



**HAL**  
open science

# Analyse des contraintes in situ dans les structures en béton armé

Marie Allain

► **To cite this version:**

Marie Allain. Analyse des contraintes in situ dans les structures en béton armé. Génie civil. Université Savoie Mont Blanc, 2021. Français. NNT : 2021CHAMA004 . tel-03600828

**HAL Id: tel-03600828**

**<https://theses.hal.science/tel-03600828>**

Submitted on 7 Mar 2022

**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.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ SAVOIE MONT-BLANC

Spécialité : **Génie Civil et Sciences de l'Habitat**

Arrêtée ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

**Marie ALLAIN**

Thèse dirigée par **Olivier PLE**  
et codirigée par **Pierre VACHER**

préparée au sein du **Laboratoire LOCIE, UMR CNRS**  
dans **l'École Doctorale SISEO**

## Analyse des contraintes in situ dans les structures en béton armé

Thèse soutenue publiquement le **21 janvier 2021**,  
devant le jury composé de :

**Mme. Evelyne TOUSSAINT**

Professeur, Institut Pascal, UCA, Rapporteur

**M. Christophe LANOS**

Professeur, Laboratoire GCGM, IUT de Rennes, Rapporteur

**M. Stéphane GRANGE**

Professeur, Laboratoire GEOMAS, INSA de Lyon, Examineur

**M. Matthieu BRIFFAUT**

Maître de conférence, HdR, Laboratoire 3SR, UGA, Examineur

**M. Oliver PLE**

Professeur, Laboratoire LOCIE, IUT de Chambéry, Directeur de thèse

**M. Pierre VACHER**

Professeur, Laboratoire SYMME, IUT d'Annecy, Co-Directeur de thèse

**Mme. Noémie PRIME**

Maître de conférences, Laboratoire LOCIE, Polytech Annecy-Chambéry, Co-Encadrant de thèse

**M. Emile ROUX**

Maître de conférences, Laboratoire SYMME, Polytech Annecy-Chambéry, Co-Encadrant de thèse

**M. François PELLIER**

Directeur Nationale TP et Nucléaire, Entreprise Générale Léon Grosse, Invité



---

*"A P. Allain et L. Guihard"*

---



## Remerciements

Ce travail de thèse a constitué une expérience très enrichissante qui m'a permis de faire mes premiers pas dans le monde de la recherche. Il n'aurait pas été aussi fructueux sans l'aide de plusieurs personnes. Je remercie tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à réaliser ce travail.

Ce travail a été mené en collaboration avec l'entreprise Léon Grosse et le laboratoire LOCIE.

Je souhaite tout d'abord remercier l'entreprise Léon Grosse qui a rendu possible la réalisation de ces travaux et en particulier, M. François PELLIER pour la confiance qu'il m'a accordé dans ce travail ainsi que pour le temps et les investissements réalisés pour la réussite de ce projet.

Je remercie ensuite les membres de l'équipe d'encadrement de mes travaux de thèse durant ces trois années : Pascal PERROTIN (pour la première année), Noémie PRIME et Pierre VACHER, puis ensuite Olivier PLE et Emile ROUX qui ont rejoint l'aventure en deuxième année. Ce fut un plaisir de travailler avec vous. Vous m'avez guidé et conseillé tout au long de ce travail de thèse. Nos échanges réguliers, votre complémentarité, votre bienveillance, et votre disponibilité ont été déterminants dans l'avancement et la réussite de ce travail. Ces trois années m'ont permis de m'enrichir scientifiquement mais également humainement.

Je voudrais également remercier les membres du laboratoire du LOCIE que j'ai pu côtoyer tout au long de cette thèse. Une agréable équipe de chercheurs, d'enseignants et de personnels avec laquelle j'ai passé de très bons moments.

Je tiens à remercier les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail. Notamment Mme. Evelyne TOUSSAINT et M. Christophe LANOS pour avoir accepté d'en être les rapporteurs ainsi que M. Stéphane GRANGE et M. Matthieu BRIFFAUT pour avoir accepté de juger mon travail.

Une thèse c'est également un aventure humaine, faite de rencontres. J'ai donc une pensée pour mes collègues de thèse qui sont devenus mes amis au bout de trois ans : Jeanne, Clémence, Gaétan, Madina, Emmanuel, Maxime, Nicolas, Yannis, Sarah, Léa, Alice,... et tous ceux que j'aurai oublié. De nombreux moments passés à discuter sciences mais pas que, au coin café, au bar ou sur les pistes de skis !

Comment ne pas avoir également une pensée pour :

- Claire, Marion (soit Clairion), Tony et Thibault et nos repas doc du jeudi midi,
- Nathalie, Kévin et Maxime pour nos week-ends entre mer et montagne,
- Chloé, Marina et Ségolène des amies de longues dates qui m'accompagnent partout, merci à elles pour leur écoute et leurs conseils.

Je finirai par remercier ma famille ALLAIN-CHERO-HILAND loin mais toujours présente pour me soutenir, Newton pour m'avoir tenu compagnie lors de la rédaction, et surtout Jean sans qui cette aventure n'aurait jamais eu lieu ...



# Table des matières

Remerciements . . . . .	i
Table des matières . . . . .	iii
Nomenclature . . . . .	vii
<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>1 Contexte et position du problème</b>	<b>4</b>
1.1 Vieillessement et devenir des ouvrages en béton armé en France . . . . .	5
1.1.1 Actualité et études récentes . . . . .	5
1.1.2 Réglementations envisagées en France . . . . .	7
1.2 Comportement du béton armé . . . . .	8
1.2.1 Composition du béton armé . . . . .	8
1.2.2 Comportement du béton . . . . .	10
1.2.3 Variation des paramètres élastiques . . . . .	16
1.2.4 Justification d'un élément de structure . . . . .	22
1.3 Solutions de diagnostic . . . . .	25
1.3.1 Définition du terme diagnostic . . . . .	25
1.3.2 Techniques existantes . . . . .	25
1.3.3 Positionnement de notre méthode vis-à-vis de l'existant . . . . .	36
1.4 Enjeux scientifiques de notre travail . . . . .	38
1.4.1 Problématique scientifique . . . . .	38
1.4.2 Hypothèses retenues . . . . .	38
1.4.3 Extension à une étude de cas . . . . .	39
<b>2 Du concept initial à la méthodologie développée</b>	<b>41</b>
2.1 Solution proposée . . . . .	42
2.1.1 Principe . . . . .	42
2.1.2 Objectif de précision . . . . .	44
2.1.3 Verrous identifiés . . . . .	47
2.2 Développement des outils numériques : Corrélation d'images numériques (CIN) . . . . .	50
2.2.1 Généralités sur la corrélation d'images numériques . . . . .	50
2.2.2 Dispositif d'imagerie mis en place . . . . .	52
2.2.3 Procédure et traitement des images . . . . .	59
2.2.4 Bilan sur le développement des outils numériques . . . . .	62
2.3 Développement des outils mécaniques . . . . .	63
2.3.1 Outil de libération de contraintes . . . . .	63
2.3.2 Outil de mise sous pression . . . . .	74
2.3.3 Bilan sur les outils mécaniques . . . . .	83
2.4 Synthèse du protocole et des outils d'identification de l'état de contraintes . . . . .	84

<b>3</b>	<b>Validation en laboratoire de la méthode sur un élément type structurel en béton</b>	<b>89</b>
3.1	Présentation des expérimentations	91
3.1.1	Présentation des configurations étudiées	91
3.1.2	Organisation des études	92
3.2	Caractérisation mécanique du béton	92
3.2.1	Détermination expérimentale de $f_{c,m}$ et de $f_{c,k}$	92
3.2.2	Détermination du module de Young selon EC2	93
3.2.3	Essai de compression sur carotte de faible dimension	93
3.3	Détermination des déplacements lors du relâchement des contraintes	94
3.3.1	Composantes du champ de déplacement	94
3.3.2	Déformations : brutes et corrigées	97
3.3.3	Vérification du résidu	99
3.3.4	Approche alternative : étude des déplacements autour du perçage	100
3.4	Identification du module de Young	103
3.5	Détermination de l'état de contrainte	104
3.5.1	En surface de la carotte	104
3.5.2	Étude de sensibilité des paramètres E et $\nu$	105
3.6	Bilan de l'étude sur les trois plots	107
3.7	Conclusion	110
<b>4</b>	<b>Analyse des contraintes in situ</b>	<b>112</b>
4.1	Essai in situ : Bâtiment neuf EDF	113
4.1.1	Contexte de l'étude	113
4.1.2	Identification du module de Young	113
4.1.3	Identification de l'état de contrainte	117
4.1.4	Conclusion de l'essai sur le site de La Coche	119
4.2	Essai in situ : Bâtiment ancien, Bibliothèque Universitaire de l'USMB	120
4.2.1	Contexte de l'étude	120
4.2.2	Identification du module de Young	124
4.2.3	Identification de l'état de contraintes	130
4.2.4	Conclusion des essais en Bibliothèque Universitaire de l'USMB	134
4.3	Conclusion des analyses in situ	135
	<b>Conclusion générale</b>	<b>138</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>I</b>
	<b>Table des figures</b>	<b>VII</b>
	<b>Liste des tableaux</b>	<b>XIII</b>
<b>A</b>	<b>Annexe 1 : Étude des effets de l'inclinaison de la caméra sur les déformations</b>	<b>XV</b>
<b>B</b>	<b>Annexe 2 : Programme GlobalDIC</b>	<b>XXI</b>
<b>C</b>	<b>Annexe 3 : Comparaison des résultats de champs de déplacement calculés à partir de méthode CIN globale et locale sur un test de chargement thermique d'un matériau au comportement supposé homogène : aluminium</b>	<b>XXIX</b>
C.1	Protocole d'étude	XXX
C.2	Correction d'un défaut de déplacement hors-plan	XXXI

---

C.3	Déplacement sous chargement thermique . . . . .	XXXII
<b>D</b>	<b>Annexe 4 : Etude thermique de la zone carotté lors du carottage</b>	<b>XXXIV</b>
D.1	Modélisation du problème . . . . .	XXXV
D.2	Phénomènes thermiques . . . . .	XXXVI
D.3	Résultats des simulations . . . . .	XXXVI
<b>E</b>	<b>Annexe 5 : Programme relatif à l'identification du module de Young</b>	<b>XXXVIII</b>
<b>F</b>	<b>Annexe 6 : Vérification de l'influence des zones d'étude entre elles</b>	<b>XLIII</b>
F.1	Modélisation . . . . .	XLIV
F.2	Zone d'influence . . . . .	XLIV
F.3	Zones critiques en traction . . . . .	XLV
<b>G</b>	<b>Annexe 7 : Vérification de l'état de flambement et effet de l'excentrement de la charge</b>	<b>XLVII</b>
G.1	Flambement . . . . .	XLVIII
G.2	Excentrement de la charge . . . . .	XLIX



## Nomenclature

## Symboles usuels

Symbole	Unité	Signification
<i>Mécanique</i>		
E	[Pa]	Module de Young
$\nu$		Coefficient de Poisson
$\lambda$	[Pa]	1er coefficient de Lamé
$\mu$	[Pa]	2ème coefficient de Lamé
N	[N]	Effort normal
$T_y$	[N]	Effort tranchant
$M_{fz}$	[N.m]	Moment de flexion
F	[N]	Force
$\underline{\underline{\sigma}}$	[Pa]	Tenseur des contraintes
$\underline{\underline{\varepsilon}}$		Tenseur des déformations
$\varepsilon_{kk}$		Trace du tenseur des déformations
$\delta_{ij}$		Symbole de Kronecker
$\theta$	[°]	Angle
k		Sensibilité de l'appareil piézoélectrique
R	[ $\Omega$ ]	Résistance
L	[m]	Longueur
S	[ $m^2$ ]	Section/Surface
A	[ $m^2$ ]	Section au dessus de point de contrainte considérée
e	[m]	Épaisseur
m	[kg]	Masse
t	[s]	Temps
<i>Thermique</i>		
T	[°C] ou [K]	Température
$\alpha$	[ $K^{-1}$ ]	Coefficient de dilatation thermique
$C_p$	[J/(kg.K)]	Chaleur spécifique
$\lambda$	[W/(m.K)]	Conductivité

## Nomenclature

---

$h$	$[W/(m^2.K)]$	Coefficient de convection
$R_{th}$	$[W.m^2]$	Résistance thermique surfacique
$\Theta$	$[W]$	Flux de chaleur
$\Theta_{conduction}$	$[W]$	Flux de chaleur dû à la conduction
$\Theta_{convection}$	$[W]$	Flux de chaleur dû à la convection

### Hydrique

$S_w$		Degré de saturation
$S_m$	$[kg/(m^2\sqrt{s})]$	Absorption d'eau en masse
$S_v$	$[m/\sqrt{s}]$	Absorption d'eau en volume
$t_w$	$[m]$	Profondeur de pénétration en eau
$\rho$	$[kg/m^3]$	Masse volumique

## Symboles propres au domaine du génie civil

Symbole	Unité	Signification
$E_{cm}$	$[Pa]$	Module de Young caractéristique
$E_{c,eff}$	$[Pa]$	Module de Young différé
$A_{s,min}$	$[m^2]$	Section d'armature minimale
$A_{s,max}$	$[m^2]$	Section d'armature maximale
$A_{acier}$	$[m^2]$	Section d'acier
$A_{beton}$	$[m^2]$	Section de béton
$f_{c,m}$	$[Pa]$	Valeur moyenne de la résistance à la compression
$f_{c,k}$	$[Pa]$	Valeur de la résistance caractéristique à la compression
$f_{c,d}$	$[Pa]$	Valeur de la résistance à la compression de dimensionnement
$f_{ctm}$	$[Pa]$	Valeur de la résistance à la traction
$\gamma_s$		Coefficient partiel de sécurité
$\varphi(\infty, t_0)$		Coefficient de fluage
$G$	$[N]$	Charge permanente
$Q$	$[N]$	Charge d'exploitation

## Abréviation

Symbole	Signification
ADEME	Agence De l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie
AFNOR	Association Française de NORmalisation
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
BBC	Bâtiment Basse Consommation
BHP	Béton Haute Performance
CCV	Capteur à Corde Vibrante
CIN	Corrélation d'Images Numériques
DHUP	Direction de l'Habitat, de l'Urbanisme et des Paysages
ELS	Etats Limites de Services
ELU	Etats Limites Ultimes
EPR	European Pressurized Reactor
EVE	Evaluation de la Vulnérabilité des Existants
FFB	Fédération Française du Bâtiment
FNTPT	Fédération Nationale des Travaux Publics
HA	Haute Adhérence
IQOA	Image de la Qualité des Ouvrages d'Art
ISO	International Organization for Standardization
ITSEOA	Instruction Technique pour la Surveillance de l'Entretien des Ouvrages d'Art
LOCIE	Laboratoire d'Optimisation de la Conception et de l'Ingénierie de l'Environnement
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MEMS	Micro-Electro-Mechanical System
SHM	Structural Health Monitoring
SYMME	SYstèmes pour la Mécanique et la MEcatronique
TD	Technique Destructive
TLS	Terrestrial Laser Scanning
TND	Technique Non Destructive
USMB	Université Savoie Mont-Blanc
VER	Volume Elémentaire Représentatif



## Introduction générale

Les récents incidents relatifs à des ouvrages d'art ou des bâtiments nous amènent à réfléchir sur la fin de vie des infrastructures et sur le suivi dans le temps de leur stabilité mécanique. Ces infrastructures vieillissantes construites après la seconde guerre mondiale ont été très majoritairement réalisées en béton armé. Les premiers ouvrages sont aujourd'hui âgés de plus de 70 ans, ils ont été exploités, leurs matériaux ont été soumis à des aléas et ils arrivent à la fin de leur vie théorique selon les Eurocodes. Aujourd'hui ces ouvrages sont-ils toujours aussi sûrs pour les usagers ?

Dans ce cadre, une collaboration à travers une thèse CIFRE a été initiée entre l'entreprise de BTP Léon Grosse, basée à Aix-les-Bains, et les laboratoires LOCIE et SYMME de l'Université Savoie Mont-Blanc.

Le laboratoire LOCIE a une expertise dans le domaine du diagnostic énergétique et structurel des bâtiments. Le laboratoire SYMME a une spécialité dans l'identification des déplacements et déformations par traitement d'images.

L'objectif est de mettre en place une méthodologie et de développer des outils permettant de mesurer des critères de viabilité pour l'ouvrage. Dans notre cas nous avons retenu deux critères mécaniques : le module de Young et l'état de contrainte.

Le module de Young caractérise la rigidité du matériau, il nous donne une information sur l'état du béton si celui-ci est sain ou dégradé. L'état de contrainte permet de renseigner sur le fonctionnement de l'ouvrage et de ses limites d'exploitation.

Le travail de thèse propose de mettre en place une méthode afin d'analyser les contraintes in situ dans les structures en béton armé à partir de la méthode de la corrélation d'images numériques (CIN).

Ce rapport de thèse est constitué de quatre chapitres.

Le premier chapitre traite : (i) du contexte de la thèse; (ii) du comportement du béton armé et de ses caractéristiques; (iii) de l'état de l'art des solutions de diagnostic structurel existantes; (iv) des enjeux scientifiques relatifs à la méthode à développer.

Le deuxième chapitre présente : (i) la solution proposée dans sa globalité et les verrous scientifiques, techniques ainsi que les exigences industrielles qui en découlent; (ii) la présentation détaillée des outils numériques utilisés et développés autour de la corrélation d'images numériques (CIN); (iii) la présentation des outils mécaniques conçus; (iv) la synthèse du protocole et des outils mis en place.

Le troisième chapitre est consacré à la validation de la méthode en laboratoire à travers : (i) la caractérisation du béton testé; (ii) l'exploitation de la méthode d'identification du module de Young; (iii) l'exploitation de la méthode de détermination de l'état de contrainte.

La quatrième et dernier chapitre présente deux études exploitant la méthode développée sur deux sites différentes : un site neuf et un site ancien.

Enfin, en conclusion de ce manuscrit un bilan concernant les travaux de ces trois années de thèse est dressé et une discussion est proposée concernant les perspectives.



# 1

## Contexte et position du problème

---

*Ce premier chapitre de thèse présente le contexte national de l'état de dégradation des ouvrages d'art et des bâtiments en béton armé. Cette situation révèle l'importance du diagnostic structurel des infrastructures. La suite du chapitre décrit le comportement mécanique du matériau béton armé afin de comprendre les enjeux autour de ce matériau. Puis, un état de l'art des différentes techniques de diagnostics des ouvrages est réalisé dans le but de se positionner vis-à-vis de l'existant. Ces deux dernières parties permettent de mettre en avant les problématiques scientifiques à résoudre et de définir les hypothèses retenues pour la suite des travaux de recherche.*

---

### Sommaire

---

<b>1.1</b>	<b>Viellissement et devenir des ouvrages en béton armé en France</b>	<b>5</b>
1.1.1	Actualité et études récentes	5
1.1.2	Réglementations envisagées en France	7
<b>1.2</b>	<b>Comportement du béton armé</b>	<b>8</b>
1.2.1	Composition du béton armé	8
1.2.2	Comportement du béton	10
1.2.3	Variation des paramètres élastiques	16
1.2.4	Justification d'un élément de structure	22
<b>1.3</b>	<b>Solutions de diagnostic</b>	<b>25</b>
1.3.1	Définition du terme diagnostic	25
1.3.2	Techniques existantes	25
1.3.3	Positionnement de notre méthode vis-à-vis de l'existant	36
<b>1.4</b>	<b>Enjeux scientifiques de notre travail</b>	<b>38</b>
1.4.1	Problématique scientifique	38
1.4.2	Hypothèses retenues	38
1.4.3	Extension à une étude de cas	39

---

## 1.1 Vieillissement et devenir des ouvrages en béton armé en France

### 1.1.1 Actualité et études récentes

Aujourd'hui, le béton est le matériau manufacturé le plus utilisé dans le monde. Le BTP est un acteur économique majeur en France (11 % du PIB). D'après la Fédération Française du Bâtiment, les entreprises comptent un chiffre d'affaire de 135 milliards d'euros HT (source 2018), dont la moitié est en entretien ou réparation [FFB, 2020]. Le chiffre d'affaire des seules entreprises des TP (Travaux Publics) est de l'ordre de 41 milliards d'euros (source 2018), dont environ 15 milliards sont également dédiés à l'entretien ou la réparation [FNT, 2020].

Malgré ces investissements importants, les secteurs français et internationaux sont touchés par des accidents sur des ouvrages et des bâtiments : effondrement d'un pont en Chine dans la province de Hunan (13 Août 2007), effondrement d'un pont à Calcutta en Inde (31 Mars 2016), effondrement d'un immeuble près de Naples en Italie (2014), effondrement du pont Morandi à Gênes en Italie (14 Août 2018, Figure 1.1.a) et d'un pont en Toscane (8 Avril 2020), effondrement d'une partie du mur de soutènement du viaduc de Gennevilliers en France (15 mai 2018), effondrement d'immeubles à Marseille (novembre 2018, Figure 1.1.b), rupture d'un câble de précontrainte dans le tablier du pont de l'île de Ré en France (septembre 2019), ...



FIGURE 1.1 – Illustration des accidents : en a) le pont Morandi en Italie, et b) l'effondrement d'un immeuble de Marseille en France

Ces drames ont créé un sentiment d'insécurité pour les usagers et les élus locaux.

Dans ce contexte, une étude menée par le Sénat autour des infrastructures routières non-concédées [Chaize and Dantec, 2019], comprenant un diagnostic structurel, montre les causes possibles des dégradations et donne des préconisations sur les actions à mener dans les années à venir.

L'étude comptabilise 180 000 à 225 000 ponts sur le territoire français. Ce chiffre peut varier car il est difficile de connaître avec exactitude le nombre de ponts étatisés et concédés. Ces ponts sont gérés par différentes institutions : les communes, les départements et l'État. L'étude utilise la méthode d'évaluation IQOA (Image de la Qualité des Ouvrages d'Art) afin de répertorier les ouvrages en 5 classes :

- Classe 1 : ouvrages en bon état apparent ,
- Classe 2 : ouvrages ayant des défauts mineurs,
- Classe 2E : ouvrages dont les risques d'évolution des désordres peuvent à court terme affecter la structure,

- Classe 3 : ouvrages dont la structure est altérée et nécessite des travaux de réparation, sans caractère d'urgence,
- Classe 3U : ouvrages dont la structure est gravement altérée et nécessite des travaux de réparation.

