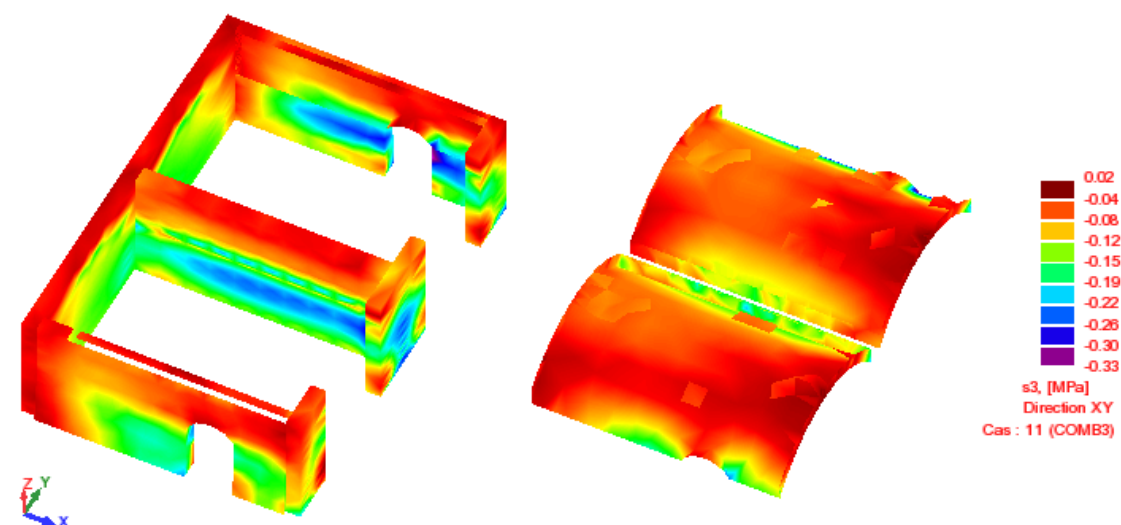
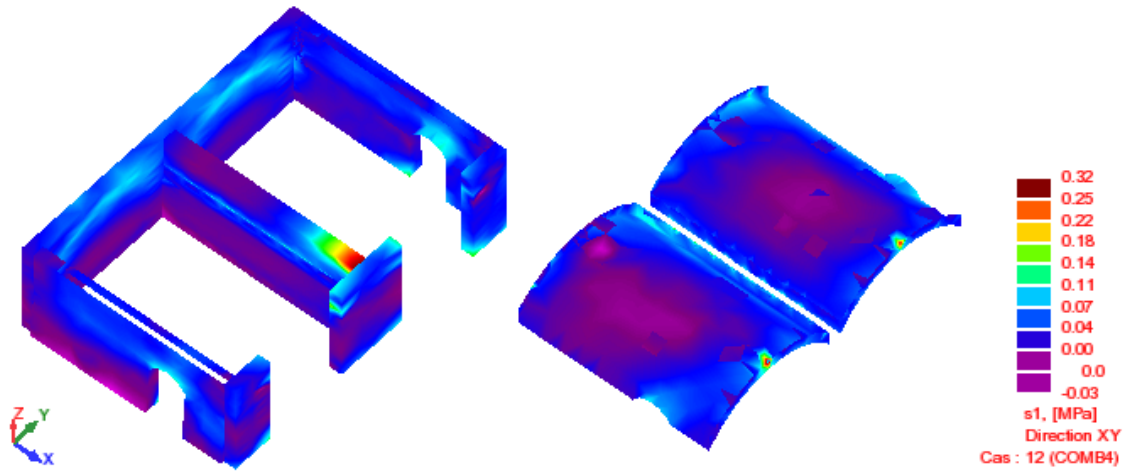
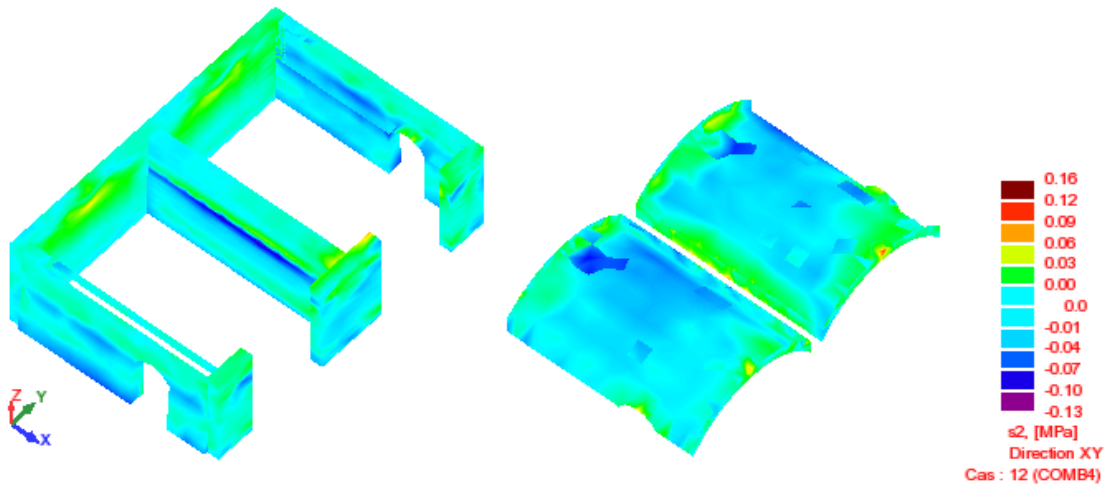
(a) Contrainte principale σ_1 (b) Contrainte principale σ_2 (c) Contrainte principale σ_3

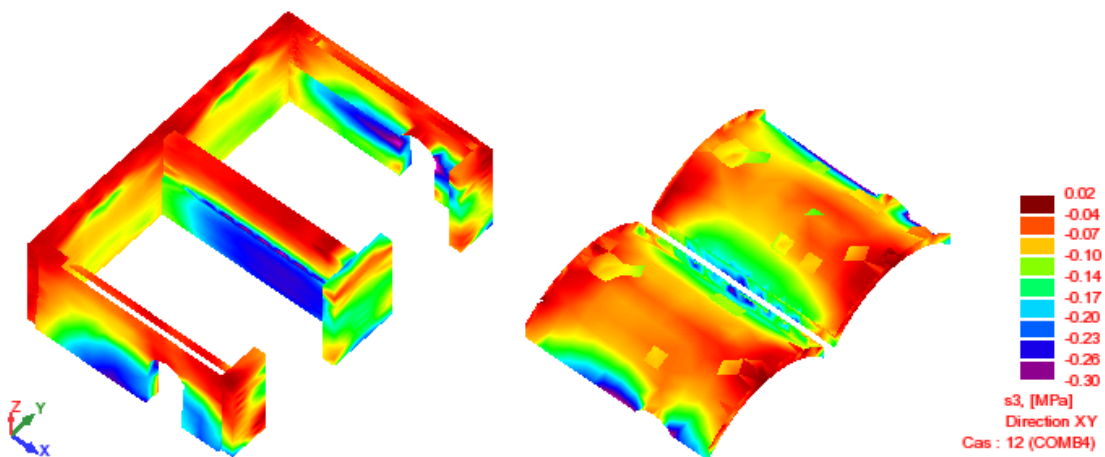
Fig D. 5 : Contraintes principales dans le cas de la Comb-3
(Comb-3 = $G + 0,3E_{Edx} + E_{E dy} + 0,3E_{Edz}$)



(a) Contrainte principale σ_1



(b) Contrainte principale σ_2



(c) Contrainte principale σ_3

Fig D. 6 : Contraintes principales dans le cas de la Comb-4
 (Comb-4 = $G + 0,75Q + E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + 0,3E_{Edz}$)

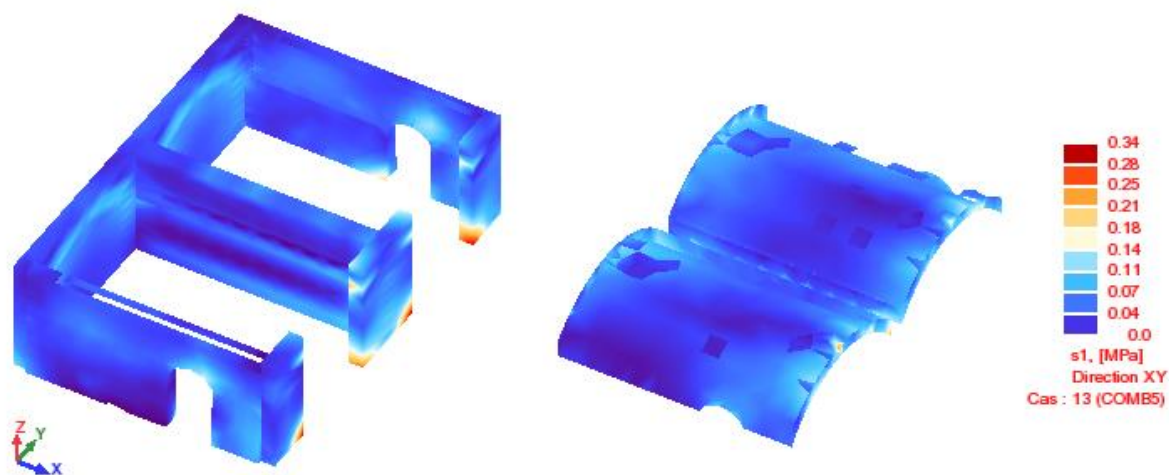
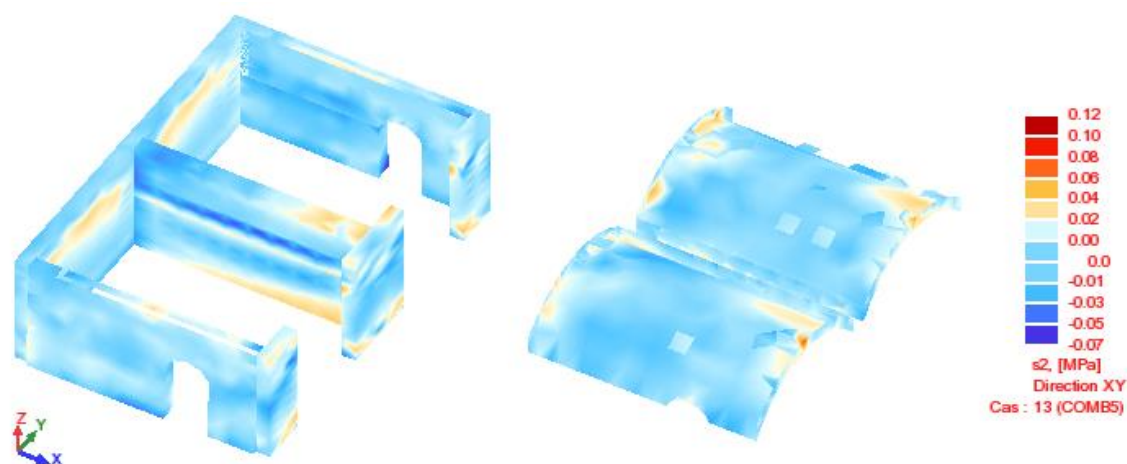
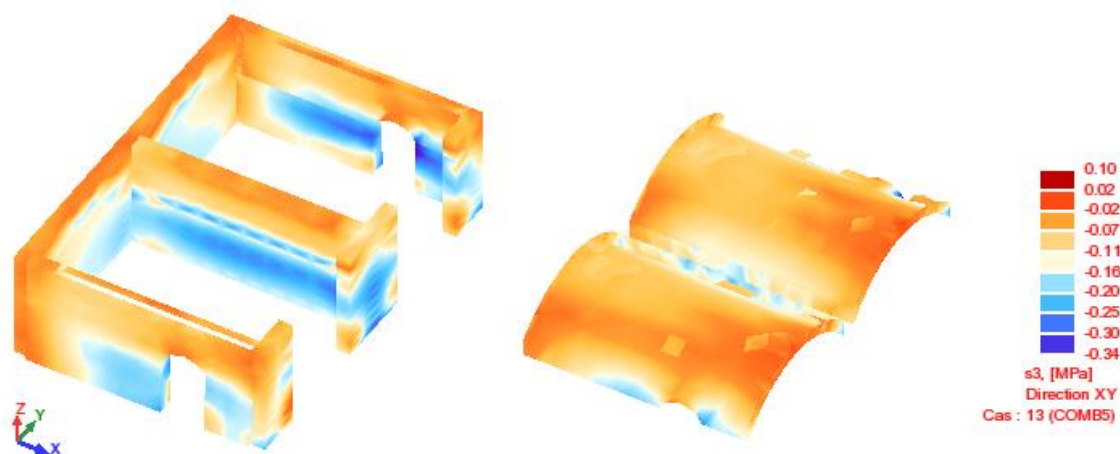
(a) Contrainte principale σ_1 (b) Contrainte principale σ_2 (c) Contrainte principale σ_3

Fig D. 7 : Contraintes principales dans le cas la Comb-5
 (Comb-5 = $G + 0,75Q + 0,3E_{dx} + E_{dy} + 0,3E_{dz}$)

E. Détermination de la composition du béton par la méthode de Dreux et Grossie

E.1. Critères en fonction de la destination des bétons

E.1.1. Dimension maximale D des granulats

La dimension maximale des granulats (D_{max}) dépend des dimensions de l'ouvrage et des dispositions de ferrailage. Les tableaux ci-dessous montrent les règles à suivre.