Le résultat de cette étude montre que 25 000 ponts sont en mauvais état structurel (classe 3 ou 3U), soit 11 % à 14 % des ponts de l'étude. Un focus a été réalisé sur les 12 251 ponts gérés par l'État. D'après la Figure 1.2,a), environ 1% [de 0,24% à 10,20%] des ponts nécessitent une intervention urgente car la structure est gravement altérée. Plus de 5% [de 1,85% à 12,24%] des ponts ont besoin de travaux de réparation sans statut d'urgence. Environ 22% [de 10,84% à 35,31%] ont besoin d'un suivi. Ces chiffres sont variables en fonction des régions. Ces résultats montrent qu'un peu moins de 30% des infrastructures ont besoin de diagnostic en vue de réparations urgentes ou d'un suivi de contrôle de leur état de santé structurel (classe 2E à 3U). Lorsqu'on regarde régionalement la répartition des ouvrages de classe 3 (Figure 1.2,b), on remarque que toutes les régions sont impactées, avec une plus grande proportion (supérieure à 10 %) pour les régions du Nord, de la Méditerranée et de l'Est.

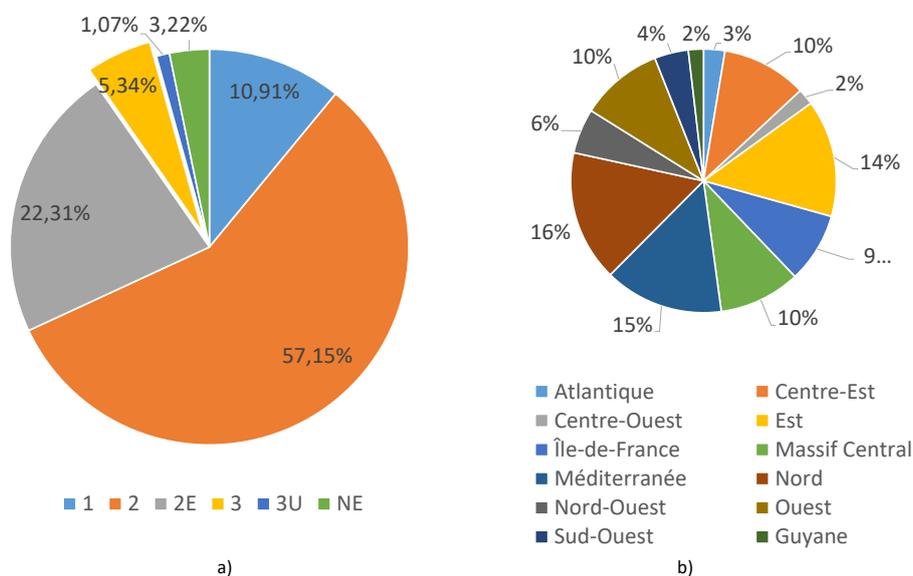


FIGURE 1.2 – IQOA Ponts-Réseau Routiers avec en a) une répartition des 12251 ponts en fonction des différentes classes et en b) la répartition des ponts de la classe 3 en fonction des régions françaises [source : Ministère]

L'étude indique également que plus d'un quart des ponts, hors ponts de maçonnerie, ont été construits avant 1960 et ont donc plus de 60 ans. Or, les réglementations concernant la conception des ouvrages prévoient une durée d'exploitation de 50 ans à 100 ans selon les eurocodes. Ces ouvrages arrivent progressivement en fin de vie. Il est donc nécessaire d'allouer des moyens pour les entretenir et les réparer.

Les rapporteurs de cette étude ont soulevé différents points. Tout d'abord, certaines communes ont une méconnaissance des infrastructures qui sont sous leur responsabilité. Ensuite, les institutions subissent un sous-investissement chronique dans l'entretien des ouvrages mais également un manque de moyens humains. En effet les départements manquent d'ingénieurs spécialisés dans les ouvrages d'art engendrant une perte de connaissance technique. Pour finir, les dispositifs de surveillance et d'entretien présentent des limites. Pour exemple, le cas du pont de Gennevilliers peut être cité. Une évaluation visuelle du mur fut effectuée en 2016. Aucun risque de dégradation

n'était apparu. Or en mai 2018, une partie du mur de soutènement s'est effondrée. Le référentiel technique fixé par l'Instruction Technique pour la Surveillance de l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA) ne répond pas à toutes les situations.

Le rapport du Sénat fait 10 propositions afin de remédier à ces problèmes, autour de 3 axes :

- Mettre en place un plan "Marshall" pour les ponts,
- Sortir d'une culture de l'urgence au profit d'une gestion patrimoniale,
- Apporter une offre d'ingénierie aux collectivités territoriales .

De plus, les enjeux relatifs à la surveillance et au contrôle des infrastructures routières, mais en général aux infrastructures en béton armé qui accueillent du public, sont multiples :

- Financier :
  - En connaissant l'état structurel des infrastructures et l'origine des pathologies, il sera plus facile de cibler la rénovation et de réduire ces coûts,
  - La rénovation d'ouvrage et leur suivi dans le temps évitera de bloquer ou supprimer des voies d'accès stratégiques.
- Humain :
  - L'effondrement de structures peut engendrer des blessés et des pertes humaines.

L'étude réalisée pour le Sénat ne concerne que les ponts du réseau autoroutier non-concédé. Mais les conclusions de cette étude réalisée sur ce cluster d'infrastructures en béton armé peuvent être généralisées à tous types d'infrastructures en béton armé (ouvrages d'art et bâtiments).

### 1.1.2 Réglementations envisagées en France

Aujourd'hui aucune réglementation n'impose de diagnostic structurel aussi bien en bâtiment qu'en TP. Or le diagnostic thermique est obligatoire en France pour les bâtiments (norme BBC, RT2012, RE2020). Au vu des récents accidents comme l'effondrement d'immeubles à Marseille en novembre 2018 ou de balcons à Angers en octobre 2016, un projet de loi a été enregistré à la Présidence de l'Assemblée nationale le 20 mars 2019 sous l'article L. 153. La proposition de loi a pour objectif d'instaurer un diagnostic structurel obligatoire des immeubles collectifs construits il y a au-moins 50 ans [Sen, 2020]. Le projet de loi est divisé en deux parties : l'article L. 153-1 précise le contenu du diagnostic et l'article L. 153-2 précise les modalités et le champ d'application du dispositif.

Par ailleurs, dans le contexte de la Réglementation Environnementale 2020, les premières analyses de l'ADEME [ADE, 2020 ] et de la DHUP [DHU, 2020 ] préconisent de favoriser la rénovation des ouvrages dans le but de consommer moins d'énergie grise. Cette rénovation ne sera possible qu'après s'être assuré de la viabilité de l'ouvrage en question permettant l'accueil en toute sécurité.

La mise en place de ces réglementations, que ce soit pour des questions structurelles ou pour des problèmes environnementaux, nécessite le développement d'outils de diagnostic. C'est dans ce contexte que s'inscrit ces travaux de thèse réalisés en collaboration avec l'entreprise Léon Grosse.

Dans la suite de ce chapitre, nous allons nous intéresser aux matériaux béton et béton armé et à leurs comportements.

## 1.2 Comportement du béton armé

Les structures en béton armé représentent 90% des ouvrages et des bâtiments en France. Le béton seul est considéré comme un matériau quasi fragile. Sa résistance en traction est réglementairement considérée comme nulle. Ainsi, en traction, il est associé à des armatures en acier.

### 1.2.1 Composition du béton armé

#### 1.2.1.1 Béton

Le béton est un matériau multiphasique. Le premier élément clé de sa composition est la pâte de ciment. Elle est constituée de ciment et d'eau. Elle joue le rôle de liant hydraulique. Le ratio massique eau/ciment, noté E/C, est d'environ 0,5 mais peut varier en fonction des propriétés souhaitées.

Par ailleurs le sable et des granulats représentent les 3/4 du volume environ. Le sable et les granulats forment le squelette granulaire. Un béton est de bonne qualité lorsque son squelette granulaire est compact, c'est-à-dire que l'évolution progressive de la taille des particules de sable et de granulats est la plus continue possible. On parle ainsi de granulométrie continue maximisant la compacité.

Les dimensions caractéristiques des granulats et des sables sont définies dans la norme NF EN 12390-1 (norme AFNOR) et vont de 1 mm (fillers et sablons) à 63 mm (ballast) comme on peut le voir dans le Tableau 1.1 ci-dessous, avec  $d$  la dimension inférieure et  $D$  la dimension supérieure du granulat :

Catégorie	Familles	Dimensions	Caractéristiques
Fine	Fillers	0/D	$D \leq 2$ mm avec au moins 85 % de passant à 1,25 mm et 70 % de passant à 0,063 mm.
Sables	Sablons	0/D	$D \leq 1$ mm avec moins de 10 % de passant à 0,063 mm.
Sables	Sables	0/D	$0 \text{ mm} \leq D \leq 4$ mm.
Granulats	Graves	0/D	$D \leq 6,3$ mm.
Granulats	Gravillons	d/D	$d \geq 2$ mm et $D \leq 63$ mm.
Granulats	Ballasts	d/D	$d \geq 31,5$ mm et $D = 50$ ou 63 mm.

TABLEAU 1.1 – Inventaire des différentes types de granulats et leurs caractéristiques

Compte-tenu de ces données granulométriques, il est possible de calculer la taille minimale d'échantillon à considérer afin d'avoir un Volume Élémentaire Représentatif (VER). En prenant 3 fois la dimension maximale de granulat (norme AFNOR, norme NF EN 12390-1), nous obtiendrions une taille du VER minimale de  $3 \times 63 = 126$  soit une dimension minimale comprise entre 10 et 15 cm. C'est en partie pour cela que les éprouvettes standards normalisées cylindriques présentent un diamètre proche de 16 cm.

Outre ces matériaux à l'origine des premiers bétons, des adjuvants et plastifiants sont de plus en plus utilisés afin d'améliorer les caractéristiques des bétons : les plastifiants et les superplastifiants, les agents entraîneurs d'air, les retardateurs de prise, les accélérateurs de prise, ... [Caroline.DE-SA, 2008].

Ainsi le béton est un milieu poreux (environ 10%, [Baroghel-Bouny, 1994]) dans lequel la taille

des éléments varie de l'échelle du nanomètre (feuillelet C-S-H) au centimètre (granulat) comme on peut le voir sur la Figure 1.3. La multitude et la diversité de chaque composant du béton, fait de

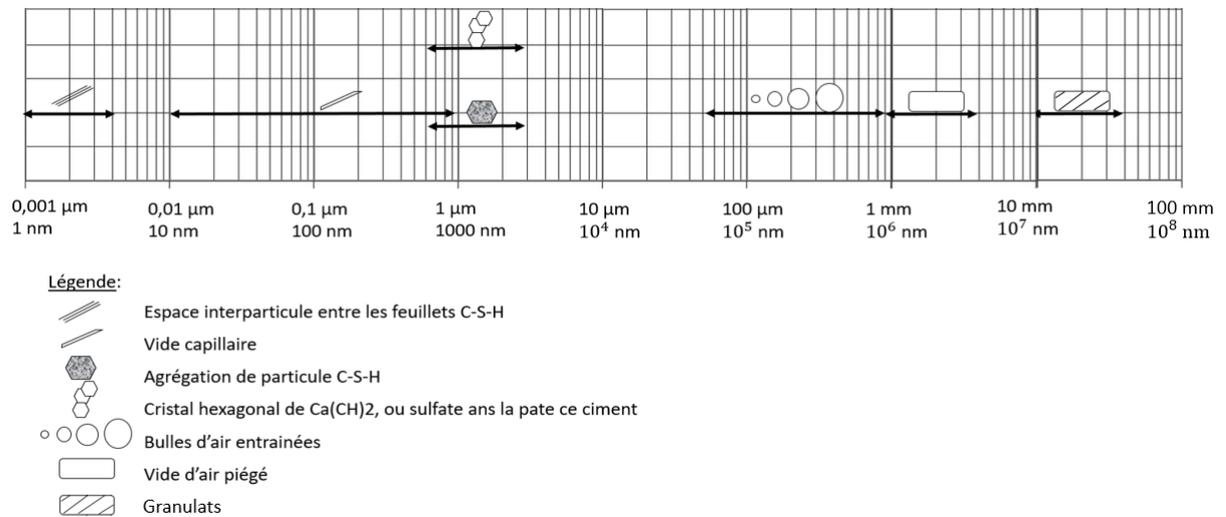


FIGURE 1.3 – Diagramme taille des composants du béton [Metha, 1986]

lui un matériau aux propriétés qui dépendent de sa composition.

Même si sa microstructure est hétérogène, le béton est généralement considéré comme un matériau homogène donc isotrope dans le dimensionnement des structures.

### 1.2.1.2 Armatures

Les renforts en aciers sont utilisés sous la forme de barres laminées à chaud : ronds lisses et barres à haute adhérence, fils tréfilés et/ou laminés à froid, treillis soudés, treillis pré-assemblés, treillis raidisseurs. Les aciers comme les armatures pré-assemblées sont certifiés par la norme NF-AFCAB. Leur fonction principale est de récupérer les efforts de traction.

La haute adhérence (notée HA) est permise par la présence de nervures (transversales, continues ou empreintes) (Figure 1.4) empêchant le glissement entre l'acier et le béton. La gamme des diamètres est de 6 mm à 40 mm soit de HA6 à HA40.

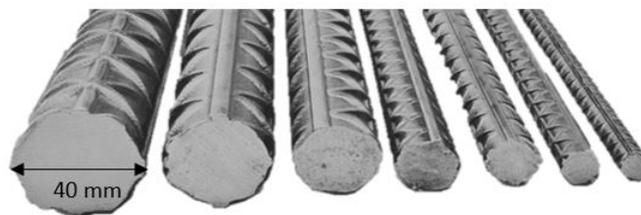


FIGURE 1.4 – Différentes tailles d'armature

La proportion des aciers dans les sections en béton armé reste faible, avec une section toujours inférieure à 4% de la section totale. Dans le cas d'éléments en compression (poteaux, voiles), l'Eurocode 2 prévoit un pourcentage minimal et maximal d'acier de 0,2% à 4 % de la surface totale.

En conclusion les poteaux sont composés d'une faible proportion d'acier. Selon la norme EN 1992-1-2, la contrainte de compression dans le matériau béton est représentative de l'état de contrainte totale dans l'élément en béton armé [EN 1992-1-2, ].

Pour la suite, nous nous placerons, pour les mesures, assez loin des armatures pour éviter leur influence (entre 3 cm et 20 cm soit cinq fois le diamètre des aciers).

## 1.2.2 Comportement du béton

### 1.2.2.1 Comportement général

#### - Limite de résistance

Le béton présente un comportement non linéaire endommageable. La courbe représentée sur la Figure 1.5 est caractéristique du comportement du béton en compression, avec  $f_{c,m}$  la valeur moyenne de la résistance à la compression sur une série de trois éprouvettes selon NF EN 12390-3, 2012,  $E_{cm}$  le module de Young sécant moyenné sur une série de trois éprouvettes,  $\varepsilon_{c1}$  la déformation au niveau du pic de la contrainte et  $\varepsilon_{cu}$  la déformation ultime. Le béton n'a donc pas un comportement simple à identifier. Néanmoins pour caractériser son comportement, des hypothèses raisonnables sont faites (résistance nulle en traction, comportement élastique linéaire entre 0 et  $\frac{1}{3} f_{c,m}$ ).

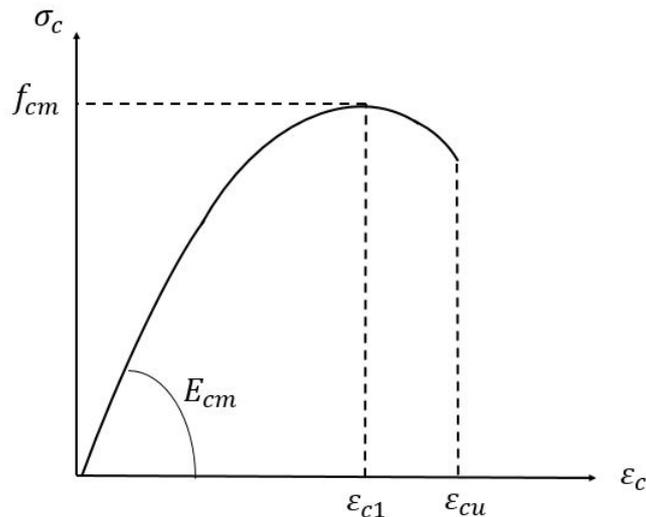


FIGURE 1.5 – Courbe de comportement du béton

Dans la littérature, il existe trois modèles de comportement du béton : le diagramme rectangulaire, le diagramme parabolique et le diagramme bilinéaire. La Figure 1.6 présente le comportement du béton dans le cas du modèle bilinéaire. Dans ce cas, le comportement du béton est décomposé en deux parties : la première partie (jusqu'à  $\varepsilon_{c1}$ ) correspondant au domaine élastique et la seconde jusqu'à  $\varepsilon_{cu}$  représentant des irréversibilités (domaine plastique pour un matériau standard). Les déformations  $\varepsilon_{c1}$  et  $\varepsilon_{cu}$  sont définies par des contraintes limites, dans le cas d'un comportement idéalisé,  $f_{c,k}$  correspond à la résistance caractéristique et  $f_{c,d}$  à la résistance de calcul définies respectivement par :

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_s} \quad (1.1)$$

$f_{c,k}$  est le fractile à 5% de la courbe statistique, soit une relation selon l'EC2 entre  $f_{c,m}$  et  $f_{c,k}$  de :

$$f_{c,k} = f_{c,m} - 8MPa \quad (1.2)$$

Dans la suite de ce travail, nous utiliserons le diagramme bilinéaire (Figure 1.6).

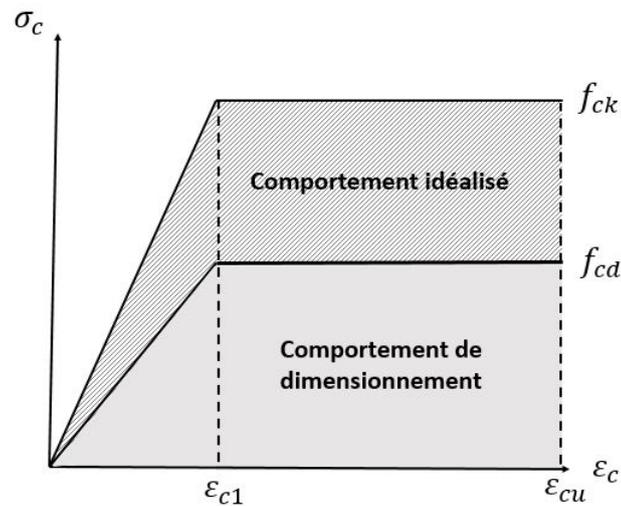


FIGURE 1.6 – Courbe de comportement du béton de type "bilinéaire"

La résistance caractéristique à la compression  $f_{c,k}$  est déterminée à partir d'analyses semi-probabilistes relatives à la norme NF EN 206-1. La loi de probabilité utilisée est une loi gaussienne composée de deux paramètres l'écart type, notée  $i$ , et l'espérance, notée  $s$ , telle que :

$$f(x) = \frac{1}{i \times \sqrt{2 \times \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \times \left(\frac{x-s}{i}\right)^2} \quad (1.3)$$

Dans le cas du béton, les paramètres de la loi gaussienne sont les suivants :  $s = f_{c,m}$  et  $i$  est défini tel que :

$$i = \frac{f_{c,k} - f_{c,m}}{-1,645} \quad (1.4)$$

On obtient alors une courbe du type de la Figure 1.7.

A partir de la résistance caractéristique sont définis les classes de bétons. C30/37 signifie que le béton présente un  $f_{c,k}$  de 30 MPa sur cylindre et de 37 MPa sur cube.

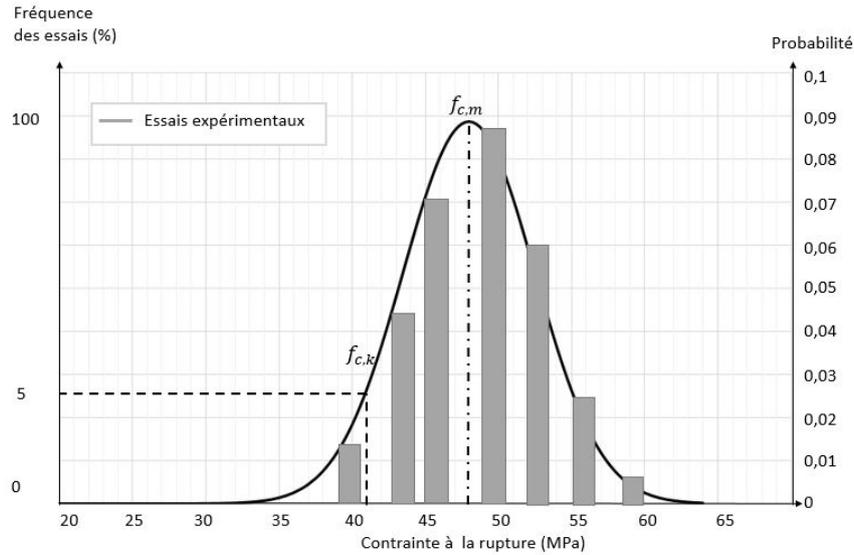


FIGURE 1.7 – Exemple de courbe de Gauss pour un béton de classe C 40/50

**- Loi de comportement idéalisée :**

Dans le cas des petites déformations et sous l’hypothèse d’un comportement bilinéaire, la loi de comportement applicable au matériau béton est la loi de Hooke [Rougée, 1982]. Dans le cas d’un matériau isotrope et homogène (hypothèse raisonnable pour un béton), cette loi devient :

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (1.5)$$

Avec les deux coefficients de Lamé tels que :

$$\lambda = \frac{E \times \nu}{(1 + \nu) \times (1 - 2 \times \nu)} \quad (1.6)$$

$$\mu = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (1.7)$$

La loi de comportement de Hooke est parfaitement définie si nous connaissons E (le module de Young ) et  $\nu$  (le coefficient de Poisson).

**1.2.2.2 Propriétés élastiques**

**- Module de Young**

A partir de la loi de comportement expérimentale, deux approches existent pour déterminer le module de Young : le module tangent et le module sécant. Ils sont calculés à partir du rapport de la contrainte à la déformation uni-axiale selon la Figure 1.8 :

$$E = \frac{\sigma_{xx}}{\varepsilon_{xx}} \quad (1.8)$$

Dans le cas du module tangent, il s’agit du coefficient directeur de la tangente à l’origine. Dans le cas du module sécant, il s’agit du coefficient directeur entre l’origine et la limite élastique (généralement entre 0 et  $\frac{1}{3}$  de  $f_{c,m}$ ). La détermination de celui-ci étant dépendante de l’appréciation de

l'opérateur.