Tab E. 1 : Dimension admissible D pour les plus gros granulats

Caractéristiques de la pièce à bétonner		Valeur maximale de D
e	espacement entre armatures principales	e
r	rayon moyen des mailles de ferrailage	$0,8r$
R	rayon moyen du moule	R
h_m	épaisseur minimale de la pièce	$0,2h_m$

Tab E. 2 : Enrobage minimale c des armatures

Milieu ambiant	c minimal	D maximale
Locaux ouverts et clos	1 cm	$2c$
Exposition aux intempéries	2 cm	$1,5c$
Milieu agressif	3 cm	c
Milieu très agressif	4 cm	$c - 5 \text{ mm}$
Note : c doit, par ailleurs être supérieur ou égal au diamètre des armatures (ou à largeur du parquet d'armatures)		

E.1.2. Résistance souhaitée R'

D'après les résultats de note de calcul d'ouvrage, on définit la résistance caractéristique à exiger en valeur minimale pour le béton utilisé. Cette résistance caractéristique se calcule d'après des résultats sur l'éprouvette de contrôle (soumise à la rupture) en déduisant de la moyenne k fois l'écart-type (sur ensemble des valeurs). Il convient donc que l'on vise dans l'étude du béton une valeur moyenne probable supérieure à la résistance caractéristique exigée. D'après les règles en vigueur, on prend pour k la valeur 0,85 à 1,2 en général et selon les cas. Il convient donc de viser une résistance moyenne d'environ 15 à 20% supérieure à la résistance caractéristique exigée.

E.1.3. Ouvrabilité désirée

L'ouvrabilité peut se définir comme la facilité offerte par le béton à bien se mettre en œuvre pour le bon enrobage des armatures, un parfait remplissage du coffrage et sans ségrégation.

Ce critère peut, en général, se définir à partir de la plasticité par l'affaissement au cône d'Abram ou au test d'ouvrabilité C.E.S indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tab E. 3 : Consistance du béton

Consistance du béton	Affaissement au cône cm	Nombre de chocs de test C.E.S	Serrage nécessaire
Très ferme	≤ 2	> 60	Vibration puissante
Ferme	3 à 5	30 à 50	Bonne vibration
Plastique	6 à 9	15 à 25	Vibration normale
Très plastique	10 à 15	10 à 15	Simple piquage
Fluide	≥ 16	< 10	Léger piquage

E.1.4. Agressivité du milieu ambiant

Le milieu ambiant dans lequel se trouve l'ouvrage conditionne également, selon son agressivité, l'étude de la composition du béton.

E.2. Principe de la méthode

La résistance et l'ouvrabilité désirée conduisent à déterminer le dosage en ciment et le dosage en eau. Une courbe de référence granulaire est ensuite tracée schématiquement en tenant compte des différents paramètres concernant le béton étudié et ses constituants : dimension des granulats, dosage en ciment, plasticité, intensité du serrage, module de finesse du sable, pompabilité, etc. Cette courbe de référence permet de doser les proportions, en volume absolu, des différents granulats dont on dispose. Enfin, la prise en compte d'un coefficient de compacité probable du béton et de la masse volumique des différents granulats permet d'aboutir à la formule de dosage pondéral pour le béton désiré.

E.3. Dosage en ciment et en eau

On commence par évaluer approximativement le rapport C/E en fonction de la résistance moyenne désirée R'_{28}

$$R'_{28} = G\sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (\text{E- 1})$$

avec :

- R'_{28} est la résistance moyenne souhaitée (en MPa)
- G est le coefficient granulaire (densité, adhérence, dimension. A défaut de connaissance du granulat et en premier approximation, on pourra adopter la valeur moyenne $G = 0,50$).
- C est le dosage en ciment (en kg/m^3)
- E est le dosage en eau totale (en litre/m^3)
- σ'_c est la classe de résistance moyenne réelle du ciment (en MPa)

La connaissance où l'évaluation de R'_{28} , G et σ'_c permet de calculer la valeur de C/E.

L'application de l'abaque de la Fig E. 1 permet, en fonction de cette valeur de C/E et de l'affaissement souhaité A , de déterminer le dosage en ciment C . La connaissance de ce dosage C et de la valeur C/E permet d'évaluer approximativement le dosage en eau E qui sera corrigé expérimentalement pour obtenir la plasticité désirée (affaissement A au cône). Toutefois, pour une appréciation un peu moins aléatoire, on fera une première correction en fonction de la dimension des granulats, pour tenir compte de leur surface spécifique, en appliquant la correction indiquée au Tab E. 4. En effet, les données précédentes sont plus

particulièrement applicables aux bétons pour lesquels la dimension maximale des granulats est environ $D = 25$ mm (dimension la plus courante). Si l'on a $D < 25$ mm, la surface spécifique augmente et à plasticité équivalente, il faudra légèrement majorer le dosage en eau.

Tab E. 4 : Correction sur le dosage en eau en fonction de la dimension maximale D des granulats

Dimension maximale D des granulats (mm)	5	10	16	25	50	63	100
Correction sur le dosage en eau (%)	+15	+9	+4	0	-4	-8	-12

Dosage en eau réel

La quantité d'eau totale étant approximativement déterminée, on obtiendra la quantité d'eau à ajouter sur les granulats humides en déduisant l'eau d'apport (contenue dans les granulats). Cette appréciation est une difficulté sur le chantier et la meilleure façon de respecter le dosage en eau totale est de réaliser la plasticité prévue par l'affaissement au cône.

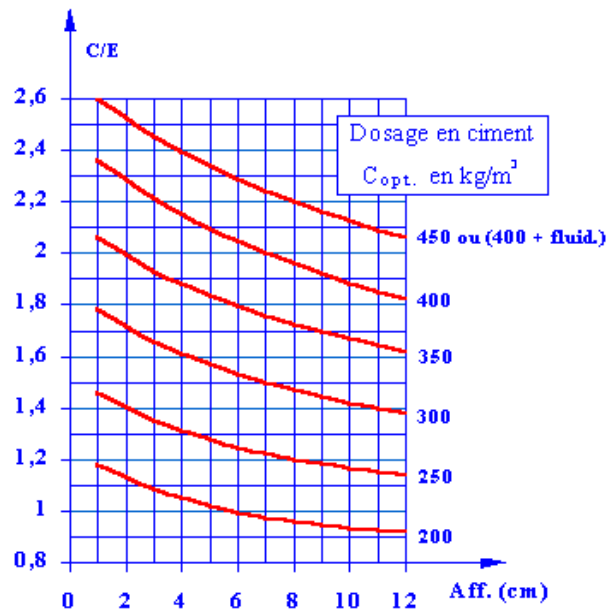


Fig E. 1 : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment C à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône A)

F. Etablissement d'une procédure de calcul des efforts sismiques

Cette section contribue à établir une procédure de calcul des efforts sismiques pour des constructions en matériaux locaux en utilisant la méthode d'analyse par forces latérales, conformément à l'EC8. Son application pour le calcul des actions sismiques agissant sur la maison B du projet « Domaine des Galets » est également présentée. Cette procédure comporte des étapes ci-dessous

- (1) Détermination des conditions du sol et des actions sismiques
- (2) Calcul de la masse totale participant à la vibration
- (3) Calcul de la période fondamentale de vibration et vérification des conditions d'application de la méthode d'analyse par forces latérales
- (4) Calcul de l'effort tranchant à la base de la structure
- (5) Distribution des efforts sismiques aux étages

F.1. Détermination des conditions du sol et des actions sismiques

- ✓ Les études du site du projet « Domaine des Galets » ont été effectuées. Le sol de ce site se trouve dans la classe A suivant la classification de l'EC8 (Consulter le Tableau 5.1).
- ✓ Suivant la carte des zones sismiques de la France, la ville de Nice où ce projet se situe, est une zone de sismicité moyenne (sismicité 4). Alors, l'accélération maximale de référence au niveau du sol de classe A est $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$ (consulter le Tableau 5.2).
- ✓ Les bâtiments d'habitation sont classés à la catégorie d'importance de II, le coefficient d'importance est donc $\gamma_1 = 1$ (consulter le Tableau 5.3). Suivant l'expression (5-5), l'accélération de calcul pour un sol de classe A est :

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,6 \text{ ms}^{-2} \quad (\text{E} - 1)$$

- ✓ En consultant le Tableau 5.5, le paramètre du sol, S , et les périodes T_B ; T_C ; T_D sont :

$$S = 1 ; T_B = 0,03 ; T_C = 0,2 ; T_D = 2,5$$

F.2. Calcul de la masse totale participant à la vibration

La masse totale participant à la vibration doit être déterminée par la combinaison des charges permanentes et des charges variables, associées aux coefficients de combinaison selon l'expression (5-14). Dans le cas des maisons d'habitation individuelle, pour les charges variables, seules les charges d'exploitation doivent être considérées comme participant à la vibration de la maison. Alors, l'expression (5-14) devient :

$$\text{Masse totale} = \Sigma \text{ Charges permanentes} + \Sigma \Psi_{Ei} \cdot \text{Charges d'exploitation} \quad (\text{E} - 2)$$

où : $\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$

Pour les charges permanentes, d'abord il convient de calculer la charge permanente de chaque élément de la structure en se basant sur leur forme géométrique et sur leur poids volumique. Ensuite, il convient de calculer la charge permanente de chaque niveau de la structure en faisant la somme des charges permanentes de tous éléments sur ce niveau. Le Table F. 1 est établi pour déterminer les charges permanentes de la maison B. Notons ici que les calculs des charges permanentes des éléments ne sont pas présentés mais seulement les résultats dans ce tableau.

Ensuite, le Table F. 2 est établi pour calculer les charges d'exploitation de la maison B. Dans ce tableau, les valeurs des charges d'exploitation normalisées ont été consultées dans l'EC1, partie 1-1. Dans le cas des maisons d'habitation, les valeurs des charges d'exploitations normalisées agissant sur la toiture et sur les planchers sont de $0,75 \text{ kN/m}^2$ et $1,5 \text{ kN/m}^2$ respectivement.

Enfin, le Table F. 3 est établi pour calculer la masse totale participant à la vibration de la maison. Dans ce tableau, les valeurs des coefficients φ et $\psi_{2,i}$ ont été consultées dans l'EC8 comme indiquées à la section 5.2.4.1.

Table F. 1: Calcul des charges permanentes pour la maison B

Niveaux	Eléments	Charges permanentes d'éléments (kN)	Charges permanentes des niveaux (kN)
1	Voûtes et murs-pied des voûtes	2697	3560
	Mur en arrière	588	
	Murs de façade	274	
2	Toiture	172	535
	Plancher de la mezzanine	49	
	2 murs de pignons	2x18	
	Mur au milieu	36	
	Mur en arrière	46	
	Murs de façade	196	

Table F. 2: Calcul des charges d'exploitation pour la maison B

Eléments	Aires de la surface (m ²)	Charges normalisées (kN/m ²)	Charges totales (kN)
Toiture	132,6	0,75	99
Plancher de la mezzanine	44,9	1,5	67
Etage	82,8	1,5	124

Table F. 3: Masses des étages participant à la vibration

Niveaux	Charges permanentes (kN)	Charges d'exploitation (kN)		φ	Ψ_{2i}	Ψ_{Ei}	Masses totales (kN)
1	3560	124		0,8	0,3	0,24	3590
2	535	Mezzanine	67	0,8	0,3	0,24	550
		Toiture	99	1	0	0	
Total							4140
Moyenne de chaque niveau							2070

F.3. Calcul de la période fondamentale

Dans le cas où l'on utilise l'expression (5-13) pour calculer la période fondamentale de la maison B, on obtient :

$$T_1 = c.H^{0.75} = 0,05 \times 8,28^{0.75} = 0,24 \text{ (s)} \quad (\text{E - 3})$$

avec la hauteur de la maison de 8,28m et le coefficient c de 0,05 qui est proposé par l'EC8 pour la construction en maçonnerie non-armée.

On trouve que cette valeur est très éloignée de la période fondamentale obtenue par le modèle numérique, qui vaut 0,04 Hz. Par conséquent, cette formule n'est peut-être pas applicable pour ce bâtiment qui est une structure mixte béton de poudingue et bois. Ou bien, il faudrait appliquer cette formule en cherchant une valeur de coefficient c adapté à ce type de construction. Dans cette section, il convient d'utiliser la valeur de la période fondamentale obtenue du modèle pour effectuer le calcul. On a donc :

$$T_1 = 0,04 \text{ (s)} \quad (\text{E - 4})$$

On vérifie maintenant les conditions d'applications de la méthode d'analyse par forces latérales présentées dans la section 5.2.4.1 On a : $T_1 \leq \begin{cases} 4.T_C = 4 \times 0,2 = 0,8 \\ 2 \end{cases}$. En plus, la maison est censée respecter les critères de régularité en élévation. Par conséquent, la méthode d'analyse par forces latérales peut être utilisée pour déterminer des efforts sismiques appliqués sur cette maison.

F.4. Calcul de l'effort tranchant à la base de la structure

D'abord, le spectre de calcul pour l'analyse élastique $S_d(T_1)$ est calculé suivant les expressions (5-7), (5-8), (5-9), (5-10) indiquées dans la section 5.2.3. Dans le cas de la maison B, on a : $T_B < T_1 < T_C$, donc la valeur de $S_d(T_1)$ est calculée comme suivant:

$$S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (\text{E - 5})$$

avec : $a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$; $S = 1$; $\eta = 1$ et q est le coefficient de comportement de la structure, $q = 2$ (consulter le tableau 9.1 de l'EC8).

Nous obtenons :

$$S_d(T_1) = 1,6 \text{ (ms}^{-2}\text{)} \quad (\text{E - 6})$$

Ensuite, l'effort tranchant à la base de la structure, F_b , est calculé suivant l'expression (5-12) avec le coefficient de correction de 1 ($\lambda = 1$). On obtient:

$$F_b = 662 \text{ kN} \quad (\text{E - 7})$$

F.5. Distribution des forces sismiques horizontales aux étages

Enfin, la distribution des forces sismiques horizontales aux étages peut être effectuée en utilisant l'expression (5-17). Les calculs sont indiqués dans le Table F. 4.

Table F. 4: Distribution de l'effort tranchant aux étages

(Rappel de l'expression (5-17) : $F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$ où z_i , m_i sont la hauteur et la masse de niveau i)

Niveau	z_i (m)	m_i (kN)	$z_i \cdot m_i$	F_i (kN)
1	3,98	3590	14290	568
2	4,30	550	2365	94
Somme	8,28	4140	$\sum z_i \cdot m_i = 16655$	662

Le schéma de calcul des efforts sismiques de la maison B suivant la méthode d'analyse par forces latérales est présenté dans la figure ci-dessous:

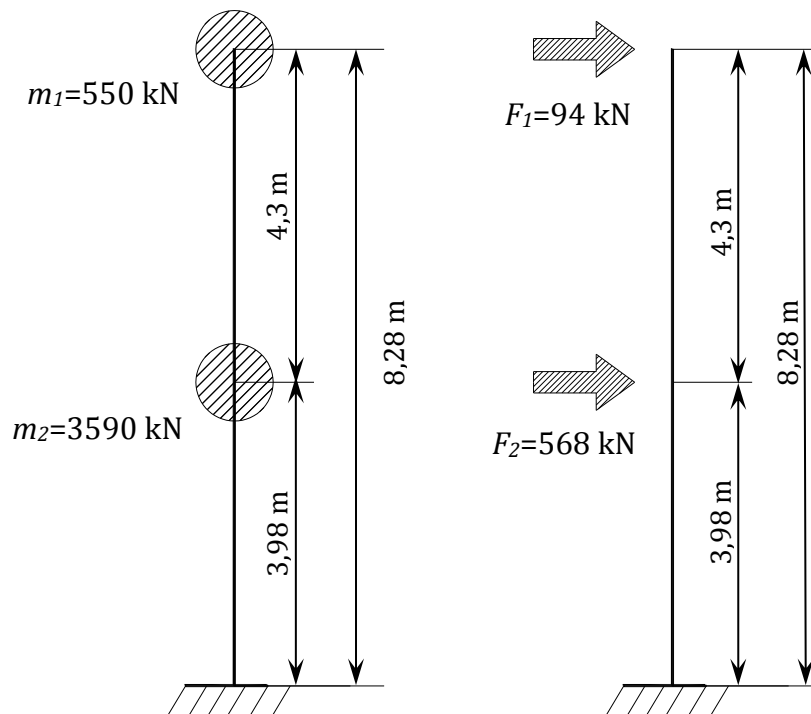


Fig F. 1: Schéma de calcul des efforts sismiques de la maison B suivant la méthode d'analyse par forces latérales

G. 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge

Engineering Structures 75 (2014) 448–456

VH. Tran¹, E. Vincens², JC. Morel¹, F. Dedecker³, HH Le¹

- 1 Université de Lyon, LTDS, UMR CNRS 5513, LGCB ENTPE, 3 rue Maurice Audin, 69518 Vaulx en Velin Cedex, France
- 2 Université de Lyon, LTDS, UMR CNRS 5513, Ecole Centrale de Lyon, 36 avenue Guy de Collongue, 69134 Ecully Cedex, France
- 3 Itasca Consultants, S.A.S., 64 Chemin des Mouilles, 69134 Ecully Cedex, France

Corresponding author: E. Vincens

Phone: +33 6 79 88 02 24

Email: eric.vincens@ec-lyon.fr

Abstract

This study aims to determine the mechanical behaviour of a stone arch bridge during the phase of the formwork removal. This operation is the most delicate during construction, because it puts in charge the arch which must work in compression for stability. On-site measurements of the displacement of the arch voussoirs during the process of the formwork removal were carried out. Then, some mechanical tests were performed with the stones used in the construction to determine the mechanical properties required for modeling the structure by a discrete element method. This numerical approach has the ability to find the specific pattern of the displacement field observed on-site that could not have been found with a finite element method. The key feature is the rotation of the voussoirs which changes the location of the zones of contact from one to another. Therefore, the contacts from one to another are restricted to a small zone for the voussoirs close to the keystone.

Key Words: masonry bridge, arch, stone, dry joint, on site measurements, DEM.

1. Introduction

While steel or reinforced concrete bridges have been under development only over the last century, masonry bridges have kept their ability to cross valleys and rivers for centuries. The key element in these stone-structures is the arch that transfers both vertical and horizontal loadings toward its basement. The arch is composed of stones usually with dry thin joints kept into equilibrium by compressive forces, but also thanks to friction acting between the blocks. To resist to a high level of compressive stresses and to avoid the possibility of alteration over time, the stones must be chosen carefully.

The durability of bridges is intimately related to the quality of the maintenance. But, the feedback shows that if the initial choice of the material was properly done, the stone bridges can be maintained over time without frequent intervention. This is not the case of steel or reinforced concrete bridges. The “pont du Gard,” a stone bridge that is actually an aqueduct, was built by the Romans during the first century in the south of France, and is an outstanding example of such durability. Actually, this resistance over time was made possible by an over design of the structure, which compensates the use of a relatively weak material.

The new interest of French authorities in stone bridges is due to the decades of neglect, though such structures represent 40% of highway-bridges on French high-traffic roads. The concern of the authorities in charge of this maintenance is the difficulty in making a decision when problems have appeared in such structures. Indeed, the precise forecast of their behaviour cannot be provided by usual numerical tools in critical loading situations due to the nature of the system. The hypothesis of a continuum system is broken due to the discrete nature of system, because large deformations can be generated by movements of blocks without jeopardizing the overall stability of the structure.

Taking advantage of the construction of a new stone arch bridge in the Cévennes (south of France), some on-site measurements were performed at the stage of the wooden formwork removal. A simulation of this process was performed to evaluate the capacity to model and forecast the behaviour of such a complex system. This work is just a first-step before the modelling of this stone bridge behaviour against life service loadings and extreme loadings is able to trigger failure.

This single span highway bridge called Chaldecoste Bridge was built in the district of Saint-Andéol-de-Clerguemort, which belongs to the Natural Park of Cevennes. This type of bridge was chosen by the local authorities to replace an old crossing composed of a flume and cyclopean concrete that was destroyed during a flood in 2008. The concern was how to insert the new bridge without complications into the preserved scenery of the Natural Park. A building technology that had widely been used in the past was chosen for this task. In this region, many of the bridges that were built since the beginning of the 18th century are stone bridges with weakly bound schist blocks that were extracted from local stone quarries.

The span length of the arch bridge is 6 m and the width is 4.8 m. The blocks that vary in size and shape are bound by a lime mortar. This mortar plays a role of filling the voids within the joints between the blocks in contact. This mortar was recommended for preventing water flow between the blocks, which could alter the durability of the structure.

Different approaches can be taken to model this kind of structure according to the level of complexity one may expect to solve the problem. In the literature and considering the nature of the system, there are mainly four methods that can be found. The first one is the rigid block limit analysis [1-3], which is suitable when the study focuses on the ultimate loading of a system at failure. There is no access to the deformation field. The second one is the finite element method where the whole structure is continuous [4-9]. This approach is usually suitable for a system composed of individual bodies when deformations are not too large. Nevertheless, the use of a damaging model (propagation of cracks possible) or joints in pre-identified zones allows the failure behaviour to be studied. Thus, a large strain field is reachable. The third method is the use of a discrete element method (DEM) involving specific contact laws between distinct objects [10-14]. This method allows the failure behaviour of the structure to be studied more accurately.

In the case of loadings generating small deformations, a finite element method is suitable to address the problem since the global behaviour of the structure is supposed to remain in the elastic domain. This is the case for modelling the formwork removal, because only small deformations are expected. Nevertheless, a DEM approach is chosen for the overall study, because in a forthcoming study, the behaviour of the bridge will be simulated under service loadings and against loadings that are able to lead to failure where high dissipation energy can take place.

In the first part, the measurements of the arch displacement field performed on-site during the formwork removal are presented. In a second part, the laboratory tests are presented. They were performed to identify the properties of the different materials that constituted the stone arch bridge and the spandrel walls. It will help for the determination of the mechanical parameters required for a DEM modelling of the structure. Finally, the modelling of the formwork removal and specially the resulting vertical displacements of the voussoirs are given and compared to the measurements performed on-site.

2. On-site measurement of displacements of the arch during the formwork removal

2.1. Implementation of measurements

The measurements are carried out by means of the laser ray device Leica Absolute Tracker AT401, which is a portable system tool distance measuring (CMM) with an accuracy of $\pm 10\mu\text{m}$ over a distance of 320 m. A computer with the Pilot Tracker software is also connected to the device, which enables control of both the measuring device and recording measurement. Twelve optical reflectors are positioned at the points where information is expected. Reflectors 1 to 10 are installed on the arch facing, while reflectors 11 and 12 are installed on the spandrel walls as reference points. Figure shows the positions of the reflectors on the structure. The position of reflectors 11 and 12 are not showed in this figure, but only in the figure 2. The position of the reflectors is measured before and after the formwork removal, twice each time for better accuracy. The results are three-dimensional coordinates of the reflectors, presented in the coordinate system of the laser measurement system.