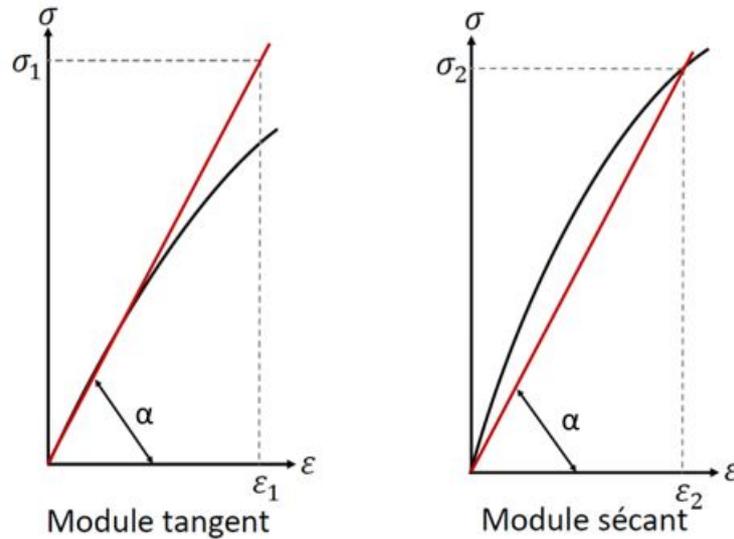


FIGURE 1.8 – Schéma des différents types de modules

L'Eurocode 2 [EN 1992-1-2, ] utilise un module sécant, calculé à partir de la résistance à la compression du béton :

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{c,m}}{10}\right)^{1/3} \simeq 9500(f_{c,k} + 8)^{1/3} \quad (1.9)$$

Le Tableau 1.2 répertorie les différents modules en fonction des classes de bétons ordinaires.

Classe de résistance	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$ (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$E_{cm}$ (MPa)	29 000	30 500	32 000	33 500	35 000	36 000	37 000

TABLEAU 1.2 – Caractéristiques des bétons en fonction de leur classe de résistance

Le module de Young est un indicateur de l'état de santé de la structure. Une structure dégradée aura un module de Young réduit. La réglementation française et l'Eurocode 2 encadrent la méthode de détermination expérimentale du module de Young des ouvrages en béton à partir d'essais sur éprouvettes cylindriques 16 cm x 32 cm en suivant le protocole de la norme NF EN 12390-3. Le module de Young ainsi déterminé expérimentalement est comparé à celui défini théoriquement dans l'Eurocode 2 par  $E_{cm}$ .

**- Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson correspond, pour un essai de compression unidirectionnel suivant y, à la valeur du ratio de la déformation transversale et la déformation longitudinal :

$$\nu = -\frac{\epsilon_{xx}}{\epsilon_{yy}} \tag{1.10}$$

D’après l’Eurocode 2, un béton supposé sain et non fissuré a un coefficient de Poisson proche de  $\nu = 0,20$ . Or d’un point de vue expérimental, différents travaux [Burlion et al., 2003] [Sideris et al., 2004] [Shoukry et al., 2011] ont montré que ce coefficient de Poisson pouvait varier entre 0,15 (BHP) et 0,30.

**1.2.2.3 Propriétés thermiques**

Le coefficient de dilatation thermique qui traduit la déformation de la structure lors d’une sollicitation thermique est généralement proche de  $\alpha = 10.10^{-6} K^{-1}$ . Les études de Neville [Neville, 2000] et de Briffaut [Briffaut, 2010] donne des valeurs de  $\alpha = 6.10^{-6} K^{-1}$  à  $\alpha = 7,5.10^{-6} K^{-1}$ . Les autres propriétés thermiques courantes sont la capacité thermique, correspondant à l’énergie nécessaire pour augmenter d’un Kelvin un kilogramme de matière, et la conductivité thermique, relative à la capacité du béton à conduire la chaleur. Il est généralement établi que la capacité thermique, anciennement appelée chaleur spécifique, est de l’ordre de  $C_p = 1000 J/(kg.K)$  et sa conductivité thermique de  $\lambda = 1,8 W/(m.K)$  [Briffaut, 2010].

Ces propriétés thermiques sont cependant dépendantes de la composition des bétons. Le tableau 1.3 résume les résultats de l’étude de A.L. Marshall [Marshall, 1972] et présente une variation des propriétés thermiques citées ci-dessus en fonction de la composition du béton.

Conditions du test	Conductivité ( $\lambda$ )	Chaleur spécifique ( $C_p$ )
Différents types de granulats	Variation d’environ 42%	Variation d’environ 8%
Augmentation de la quantité d’eau de 4% à 8% de la masse du béton	Diminution d’environ 10%	Augmentation d’environ 12%
Augmentation moyenne de la température du béton de 10°C à 65°C	Augmentation d’environ 12% et diminution d’environ 6%	Augmentation d’environ 24%

TABLEAU 1.3 – Variations des propriétés thermiques

Ces variations dépendent du type de granulats utilisé et de la quantité d’eau. Elles représentent pour la conductivité thermique des variations de 10% à 42%, et pour la capacité thermique de 8% à 12%.

Pour la suite des travaux de thèse, la valeur du coefficient de dilatation thermique est fixé à  $\alpha = 10.10^{-6} K^{-1}$ , celle de la conductivité thermique à  $\lambda = 1,8 W/(m.K)$  et celle de la capacité thermique à  $C_p = 1000 J/(kg.K)$ .

#### 1.2.2.4 Propriétés hydriques

L'un des composants du béton est l'eau. Il est présent sous différentes formes dans la pâte de ciment :

- Eau liée chimiquement : elle permet la réaction chimique d'hydratation créant ainsi le liant hydraulique à base cimentaire ,
- Eau absorbée : ce sont les molécules d'eau qui sont liées fortement aux grains par les forces d'attraction moléculaires et électrostatiques ,
- Eau capillaire : elle correspond à l'eau remplissant les pores du béton, eau retenue par les forces capillaires. Elle se place entre la couche d'eau absorbée et la couche gazeuse de l'air ;

Les mouvements de molécules d'eau au sein du béton sont donc permanents, de part les échanges avec l'extérieur (humidité relative de l'eau, intempéries, ...) ou les réactions avec l'intérieur.

Une grande variation de l'état hydrique est possible dans le béton. Les 2 paramètres suivants seront utilisés par la suite pour caractériser cet état :

- Saturation : Il s'agit de la proportion d'eau que comprend l'échantillon en prenant en compte l'eau absorbée et l'eau capillaire sous une humidité relative donnée. On la note  $S_w$  (%). La valeur du degré de saturation est comprise entre une valeur de 0 (état sec) et une valeur de 100 (état saturé),
- Sorption : Le phénomène de sorption est caractérisé par un gain de poids en eau lors de l'augmentation de l'humidité relative environnante. A l'inverse, dans le cas de perte de poids lors de la diminution d'humidité relative, on parle de désorption. Cependant, une hystérésis existe entre les isothermes de sorption et de désorption. Ces isothermes varient en fonction de la vitesse d'imprégnation en eau du béton, qui dépendent des conditions environnementales.

#### 1.2.2.5 Endommagement du béton et comportement différé

Une structure est dite endommagée lors de l'apparition de fissures. D'un point de vue pratique, ces fissures apparaissent si l'on dépasse le comportement élastique du matériau. Dans le cadre de ces travaux de thèse, nous ne prendrons pas en compte de modèle d'endommagement pour le comportement des structures investiguées. Cela n'exclut pas que ces structures aient subi de l'endommagement au cours de leur histoire, et il faudra vérifier que les analyses faites par la suite ne concernent que des matériaux non fissurés, du moins à l'œil. En effet la présence de fissures sur la zone d'étude altérera les mesures.

Le béton flue, ce phénomène correspond à l'augmentation graduelle de la déformation sous une contrainte constante. Il s'agit d'une déformation différée ou viscoélastique, qui n'est pas négligeables vis-à-vis des déformations instantanées. Selon Bazant, elles peuvent représenter deux à six fois les déformations élastiques instantanées [Bazant, 2001]. Le comportement du béton dans le temps est donc à prendre en compte. Les phénomènes mis en cause sont complexes, localisés et généralement associés à des mouvements de molécules en contact avec de l'eau, ils se traduisent par le développement de micro-fissures, non aisément détectable à l'œil nu.

Le fluage des structures peut être découpé en trois phases, illustrées sur la Figure 1.9 :

1. Fluage primaire : il est caractérisé par une décélération de la vitesse de déformation qui se stabilise pour une contrainte aux alentours de 45% de la résistance maximale pour des bétons ordinaires et représenté par le point B sur la Figure 1.9,

2. Fluage secondaire : il correspond à une vitesse constante de déformation jusqu'à atteindre une contrainte de 75 % de la résistance maximale et représenté par le point C sur la Figure 1.9,
3. Fluage tertiaire : il se traduit par une accélération positive des déformations. Cette phase est proche de l'état de rupture du matériau, causé par la croissance rapide de fissures [Mazzotti and Savoia, 2003].

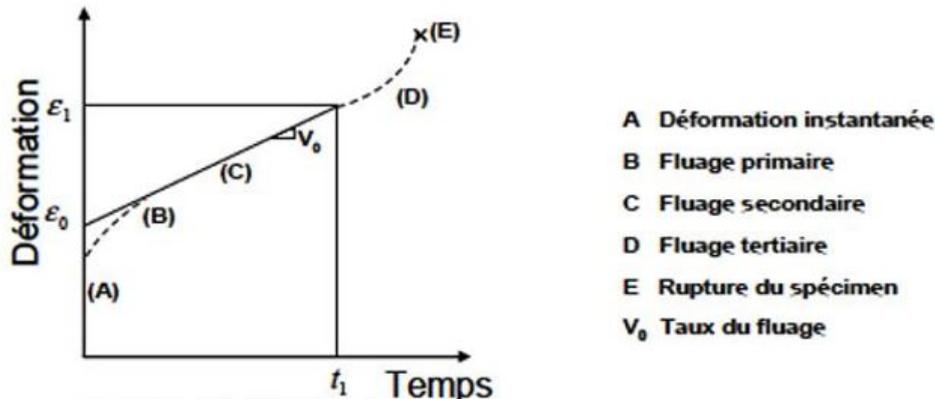


FIGURE 1.9 – Courbe schématique du fluage [Walkinshaw, 1969]

Pour tenir compte des effets du fluage, l'Eurocode 2 définit un module de Young différé qui traduit du vieillissement de la structure. Son expression est de la forme :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (1.11)$$

Avec :

- $(t_0)$  = âge de la première mise sous charge.
- $E_{cm}(t_0)$  = module de déformation du béton à  $(t_0)$  jours.
- $\varphi(\infty, t_0)$  = coefficient de fluage, généralement est égal à 2.

On obtient :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{3} \quad (1.12)$$

## 1.2.3 Variation des paramètres élastiques

### 1.2.3.1 Hydratation

Le processus d'hydratation comprend l'ensemble des réactions chimiques qui ont lieu à partir du moment où sont mélangés le ciment et de l'eau en vue de créer le lien hydraulique.

Les mécanismes d'hydratation font intervenir différents composés : silicates, aluminates, ... . Dans le cas des silicates, ils se dissolvent en ions qui interagissent entre eux afin de former de

nouvelles molécules comme les silicates de calcium hydratés (C-S-H). Ensemble, ces molécules de CSH forment un gel qui va donner la solidité du ciment et permettre à celui-ci de durcir. Les différentes réactions entre les composants n'ont pas la même cinétique. Ces réactions peuvent se dérouler sur quelques heures, puis ralentir et se poursuivre lentement pendant des années. Nous n'entrerons pas plus dans le détail des mécanismes mais nous allons nous intéresser aux impacts de l'hydratation sur les propriétés matériaux.

Les travaux de K.K Sideris and al [Sideris et al., 2004] illustrent l'impact de l'hydratation sur les valeurs des propriétés matériaux que sont la résistance à la compression, le module d'Young et le coefficient de Poisson (Figure 1.10).

A partir des résultats de résistance à la compression, de module de Young et de coefficient de Poisson obtenus sur une période de 7 jours à 1 an, l'auteur a pu extrapoler une équation propre à chaque propriété en fonction du temps d'hydratation du béton basée sur des critères d'hydratation. A partir de ces équations, il est possible d'obtenir les valeurs des propriétés sur une durée de plusieurs années. Dans le cas de l'étude, les calculs ont été réalisés pour une période allant jusqu'à 15 ans. Si on compare les valeurs des propriétés à 28 jours, valeur de référence de l'Eurocode 2, à celles calculées à 15 ans, on obtient les résultats suivants :

- Variation de la résistance à la compression d'environ 32,9%,
- Variation du module de Young d'environ 21,2%,
- Variation du coefficient de Poisson d'environ 22,7% .

Ces augmentations dans le temps ne sont pas négligeables et signifient que les caractéristiques mécaniques déterminées par des essais sur éprouvettes lors de la réalisation de la structure ne sont plus exactes au temps  $t$  de la mesure.

### 1.2.3.2 Conditions environnementales

Les conditions environnementales dans lesquelles sont exposées les ouvrages en béton armé évoluent dans le temps : changement de saisons, augmentation de l'intensité des phénomènes exceptionnelles (sécheresse, inondations), ... Au cours de son exploitation, l'ouvrage en béton armé est soumis à des cycles thermiques et hydriques. Nous allons nous intéresser à l'impact de ces phénomènes extérieurs sur les propriétés du béton.

Les travaux de Liu et al [Liu et al., 2016], portent sur l'évolution de la température et du taux d'humidité dans le béton en fonction de l'évolution météorologique. Un échantillon cylindrique de béton de diamètre 100 mm et longueur de 150 mm est instrumenté de capteurs thermo-hydrigue positionnés à 35 mm de sa surface. Le béton est à un état d'équilibre avant de commencer l'expérience, puis placé dans un milieu contrôlé en humidité relative et température. Les variations de température (de 24°C à 35°C) et d'humidité (stabilisé autour de 94%) sont relatives aux variations enregistrées à Changsha en Août 2011. Une prise de mesure des capteurs thermo-hydrigue est réalisée toutes les 30 minutes. La densité de vapeur d'eau, c'est-à-dire l'humidité absolue, est calculée à partir des données mesurées (Figure 1.11).

Ces études illustrent la réactivité du béton soumis à des variations de paramètres climatiques comme la température et de son impact sur d'autres paramètres comme l'humidité. Il est donc important de prendre en considération les conditions climatiques de l'ouvrage.

	Hydration time (days)							
	7	14	28	90	180	365	730	5475
<b>Concrete compressive strength (<math>f_c</math>)</b>								
$f_{cmeas}$ (MPa)	21.8	26.0	30.4	34.6	36.8	37.5	–	–
Hydration equation: $f_c = 41.8672 - 43.576 * t^{-0.394}$ (MPa), $t \geq 7$ , $r = 0.9989$ , $s = 0.336$ (MPa)								
$f_{ccale}$ (MPa)	21.62	26.46	30.14	34.47	36.23	37.60	38.62	40.40
<b>Modulus of elasticity (<math>E_c</math>)</b>								
$E_{cmeas}$ (GPa)	34.0	38.8	41.2	44.6	45.6	47.8	–	–
Hydration equation: $E_c = 51.1983 - 37.1522 * t^{-0.394}$ (GPa), $t \geq 7$ , $r = 0.9993$ , $s = 0.267$ (GPa)								
$E_{ccale}$ (GPa)	33.94	38.07	41.20	44.89	46.39	47.56	48.43	49.95
<b>Poisson ratio (<math>\nu_c</math>)</b>								
$\nu_{cmeas}$	0.226	0.254	0.279	0.301	0.309	0.328	–	–
Hydration equation: $\nu_c = 0.3515 - 0.2726 * t^{-0.394}$ , $t \geq 7$ , $r = 0.9975$ , $s = 0.0032$								
$\nu_{ccale}$	0.2248	0.2551	0.2781	0.3052	0.3162	0.3248	0.3312	0.3423

FIGURE 1.10 – Résultats de l'étude de Sideris et al concernant les équations d'hydratation pour la résistance à la compression, le module de Young et le coefficient de Poisson

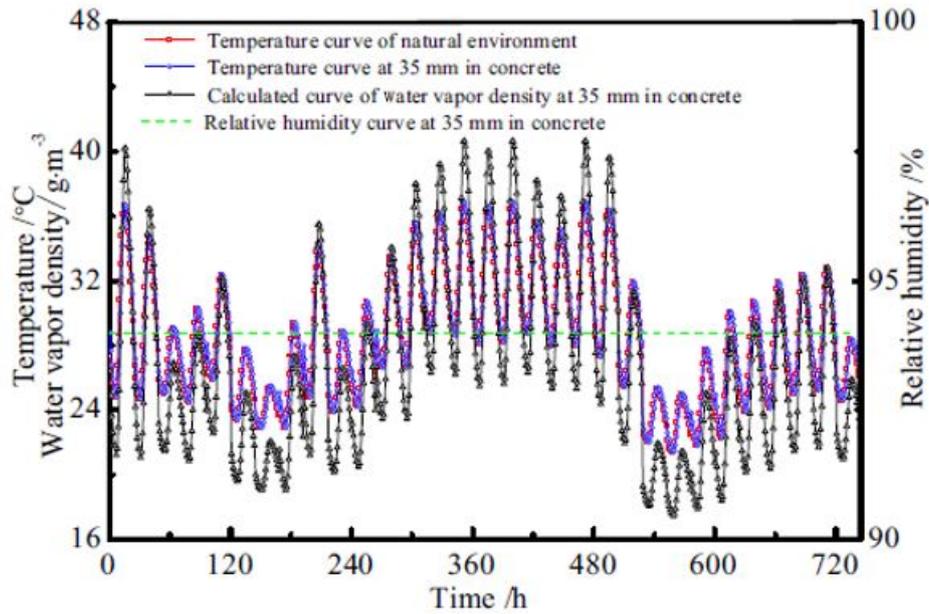


FIGURE 1.11 – Évolution des conditions thermo-hydriques du béton en fonction du climat à Changsha en Août 2011 [Liu et al., 2016]

Maintenant qu'il a été mis en évidence que l'état d'humidité et de température d'un béton était très variable, voyons à travers les études de Shoukry et al [Shoukry et al., 2011], l'impact de la variation de température et du degré de saturation du béton sur ses propriétés mécaniques. 137 échantillons standards d'éprouvettes cylindriques (diamètre : 150 mm et longueur : 305 mm) de classe K (utilisé pour l'autoroute West Virginia Division aux Etats Unis) ont été testés, une fois l'hydratation complète des échantillons. Les échantillons sont placés dans une chambre à environnement contrôlé ( $T = -20^{\circ}\text{C}$  à  $50^{\circ}\text{C}$  et  $S_w = 0\%$  à  $100\%$ ) puis ils subissent un test de compression à l'aide d'un MTS actuator d'une capacité de 49 kN, afin de définir le module de Young et le coefficient de Poisson. Dans cette étude, le module de Young varie en moyenne de 25% pour

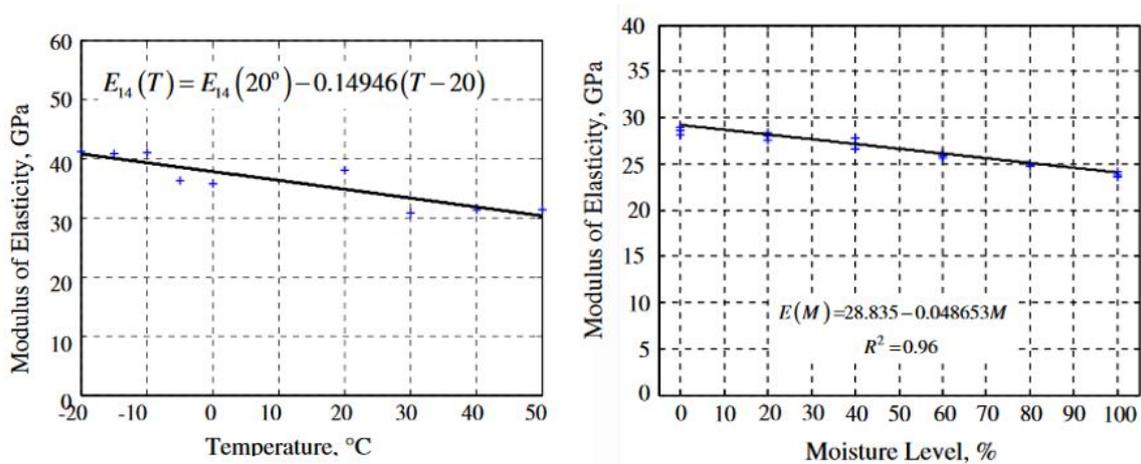


FIGURE 1.12 – Évolution des valeurs de module de Young en fonction des variations de température et du degré de saturation [Shoukry et al., 2011]

une variation de température de  $70^{\circ}\text{C}$  et il varie d'environ 14 % pour une variation de 100% du degré de saturation (Figure 1.12). En ce qui concerne le coefficient de Poisson, les valeurs sont plus fluctuantes mais en moyenne il y a une variation de 25% également sur l'étendue de mesure

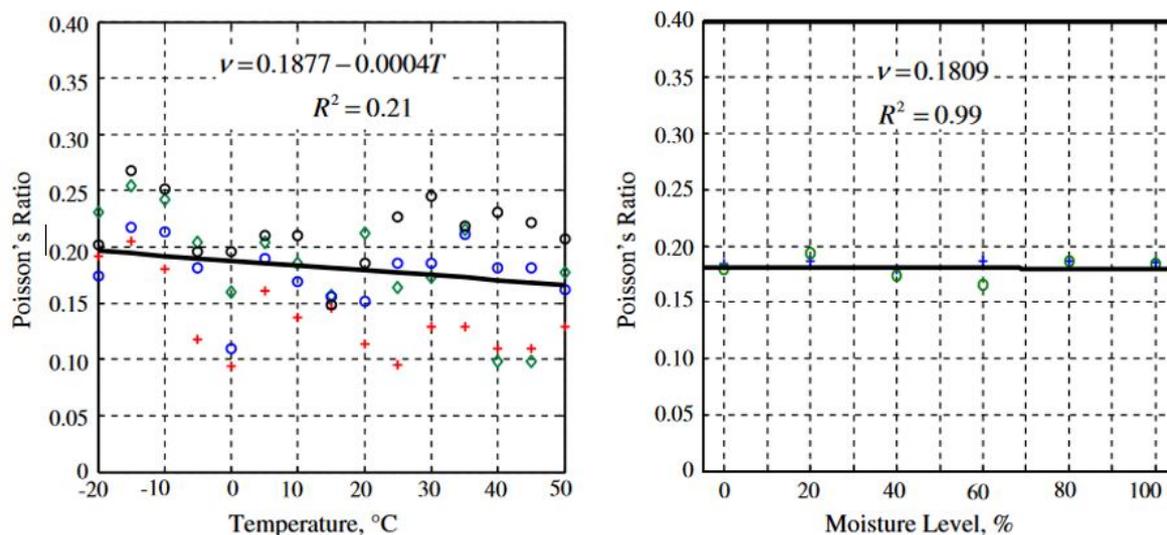


FIGURE 1.13 – Évolution des valeurs de coefficient de Poisson en fonction des variation de température et du degré de saturation [Shoukry et al., 2011]

de température et il n'y a pas d'évolution significative en fonction de la variation de degré de saturation (Figure 1.13).

L'exposition aux intempéries vont impacter le degré de saturation, noté  $S_w$ , des ouvrages. Le degré de saturation dépend également de la porosité du matériau.

H. Wang et Q. Li [Wang and Li, 2007] ont étudié la variabilité des propriétés mécaniques en fonction du degré de saturation de fluide et de la porosité. Les Figures 1.14 et 1.15, présentent les résultats de ces travaux qui portent sur les résultats expérimentaux ayant permis de créer des modèles numériques et d'extrapoler le comportement du béton en fonction de sa porosité et de son degré de saturation. Dans un premier temps, on remarque une variation des valeurs de coefficient de Poisson. A une porosité donnée, le coefficient de Poisson augmente avec le degré de saturation. Cette variation est d'autant plus importante que le béton est poreux, car celui-ci peut emmagasiner plus d'eau. Pour un béton de référence sec et avec 10% de porosité, le coefficient de Poisson est d'environ 0,20. Sa valeur peut atteindre 0,27 dans le cas d'un béton saturé à 100% avec 25% de porosité, soit une augmentation de 35%.

Dans un second temps, on observe l'évolution du module de Young du béton au cours du temps. Pour un béton avec une porosité donnée, les résultats montrent que le module de Young augmente avec la saturation.

Bien que ces variations de paramètres mécaniques ne semblent pas aller totalement dans le sens des variations observées dans les expériences de Shoukry et al., il est important de noter que ces deux travaux montrent expérimentalement que les variations thermiques et hydriques modifient les paramètres élastiques du béton. Cette variabilité sera étudiée dans la suite de notre travail.

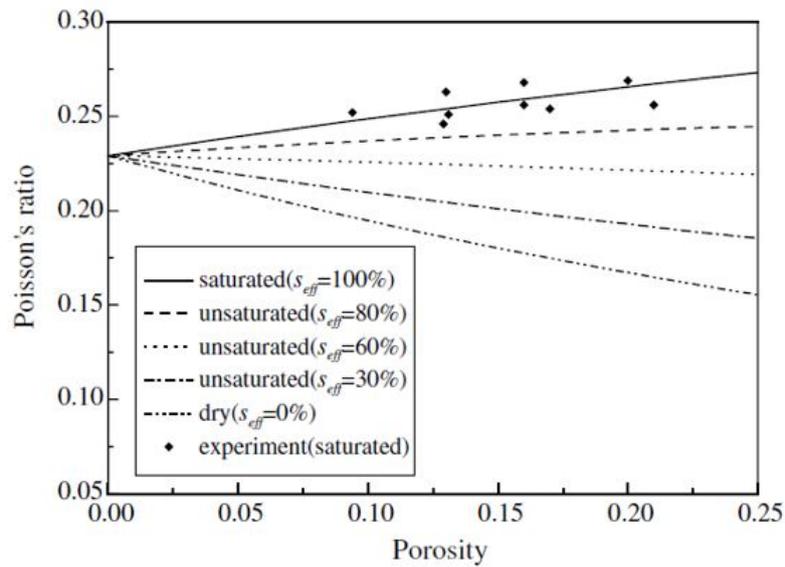


FIGURE 1.14 – Résultats représentant l'évolution du coefficient de Poisson en fonction de la porosité et de taux de saturation effectif en eau [Wang and Li, 2007]

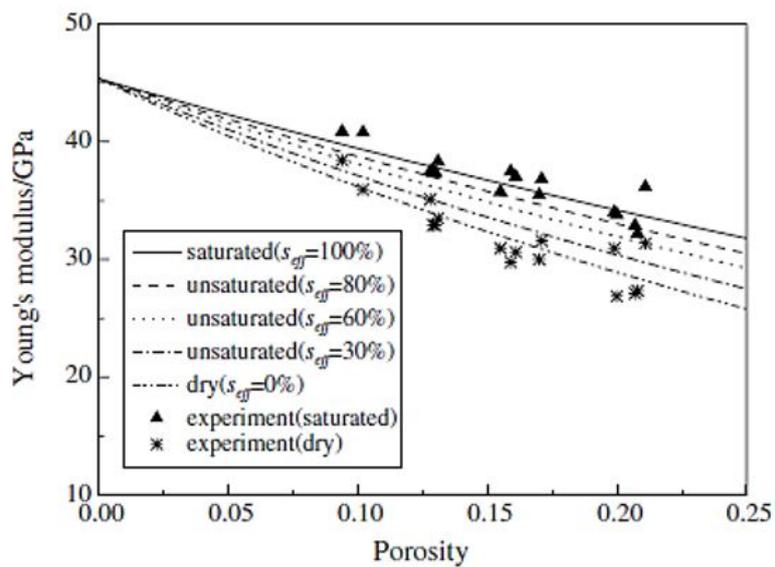


FIGURE 1.15 – Résultats représentant l'évolution du module d'Young en fonction de la porosité et de taux de saturation en eau [Wang and Li, 2007]

## 1.2.4 Justification d'un élément de structure

### 1.2.4.1 Calcul selon l'Eurocode 2

La conception des structures en béton armé est encadrée par des normes. Les premières normes françaises sont nommées BAEL et apparaissent en 1906.

Les ouvrages actuels sont conçus à partir des règles de conceptions de l'Eurocode. Cette réglementation européenne a été mise en place afin d'harmoniser les méthodes de conception et de calculs des ouvrages en Europe. Ces normes créées à partir des années 1990, sont obligatoires depuis 2010. Elles définissent les exigences concernant les performances de fiabilité des constructions à travers 4 composants : la sécurité structurale pour les personnes et les animaux domestiques, l'aptitude au service, la robustesse en cas de situations accidentelles et la durabilité.

Les Eurocodes sont divisés en sous-parties relatives aux thématiques suivantes :

- Eurocode 0 : Base de calculs des structures
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- Eurocode 8 : Calcul des structures pour la résistance au séisme
- Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

L'Eurocode 1 prévoit des durées d'exploitation des ouvrages de 50 ans (ex : bâtiments courants) à 100 ans (ex : ouvrages d'art).

L'Eurocode 2 [EN 1992-1-2, ], propre au dimensionnement des ouvrages en béton armé, suit une méthode de calculs des structures dite probabiliste ou semi-probabiliste. Un ouvrage est conçu afin de garantir une sécurité tout au long de son exploitation vis-à-vis de sa ruine ou de sa dégradation pouvant entraîner un doute sur la sécurité ou le confort de l'utilisateur. Cependant, des facteurs liés à la conception même (définition des actions appliquées à l'ouvrage, propriétés des matériaux, méthodes de calculs des détails, ...) ou la mise en œuvre (qualité de la mise en œuvre, qualification du personnel, règle de contrôle) entraînent des incertitudes sur les calculs. De ce fait, des marges de sécurité sont définies sous forme de coefficients. Pour cela, les méthodes dites « aux états limites » ont été créées.

Deux états limites existent :

- Etats Limites ultimes (noté ELU) ,
  - Le droit pénal stipule que ces états mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes,
  - Ils correspondent à la capacité portante maximale de l'ouvrage ou d'un de ses éléments. Cela comprend : la perte d'équilibre statique, la rupture des sections non ductiles ou déformations plastiques excessives, le flambement et la décomposition des éléments de structures,
  - Les critères de calculs sont : les déformations relatives limites et les calculs de type rupture : lois contraintes / déformations  $\sigma - \epsilon$ ,
- Etats de Limites de Service (noté ELS),

- Le droit civil stipule qu'ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité,
- Cela comprend les cas suivants : l'ouverture excessive des fissures, la compression excessive du béton, la déformation excessive des éléments porteurs, les vibrations inconfortables pour les usagers, l'étanchéité, l'isolation, ...,
- Les critères de calculs sont : les contraintes admissibles et les calculs de types élastiques : loi de Hooke, coefficient d'équivalence.

La méthode probabiliste est basée sur le fait de limiter la probabilité d'atteindre un de ces états limites, en tenant compte des caractères aléatoires suivantes :

- Des propriétés matériaux des constituants,
- Des actions appliquées,
- Des hypothèses de calculs faites pour simplifier les actions appliquées.

#### 1.2.4.2 Sollicitations

Les ouvrages sont soumis à des actions pouvant être dissociées en 3 types :

- Actions permanentes : L'action a une intensité constante voire peu variable dans le temps (ex : poids propre, efforts exercés par des terrains, ...),
- Actions variables : L'intensité de l'action varie selon une loi quelconque (ex : vent, neige, charge / décharge de matériel lourd ...),
- Actions accidentelles : Elles correspondent à des phénomènes se produisant très rarement (ex : séismes, chocs, explosions, ...).

Les actions peuvent être pondérées par des coefficients. Ils correspondent à la probabilité d'occurrence de la combinaison de plusieurs actions variables et dont la somme ne peut pas correspondre à leur intensité maximale cumulée. Ces coefficients sont encadrés par l'Eurocode 0.

Les combinaisons d'actions qui s'appliquent sur un ouvrage doivent satisfaire l'ELU et l'ELS.

Les chargements engendrent sur les éléments composants les structures, différentes actions mécaniques : les efforts normaux (noté  $N$ ), efforts tranchants (noté  $T_y$ ), ou encore moments de flexion (noté  $M_{fz}$ ). La répartition des efforts dans les éléments de structure engendre différentes sollicitations ou contraintes : traction, compression, flexion, cisaillement, ...

En fonction du type de sollicitation le tenseur des contraintes dans l'élément étudié varie. Le tenseur des contraintes en un point dans le repère  $(x,y,z)$  est de la forme :

$$[T(M)] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Dans nos travaux concernant l'étude de l'état de contrainte en surface des structures (surface  $x,y$ ), nous ferons l'hypothèse que les contraintes  $\sigma_z$ ,  $\tau_{xz}$  et  $\tau_{yz}$  sont nulles, hypothèse correcte en surface, plus critiquable en profondeur comme nous le verrons lors de l'analyse du déplacement de la surface de la carotte.

Au cours de leur exploitation, les ouvrages vieillissent, ce qui peut modifier certaines propriétés matériaux ou certaines sollicitations. Afin de vérifier si les règles de dimensionnement de l'Eurocode 2 sont toujours valides au cours du temps, c'est-à-dire si les contraintes dans les structures sont acceptables ou non, des techniques de diagnostic des structures sont utilisées.

Dans la suite de ce chapitre, nous ferons le bilan des différentes techniques d'auscultation dans le but de positionner notre travail de recherche.

## 1.3 Solutions de diagnostic

### 1.3.1 Définition du terme diagnostic

Chaque structure évolue au cours du temps en fonction de ses caractéristiques intrinsèques et de ses conditions d'exploitation. C'est dans ce contexte que le diagnostic mécanique des ouvrages a lieu afin de prévenir de futurs problèmes en identifiant les défauts de la structure.

La norme ISO 13372 : 2012 qui règlemente la surveillance et le diagnostic de l'état des machines peut nous servir de base pour la compréhension des termes relatifs au diagnostic.

Le processus de vieillissement et de dégradation des ouvrages en béton armé peut être rattaché à la définition de la norme ISO 13372 : 2012. La Figure 1.16 représente le processus et les éléments propres au domaine des infrastructures en béton armé relatifs à la norme ISO 13372 : 2012.

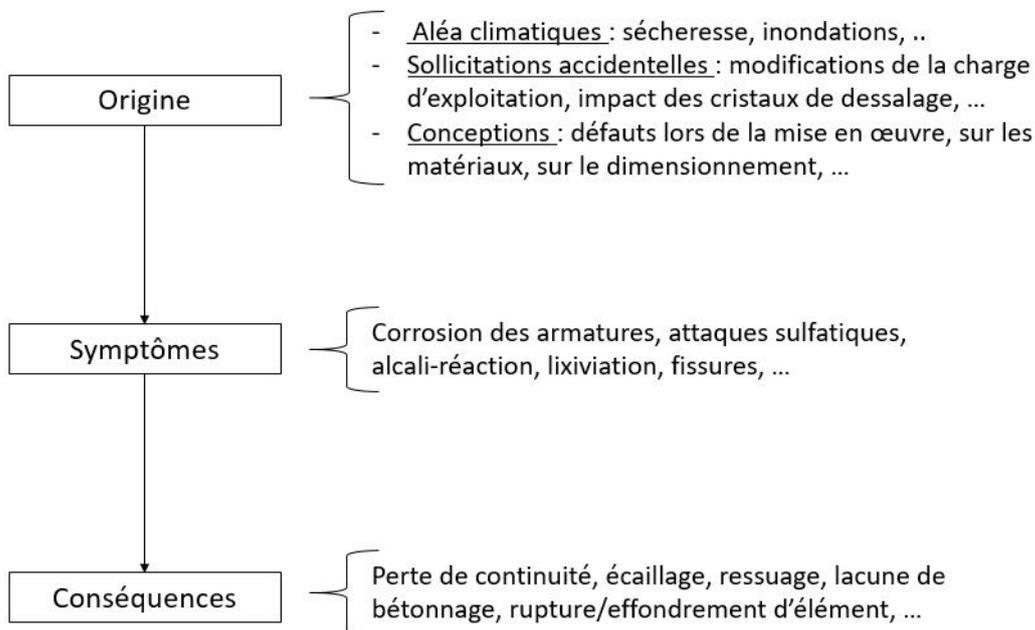


FIGURE 1.16 – *Processus de vieillissement des ouvrages*

Les défauts des infrastructures sont généralement identifiables visuellement et traduisent en premier lieu leur vieillissement. Lorsque les défauts/anomalies sont identifiés, des études peuvent être réalisées afin de déterminer leur origine et leur conséquence.

L'intérêt de connaître les éléments propres au vieillissement des infrastructures est de savoir si la structure est viable et si son rôle est garanti.

Le but des diagnostics est de connaître l'état de dégradation des matériaux et l'altération des performances des structures.

### 1.3.2 Techniques existantes

Il existe différentes techniques dans le diagnostic des structures. Nous allons les décomposer en 2 catégories :

1. **Les études ponctuelles** : Elles permettent essentiellement de connaître la composition de l'ouvrage et l'état de ses composants à un moment donné. Parmi ces analyses ponctuelles, on peut citer l'analyse de contraintes, qui permet d'estimer les sollicitations de l'ouvrage,
2. **Le suivi dans le temps** : L'instrumentation des infrastructures par des capteurs permet d'observer le vieillissement des ouvrages et les processus de dégradation dans le temps.

### 1.3.2.1 Etudes ponctuelles

Ces techniques de diagnostic peuvent être de types destructives (TD) ou non-destructives (TND).

Ci-dessous un récapitulatif partiel des principales méthodes de contrôle ponctuel utilisées actuellement :

- Contrôle électrique et électrochimique (TND) : il consiste en la détermination de l'état de corrosion des armatures en mesurant la résistivité électrique, le potentiel de corrosion ou encore la résistance de polarisation [Dhouibi-Hachani et al., 1996] ,
- Contrôle électromagnétique et magnétique (TND) : il s'agit de localiser des armatures défectueuses à partir de dispersions électromagnétiques et électrodynamiques [Langenberg et al., 1997] [Scheel and Hillemeier, 1997] ,
- Contrôle par des ondes acoustiques (TND) : il consiste à localiser des armatures, leur géométrie et leurs défauts grâce aux techniques de radar, d'impact écho et d'ultrasons, en étudiant leur vitesse de dispersion dans la structure [Krause et al., 1997] ,
- Contrôle par radiographie (TND) : il s'agit de contrôler des défauts de volumes comme les zones de cavités, mais également de déterminer la composition du béton à partir de sa concentration en eau, par une atténuation de rayonnement X ou  $\gamma$  en fonction de la composition du béton [Reijonen and Pihlajavaara, 1972] ,
- Contrôle par scléromètre (TND) : il consiste à mesurer de la résistance au choc du matériau afin de connaître sa résistance [Boukhelkhal and Kenai, 2015] ,
- Contrôle combiné (TND) : il s'agit d'avoir un maximum d'information sur l'état de la structure, il est possible de coupler différentes techniques comme le scléromètre et la méthode acoustique [Reijonen and Pihlajavaara, 1972] ,
- Test mécanique sur éprouvettes (TD) : il consiste à déterminer des paramètres mécaniques (résistance à la compression, à la traction, identification du module de Young, ...) par sollicitation destructive d'éprouvettes [Bakht and Al, 1989].

En France, le tissu industriel réalisant des diagnostics de structures est composé entre autre des entreprises suivantes : Ginger CEBTP, BTP consulting, Althéa Ingénierie, MasterDiag, BETEX Ingénierie ... Ces entreprises réalisent des diagnostics pathologiques et de structure dont la définition est la suivante :

- Diagnostic pathologique : analyse de la qualité des matériaux et de leur vieillissement ,
- Diagnostic de structure : recherche de défauts mécaniques, détermination de la capacité portante, de la tenue au feu.

Ces entreprises utilisent les méthodes de contrôle ponctuel citées ci-dessus à travers des outils comme les ferroskan, les géoradars, les pachomètres, les ultrasons, la corrosimétrie, les mesures de carbonatation, les prélèvements d'échantillon de matériaux. Certaines entreprises couplent ces études avec des suivis dans le temps grâce à l'utilisation de capteurs implantés sur les ouvrages.

### 1.3.2.2 Suivi dans le temps

Les techniques de suivi des infrastructures dans le temps permettent de suivre l'évolution des structures à partir de capteurs connectés en permanence. On parle de Structural Health Monitoring, noté SHM. Cela permet d'avoir des informations dans le temps. Ces données servent aussi à enrichir les modélisations numériques prédictives.

Des capteurs sont positionnés sur l'infrastructure, à des points stratégiques, au moment de la construction de l'ouvrage ou après dans le cas de structures anciennes. Différents capteurs et méthodes de récolte de données existent et sont fonction de l'information souhaitée (déformation, déplacement, déviation trajectoire, accélération ou vitesse). Les travaux de JP Amezcua-Sanchez and al, répertorient les capteurs utilisés en SHM [Amezcua-Sanchez et al., 2018]. Ci-dessous un inventaire non exhaustif est donné :

- Jauges extensométriques : Ce sont les capteurs le plus communément utilisés [Cheilakou et al., 2018]. La jauge est composée d'une résistance électrique qui s'allonge ou diminue en fonction du déplacement. La gamme de mesure est de +/- 10  $\mu\text{m/m}$  à +/-200 000  $\mu\text{m/m}$ , avec une incertitude de 0,1%. La variation relative de la résistance peut s'exprimer telle que :

$$\frac{\Delta R}{R_0} = k \cdot \frac{\Delta L}{L_0} = k \cdot \varepsilon_l \quad (1.13)$$

- Capteurs LVDT : Ils sont basés sur une mesure de tension dans des bobines cylindriques coaxiales. Le passage d'un courant dans l'une induit une différence de tension dans l'autre, qui diffère selon la position relative des bobines. L'étendu de mesure est de quelques millimètres à quelques décimètres avec une erreur de l'ordre de 0,002% ;
- Capteurs à corde vibrante (CCV) : Ils mesurent une variation de tension entre deux points d'un fil, en utilisant la fréquence fondamentale. La fréquence dépend de la longueur de la corde, du module de Young, de la masse volumique et de la déformation. La gamme de mesure est de l'ordre de 4 000  $\mu\text{m/m}$ , avec une incertitude de l'ordre de 10  $\mu\text{m/m}$ ,
- Fibres optiques : La technique repose sur la variation de rayonnement lumineux en fonction de la grandeur à mesurer. Ce système utilise un transducteur optique unique. Elles permettent de mesurer des grandeurs physiques telles que la température, la déformation ou l'humidité [Bremer et al., 2016]. L'étendue de mesure en déformation peut atteindre environ  $10^{-4}$   $\mu\text{m/m}$ . L'erreur relative est de quelques pourcentages (produit HBM). Cette technique utilisée sur l'EPR de Flamanville peut être mise en œuvre dans l'ouvrage avant le coulage du béton [Clauzon et al., 2015],
- Lasers : Les technologies utilisées sont nommées TLS ou LIDAR. Cette technologie permet d'obtenir une information en 3D de la structure à partir de la mesure de temps de vol entre l'émission et la réception d'un faisceau laser. Le calcul de la position d'un point dépend de la vitesse de la lumière. L'incertitude de mesure est de +/- 1 mm à 25 mm,
- Capteurs piézoélectrique : Ces capteurs sont basés la propriété piézoélectrique des matériaux consistant à produire un courant électrique lorsque le système est soumis à une déformation [Karayannis et al., 2016],
- Accéléromètre : Il permet de déterminer les mouvements oscillatoires des infrastructures engendrés par des sollicitations ambiantes et dynamiques (ex : trafic). Il existe trois types d'accéléromètres : le capteur capacitif, le capteur piézo-électrique et le capteur microélectromécanique (MEMS). A. Sabato and al ont effectué une review sur les capteurs relatifs à la technologie MEMS pour l'analyse des structures par la vibration [Sabato et al., 2017],
- Corrélation d'image numérique (CIN) Le méthode est basée sur l'utilisation d'images représentant un même objet physique mais dans deux états différents [Vacher et al., 1999]. Un mouchetis aléatoire est déposé sur l'objet. La méthode de corrélation d'image permet

de déterminer le champ de déplacement entre ces deux images. La précision de mesure est de l'ordre de 0,01 pixel. Dans le domaine du génie civil, nous pouvons citer les travaux in situ de F. Dubois [Dubois et al., ] qui relatent une étude de diagnostic sur le pont de Merle (Corrèze).

Les méthodes de SHM sont aujourd'hui utilisées sur des ouvrages variés. On peut citer l'EPR de Flammanville [Clauzon et al., 2015], le viaduc de Millau [Gallice et al., 2013], les piliers du ports de St-Nazaire [Schoefs et al., 2013], le pont autoroutier de Lezíria au Portugal [Sousa et al., 2013],...

La difficulté en SHM est la mise en place de l'instrumentation et sa gestion dans le temps. Les capteurs utilisés doivent pouvoir avoir une autonomie énergétique dans le temps et être adaptés aux conditions environnementales comme l'humidité, la salinité, la chaleur, ... Il se pose aussi des questions sur le transfert des données pour le traitement de l'information.

Ces méthodes d'études ponctuelles ou dans le temps permettent de connaître l'évolution de la structure. Cependant elles ne permettent pas de statuer sur la stabilité mécanique de l'ouvrage à l'instant t.

### 1.3.2.3 Etude des contraintes

Dans l'hypothèse d'un matériau au comportement élastique, linéaire, un incrément de contrainte induit un incrément de déformation selon de la loi de Hooke. L'étude des contraintes dans une structure repose sur la mesure des déplacements de l'élément étudié.