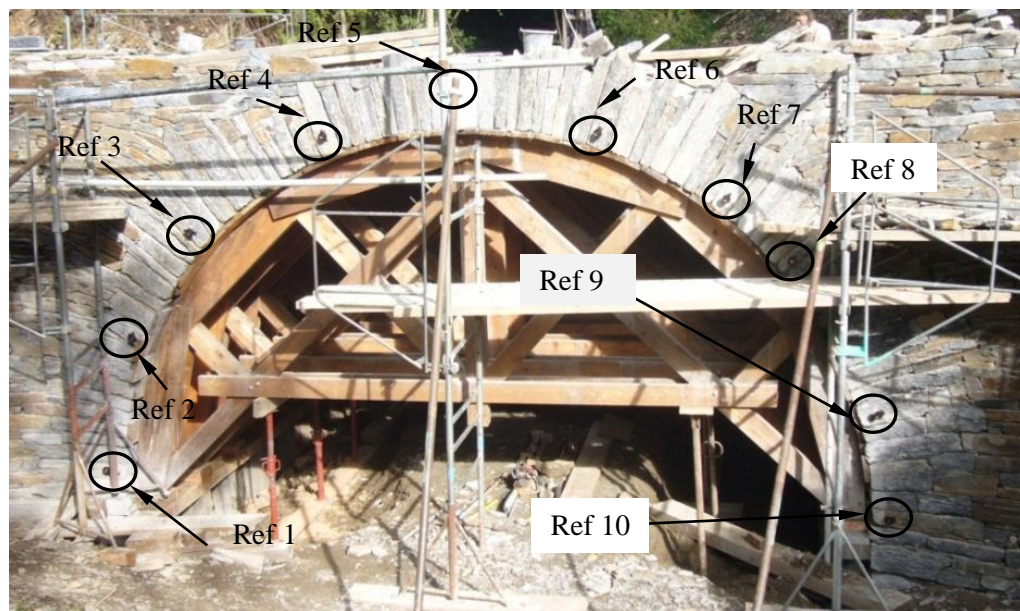


Figure 1 : Position of the reflectors from 1 to 10 on the arch voussoirs before the test. The picture was taken before the test (the formwork is not yet removed).

2.2. Reconstruction of the shape of the arch

The on-site measurements obtained are performed with respect to the coordinate system of the measuring tool. Considering that the measuring points are in the plane of the spandrel walls where points 11 and 12 are located, we established a new coordinate system (Oxyz), where the origin ‘O’ represents the reference point 11 on the left hand spandrel wall (Figure 2). For each reflector (1 to 10), a point at the edge of the arch is measured while installing the reflectors. Considering the measuring points or reflector points as the center of a circle, small circles are plotted in such a way that the circle radius is equal to the distance between the reflector point and the edge of the arch (see Figure 2). The curve tangent to the small circles draws a large semi-circle, which is considered as the intrados of the vault. The extrados is very irregular as shown in Figure 1 and the imbrication of blocks with the spandrel wall does not facilitate the identification of this entity. At the location of the keystone, the position of the extrados is clear, which is not the case for the envelope closer to the haunches (Figure 3). Then some hypotheses must be settled for the location of the extrados in the modelling. Given Figure 3, an estimate of the arch thickness at springing level is two to three times of that which is observed at the keystone. According to the arch reconstruction from observations, the diameter of the intrados semicircle is 5981 mm, while for construction it was considered to be 6000 mm.

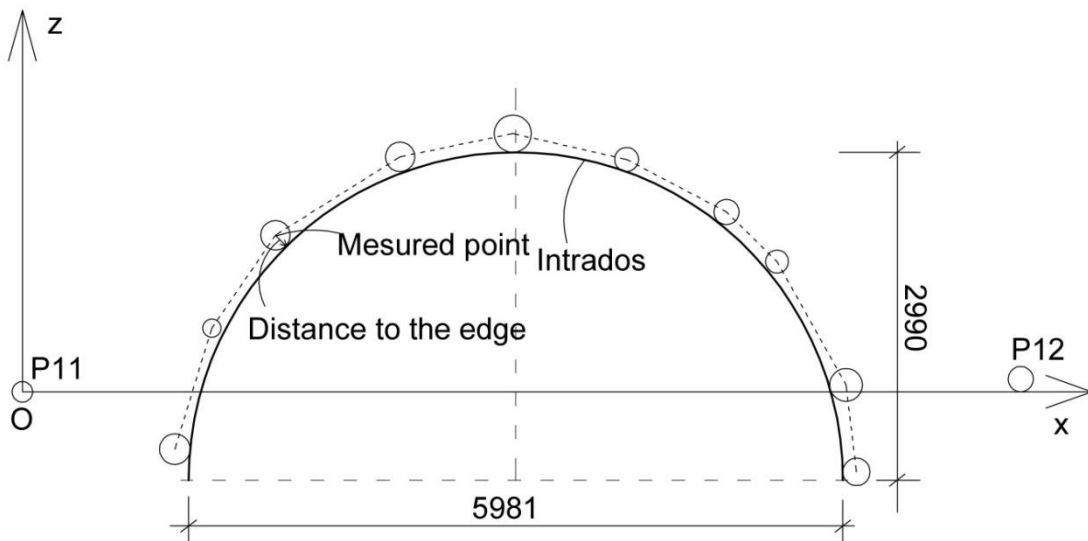


Figure 2: Shape of the rebuilt arch according to the measured points.



Figure 3: Focus on the haunches of Chaldecoste Bridge (Photo credit: P. Mc Combie)

2.3. Calculation of the displacements of the arch

After calculating the coordinate points in (Oxyz) coordinate system and neglecting the displacement in the direction perpendicular to the plane of the bridge, the displacement of the points due to the formwork removal is determined. Figure 4 depicts the position of the reflector points before and after the formwork removal. In this figure, the displacements are multiplied by 1000 for a better perception of the phenomena.

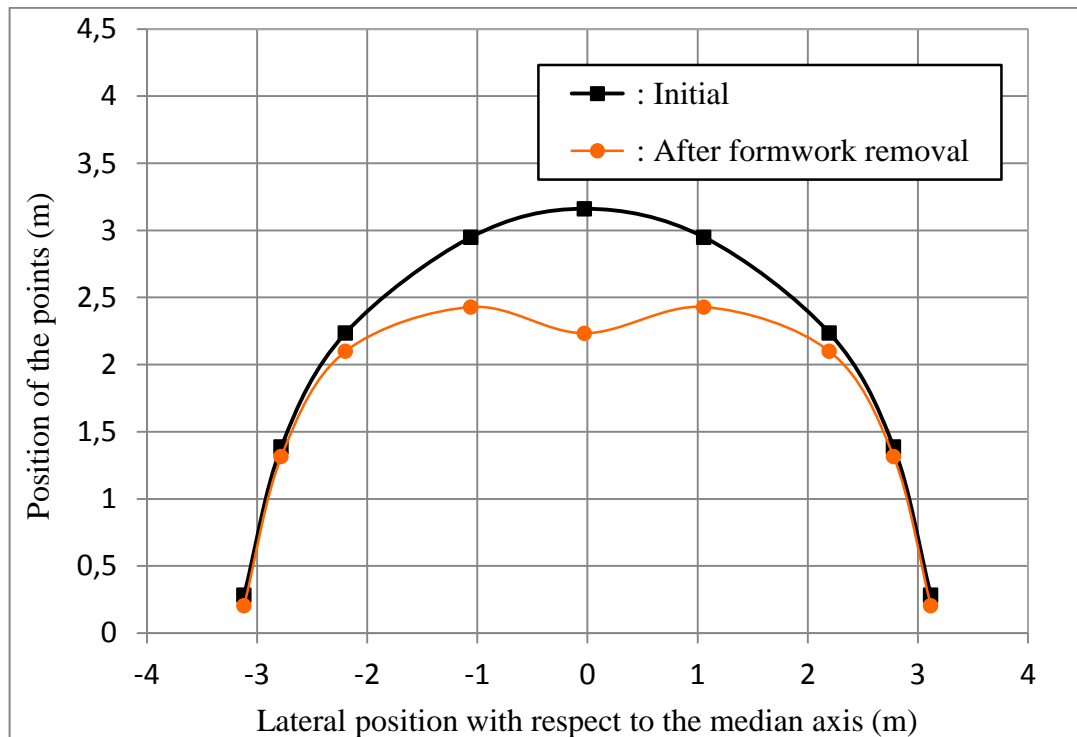


Figure 4: Displacement profile of the reflectors– displacement amplification factor: 1000.

The results show only micro-displacements of the haunches, while millimetre displacements are found elsewhere. The maximum vertical displacement, which is obtained for the keystone voussoir, is on the order of 1 mm, while the displacement of the arch haunches is at maximum 0.1 mm. At the keystone voussoir, a small horizontal shift to the right of 0.06 mm was measured. It may be due to the asymmetric shape of the abutments on each side of the bridge. Finally, the overall movement of the bridge when removing the formwork can be considered as insignificant. Nevertheless, one can note the singular behaviour of the keystone voussoir respectively to the adjacent voussoirs, and may gain better insight into the bridge behaviour.

3. DEM modelling

3.1. Numerical model

A numerical modelling of the formwork removal is performed with the code *UDEC* [15], which works in plane-strain condition as standard mode. This code is commercial software designed within the framework of the Discrete Element Method and has the ability to handle individual polygonal objects in interaction. The blocks can be considered either infinitely rigid or deformable, and the contact between two of them is supposed to be deformable. A mechanical law at contact is then defined. Here, a linear deformable contact is chosen and the possible slip between blocks is ruled by a Coulomb law. The influence of a mortar can be taken into account by means of cohesion within the contact law.

The actual system that must be modelled is a single-span arch stone bridge with a semi-circular arch. The arch is stabilised by two lateral spandrel walls that are more rigid than the other elements of the structure. They maintain an infill composed of untreated compacted gravel. Then, the whole system clearly works as a 3D system. Nevertheless, a plane-strain analysis within the plane of the spandrel walls is performed as a first attempt to understand the features observed during the formwork removal.

Geometry: Due to the symmetry of the system in the plane of the spandrel wall, just a half-bridge model is considered with the correct induced boundary conditions. The system then is composed of two different parts, the arch itself composed of well-adjusted wedged schist blocks (voussoirs) of good quality and the wall spandrel with schist blocks of lower mechanical strength. One can note in Figure 1 the paramount interlocking between the blocks of the vault and the block of the spandrel wall at the bottom. The aim is to rigidify the arch haunches and to allow a better transfer of horizontal loadings to the abutments and to the foundation. Thus, it incites not to consider the arch as a mechanically constant thickness vault and the extrados is supposed to encompass blocks that could be considered as a part of the spandrel wall. An empirical but mechanically plausible location of the extrados is proposed in Figure 5(a). For the sake of simplicity, the blocks belonging to the spandrel walls are chosen to be rectangular and of equal size. The arch and the spandrel wall lay on bedrock composed of larger blocks, which can be seen in Figure 3.

Meshing: The blocks are supposed to be deformable and a meshing must be associated to them. The density of meshes per voussoir is supposed to be large enough for a precise transfer of information from a voussoir to another one. Nevertheless, the average vault displacement field following the formwork removal was found little effect by the number of meshes (along the block height) chosen for the modelling. Nevertheless, in order to obtain a regular displacement field, the mesh number must be at least 3 along the considered contact height between two voussoirs. This contact height may be smaller than the total possible contact height, namely the total height of a voussoir. In this work, the typical number of meshes along the whole height of the keystone is equal to 20. The number of meshes within the spandrel wall is chosen so that their density decreases according to the distance with respect to the closest voussoir 5(b)).

Behaviour of blocks: For the sake of simplicity, the blocks are supposed to behave like an isotropic material even if a schistosity can be observed on actual blocks. The direction of stresses is mainly perpendicular to the schistosity on site, and therefore the properties will be identified in that direction for the numerical study. The rocky blocks are supposed to behave like a linear elastic material, and thus a Poisson coefficient and a Young modulus need to be identified. Plasticity is not required at this level, because the formwork removal is not supposed to induce large stresses as it can be the case with life service loadings.

Behaviour of the contact between blocks: The contact (joint) between blocks is composed of two materials working as a parallel system. On one hand, irregularly extended and randomly placed asperities that belong to two different blocks make contact between two adjacent blocks. On the other hand, a lime mortar which does not play a structural role fills the voids in between the asperities. This mortar being far more deformable than the asperities of the blocks the stresses mainly flow between blocks through the asperities.

The contact law between blocks involves a normal and a tangential stiffness. The possible influence of the mortar can nevertheless be taken into account. The Coulomb law requires the identification of the friction coefficient and the cohesion. The resistance of the contact to tension is supposed to be equal to zero.

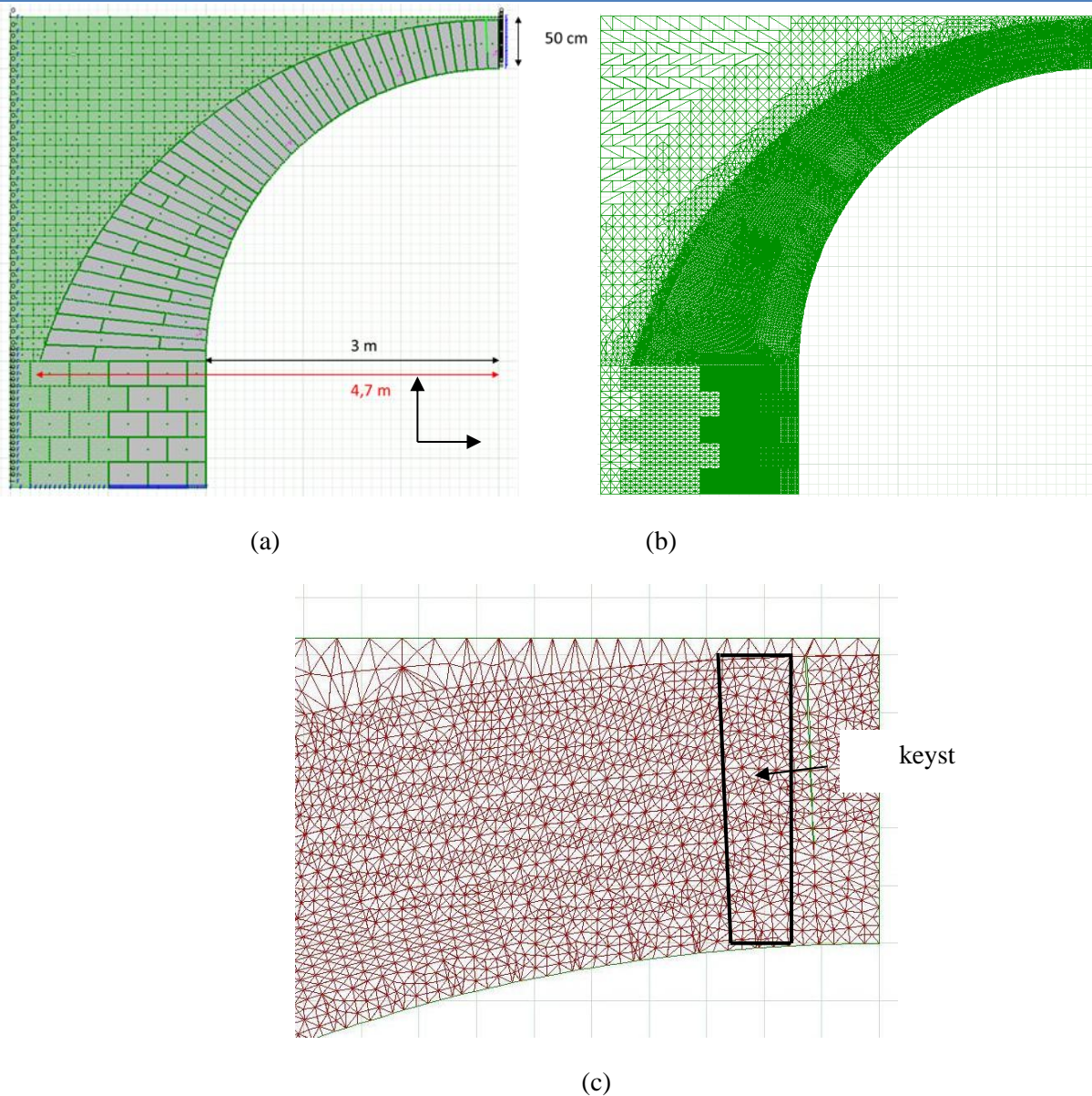


Figure 5: (a) Model of the half stone bridge, (b) Associated meshing, (c) Zoom of the keystone zone.

Boundary conditions: The bedrock base is supposed to be fixed in all directions. The points along the vertical limits (abutment and keystone) can only move vertically.

3.2. Determination of the mechanical characteristics of the blocks

The schists used for the bridge construction were extracted from local stone quarries that supplied material for the bridge construction. Some compression tests on schist blocks have been carried out in order to identify the Young modulus and the compressive strength of the two types of schists. Further tests were performed on a triplet of schist (three blocks bound by a lime mortar) to deduce the average behaviour of the contact blocks.

3.2.1. Tests on schist samples

Some compression tests on blocks of schist were performed mainly in order to identify the Young modulus of the material. Two types of schists were studied: the schist used for the voussoirs (type 1) and the one used for the spandrel walls (type 2), which is of lower quality. Six samples of type 1 denoted V1 to V6, and three samples of type 2 denoted W1 to W3 were tested. The samples of schist are solid cylinders with a diameter of about 60 mm. They were directly drilled on site within the stone quarries chosen for the bridge construction, and thus did not have exactly the same height. Extensometers were used to measure the strain in the central part of the sample

Annexes

(Figure 6(a)). The compression tests were performed in such a way that compression is directed perpendicularly to the schistosity planes, which also held true on site when the masons placed the different blocks.

For the schist of type 1, an average Young modulus of 53 000MPa was found with a standard deviation of 9 800MPa. The Young modulus for sample V6 was not measured due to an unexpected slippage of extensometers during the test. As an illustration, the stress-strain curves for sample V1 is given in Figure 7. The Young Modulus is measured after a first cycle (dotted line). The average compression strength for type 1 schist is equal to 126MPa with a standard deviation of 32MPa. For type 2 schist the Young modulus was found equal to 21 000MPa with a standard deviation of 7 300MPa and a compressive strength of 77MPa with a standard deviation of 8MPa. The mechanical properties of the schist stones are given in Table 1.

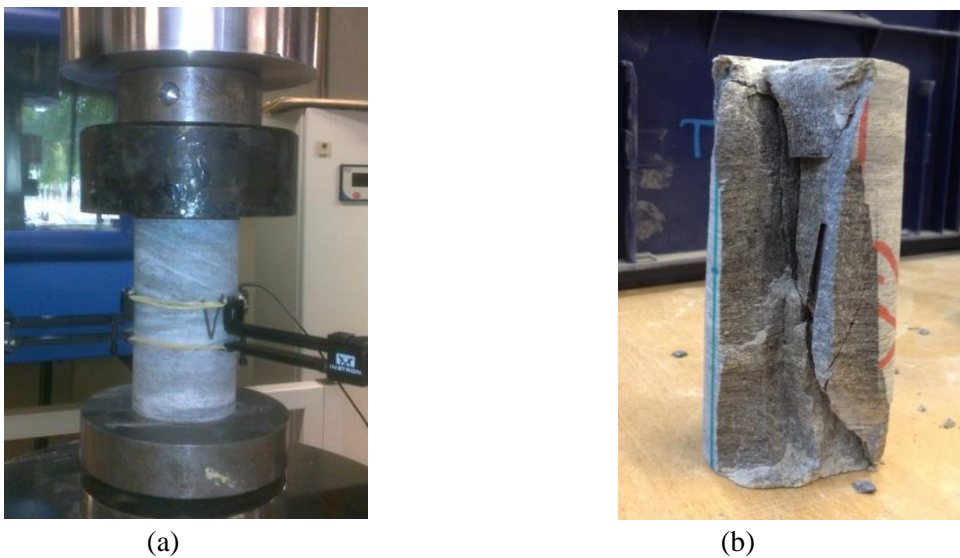


Figure 6: Compression test on a schist block: (a) test devices; (b) breaking mode of a sample.

Table 1: Mechanical properties of the schist stones (standard deviation is given within parentheses).

Schist type	Sample	Young modulus (MPa)		Compressive Strength (MPa)	
Type 1	V1	40 000		177	
	V2	50 000		141	
	V3	46 000	53 000	X	126
	V4	63 000	(9 800)	140	(32)
	V5	68 000		87	
	V6	X		142	
Type 2	W1	32 000		81	
	W2	19 000	21 000	84	77
	W3	12 000	(7 300)	65	(8)

3.2.2. Tests on masonry elements

Some compression tests on triplets of schist were performed in order to identify average properties of the contact surface between blocks and the underlying normal stiffness. Actually, the behaviour of an assembly of blocks depends on the behaviour of each block, on the behaviour of the contact zone which has specific properties, and possibly on the mortar binding the blocks. Compression tests on triplets, involving three blocks of schist bound

by a lime mortar that merely fill the gaps between the blocks were performed. On Figure 8, the thickness of the joint and the mortar that can easily be seen is due to the fact that the block faces in contact are cut the same way it is done on-site, contrary to the other faces of the blocks which are cut using a circular saw. The induced roughness of the faces in contact creates a joint of about 1-cm thickness. The triplets have a rectangular shape with a total height of 20c m and a width of 10 cm to avoid buckling effects.

Since the average behaviour of the schist blocks was previously identified, these tests give the average behaviour of the contact zone between blocks and more specifically the normal stiffness of this zone. Two triplets involving type 1 schist and one triplet with type 2 schist were tested (Figure 8). The results are given in Table 2.

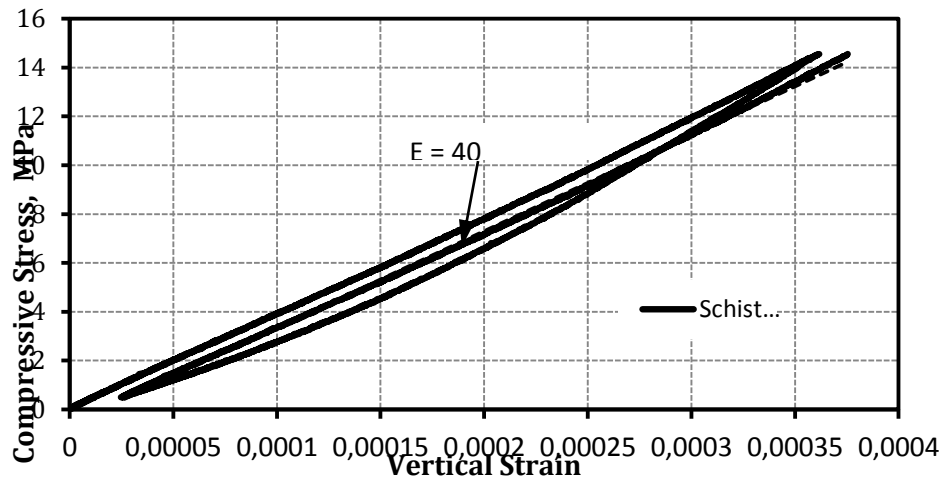


Figure 7: Loading and unloading compression tests on schist block of type 1.



Figure 8: Sample of a schist triplet after failure.

Table 2: Mechanical properties of the schist triplets (standard deviation is given within parentheses).

Material	Sample	Average Young Modulus (MPa)	Average Compressive Strength (MPa)
Type 1 Schist	VS1, VS2, VS3, VS4	4 400 (2 500)	54 (6)
Type 2 Schist	WS1, WS2, WS3	2 400 (1 200)	31(4)

The triplet for which the average normal stiffness of the contact zone between blocks is deduced is presented in Figure 8 and 9.

The three blocks were considered of the same properties and more specifically the same stiffness k_b and that the normal stiffness k_j of the two contact zones are equal. Actually with respect to compression, the triplet works as five materials of different stiffness placed in series.

The total stiffness of the triplet is denoted k_{eq} . The equation ruling the global behaviour of the triplet is then:

$$k_{eq}^{-1} = 3k_b^{-1} + 2k_j^{-1} \quad (1)$$

k_{eq} and k_b have the dimension of a stress by unit length and can be found separately. We note E_t and E_b the global Young modulus of the triplet and of the schist material respectively. Then, $k_{eq} = E_t / L_t$ and $k_b = E_b / L_b$. Finally, we obtain:

$$k_j = \frac{2k_b \times k_{eq}}{k_b - 3k_{eq}} \quad (2)$$

From the experimental results for the triplet using type 1 schist, the following data are obtained: $E_b = 53000\text{MPa}$; $L_b = 0.062\text{m}$, $E_t = 4400\text{MPa}$, $L_t = 0.186\text{m}$. Therefore, the block stiffness (against compression), which is defined as the ratio between the Young modulus and the block length, can be derived. The stiffness of the triplet can be derived the same way. They are equal to 850GPa/m and 24GPa/m , respectively. According to Equation 2, the normal stiffness k_j of the contact zone between two blocks derived from the experiments, is equal to 52GPa/m . This equation is one-dimensional and does not take into account the transversal influence of the block deformation on the interface behaviour, which is known to be negligible. For example, a DEM simulation of this test taking into account two-dimensional effects provided a normal stiffness k_j of the joint equal to 51.7GPa/m , which is very close to 52GPa/m .