Sur site, l'élément étudié est déjà sous contraintes. La méthode généralement employée pour revenir à l'état de contrainte initiale est la relaxation locale des contraintes. Une incision dans un mur en surface de la zone d'étude permet de relâcher les contraintes localement. La proportion de contrainte relâchée dépend de la profondeur de la découpe. On parle ainsi de méthodes semi-destructives.

Lorsque la découpe est de type carottage, l'étude du relâchement local des contraintes peut être réalisée de deux façons : à l'extérieur de la carotte (Figure 1.17.a) ou sur la carotte en place (Figure 1.17.b). P. Sarga et F. Menda [Sarga and Menda, 2013] ont comparé les deux méthodes.

L'étude les déplacements « extérieurs » appelée méthode du "perçage" permet de définir le relâchement des contraintes localement autour des bords du trou, comme on peut le voir avec la position des jauges A, B, C de la Figure 1.17,a). Il s'agit de la méthode la plus utilisée. Cependant cette technique est moins précise car la relaxation diminue très rapidement à mesure que l'on s'éloigne du bord du trou. De plus les jauges sont collées sur des zones à fort gradient de déformation. Leur position radiale doit être parfaitement bien identifiée.

L'étude les déplacements « intérieurs » (au centre de la carotte en place) appelée méthode du "surcarottage" permet d'obtenir les déplacements causés par le relâchement local des contraintes sur la surface visible de la carotte (Figure 1.17,b). Cette méthode est moins utilisée car il est plus difficile de réaliser ces mesures de déformation en utilisant des jauges en raison de la présence des fils lors du carottage. La méthode de la corrélation d'images semble mieux adaptée à cette technique d'analyse à condition d'obtenir des incertitudes de mesures compatibles avec l'analyse souhaitée.

Différentes méthodes d'analyse des contraintes sont présentées ci-dessous. Quatre méthodes in-

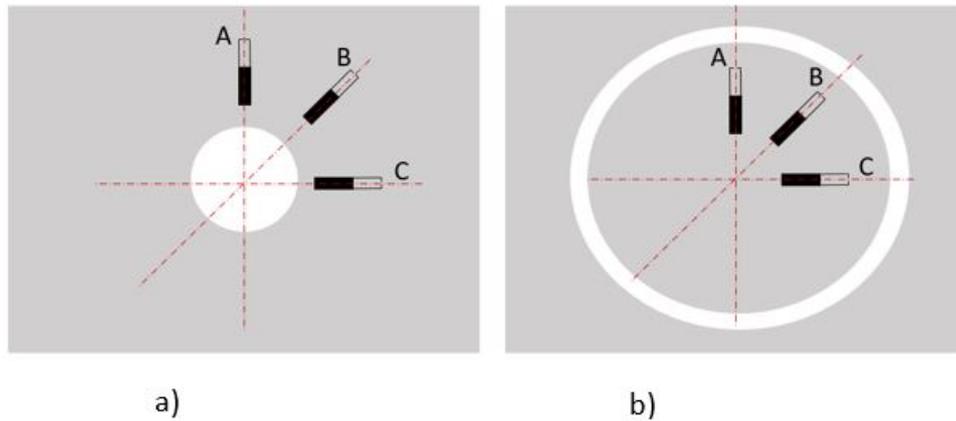


FIGURE 1.17 – Analyse des déformations extérieures (a) et intérieures (b) par rapport à la zone de découpe. A, B et C : jauges de déformation.

dustrielles et deux méthodes universitaires sont décrites. Elles sont toutes basées sur le relâchement locale des contraintes (sauf pour la méthode industrielle EVE) et elles utilisent, soit la méthode de "perçage", soit la méthode de "surcarottage" pour définir les déplacements.

- Le procédé SloStress®, a été créé par le Groupe Advitam en 2003. Ce procédé détermine la composante normale du vecteur contrainte pour une seule orientation du mur testé, par libération locale des contraintes.

Après une préparation de la surface via une détection des armatures, des capteurs de déplacements sont disposés de part et d'autre de la zone d'étude (Figure 1.18, Etape 1). Il correspond à leur position initial  $P_0$ . Un usinage local dans l'élément est réalisé (Figure 1.18, Etape 2). Cet usinage va engendrer des déplacements de la structure localement autour de la découpe. En cas de compression, les deux bords de la fente vont se rapprocher, modifiant ainsi la position des jauges ( $P_1$ ). A l'aide d'un vérin hydraulique plat, une pression est mise dans la fente créée par l'usinage (Figure 1.18, Etape 3). La pression est appliquée jusqu'à ce que les jauges retrouvent leur position initial  $P_0$ . La valeur de la pression obtenue par le vérin hydraulique correspond à la contrainte recherchée dans la direction perpendiculaire à la fente créée. Le fait de chercher à obtenir la position initiale permet de ne pas avoir besoin de faire une hypothèse sur le comportement (linéaire ou non) du béton dans la gamme de chargement appliquée.

La société Advitam fournit une mesure avec une précision de 0,5 MPa avec un taux de fiabilité de 80%. Ce procédé ne donne qu'une des composantes de la contrainte et s'affranchit de la valeur du module de Young. Ne pas utiliser la valeur du module de Young permet d'augmenter la précision de mesure en négligeant les informations sur l'état du béton. L'étude de V. Lamour et al [Lamour et al., 2012] donne plus de détail sur cette méthode. Les dimensions de la fente usinée sont d'une profondeur de 50 cm pour une épaisseur de 5 mm. Le temps de mesure pour une structure en béton est de 120 minutes.

Ce procédé a fait l'objet du dépôt de brevet sous le numéro de publication 2812940 [Sol, 2000].

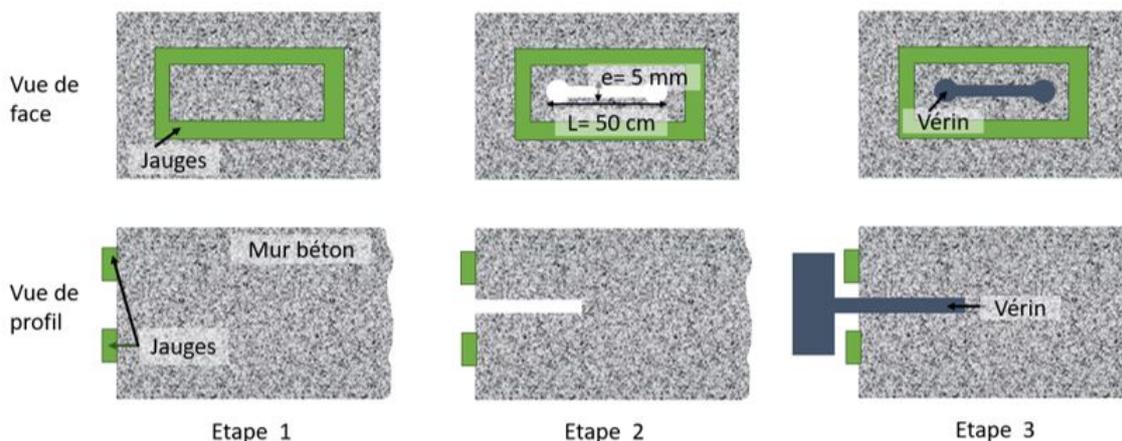


FIGURE 1.18 – *Etapes du procédé SlotStress*

- Le procédé Doorstopper, mis en œuvre par la société Enomfra, est fortement utilisée dans le domaine de la géologie pour étudier les contraintes au sein des massifs rocheux. Il consiste en la détermination des contraintes par leur libération locale via un sur-carottage en profondeur. Contrairement au procédé SlotStress® la mesure de la contrainte se fait en profondeur à environ 450 mm de la surface. Pour cela un premier carottage est effectué avec un diamètre de 76 mm sur une profondeur de 450 mm. La carotte est enlevée et le fond surfacé (Figure 1.19, Etape 1). Des jauges de déplacement, type rosette, sont positionnées au fond du trou. Il s'agit de la position initiale (Figure 1.19, Etape 2). Ensuite un sur-carottage d'un diamètre de 61 mm sur une longueur de 160 mm est réalisé autour des jauges de déformations. La déformation des jauges est ensuite mesurée dans cette configuration (Figure 1.19, Etape 3). La différence de valeur entre la position initiale et la position à l'étape 3 donne les déformations de la carotte lors de la libération locale des contraintes. Ces informations permettront, via un module d'élasticité déterminé à postériori sur la carotte détachée et testée en laboratoire, de retrouver les contraintes dans la structure. Les contraintes en profondeur dans le plan de la rosette sont obtenues. Cependant, étant donné le diamètre et la profondeur de perçage, le positionnement des jauges est contraignant et cette méthode n'est pas adaptée à une structure poteau de largeur 200 mm avec des armatures [Leeman, 1971].

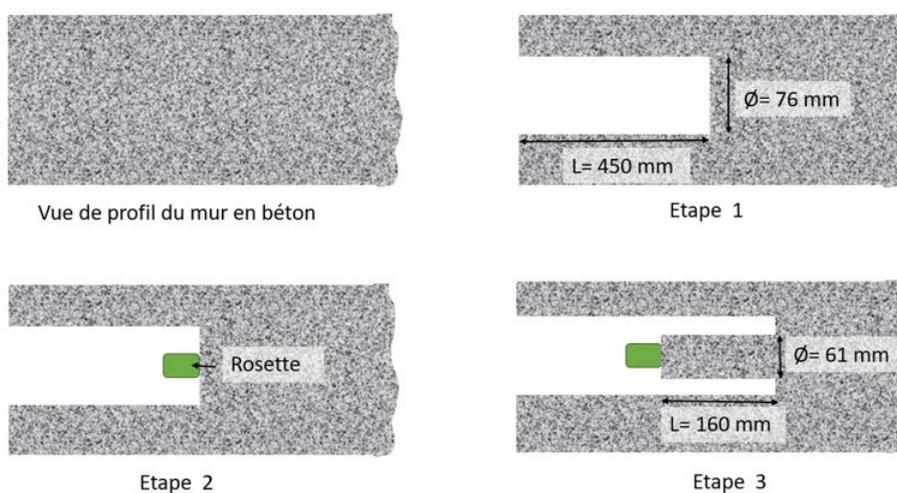


FIGURE 1.19 – *Principe du procédé Doorstopper*

- Le procédé InsideStress, de l'entreprise Cementys, permet de définir l'état des contraintes en surface de l'élément (directions et contraintes principales) et l'évolution des contraintes en fonction de la profondeur de découpe de l'élément. Le principe est de réaliser un relâchement local des contraintes et de déterminer les déplacements de la zone d'étude. Les déplacements sont mesurés à partir de capteur à corde vibrante comme on peut le voir sur la Figure 1.20, Etape 1. Un usinage est réalisé autour des capteurs. Les relevés de déplacements se font de manière incrémentale au fur et à mesure du carottage (Figure 1.20, Etape 2). Une étude du module de Young est réalisée en laboratoire. Ensuite, un calcul par analyse inverse est effectué. Pour cela un modèle par éléments finis est réalisé suivant la configuration étudiée. Les propriétés matériaux sont appliquées au modèle, une première estimation de la contrainte est faite. Le modèle donne en sortie les déplacements. Une comparaison des déplacements théoriques et numériques permettent de statuer sur la valeur des contraintes appliquées. Une correction sur la valeur de la contrainte est réalisée jusqu'à obtenir des déplacements théoriques cohérents avec les déplacements numériques. Dans le cas de grandes valeurs de contraintes mécaniques, des calculs non-linéaires sont réalisés en prenant en compte les effets d'endommagement locaux du matériau.

Le temps de mesure est d'environ 40 minutes. La précision de mesure avec les capteurs à corde vibrante est de  $1 \mu\text{m/m}$  soit du  $10^{-6}$ . La précision sur la contrainte est de 0,1 MPa dans toutes les directions, avec un module connu à au-moins 5 %. Le diamètre des trous usiné est de 200 mm minimum à 400 mm maximum [Lamour et al., 2012].

Le procédé InsideStress permet d'obtenir des informations dans trois directions ( $0^\circ$ ,  $45^\circ$  et  $90^\circ$ ), et donc de revenir aux contraintes principales et directions principales du plan de découpe avec une précision sur les contraintes de 0,1 MPa. Cependant ce procédé est assez destructif car l'usinage est au-moins de 200 mm. Cette taille minimum est imposée par la taille des capteurs à corde vibrante. Des travaux ont été publiés sur une étude avec le pro-

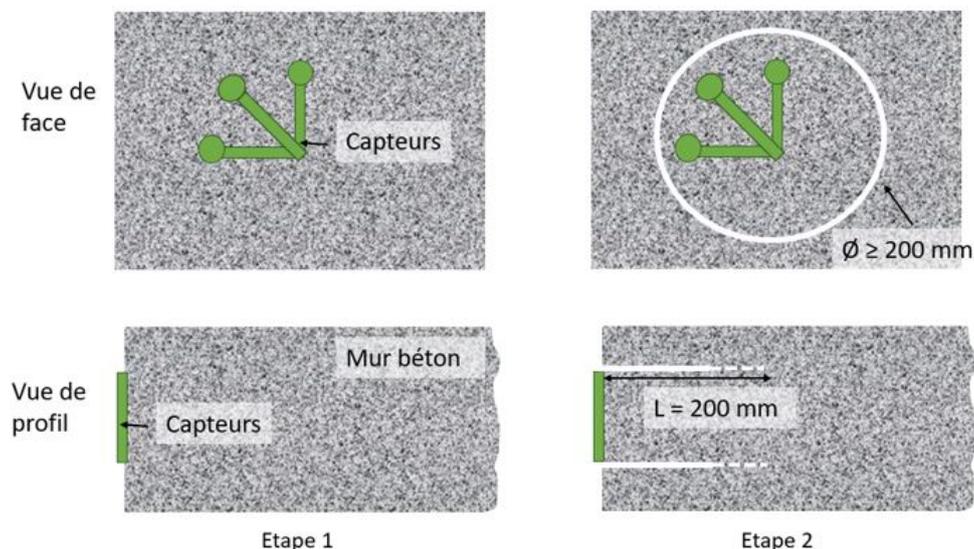


FIGURE 1.20 – Procédé InsideStress

céde InsideStress concernant le barrage de Songloulou au Cameroun [Lamour et al., 2012]. 6 essais ont été réalisés. Les propriétés mécaniques du béton ont été mesurées en laboratoire et les valeurs des modules de Young sont inférieures à 20 GPa (13,7 MPa +/-3,3 MPa), les valeurs de coefficient de Poisson sont comprises entre 0,06 et 0,29 (0,15 +/-0,12). Ces valeurs traduisent la variabilité des propriétés mécaniques dans le temps. Les profondeurs d'usinage sont de 20 cm. Les résultats des essais se trouvent dans le Tableau 1.4.

L'une des principales remarques est que les contraintes sont faibles, de quelques MPa.

	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6
Direction principale $\varphi$ (°)	74	83	34	75	133	129
Contrainte principale 1 (MPa)	0,2	1,7	1,6	0,8	1,7	2,6
Contrainte principale 2 (MPa)	-0,6	0,0	-4,2	-1,1	-0,9	-0,9

TABLEAU 1.4 – Résultats des travaux réalisés à Songloulou

- Le procédé EVE, développé par Bureau Veritas et l'entreprise Miage est un procédé non basé sur un relâchement local des contraintes. Le procédé EVE consiste en la détermination non pas des contraintes mais des efforts à partir de l'analyse vibratoire spécifique de la structure. La méthode utilise comme excitation le « bruit de fond » de la structure. Cela permet d'exploiter une sollicitation existante donc disponible directement sur le site et inépuisable. L'avantage est que cette sollicitation excite la structure sur une large bande de fréquence de façon à couvrir une large réponses dynamiques. A partir de ce système de mesure, il est possible d'obtenir des informations sur les paramètres caractérisant le comportement de l'ouvrage comme les fréquences, les déformations, les amortissements, les couplages, ... Les données ainsi obtenues sont comparées à des modélisations numériques de la structure, afin de faire coïncider les données expérimentales avec la théorie. La méthode permet également d'obtenir des informations complémentaires sur le module de Young de manière non destructive, ainsi que sur la densité du béton.

Les résultats obtenus sont sous forme de couples M, N compatibles représentés sur un graphique (Figure 1.21).

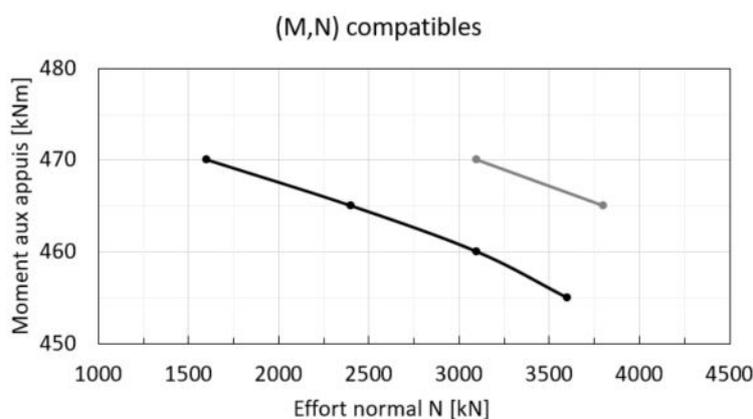


FIGURE 1.21 – Exemple de courbes obtenues avec le procédé EVE traçant le moment aux appuis en fonction de l'effort normal

La méthode EVE permet également de suivre l'état de structures grâce à des mesures régulières. Le procédé est non invasif mais coûteux (environ 10 K€ / analyse).

- Les travaux de M. MacGinnies [McGinnis and Pessiki, 2016] et J.Lee [Lee et al., 2019] exploitent la méthode de la corrélation d'images numérique (nommé CIN) afin de déterminer les déplacements lors du relâchement locale des contraintes. L'utilisation de la CIN n'est actuellement pas exploitée de manière industrielle.

J.Lee et al réalisent des essais sur un échantillon rectangulaire de dimensions 100 mm x 400 mm x 100 mm. Le trou, usiné par un perforateur Hilti TE 50-AVR, a un diamètre de 20 mm et une profondeur de 40 mm. Le module de Young du béton est de 24,4 GPa et le coefficient de Poisson de  $\nu = 0,17$ . Une caméra Canon EOS-1D avec son objectif Canon EF 100 mm MACRO (résolution 0,08 mm/ pixel) est positionnée à 2 m de l'échantillon. Une lumière artificielle est placée près de l'échantillon (Figure 1.22).

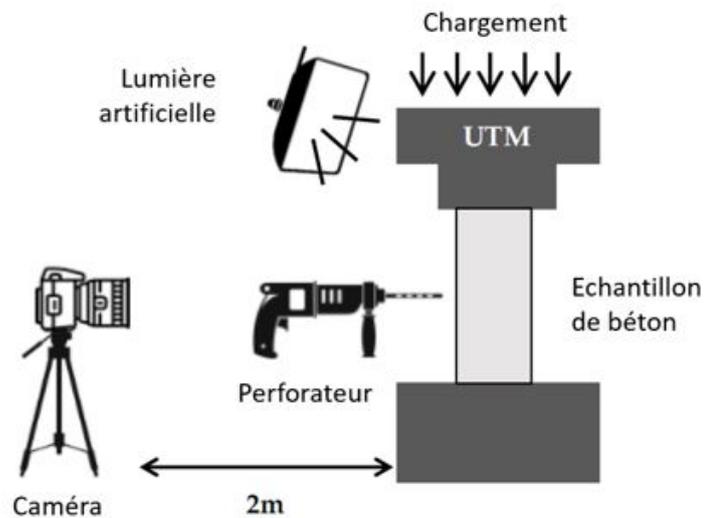


FIGURE 1.22 – Schéma de l'expérience de J.Lee [Lee et al., 2019]

Le protocole de mesure suit le processus en Figure 1.23 :

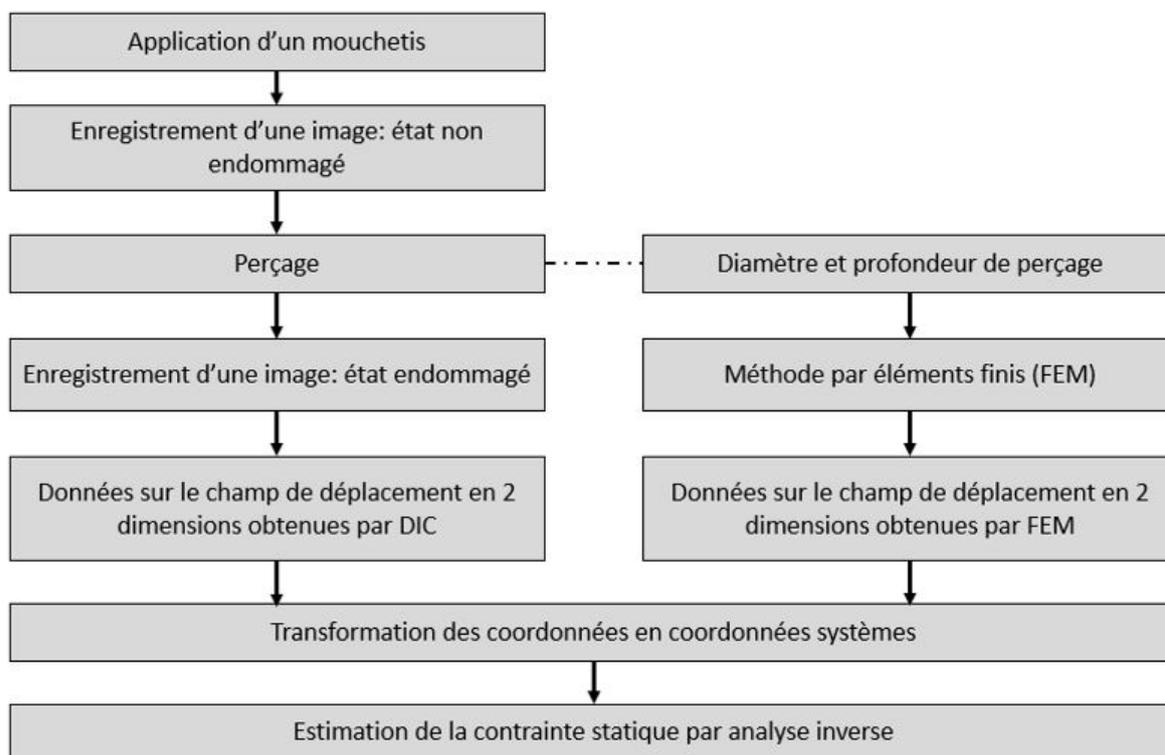


FIGURE 1.23 – Étapes de l'étude de J.Lee [Lee et al., 2019]

L'échantillon est soumis à une contrainte verticale de l'ordre de 15 MPa. Les déplacements maximum observés sont de l'ordre de 20 à 25  $\mu\text{m}$ . Cinq essais ont été réalisés avec une application moyenne de la contrainte de 14,2 MPa (+/- 0,3 MPa). Le mouvement de corps rigide du système est de 20  $\mu\text{m}$ . En connaissant les propriétés matériaux déterminées en laboratoire préalablement, les contraintes sont estimées à partir d'une analyse inverse. Les résultats obtenus sur les contraintes sont de 13,4 MPa (+/- 2,9 MPa). L'erreur entre la contrainte appliquée et celle estimée est de 6 %. L'écart type sur la contrainte estimée est de +/- 22% de la contrainte. Au vu de la valeur de l'écart type et du faible nombre de tests réalisés, il est difficile de juger de la reproductibilité de l'expérience.