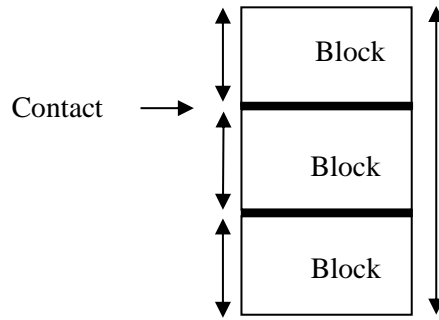


Figure 9: Actual triplet with the different entities.

Considering the average mechanical properties of the schist (Type 1 and 2) blocks derived from Table 1 as to the average size of the blocks, the average normal stiffness of the contact zone between two blocks are given in Table 4. The ratio between the tangential stiffness and the normal stiffness is taken equal to 0.8 [16]. A tilt test involving a schist block slipping on another schist block allowed the average friction coefficient of the contact zone of 20° to be obtained. The tensile strength of the contact is set to zero, whereas the cohesion is set to a very low value of 10Pa .

The Young modulus was not identified and a Poisson ratio of 0.3 (typical measured for rocky stones) is considered.

Table 3: Properties of the blocks and of the contact zones between blocks.

		Type 1	Type 2
Blocks	Specific weight (kN/m ³)	25	25
	Young modulus (MPa)	53 000	21 000
	Poisson ratio	0.3	0.3
Contact zone	Normal stiffness (GPa/m)	52	27
	Tangential stiffness (GPa/m)	41	21
	Friction coefficient (°)	20	20
	Cohesion (Pa)	10	10

3.3. Modelling of the formwork removal

Considering the properties defined previously and stating that the contact between the voussoirs involves the total lateral height of the voussoirs, the 2D simulation of the formwork removal was performed. The simulation does not consider the real process, but rather an approximated and simpler one. The gravity is imposed in successive stages from zero to the actual value of 9.81 m/s² within five steps in order to ensure that the static equilibrium is obtained more quickly. The equilibrium is supposed to be obtained when the ratio of the average unbalanced mechanical force magnitude divided by the average applied mechanical force magnitude for all block centroids or gridpoints in the model reaches 10⁻⁵ at the end of each stage of gravitational acceleration increase. This ratio is eventually set to 10⁻⁶ for the achievement of the final equilibrium.

The initial position of the arch (gravity equal to zero) is given in Figure 10 together with the arch vertical displacement field obtained by the simulation. In that figure, an amplification factor of 1000 is given for the vertical displacement field. The vertical displacement field obtained by measurements on-site during the actual formwork removal is also given. The magnitude of displacements found by the simulation is in the order of magnitude of the displacements found on site. Nevertheless, the peculiar displacements of the voussoirs within the keystone zone could not be obtained. In the proposed model, the stress flows from one voussoir to another one by the total voussoir height. It underlies that contact points or contact length zones between two voussoirs are uniformly distributed along the total lateral surface of the voussoir, which is not the case on site because the rubble masonry uses un-hewn building stones with a low strength mortar. The stress field found by the simulation is given in Figures 11(a) and (b). In these figures, a positive stress denotes tension. The materials mainly face compressive stresses, which was expected, but some blocks also face some tensile stresses.

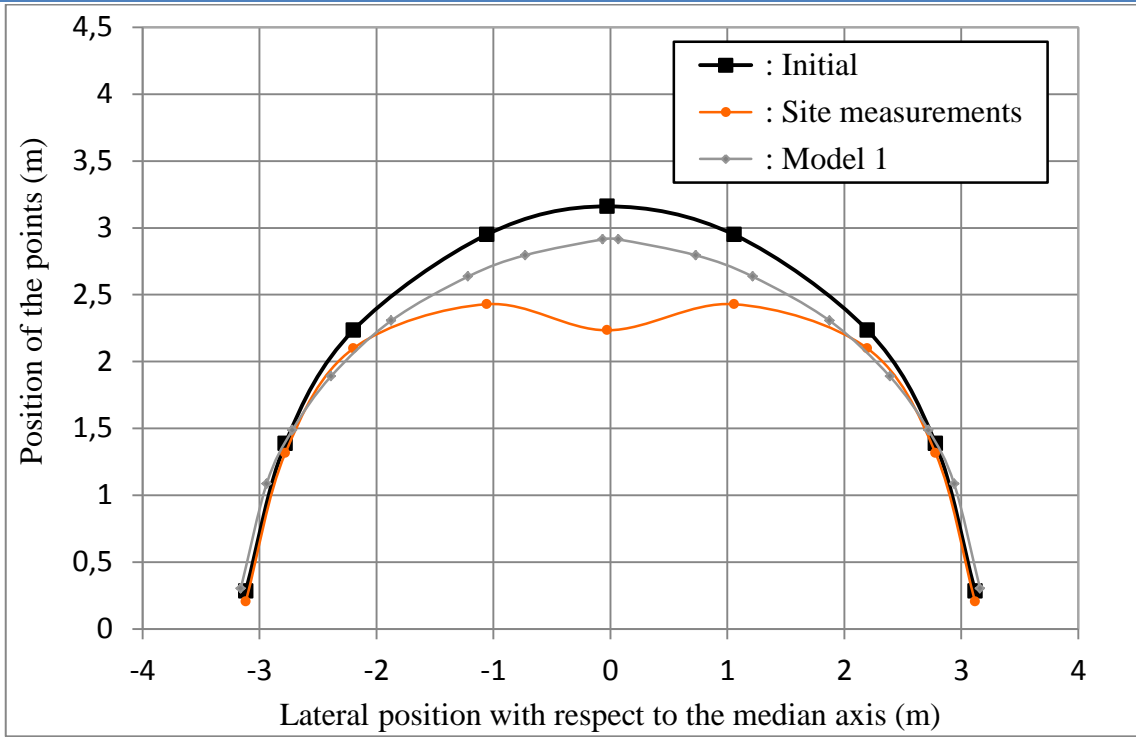


Figure 10: Vertical displacement field obtained by simulation and on site following the formwork removal; contact length involving the keystone: 100%. Amplification factor for displacements: 1000.

Actually, the voussoirs are manually placed on the formwork without any other device except for the keystone voussoir. This latter is manually thrust with a sledge hammer between the two adjacent voussoirs. The gradual insertion of the keystone between the adjacent blocks is made possible by the progressive damage of the contact points and surfaces. It seems that before the formwork removal, the contact points or contact surfaces were not homogeneously distributed along the total lateral surface of the keystone voussoir, but mainly in the bottom part of it (close to the arch intrados). It also seems that during the formwork removal, there is a change of the location for contact between the keystone voussoir and the adjacent voussoirs. The contact zone seems to shift towards the extrados.

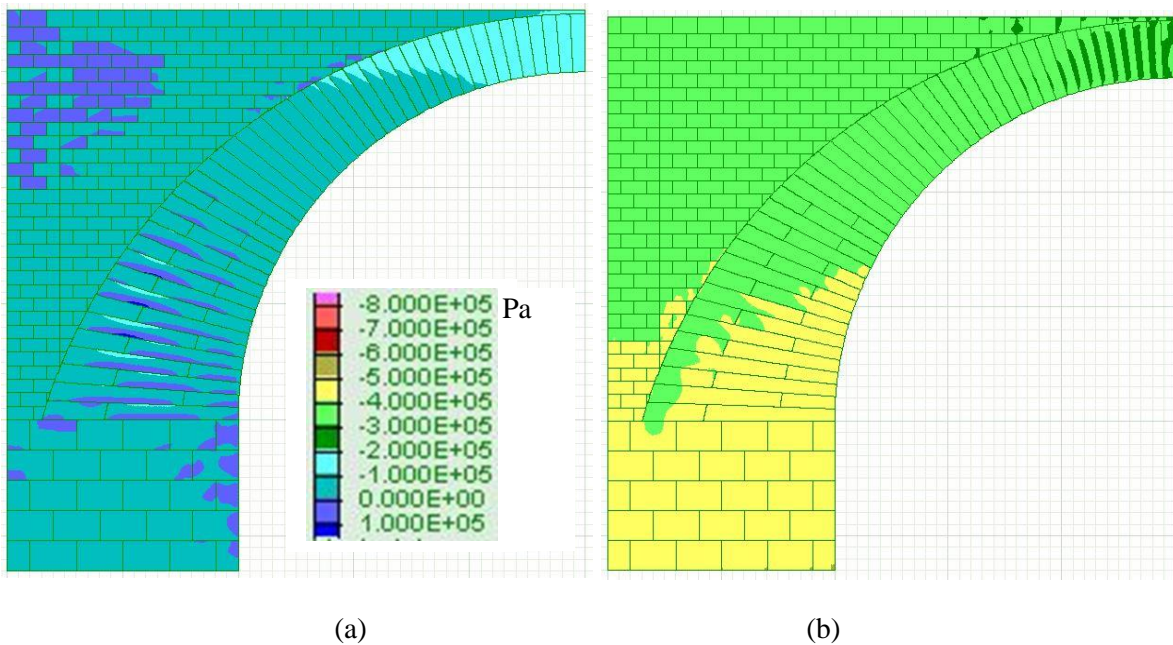


Figure 11: Stress field after the formwork removal, Model 1; (a): horizontal stress, (b): vertical stress.

Considering this observation, a new simulation is performed. Here, the contact zone of the keystone voussoir with the adjacent voussoirs is extended along the 20% of the total possible contact zone and at the bottom part of the lateral voussoir surface. This is performed by creating a crack extending along the 80% of the upper part of lateral voussoir surface, avoiding possibilities for contacts in that zone at the initial state (before formwork removal). This new model for the system is denoted “Model 2” (Figure 12(b)). Model 1 is given in Figure 12(a) as a reference. During the formwork removal, contacts in that zone can eventually be created as the opposite sides of the cracks may get closer one to the other one. The result of the simulation is given in Figure 13. The vertical displacement field qualitatively shows the peculiar pattern observed on-site, which tends to validate the initial statement.

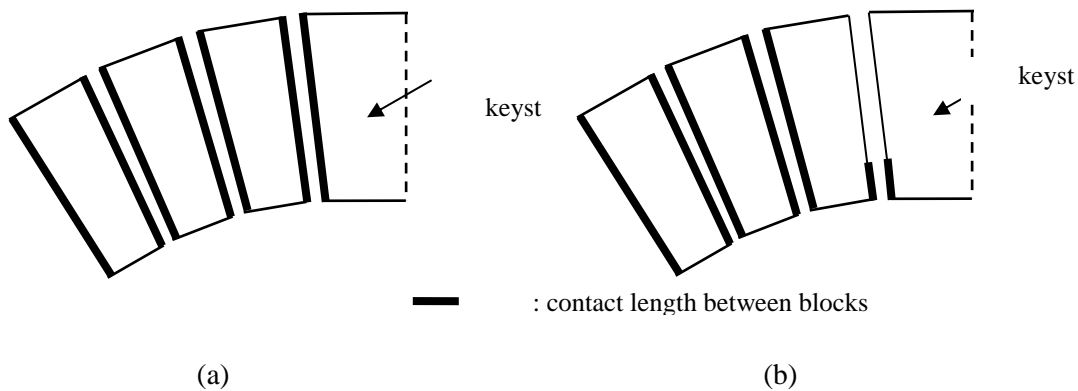


Figure 12: Contact length of the keystone with the adjacent voussoir; (a): Model 1, full length, (b): Model 2: 20% total length

Figure 14(a) and (b) give the local displacement field of each block. The linear displacements for each node within the blocks are given in Figure 14(a) while the rotation of a block is given by an angular sector with amplitude related to the magnitude of the rotation in Figure 13(b). The movement of the blocks does not take place by slippage between adjacent voussoirs, but merely by rotation around axis (Oy), behaviour well known for vault masonries.

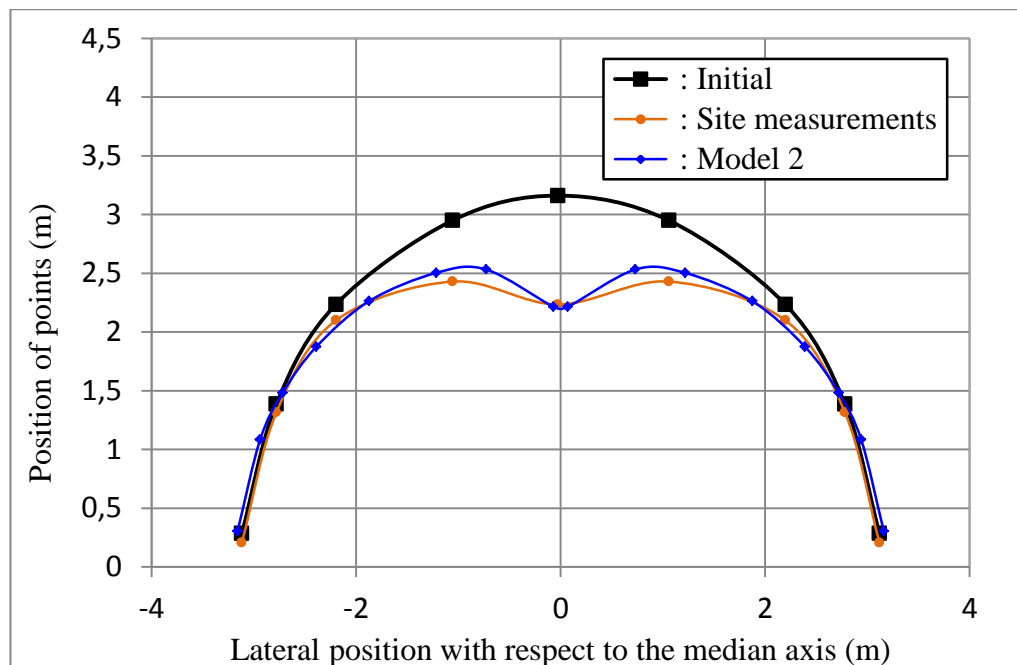


Figure 13: Vertical displacement field obtained by simulation and on site following the formwork removal, contact length involving the keystone: 20%. Amplification factor for displacements: 1000.

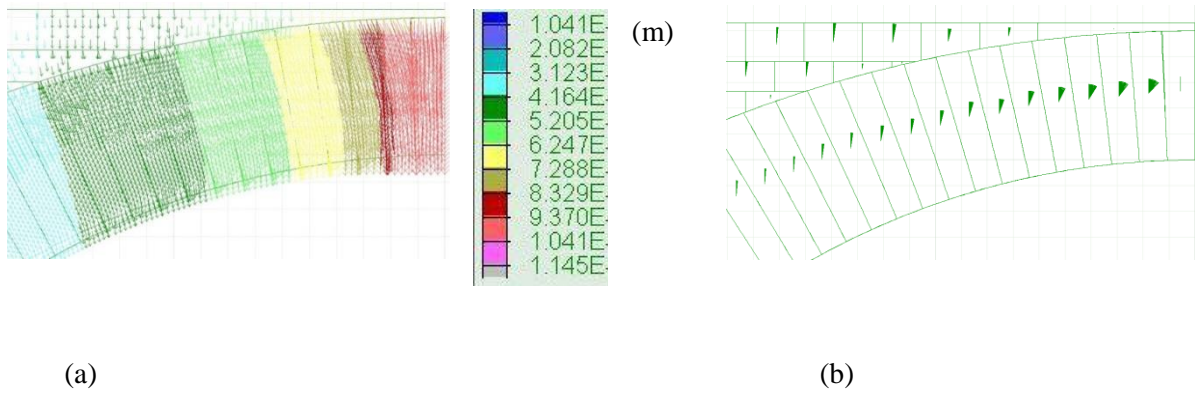


Figure 14: Local displacement fields within the keystone zone, Model 2; (a): linear displacement of nodes, (b) average rotation of blocks (maximum value 0.04°).

Figures 15(a) and (b) give the stress field obtained after the formwork removal using Model 2. The scale of stress is the same as the one chosen in Figures 11(a) and (b) when using Model 1. The reduction of the contact length affects the distribution of stresses in a large number of the voussoirs close to keystone. The maximum stress which is nearly five times larger than for Model 1 within the keystone is not at the intrados, but at a point above the intrados and the contact length increased from 20% to nearly 50% in Figure 15(a). Indeed, compressive stresses flow along this distance between the keystone and the adjacent voussoir after the formwork removal. One can note that the maximum compressive stress is equal to 800kPa, which is much smaller than the maximum compressive strength of the material (about 130MPa). It justifies the hypothesis of elastic behaviour taken in the simulations.

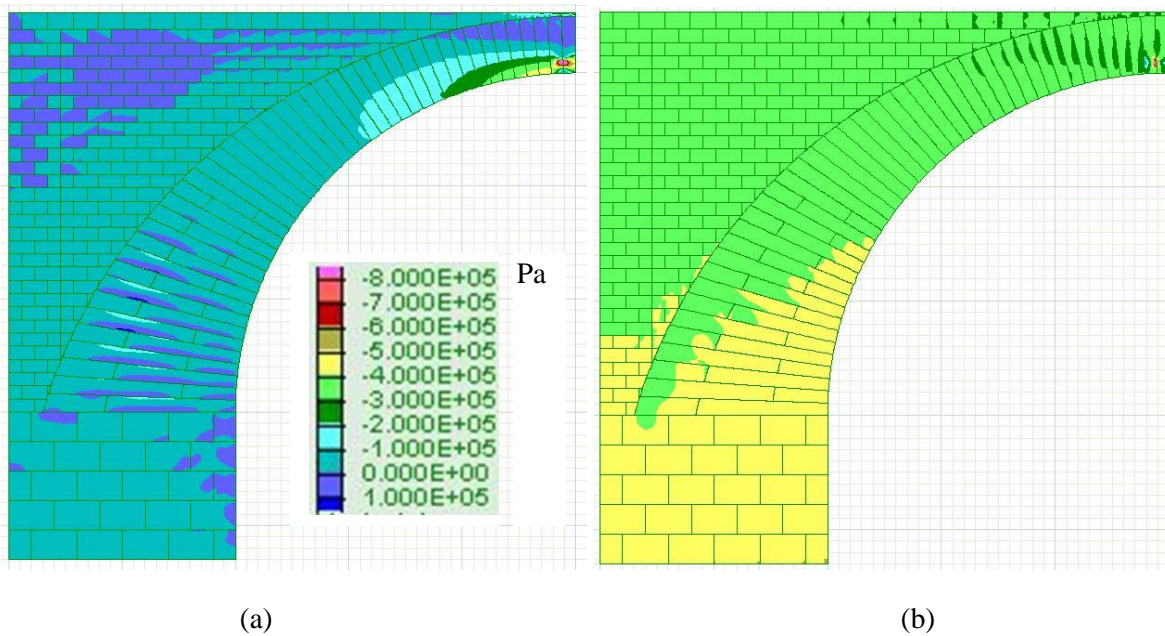


Figure 15: Stress field after the formwork removal, Model 2; (a): horizontal stress, (b): vertical stress.

Finally, the sharp discontinuity of the simulated displacements (keystone compared to adjacent voussoirs) may be due to the fact that only the extent of the contact zone related to the keystone voussoir was changed. The reduction of the extent of the contact zone in the bottom lateral zone of the voussoir may also hold true for adjacent voussoirs. Consequently and in a same way, the extent of the contact zone for the contact surfaces involving all the contact zones of the voussoirs adjacent to the keystone voussoir was reduced. Therefore, Model 3 denotes the model where all the contact zones of the keystone and the voussoir adjacent to the keystone were affected by the surface reduction, Model 4, when this reduction affects the two adjacent voussoirs (in the same half system). The significance of models i involved in the figures is illustrated in Figure 16 and summarized in Table 5 for convenience. The results for these new models are given in Figure 17.

The reduction of the contact length for the voussoir adjacent to the keystone (Model 3) induces a slight downward shift of the latter one and equal shifts for the other voussoirs. Model 4 does not induce a further movement of the keystone, but slightly reduces the gap between the displacement magnitude of the keystone and the displacement of the adjacent voussoirs. Then a better forecast of actual displacements of the arch would encompass a modelling involving a reduction of the extent of the contact length for at least two voussoirs adjacent to the keystone.

Actually, the precise forecast of the actual displacements is difficult to achieve since both the number of voussoirs involved in the reduction of contact length and the general extent of this reduction play the same role though the second one seems to be more critical. As an illustration of this statement, Figure 18 shows the displacement field of the voussoirs involving three different reductions of contact length for the keystone (Model 2). In this figure, if the surface of contact is only of 40% of the total keystone height, the displacement field is still close to the one observed when the total lateral voussoir height is considered for the transfer of stresses in the joint. Moreover, the reduction of the contact zone extent amplifies the gap between the displacement of the keystone and the displacement of the adjacent voussoirs. This gap is due to a larger rotation of the adjacent voussoirs with respect to the keystone which is facilitated if the contact length is reduced. Therefore, a reduction of 20% is a first proposal.

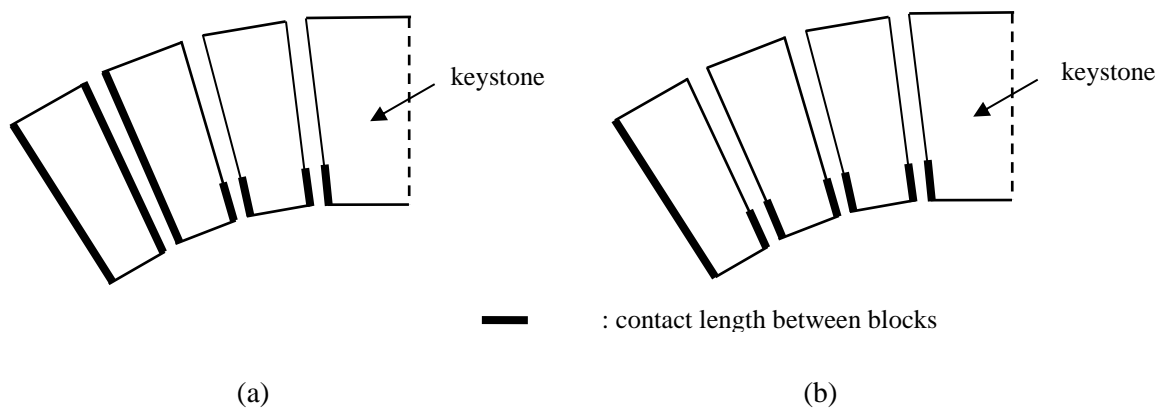


Figure 16: Contact length between the voussoirs, by default full length; (a): Model 3, 20% total length for contacts involving the keystone and the voussoir next to the keystone (b): Model 4: 20% total length for contacts involving the keystone and the two voussoirs next to the keystone.

Table 3: Type of model and significance.

Modelling	Significance
1	Contact length on the overall lateral surface for all the voussoirs
2	Contact length reduced to 20% for the keystone
3	Contact length reduced to 20% for the keystone and for the adjacent voussoir
4	Contact length reduced to 20% for the keystone and for the two adjacent voussoirs

The difficulty to obtain a precise forecast arises from the exact location of the contact zone, which may not start from the very intrados but nearby, and that can differ for each joint. One may also claim that the value for the reduction of contact length may be different for each joint. To conclude, at this point there is too little information to state which scenario is closer to what occurred on site. A further on-site measurement when loading the bridge to typical service life loadings is likely to help in this respect providing further information.