Les études de M. MacGinnies, sont réalisées sur des plots en béton et en béton armé aux dimensions de 4880 mm x 864 mm x 152 mm. Trois plots ont été coulés avec un module de Young moyen de 33,6 GPa. Le carottage réalisé a des dimensions de diamètre 150 mm et de longueur 150 mm. La comparaison des images réalisées avant et après carottages permet d'obtenir les déplacements suivants 3 directions. A partir de ces déplacements et des propriétés matériau, les contraintes sont calculées grâce aux équations de mécanique générales. Dans cette étude la compression appliquée (noté P1 et P2) correspond à une contrainte de l'ordre de 8 MPa (Figure 1.24). Par ailleurs, une étude a été menée sur l'influence de l'eau du lubrifiant sur les résultats en effectuant un test sur un béton sec et sur un béton saturé d'un point de vue hydrique.

Pour chaque test, le protocole en Figure 1.25 a été suivi. Dans le cas de béton saturé, l'erreur entre la contrainte appliquée et celle mesurée est de 3% à 16 %. Cette mesure a été réalisée à partir de trois essais. Pour un béton armé et saturé, l'erreur sur la contrainte estimée est de 18% à 25% (trois essais). Dans le cas d'un poteau en béton non saturé, l'erreur sur la contrainte est de 46%. Pour un béton armé et non statué, l'erreur sur la valeur de la

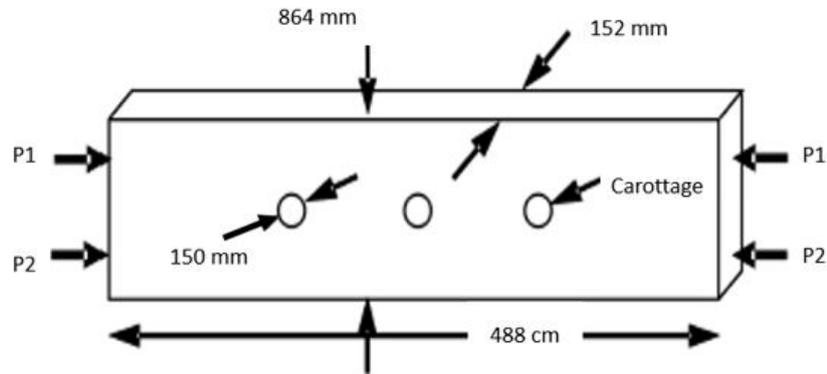


FIGURE 1.24 – Schéma de l'étude de M. MacGinnis

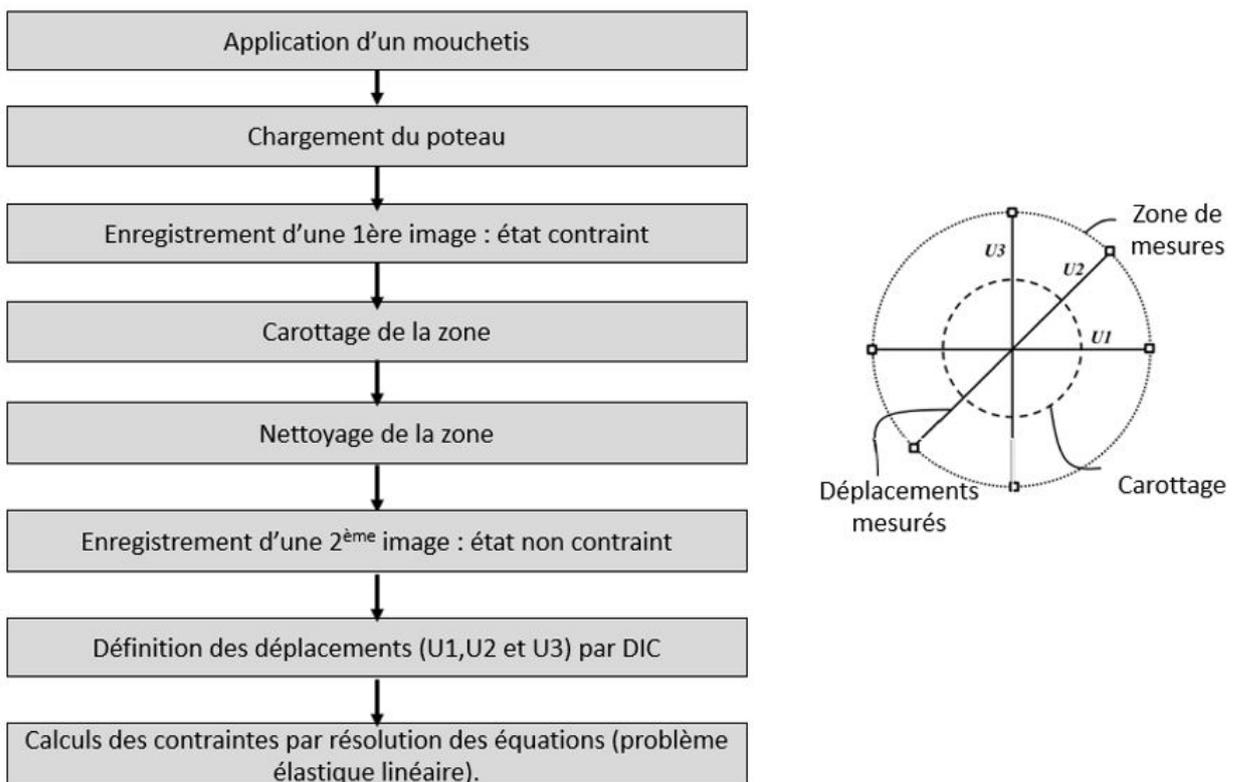


FIGURE 1.25 – Étapes de l'étude de M. MacGinnis

contrainte estimée est de 54%. Ces deux derniers tests n'ont été réalisés qu'une seule fois chacun. La différence d'erreur entre un béton saturé et non saturé indique un impact non négligeable de la lubrification lors de l'usinage.

Nous pouvons constater que la variabilité des différents résultats est très élevée (estimation de la contrainte jusqu'à 54% de la valeur théorique). C'est un point à améliorer en vue d'une application industrielle. Ces études montrent que différents paramètres peuvent influencer les résultats. Ils seront à quantifier et à prendre en compte dans la suite de nos travaux de recherche.

### 1.3.3 Positionnement de notre méthode vis-à-vis de l'existant

Le Tableau 1.5 fait la synthèse des atouts, des limites et valeurs caractéristiques des procédés cités précédemment.

Parmi les procédés concurrents identifiés, la méthode de la libération locale de contraintes comme moyen d'obtention des déplacements liés aux contraintes appliquées, est la plus utilisée et la plus facile à mettre en œuvre. La différence entre ces procédés résulte dans la méthode de détermination des déplacements.

A partir des données de la concurrence, 4 objectifs ont été définis afin d'avoir un procédé innovant et industrialisable. Ces objectifs sont les suivants :

- Obtenir ces valeurs avec des incertitudes faibles (meilleures que 1 MPa),
- Limiter les largeurs et longueurs de découpe à 100 mm (écart récurrent entre deux armatures transversales pour un poteau),
- Obtenir in situ les valeurs des paramètres élastiques ( $E$  et  $\nu$ ) pour déterminer l'état de contraintes,
- Obtenir des informations sur les trois composantes du tenseur des contraintes dans le plan ( $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ).

<b>Procédé</b>	<b>Atouts</b>	<b>Limites</b>	<b>Précision</b>
Procédé SlotStress	- Indépendant de la valeur du module de Young.	- Contrainte uni-axiale ; - Usinage assez destructif : profondeur de 50 cm ; - Pas de connaissance du module de Young.	- 0,5 MPa.
Procédé Doorstopper	- Contraintes multidirectionnelles ; - Contraintes en profondeur ; - Respect du VER.	- Détermination du module de Young en laboratoire ; - Usinage assez destructif : diamètre de 76 mm et profondeur de 610 mm.	
Procédé InsideStress	- Contraintes multidirectionnelles ; - Respect du VER ; Peut prendre en compte l'endommagement local.	- Détermination du module de Young en laboratoire ; - Usinage assez destructif : 200 mm < diamètre < 400 mm.	- 0,1 MPa
Procédé EVE	- Non destructif ; - Exploitation du bruit de fond de la structure ; - Connaissance sur le module de Young et la densité du béton.	- Nécessité de nombreux capteurs ; - Coût de l'intervention.	
Etudes MacGinnis et Lee	- Contraintes multidirectionnelles ; - Pas de contact avec la zone d'étude ; - Test peu destructif : 20 mm < diamètre < 150 mm et 40 mm < profondeur < 150 mm.	- Impact de la lubrification ; - Détermination du module de Young en laboratoire.	- Quelques MPa.

TABLEAU 1.5 – Tableau récapitulatif des atouts, limites et précisions des procédés permettant la détermination des contraintes dans des structures en béton armé

## 1.4 Enjeux scientifiques de notre travail

### 1.4.1 Problématique scientifique

La problématique scientifique est d'aider à statuer sur la viabilité d'une infrastructure en béton armé dans son état actuel ou dans le cadre d'un projet de réhabilitation, que ce soit un bâtiment ou un ouvrage d'art. La viabilité mécanique peut être définie à travers deux points :

1. Le chargement mécanique de l'ouvrage. Pour cela, on s'intéresse aux champs de contraintes dans l'élément étudié afin d'obtenir les composantes  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  du tenseur des contraintes dans le plan investigué. Comme on a pu le voir dans l'étude du site de Songloulou Dam, les valeurs de contraintes dans les ouvrages d'art sont généralement faibles, quelques MPa. Il en est souvent de même dans les bâtiments. De ce fait, il est nécessaire d'avoir une précision de l'ordre de 1 MPa afin d'obtenir des valeurs exploitables par des industriels par rapport aux procédés existants.

Un ouvrage en béton armé sera viable si les valeurs de contraintes obtenues correspondent aux ordres de grandeurs suivantes :

- Contrainte de traction du béton  $f_{ctm} < 3$  MPa [EC2],  
*La valeur moyenne de résistance pour des bétons standards C30/37 et C35/45*
  - Contrainte de calcul en compression  $f_{cd} < 20$  MPa,  
*La valeur minimale de résistance d'un béton standard est choisie afin d'être le plus restrictif possible*
2. L'état de santé du béton de la structure qui sera appréhendé à travers la détermination du module de Young du béton. Le critère de viabilité concernant le module de Young du béton est le suivant :
    - Module de Young du béton :  $10\ 000$  MPa  $< E < 50\ 000$  MPa [EC2],
      - *10 000 MPa correspond à  $E_{c,eff}$  pour une béton C25/30*
      - *50 000 MPa correspond à un  $E_{cm}$  pour un béton haute performance.*
  3. La connaissance de la classe de béton qui fera l'objet d'hypothèses. Ce critère sera appréhendé en fonction de :
    - L'âge du béton de la structure,
    - Les classes d'exposition de l'ouvrage .

### 1.4.2 Hypothèses retenues

Avant de commencer ce travail, nous devons poser quelques hypothèses qui sont les suivantes :

- Faible niveau de contrainte dans la structure étudiée, de l'ordre de quelques MPa,
- Absence d'endommagement visible,
- Travail du matériau dans le domaine élastique linéaire,
- Valeur du coefficient de Poisson compris entre 0,2 et 0,3 pour un béton courant d'ouvrages courants,
- Faible pourcentage d'acier dans les sections de béton étudiées.

### 1.4.3 Extension à une étude de cas

Nous avons choisi d'illustrer la démarche progressive de ce travail de thèse à travers un cas d'étude réel dans lequel l'analyse de contraintes pourrait se révéler nécessaire.

L'université Savoie Mont-Blanc souhaite faire évoluer son parc immobilier afin de pouvoir accueillir plus d'étudiants. Aujourd'hui deux solutions principales s'offrent à eux : démolir et reconstruire de nouveaux bâtiments ou rénover et réhabiliter les infrastructures existantes.

Les futurs projets de l'université nous ont permis de tester la méthode développée sur un élément de structure en béton armé appartenant à un bâtiment actuellement utilisé comme bibliothèque et datant des années 1970. La Figure 1.26 présente une vue aérienne du site de Jacob-Bellecombette et la zone d'étude.



FIGURE 1.26 – Vue aérienne du campus de Jacob-Bellecombette

L'analyse de l'état de contrainte devrait ainsi permettre de savoir si :

- L'ouvrage est aujourd'hui sollicité correctement,
- L'ouvrage est en mesure de supporter de nouvelles conditions de chargement,
- Le matériau est sain ou dégradé.



# 2

## Du concept initial à la méthodologie développée

---

*Le chapitre 2 développe toute la méthodologie mise en place à partir des informations du chapitre 1, afin d'obtenir la solution finale permettant l'analyse de contrainte in-situ dans les structures en béton armé. Pour cela, le concept initial est exposé en incluant l'ensemble des verrous scientifiques, techniques et les exigences industrielles qui s'y rapportent. Les outils numériques et mécaniques développés ainsi que les réponses qu'ils apportent aux différents verrous sont ensuite présentés.*

---

### Sommaire

---

<b>2.1</b>	<b>Solution proposée</b>	<b>42</b>
2.1.1	Principe	42
2.1.2	Objectif de précision	44
2.1.3	Verrous identifiés	47
<b>2.2</b>	<b>Développement des outils numériques : Corrélation d'images numériques (CIN)</b>	<b>50</b>
2.2.1	Généralités sur la corrélation d'images numériques	50
2.2.2	Dispositif d'imagerie mis en place	52
2.2.3	Procédure et traitement des images	59
2.2.4	Bilan sur le développement des outils numériques	62
<b>2.3</b>	<b>Développement des outils mécaniques</b>	<b>63</b>
2.3.1	Outil de libération de contraintes	63
2.3.2	Outil de mise sous pression	74
2.3.3	Bilan sur les outils mécaniques	83
<b>2.4</b>	<b>Synthèse du protocole et des outils d'identification de l'état de contraintes</b>	<b>84</b>

---

## 2.1 Solution proposée

La solution proposée consiste à développer un outil d'analyse de contrainte in situ dans les bétons par relâchement local des contraintes associé à une identification des déformations puis des contraintes. Ce dispositif devra permettre d'identifier le module de Young in situ et de fournir trois termes du tenseur des contraintes dans le plan ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$ ) avec une incertitude de mesure de l'ordre de 1 MPa.

### 2.1.1 Principe

Après études des alternatives existantes, nous proposons la solution ci-dessous, composée de deux parties. La Figure 2.1 représente le déroulement de la première partie de l'analyse des contraintes. Elle consiste à relâcher localement les contraintes par un carottage. Les déplacements de la surface au niveau de la carotte sont déterminés par CIN, ce qui permet d'avoir une mesure de champ de déplacement et non une mesure ponctuelle de déplacement, entre l'état contraint (avant carottage) et l'état non contraint (après carottage). Ces déplacements pourront alors être utilisés dans le calcul des déformations et de la détermination de l'état de contrainte. Nous nous appuyerons sur une hypothèse de contraintes hors plan  $\sigma_{zz}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{yz}$  nulles, choix correct en surface mais sans doute critiquable en profondeur.

L'identification des contraintes à partir d'une mesure des déformations en surface nécessite une connaissance des paramètres matériau  $E$  et  $\nu$ . La valeur de  $\nu$  est supposée connue à partir des règles de l'Eurocode 2. L'obtention du paramètre matériau  $E$  peut être réalisée en laboratoire sur les échantillons récupérés sur site mais comme dit précédemment notre objectif est d'effectuer ces analyses directement sur le terrain afin d'obtenir un résultat immédiat. La Figure 2.2 illustre cette seconde partie de l'analyse. Pour cela la carotte est retirée du mur et une pression contrôlée est appliquée dans l'espace libéré. Le ou les modules de Young  $E_x$ ,  $E_y$  en sont déduits par analyse inverse.

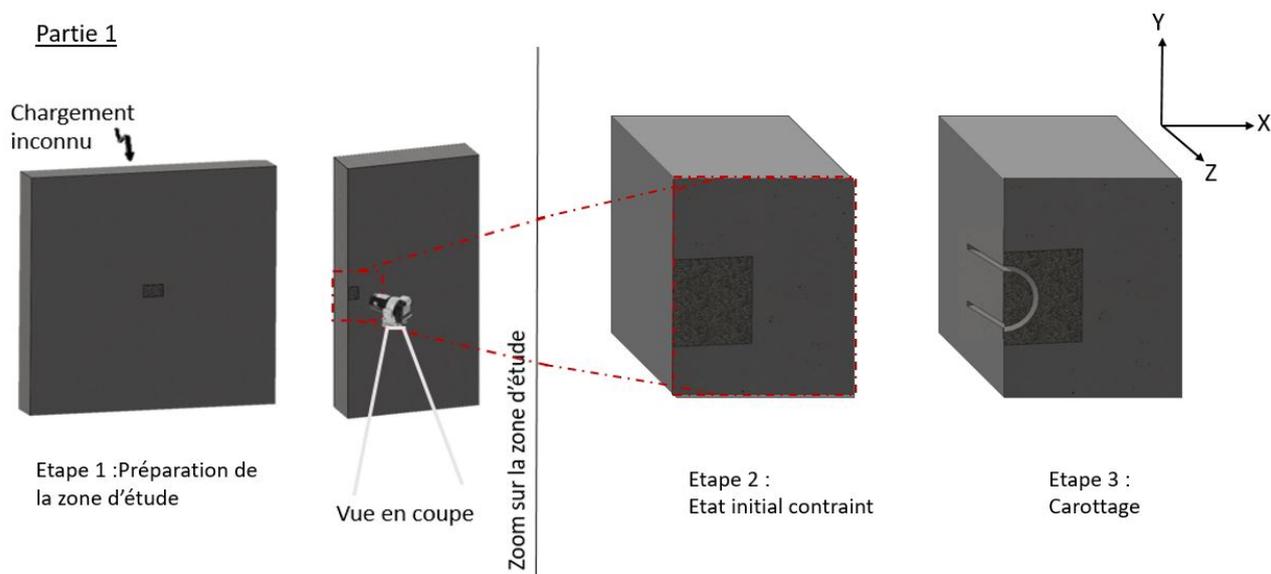


FIGURE 2.1 – Illustration de la première partie de l'analyse des contraintes : détermination des déplacements

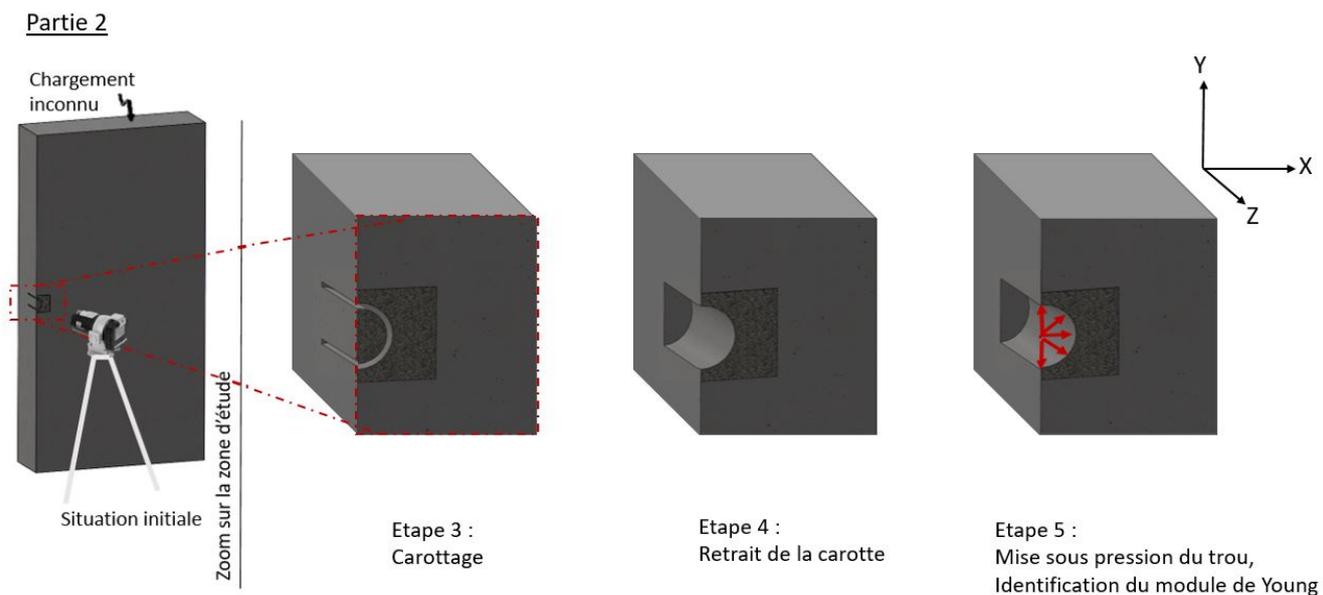


FIGURE 2.2 – Illustration de la seconde partie de l'analyse des contraintes : identification du module de Young (étape 4 et 5)

A partir des déplacements obtenus par le relâchement local des contraintes en surface (Partie 1) et de l'identification du module de Young (Partie 2), l'état de contrainte peut-être calculé.

### 2.1.2 Objectif de précision

Le principal verrou scientifique concerne la mesure de micro-déformations. Mesurer des contraintes de l'ordre du MPa sur un matériau dont le module de Young est d'environ 30 000 MPa implique une capacité d'identifier des déformations de l'ordre de  $\varepsilon = 10^{-5}$ . En effet un simple calcul élastique de compression pure d'un poteau homogène sous 1 MPa, indique en effet une déformation longitudinale de  $\varepsilon_{yy} = -3.10^{-5}$ .

Afin d'identifier plus précisément notre objectif d'incertitude en termes de déformation, deux cas de chargement possible sous faibles contraintes ont été simulés par la méthode d'éléments finis à partir d'un modèle élastique linéaire isotrope. Un poteau en béton C 30/35 de dimensions 250 mm x 150 mm x 1200 mm, de module de Young de 32 000 MPa, de coefficient de Poisson de 0,2, est soumis à plusieurs sollicitations. Cette modélisation est réalisée à partir d'éléments hexaèdres linéaires de taille 10 mm (Figure 2.3,a).

Le premier cas simulé est un poteau encasté-libre et soumis sur la partie supérieure à une compression verticale, excentrée de 10 mm sur l'axe x, telle que  $\sigma_{yy} = -1$  MPa (Figure 2.3,b).

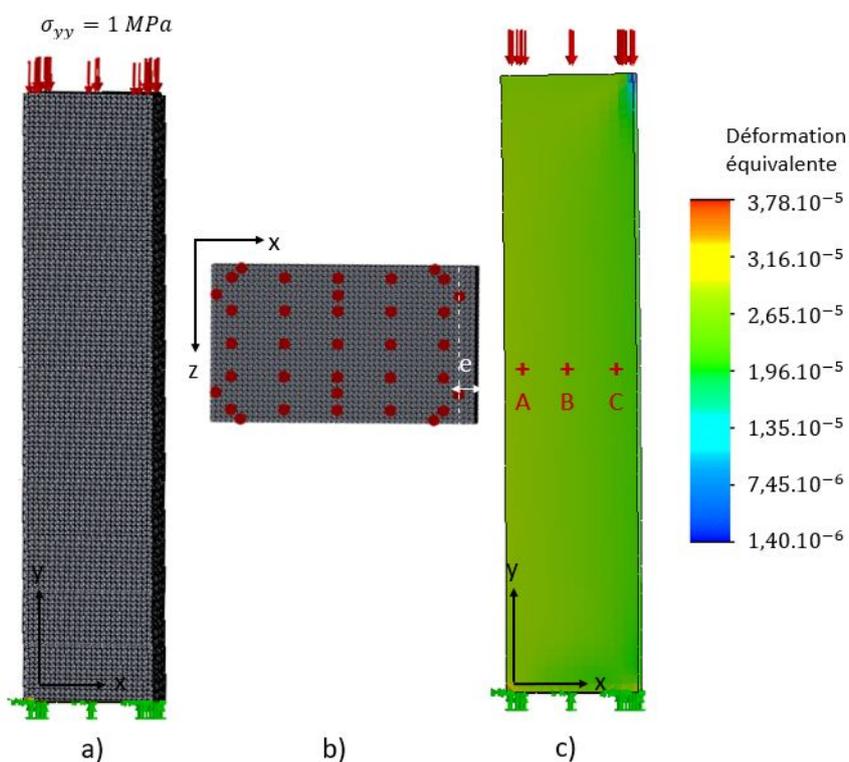


FIGURE 2.3 – Visualisation de la simulation d'un poteau sollicité avec une compression excentrée avec a) les conditions de chargement, b) l'excentrement de l'effort et c) les résultats de déformations avec en rouge les zones d'étude dans le tiers central du poteau.

Les tenseurs des contraintes et des déformations sont extraits aux niveau des points A,B et C (Figure 2.3,c) tels que :

*Tenseur de contrainte (MPa) définis dans un repère (x,y,z) :*

$$\underline{\underline{\sigma}}_A = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & -1,06 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\sigma}}_B = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & -0,96 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\sigma}}_C = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & -0,86 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 \end{bmatrix}$$

*Tenseur de déformation ( $10^{-5}$ ) :*

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_A = \begin{bmatrix} 0,66 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & -3,32 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,66 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\varepsilon}}_B = \begin{bmatrix} 0,60 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & -3,01 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,60 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\varepsilon}}_C = \begin{bmatrix} 0,54 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & -2,69 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,55 \end{bmatrix}$$

Le second cas concerne un poteau encasté-libre et soumis sur la partie supérieure à une pression normale et une pression tangentielle, telles que  $\sigma_{yy} = -1 \text{ MPa}$  et  $\tau_{yx} = -1 \text{ MPa}$ . Cette simulation correspond à un poteau soumis à une flexion composée (Figure 2.4,a).

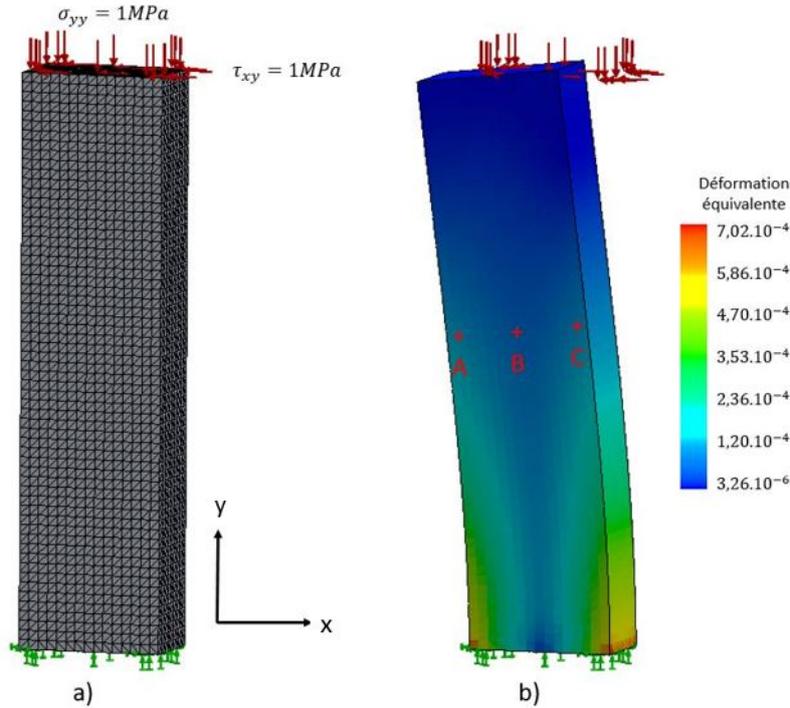


FIGURE 2.4 – Visualisation de la simulation d'un poteau en flexion avec en a) les conditions de chargement et en b) les résultats de la déformation équivalente amplifiée avec en rouge les points étudiés.

Les contraintes varient le long du poteau. Les tenseurs des contraintes et de déformations relatifs à une zone d'étude au centre du poteau en trois points différents sur l'axe x sont les suivants (Figure 2.4,b) :

Tenseur de contrainte (MPa) définis dans un repère (x,y,z) :

$$\underline{\underline{\sigma}}_A = \begin{bmatrix} 0,00 & -0,41 & 0,00 \\ -0,41 & 1,05 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\sigma}}_B = \begin{bmatrix} 0,00 & -1,56 & 0,00 \\ -1,56 & 1,01 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\sigma}}_C = \begin{bmatrix} 0,00 & -0,41 & 0,00 \\ -0,41 & 0,84 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 \end{bmatrix}$$

Tenseur de déformation ( $10^{-4}$ ) :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_A = \begin{bmatrix} 0,64 & -0,14 & 0,00 \\ -0,14 & -3,35 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,69 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\varepsilon}}_B = \begin{bmatrix} 0,05 & -1,14 & 0,00 \\ -1,14 & -0,37 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,07 \end{bmatrix}; \underline{\underline{\varepsilon}}_C = \begin{bmatrix} -0,58 & -0,21 & 0,00 \\ -0,21 & 2,54 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & -0,51 \end{bmatrix}$$

Ces deux études numériques nous fournissent un objectif en termes d'incertitudes d'identification des déformations d'environ  $10^{-5}$ .

### 2.1.3 Verrous identifiés

Lors des premières études relatives à la mise en place du concept initial, des verrous ont été identifiés et leur résolution doit permettre de satisfaire le verrou principal qui est de déterminer des déformations de l'ordre de  $10^{-5}$ . Ces verrous sont répertoriés ci-dessous en fonction des deux catégories d'outils à développer, c'est-à-dire numérique et mécanique. Dans un premier temps, les verrous liés aux aspects de la corrélation d'images numériques sont énumérés, et dans un second temps, ceux liés à la relaxation des contraintes et à l'identification du module de Young.

#### 2.1.3.1 Verrous liés à la corrélation d'images numériques

L'identification des déplacements se fait à partir de la méthode de la corrélation d'images numériques. Or l'incertitude de déformation souhaitée est de  $10^{-5}$ , ce qui implique de pouvoir observer un déplacement longitudinal tel que :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \Rightarrow \Delta L = \varepsilon \times L \quad (2.1)$$

La mise en place de la méthode de corrélation d'images numériques nécessite d'être adaptée à notre étude, c'est-à-dire d'être complémentaire aux outils mécaniques développés, tout en gardant la précision souhaitée. De plus nous souhaitons prendre en compte certains phénomènes qui génèrent des déplacements, dit parasites sur l'image et qui sont du même ordre de grandeur que la précision attendue. D'où l'étude des points suivants :

- Le choix des dispositifs d'imagerie : caméra, objectifs, éclairage,
- La prise en compte des altérations du béton en surface,
- La méthode d'interpolation des champs de déplacements obtenus,
- Les phénomènes parasites.

#### 2.1.3.2 Verrous liés à la relaxation locale des contraintes et au rechargement de la zone d'étude

L'utilisation des outils mécaniques doit satisfaire les objectifs tout en prenant en compte les exigences de chantier. Le développement des outils de relâchement des contraintes et de mise sous pression du trou conduit aux études des verrous citées ci-dessous :

- Développement d'un dispositif à même d'effectuer un relâchement quasi-total des contraintes au niveau de la zone d'analyse :

- Le VER,
- La dimension de la carotte (ratio diamètre / profondeur) permettant la relaxation totale des contraintes,
- Les poussières causées par l'usinage : protection de la zone d'étude,
- Les effets parasites dus à l'usinage : effets thermique et hydrique causés par la découpe du béton, déplacement hors-plan de la surface par simple effet Poisson,
- L'influence des armatures sur la mise en œuvre et sur les résultats de contraintes,

- Développement d'un dispositif de mise sous contrainte de la zone carottée afin d'identifier in situ le ou les modules de Young  $E_x$  et  $E_y$  :

— Hétérogénéité et anisotropie de la zone d'étude en vue de définir des propriétés matériaux, A ces verrous techniques et scientifiques, s'ajoutent également des exigences normatives et industrielles qui viennent encadrer le développement de notre méthode.

### 2.1.3.3 Exigences normatives et industrielles

#### - Contraintes réglementaires

Des normes existent pour protéger les salariés utilisant certains outils ou procédés. Dans le cadre de notre étude, deux normes sont retenues :

- Concernant le poids : La norme AFNOR NFX 35-109, homologuée en décembre 2009 puis modifiée en novembre 2011, stipule qu'un individu, sans condition de genre, ne doit pas porter plus de 15 kg (valeur acceptable) voire 25 kg sous conditions (valeur maximale admissible sous conditions),
- Concernant les poussières d'amiante : Dans le cas d'une rénovation, les murs peuvent contenir de l'amiante et la réglementation concernant ces poussières, soit le décret n°2012-639 du 4 mai 2012 relatif aux risques d'exposition à l'amiante, oblige à récupérer les poussières d'amiante.

#### - Contraintes techniques

Les exigences industrielles, définies avec l'entreprise Léon Grosse, conduisent aux contraintes suivantes :

- Encombrement : Les poteaux habituellement rencontrés dans les structures béton ont une largeur minimale de l'ordre de 200 mm. Ainsi notre dispositif devra pouvoir être installé sur cette largeur minimale,
- Surface d'analyse : Afin d'éviter les armatures présentes dans les structures béton, la zone d'étude devra être limitée à 100 x 100 mm ,
- Autonomie sur chantier : Ne connaissant pas les types de chantiers pouvant accueillir notre procédé, celui-ci doit être autonome en électricité (groupe électrogène) et en eau,
- Adaptabilité : Le procédé doit pouvoir être utilisé sur différents types de structures (dalles, voile, poteau, plafond, ...) et dans différents environnements (extérieur et intérieur),
- Durée de l'analyse : Le temps total de mise en place, mesure et démontage du système peut être de 1h à 2h car un chantier arrêté pour expertise peut l'être à la demi-journée ou à la journée.

### 2.1.3.4 Bilan des verrous scientifiques et techniques

La Figure 2.5 présente un bilan des différents verrous scientifiques, techniques et industriels permettant de mener à bien notre étude.

Chacun de ces points est discuté dans la suite de ce chapitre. Dans un premier temps, nous expliquerons le développement des outils autour de la corrélation d'images numériques. Dans un second temps, nous étudierons le développement autour des outils mécaniques permettant la libération locale de contrainte et ensuite ceux permettant la mise sous pression du mur.

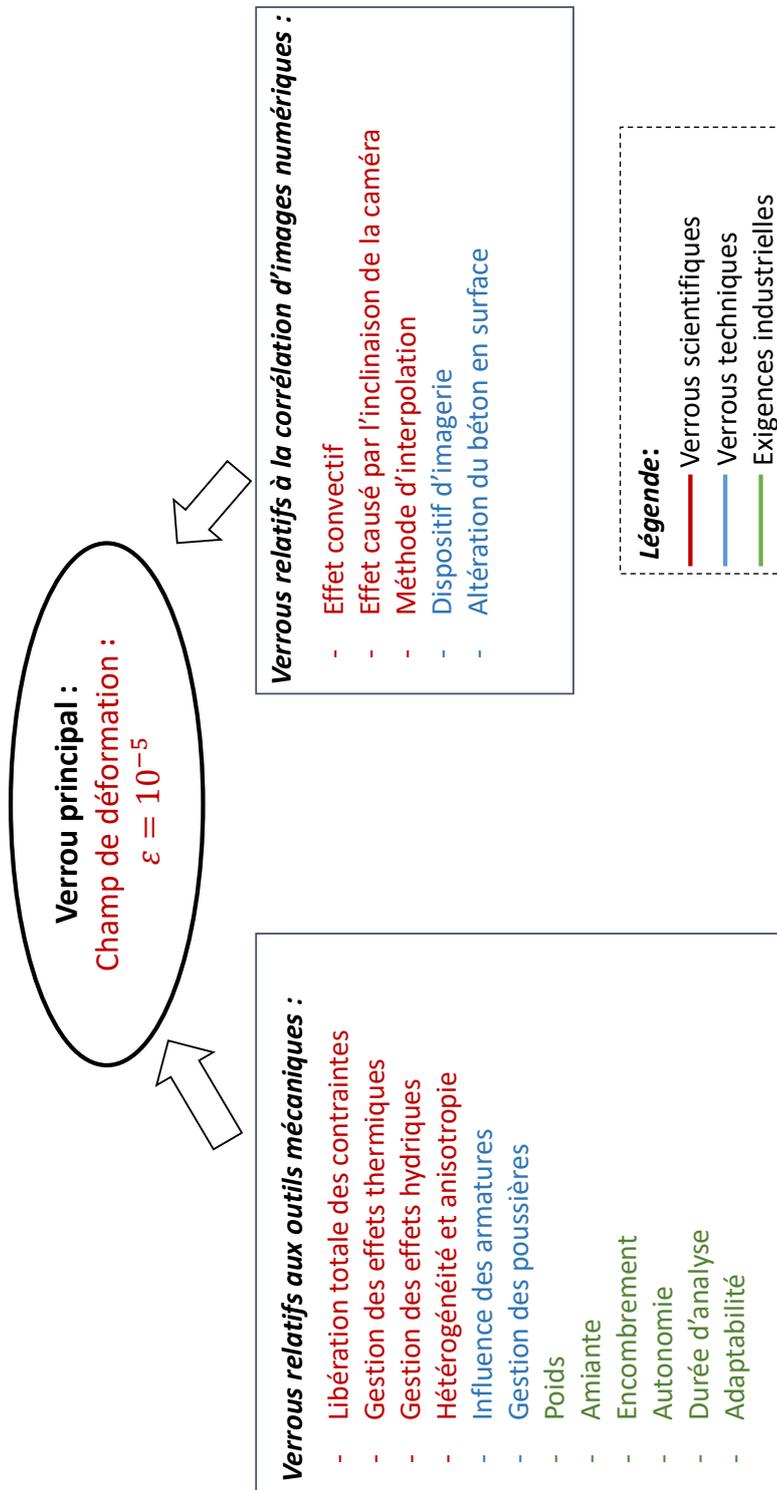


FIGURE 2.5 – Diagramme représentant les différents verrous et exigences

## 2.2 Développement des outils numériques : Corrélation d'images numériques (CIN)

Dans cette partie nous allons détailler les aspects de la corrélation d'images numériques propre à notre cas d'étude, tout en résolvant les verrous présentés ci-dessus. Dans un premier temps quelques généralités sur la méthode CIN sont décrites à travers le principe et les applications dans le domaine du béton. Ensuite le dispositif d'imagerie est présenté. Puis la procédure générale de traitement des images est détaillée. Cette procédure permet d'obtenir les déplacements de la zone d'étude à partir des images enregistrées.

### 2.2.1 Généralités sur la corrélation d'images numériques

#### 2.2.1.1 Principe

Apparue dans les années 80, cette approche permet d'identifier des déplacements à la surface d'objets plans (CIN 2D) ou sur des surfaces gauches dans le cas de l'utilisation d'un dispositif stéréoscopique [Sutton et al., 1983]. Elle se base sur une hypothèse de conservation du flot optique entre les images analysées. Le principe consiste à identifier des champs de déplacement entre deux images d'un même objet à partir de la distribution des niveaux de gris autour de points de repère. La conservation du flot optique qui lie les images de référence  $f(X)$  et déformée  $g(X)$  sur laquelle l'effet d'un déplacement apparaît s'écrit :

$$f(X) = g(X + u(X)) \quad (2.2)$$

avec  $X$  correspondant au vecteur position de coordonnées image  $(x, y, 0)$  et  $u(X)$  la forme du champs de déplacement. Les fonctions  $f(X)$  et  $g(x)$  correspondent à la valeur du pixel en niveau de gris [Vacher et al., 1999].

#### 2.2.1.2 Applications au béton

La CIN est de plus en plus utilisée dans le domaine du génie civil.

On peut citer les travaux de recherche suivants comme exemples :

- Essai de compression et de traction : Les premiers travaux dans le domaine sont ceux de Choi et Shah [Choi and Shah, 1997]. Leur travail consistait à effectuer des tests de compression et traction afin de vérifier la rupture et de comparer les résultats avec la CIN et les capteurs LVDT. Comme on peut le voir sur la Figure 2.6 l'erreur de déplacements entre les deux méthodes est très faible.

L'éprouvette de béton testée a des dimensions de 125 mm x 15 mm x 25 mm. La zone d'étude utilisée par la méthode CIN est de 100 mm x 75 mm. Les déformations mesurées sont non uniformes. L'erreur moyenne sur le déplacement lors de l'essai est de 0,025 pixels avec écart type de 0,047 pixels. La dimension d'un pixel est de 84,8  $\mu\text{m}$ ,

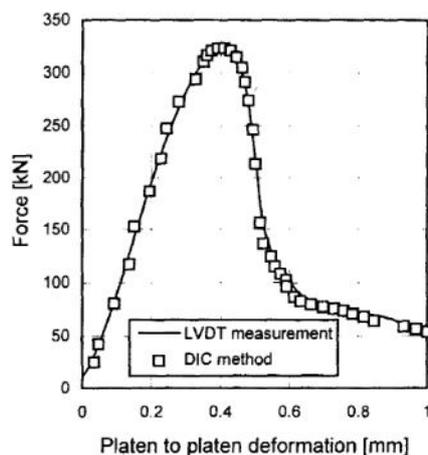


FIGURE 2.6 – Comparaison des déplacements obtenus par la méthode CIN et LVDT [Choi and Shah, 1997]

- Essai de flexion : Un bloc de béton entaillé est soumis à un effort de flexion trois points. La corrélation d'images numériques permet également de suivre la fissuration lors de la mise sous pression. Pour un effort de 2 kN, la déflexion observable au maximum est inférieure à 0,1 mm. La précision de la méthode CIN est définie à partir de la procédure de White et al [White et al., 2003] [Kozicki and Tejchman, 2007],
- Essai d'impact : Des essais d'impact ont été réalisés sur des tours de chutes Orion. La zone d'étude est de 100 mm x 57 mm soit une résolution approximative de 1 pixel = 0,2 mm [Lombard et al., 2017],
- Essai push-over : Les travaux de Sentosa et al [Sentosa et al., 2019], se sont concentrés sur l'étude d'élément de structure type Poutre en H d'une dimension de 0,4 l'échelle réel de l'élément. La corrélation d'images numériques est utilisée afin de déterminer la propagation des fissures lors de tests push-over en statique. La valeur minimale des déformations mesurée est de  $1 \cdot 10^{-2}$ . Une comparaison des résultats entre la méthode CIN et LVDT indique une différence de 3 % sur les résultats,
- Essai multi-axiaux : Des tests multi-axiaux sont réalisés comprenant de la compression et de la traction sur des éprouvettes fendues, avec identification de l'état de fissuration via la CIN. Pour cette étude 1 pixel vaut 130  $\mu\text{m}$  et l'incertitude de mesures sur le déplacement est de 0,7  $\mu\text{m}$  [Carpiuc-Prisacari et al., 2017].

La méthode CIN est de plus en plus utilisée dans le domaine du génie civil, et d'après les études citées ci-dessus, elle donne des résultats équivalents à ceux obtenus par les capteurs LVDT. Cette méthode semble donc adaptée pour une application au béton, et de nombreux travaux de thèse utilisent cette méthode afin de déterminer des déplacements du fait qu'elle soit non invasive et non destructive [Chambart, 2009] [Régal, 2016] [Sentosa et al., 2019] .

D'après ce qui a été écrit dans la partie des verrous, notre zone d'étude doit être inférieure à 100 mm. Suite à une étude sur l'outil de découpe (présentée dans la partie suivante), celui-ci a un diamètre interne de 30 mm, et nous pourrions étudier une zone sur la carotte usinée d'un diamètre d'environ 20 mm (le carottage altérant fréquemment les bords de la surface de carotte). Comme vu dans les objectifs de précision, sur cette zone la déformation à observer est de l'ordre de  $10^{-5}$  ce qui revient à identifier des déplacements de 0,2  $\mu\text{m}$ , valeur bien en deçà de celles rencontrées dans les études présentées ci-dessus.

Les apports que nous allons donc apporter sur le développement des outils numériques (matériel

et logiciel) doit permettre d'atteindre cette valeur de déplacement de l'ordre de  $0,2 \mu\text{m}$  sur le diamètre.

## 2.2.2 Dispositif d'imagerie mis en place

### 2.2.2.1 Matériel et caractéristiques

Dans le cas de l'analyse d'objets plans, un dispositif d'imagerie (appareil photo, caméra) est idéalement placé de façon à ce que l'angle de vue soit perpendiculaire à la surface à observer. Il enregistre les images du matériau entre deux instants. La distance entre l'appareil photo et la pièce doit être maintenue constante. La surface à analyser doit nécessairement présenter un motif, appelé mouchetis, à niveaux de gris aléatoires, soit naturel, soit par projection d'un dépôt. Dans ce dernier cas, la dimension des tâches de ce mouchetis est en générale comprise entre 2 et 10 pixels. Un contraste "doux" entre les niveaux de gris de pixels voisins est recherché, on cherche à limiter les gradients de niveaux de gris afin d'éviter que des pixels très sombres côtoient des pixels très clairs (Figure 2.7).