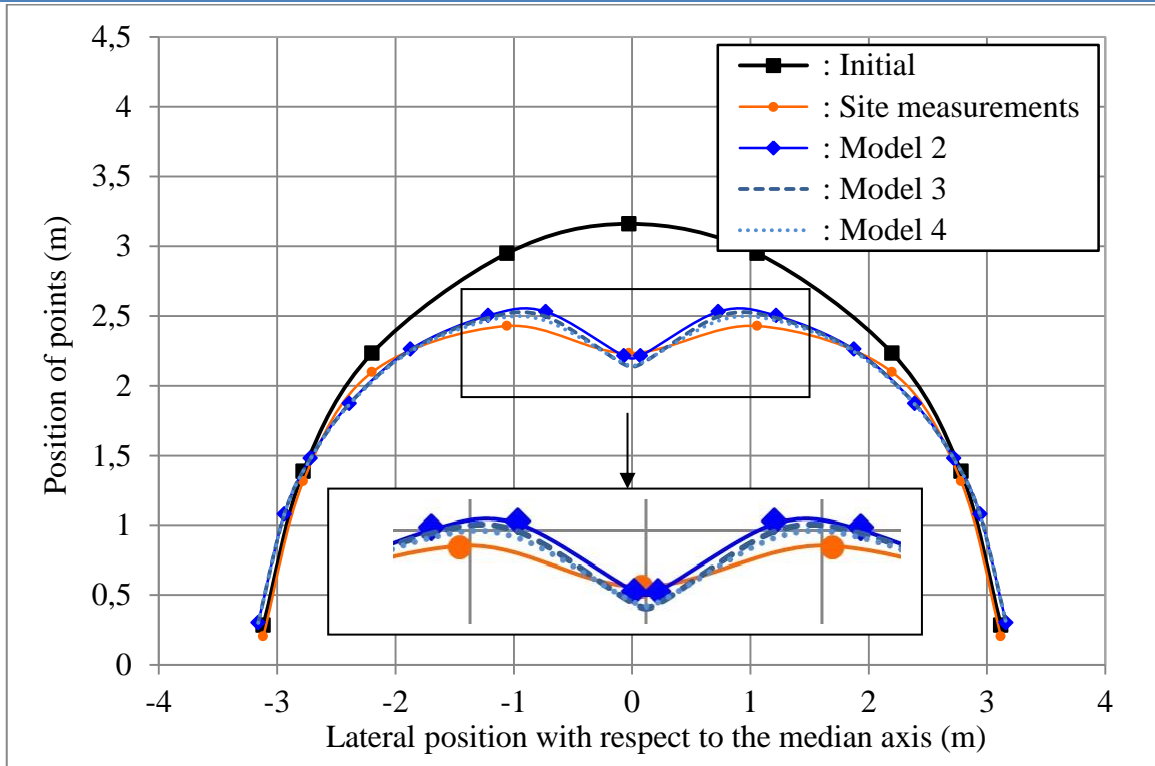


Figure 17: Vertical displacement field obtained by simulation and on site following the formwork removal; the significance of the different models is given in Table 5. Amplification factor for displacements: 1000.

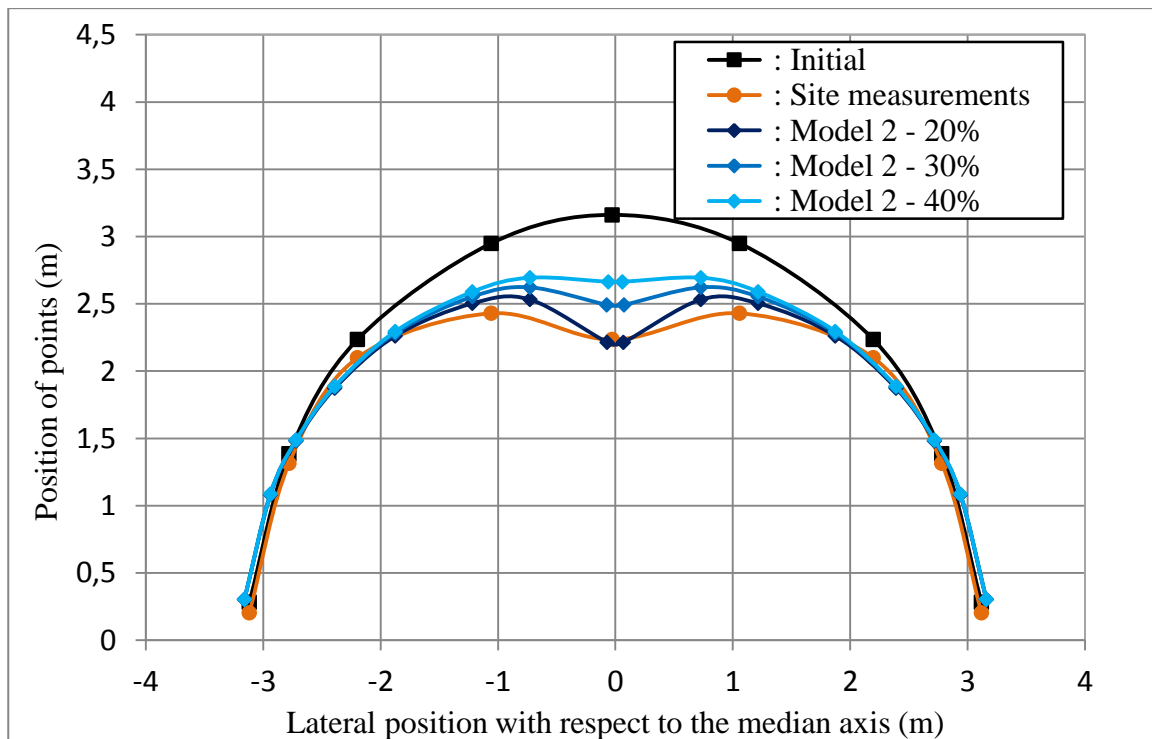


Figure 18: Vertical displacement field obtained by simulation following the formwork removal, influence of the extent of the contact zone. Amplification factor for displacements: 1000.

4. Conclusions

On-site measurements of the displacements of a masonry bridge with blocks weakly bound by a lime mortar were performed at the stage of the formwork removal. The maximum displacement under its own weight was found on the order of 1 mm and took place at the keystone voussoir. The displacements field showed a singular profile with a singularity for voussoirs very close to the keystone. It seems that before the formwork removal, the contact points between the voussoirs did not extend uniformly on the whole geometrical lateral surfaces of the blocks, but just along a reduced zone located at the bottom part of them. When the formwork was removed, an upward shift of the contact zone may have occurred. The key mechanism here is the permitted rotation of a voussoir with respect to another one that would have not been triggered if the contact length would have involved the total lateral surface of the joints.

A 2D numerical analysis of the formwork removal using a discrete element method was proposed to provide better insight on mechanisms that took place on site. The parameters of the mechanical laws were identified by experimental tests including compression tests on schists and triplets. A first model showed that if the contact zone between blocks involves the whole lateral height, the pattern observed on-site cannot be found.

The reduction of the extent of the contact zone between the voussoirs enabled finding the peculiar displacement field observed on-site. This feature would not have been found using a finite element method, and even if the range is very small of involved displacements, it helps to have a better insight into the transfer of stresses within the arch. The reduction must be settled to a value close to 20%, which is important. It implies that larger-than-expected local stresses may exist within the voussoirs. This reduction must affect not only the contact zone between the keystone and the adjacent voussoirs, but at least two adjacent voussoirs on each side of the keystone. Moreover, the zone of contact may not be strictly located at the bottom part of the voussoir, but in a zone slightly above.

The detailed forecast of the displacement field was beyond the scope of this study, but further on-site measurements involving loadings typical of the service life of this kind of bridge will help to precise this study that must be considered as a first attempt to understand the behaviour of Chaldecoste bridge.

Acknowledgements

The present work is part of the research project C2D2 10 MGC S 01 denoted PEDRA (Behaviour of dry stone or weakly bound structures) funded by the Ministry of Ecology (MEDDE) and the Civil and Urban Engineering Network (RGCU). The Région Rhône-Alpes founded a Fellowship CMIRA for JC Morel for 5 months in Bath University. The authors want to thank these institutions for their financial support. Authors would also like to thank, Joachim Blanc-Gonnet, Stéphane Cointet and the group of artisan-builders who built the bridge: Thomas Brasseur, Marc Dombre, Bruno Durand and Christian Emery for their technical support.

References

- [1] Gilbert M, Melbourne C. Rigid-block analysis of masonry structures. *Structural Engineering* 1994; 72:356-61.
- [2] Oliveira DV, Lourenço PB, Lemos C. Geometric issues and ultimate load capacity of masonry arch bridges from the northwest Iberian Peninsula. *Engineering Structures* 2010; 32(12):3955-3965.
- [3] Colas AS, Morel JC, Garnier D. 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 2010; 34:1237-1249.
- [4] Fanning PJ, Boothby TE. Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures* 2001; 79:2645-2662.
- [5] Toker S, Unay AI. Mathematical modeling and finite element analysis of masonry arch bridges. *Journal of Science* 2004; 17(2):129-139.
- [6] Cavicchi A, Gambarotta L. Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges. *Computers and Structures* 2006; 84:2316-2328.
- [7] Audenaert A, Fanning P, Sobczak L, Peremansa H. 2-D analysis of arch bridges using an elasto-plastic material model. *Engineering Structures* 2008; 30:845-855.
- [8] Sevim B, Bayraktar A, Altunisik AC, Atamturktur S, Birinci F. Finite element model calibration effects on the earthquake response of masonry arch bridges. *Finite element in Analysis and Design* 2011; 47:621-634.
- [9] Domede N, Sellier A, Stablon T. Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling. *Engineering Structures* 2013; 56: 837-849.
- [10] Toth AR, Orban Z, Bagi K. 2009. Discrete element analysis of a stone masonry arch. *Mechanics Research Communications* 2009; 36: 469- 480.
- [11] Rafiee A, Vinches M, Bohatier C. Application of the NSCD method to analyse the dynamic behaviour of stone arched structures. *Int J Solids Struct*, 2008; 45:6269-83.
- [12] Sousa Gago A, Alfaiate J, Lamas A. The effect of the infill in arched structures: Analytical and numerical modeling, *Engineering Structures* 2011; 33(5):1450-1458.
- [13] Rafiee A, Vinches M. Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using an implicit discrete element method. *Engineering Structures* 2013; 48:739-749.
- [14] Thavalingam A, Bicanic N, Robison JI, Ponniah DA. Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges. *Comput Struct* 2001; 79:1821-30.
- [15] Itasca Consulting Group, Inc., 2011, UDEC (Universal Distinct Element Code), Version 5.0, Minneapolis, MN: ICG.
- [16] Mindlin RD. Compliance of Elastic Bodies in Contact. *Journal of Applied Mechanics* 1949; 16:259-268.

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'ETAT

NOM : TRAN

DATE de SOUTENANCE : 18/11/2014

Prénoms : Van Huong

TITRE : Optimisations mécaniques des constructions en matériaux locaux

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 2014 – ENTP – 0014

Ecole doctorale : MEGA

Spécialité : Génie Civil

Cote B.I.U. - /

et

bis

CLASSE :

RESUME :

Les matériaux locaux utilisés en génie civil, se définissent comme présents directement sur les sites de constructions ou lieux proches. Parmi ces matériaux, nous avons étudié la terre crue, la limousinerie (maçonnerie de pierre associée au mortier de terre et de chaux maigre), et le béton de poudingue (un béton maigre à base de granulats de poudingue). L'objectif général de cette thèse est de faciliter l'utilisation des constructions durables en matériaux locaux. Les études à l'échelle du matériau et à l'échelle de la structure ont été effectuées sur ce type de construction. À l'échelle du matériau, le comportement mécanique des matériaux locaux a été étudié. Une procédure d'optimisation de la composition des matériaux en fonction de leur résistance mécanique a été également proposée. À l'échelle de la structure, le comportement des constructions en matériaux locaux a été étudié par les études de cas. Premièrement, le comportement mécanique d'un pont neuf, voûté en limousinerie a été étudié en effectuant des mesures in-situ du champ de déplacements du pont lors du décintrement. Le pont a également été modélisé par un modèle 2D utilisant la MED. La modélisation du phénomène de contacts partiels dans la zone des voussoirs adjacents du voussoir de clé a permis de retrouver le profil particulier du champ de déplacements mesuré, ce qui ne peut pas être effectué par la MEF. Deuxièmement, l'auscultation dynamique d'un bâtiment en limousinerie a été effectuée par des mesures de bruit de fond. Un modèle 3D utilisant la MEF a été fait et validé en comparant avec les résultats expérimentaux. Une simulation des actions sismiques conformément à l'EC8 a été effectuée afin d'estimer sa vulnérabilité aux séismes. Troisièmement, le comportement d'une maison en béton de poudingue a été étudié. Une procédure d'optimisation de la forme de voûte a été proposée pour ce type de construction. Puis, les principes de justification de la stabilité par la méthode de calcul aux contraintes admissibles ont également été proposés.

MOTS-CLES : Matériaux locaux, constructions durables, béton de poudingue, vulnérabilité sismique, MEF, MED, stabilité de la structure, calcul aux contraintes admissibles.

Laboratoire (s) de recherche : Laboratoire Génie Civil et Bâtiment (LGCB)

Directeur de thèse: Jean-Claude MOREL

Président de jury : Fabrice EMERIAULT

Composition du jury :

M. Jean-Pierre GOURC

Professeur émérite, UJF

M. Pascal PERROTIN

Maître de conférences, HDR, UDS

M. Fabrice EMERIAULT

Professeur, INPG

M. Quoc-Bao BUI

Maître de conférences, UDS

M. Michel OGGERO

Filiaterre LOQUIS

M. Stéphane HANS

Chercheur – ITPE, ENTPE

M. Jean-Claude MOREL

Directeur de recherches, ENTPE