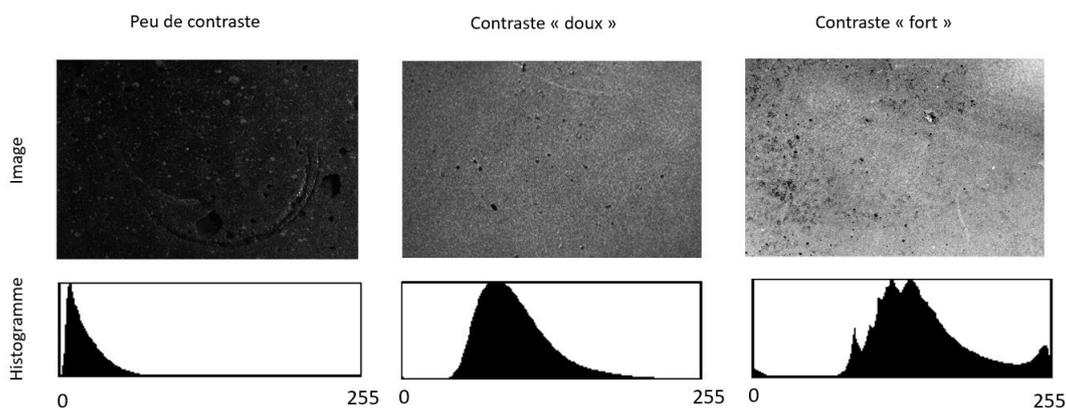


FIGURE 2.7 – Images en niveau de gris et histogrammes relatifs

L'incertitude de mesure par la corrélation d'images numériques est de l'ordre de 0,01 pixel par point, soit 0,02 pixel sur une mesure de distance entre 2 points. Avec une résolution caméra de 2000 pixels sur la longueur d'observation de 20 mm, un pixel correspond à 0,01 mm. Une mesure au 100ème de pixel permet d'identifier des déplacements de  $0,1 \mu\text{m}$  par point, correspondant au niveau de mesure attendu.

#### - Choix de la caméra et ses paramètres

L'acquisition des images est donc sensible aux petites variations dans le dispositif d'imagerie. Une caméra est privilégiée à un appareil photo reflex numérique car elle n'a pas de miroir dont le mouvement est susceptible de créer un déplacement parasite. Le système de prise d'images est constitué d'une caméra haute résolution exo304MGE de SVS-VISTEK, de résolution 4 096 pixels x 3000 pixels, munie d'un objectif Myutron de 50 mm, et d'un pilotage par logiciel SVCapture2.5. La caméra est maintenue sur le mur à l'aide d'un support fixé sur ce même mur par 2 goujons d'ancrage.

Lors de la première partie de l'analyse, si on souhaite usiner le mur afin de relâcher localement ses

contraintes, l'outil de découpe est positionné perpendiculaire à la zone de découpe. Hors sur cet axe il ne peut y avoir en même temps l'outil de découpe et la caméra, sans que l'un des outils ne gêne l'utilisation du second. Pour limiter les risques associés à un carottage non perpendiculaire à la surface, nous avons privilégié une solution consistant à décaler angulairement la caméra d'un angle d'environ  $15^\circ$ . De ce fait, la caméra est décalée de façon à ce que son axe optique soit incliné d'un angle de  $15^\circ$  avec l'axe initial de découpe (Figure 2.8).

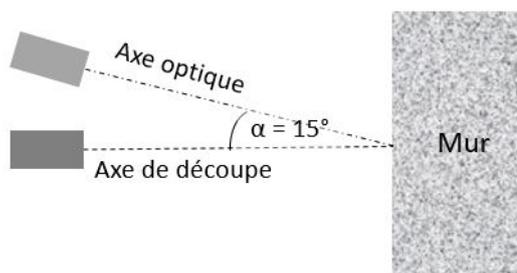


FIGURE 2.8 – Schéma permettant de visualiser l'inclinaison de la caméra par rapport au mur

L'inclinaison implique une profondeur de champs non négligeable imposant la fermeture assez importante du diaphragme. Un compromis est à trouver entre la profondeur de champ souhaité, l'ouverture du diaphragme et le temps d'exposition.

En revanche, pour la seconde partie de l'analyse relative à l'identification du module de Young, l'axe optique de la caméra est perpendiculaire à la zone d'étude car l'outil de découpe n'est plus présent.

Suite à une série de tests, les paramètres concernant la caméra ont été définis :

- Temps d'exposition : quelques centaines de ms ;
- Ouverture du diaphragme : entre F 1/16 et F 1/8.

La validation du temps d'exposition est réalisée en observant l'histogramme. L'ouverture du diaphragme engendre un peu de flou sur les bords de l'image, c'est un compromis fait entre la meilleure ouverture du diaphragme et la précision de la mesure au centre de la carotte.

### - Eclairage

Des panneaux LED "Pixel 3 PCS K 80" sont utilisés afin de s'affranchir d'une variation de luminosité de la zone d'étude lors de l'essai. Cette variation de luminosité extérieure peut provenir de l'exposition des lumières naturelles/artificielles voire de la fréquence des néons. Deux panneaux de part et d'autres de la caméra sont installés. La luminosité est ajustée en fonction de l'exposition des sites. Le choix de panneau LED permet également de ne pas chauffer de manière significative la surface d'étude lors de son exposition à la lumière artificielle.

En extérieur, l'exposition au soleil peut perturber la luminosité sur la zone d'étude (effet d'ombre et variation de l'exposition au cours du temps à cause de la courbe du soleil ou de l'apparition de nuages) et réchauffer la zone d'étude. L'utilisation d'une tente de chantier intervient également dans ce contexte de luminosité afin de protéger la zone des effets parasites de luminosité.

### - Mouchetis et altération du béton

La surface à analyser doit nécessairement avoir un mouchetis. Dans notre cas nous optons pour un mouchetis artificiel, réalisé à la bombe aérosol, et composé d'une couche noire ainsi que d'un mouchetis aléatoire blanc. Sur site, un ouvrage peut être recouvert d'un revêtement de type enduit, que ce soit à l'intérieur comme à l'extérieur de l'ouvrage. Ce revêtement lors de l'usinage peut se fissurer, se détacher de la surface et ne pas suivre la déformation du béton lors du relâchement des contraintes. Par ailleurs, la surface du béton brut est constituée d'une couche de laitance sur une épaisseur de quelques millimètres. Les premiers essais de carottage réalisés ont montré que cette couche présente également un fort risque de décollement. Pour s'affranchir de ces deux problèmes, revêtement et laitance, ainsi que de la présence d'imperfections en surface (porosités débouchantes), la surface est systématiquement poncée. Ensuite les aspérités sont bouchées en utilisant un vernis. Pour finir, le traitement spécifique par dépôt du mouchetis aléatoire est appliqué. Le traitement de cette surface n'est pas anodin et conditionne assez fortement les incertitudes de mesure.

#### 2.2.2.2 Phénomènes parasites

Le matériel et ses caractéristiques ont été définis mais des phénomènes extérieurs, dits parasites, ont été identifiés et peuvent perturber les mesures à partir de CIN. Deux phénomènes sont présentés, il s'agit de l'effet de convection en surface de la zone d'étude et de l'effet de l'inclinaison de la caméra lors de la première partie de l'analyse.

#### - Effet de convection thermique

Lors des premières analyses de bruit de mesure, des phénomènes optiques sont apparus lors de la comparaison de deux images représentant un objet physique sans aucune sollicitation extérieure. Ces champs de déplacements parasites, exemple Figure 2.9, apparaissent aléatoirement. Ce phénomène très difficilement perceptible à l'œil est un vrai souci pour nos mesures puisque la valeur moyenne de ces déplacements est généralement supérieure à la valeur de la précision souhaitée, soit 0,01 pixel.

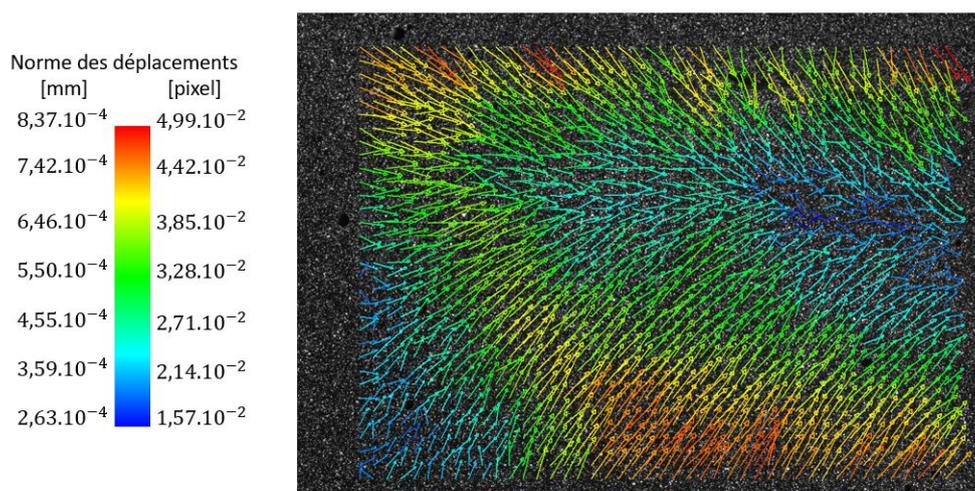


FIGURE 2.9 – Exemple de bruit de mesure

Ces phénomènes optiques ont déjà été identifiés dans la littérature lors de l'étude d'objet, par

la CIN, soumis à de grandes variations de température (entre 50°C et 2000°C [Luo and Feng, 2017] [Jones and Reu, 2018] [Reu and Jones, 2019]). Jones et Reu [Jones and Reu, 2018] ont montré que ces phénomènes pouvaient également apparaître lors de l'utilisation prolongée (plusieurs heures) des appareils de mesures.

Ils correspondent à des variations de l'indice de réfraction de l'air environnant. Ces variations représentent des fluctuations de densité de l'air ambiant, soumis à la convection sous l'effet de gradient de température.

Dans notre cas, la surface du béton est à une température  $T_{mur}$ . Des mouvements d'air viennent localement modifier la température de l'environnement près du mur, par exemple le soleil qui réchauffe l'air ambiant ou encore du vent ou encore l'augmentation de température lors de l'usinage. Ceci engendre des gradients de température de l'air ambiant se situant entre le mur et la caméra comme l'illustre la Figure 2.10.

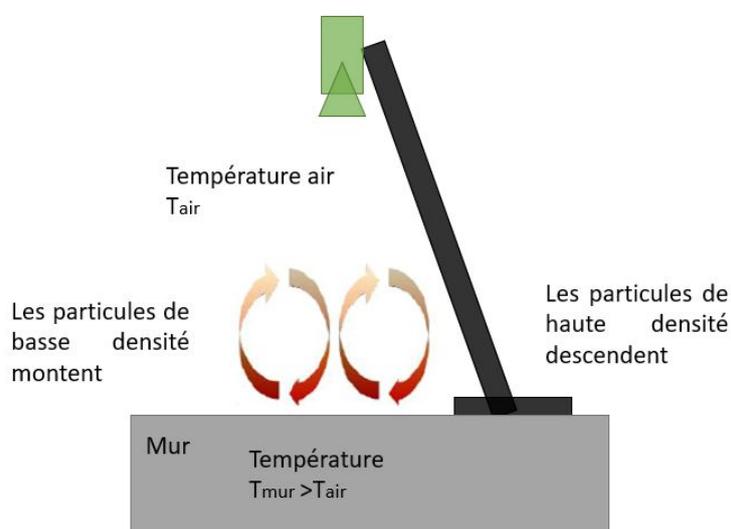


FIGURE 2.10 – Vue schématique des courants de convection causés par des gradients de température

Pour remédier à ce problème, plusieurs méthodes peuvent être envisagées, l'utilisation d'une ventilation forcée [Lyons et al., 1996] [Wang and Tong, 2013], d'un couteau d'aire [Novak and Zok, 2011] [Wang and Tong, 2013], travailler sous vide [Grant et al., 2009] [Reu and Jones, 2019], ... Ces méthodes ont un impact non négligeable sur les effets convectifs mais complexifient les conditions d'essai.

La solution proposée est d'isoler la zone d'analyse des mouvements de convection ambiants. Pour cela, un tube de protection est placé entre la zone d'étude du mur et la caméra (Figure 2.11) avant chaque enregistrement d'images. Comme on peut le voir sur la Figure 2.12,b), la protection de la zone d'étude permet de fortement limiter les effets de convection et d'obtenir un bruit de mesure dont la moyenne des déplacements est inférieure à 0,01 pixel (croix noire sur échelle) au lieu d'une moyenne à 0,05 pixel sans protection de la zone (Figure 2.12,a). En extérieur, l'utilisation d'une tente de chantier en plus du dispositif tubulaire est nécessaire pour stopper les effets du vent. On remarque sur cette dernière Figure 2.12,b), qu'en raison de l'inclinaison de la caméra, le bruit de mesure est plus important sur les zones hautes et basses de l'image.

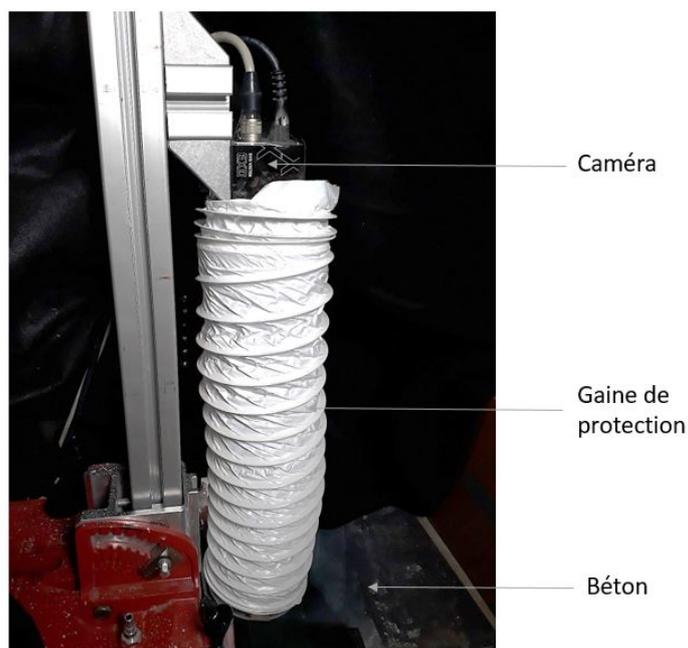


FIGURE 2.11 – Visualisation de l'outil de protection des effets de convection positionné entre la caméra et le béton

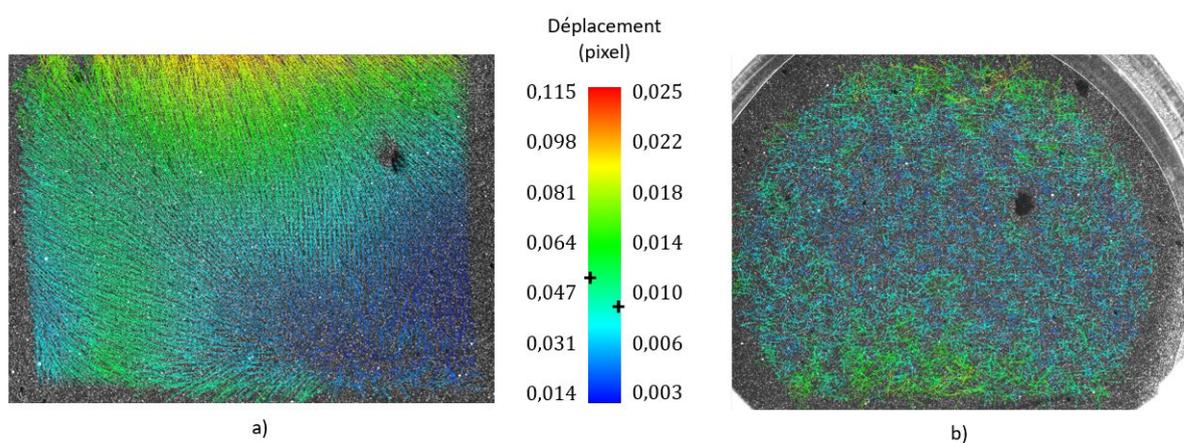


FIGURE 2.12 – Analyse du bruit de mesure avec des valeurs moyennes de bruit d'environ 0,05 pixel pour une zone sans protection en a) et d'environ 0,008 pixel pour une zone protégée en b).

**- Effet de l'inclinaison de la caméra**

L'utilisation d'un outil de découpe impose d'incliner la caméra d'un angle  $\alpha = 15^\circ$  par rapport à son axe optique. La Figure 2.13.a) illustre ce phénomène avec une caméra inclinée, ici représentée par le capteur, vis-à-vis de la zone d'étude sur le mur. A travers cette schématisation, on constate une différence de valeur de déformation entre  $\varepsilon$  (Eq. 2.3) la déformation obtenue par le mur et  $\varepsilon^*$  (Eq. 2.4) la déformation vue par le capteur.

$$\varepsilon = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon^* = \frac{L_1^* - L_0^*}{L_0^*} \quad (2.4)$$

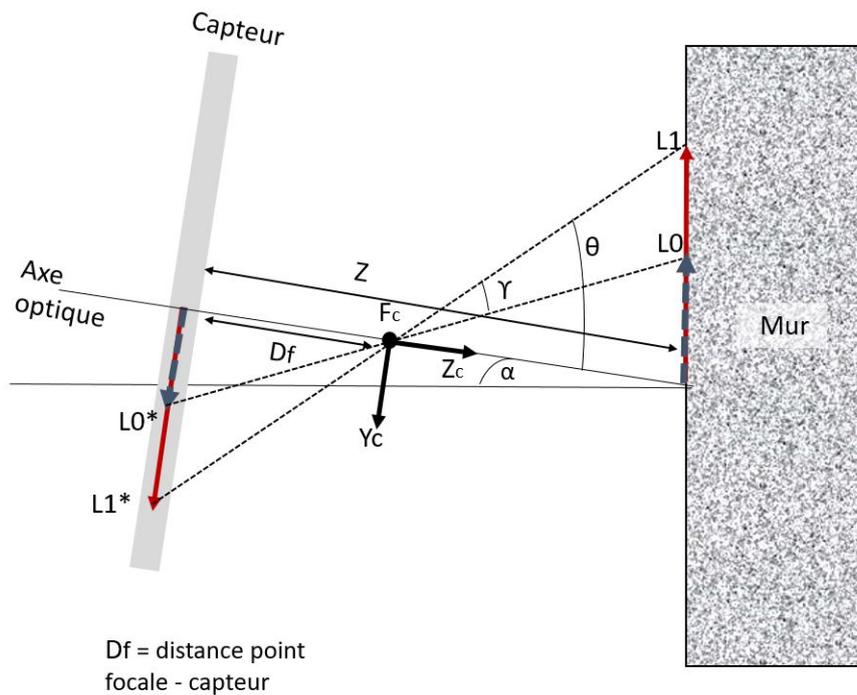


FIGURE 2.13 – Schéma 2D de la configuration capteur/mur avec un angle d'inclinaison

Sur ce schéma nous avons quatre données connues et quatre données inconnues, telles que :

- Données connues :
  - $Z$  : Distance entre le capteur et la zone d'étude,
  - $L_0$  : Longueur initiale de la surface observée,
  - $L_1$  : Longueur finale de la surface observée,
  - $\alpha$  : Angle d'inclinaison axe optique / mur,
- Données inconnues :
  - $L_0^*$  : Longueur initiale perçue par la caméra,
  - $L_1^*$  : Longueur finale perçue par la caméra,
  - $\theta$  : Angle apparente de  $L_1$ ,
  - $\gamma$  : Variation d'angle apparent entre l'état initial et déformé.

Nous cherchons à déterminer la valeur de  $L_1^*$  en fonction de  $L_1$  telle que :

$$L_1^* = \frac{Z.L_1.\cos(\alpha)}{Z + L_1.\sin(\alpha)} \quad (2.5)$$

Le détail de calcul est fourni en annexe A. Deux cas sont traités, un premier où le point focal de la caméra est situé à proximité du mur, permettant de mettre en évidence l'effet de cette inclinaison, et un second cas correspondant à notre cas réel.

La conclusion de cette étude est que dans la configuration réelle, l'inclinaison de la caméra vis-à-vis du mur n'engendre qu'une erreur maximale de mesure sur la déformation de 3% de sa valeur. Elle sera négligée par la suite. On note que si on rapproche la caméra du mur, l'effet sera amplifié (voir Annexe A).

### 2.2.2.3 Conclusion concernant le dispositif de prise de vue

Le matériel et ses caractéristiques ont été déterminés en vue de satisfaire une précision de mesure de l'ordre de  $0,1 \mu\text{m}$ . De plus, un outil de protection de la surface a été conçu afin de réduire les effets parasites causés par les effets de convection ambiante. Nous avons également montré que l'inclinaison de la caméra par rapport à la zone d'étude n'engendre pas d'erreur significative sur le calcul des déformations. Maintenant que l'ensemble du dispositif de prise de vue est défini, nous allons pouvoir passer au protocole de traitement des images à travers l'utilisation de la corrélation d'images numériques.

### 2.2.3 Procédure et traitement des images

Dans cette partie nous allons nous intéresser à la procédure de traitement des images afin d'obtenir les déplacements.

#### 2.2.3.1 Procédure générale

Le protocole permettant de déterminer les déplacements à partir d'images enregistrées lors des différentes sollicitations de la zone d'étude est composé de 6 étapes détaillées ci-dessous.

##### 1) Stacking :

Les déplacements à déterminer étant de l'ordre de grandeur de l'incertitude de mesure de la corrélation d'image, il est nécessaire d'obtenir un bruit de mesure très faible afin de ne pas perturber les déplacements mesurés. Ce bruit de mesure correspond aux déplacements parasites observables entre deux images enregistrées, à un intervalle de temps court où l'objet étudié n'est pas sollicité. Afin de réduire ce bruit, une moyenne (stacking) des niveaux de gris par pixel sur 10 images enregistrées successivement est réalisée, pour chaque série d'images (soit une série correspondant à la surface de la carotte avant carottage, une série après carottage, une série des bords du trou à une pression de 0 MPa, et une série à 2 MPa par exemple). On obtient donc une image "moyenne" par série d'images à analyser. L'utilisation de stacking permet de réduire le bruit de mesure comme on peut le voir sur la Figure 2.14. La largeur du champ de déplacement est divisée par deux entre des images brutes comparées et des images moyennes comparées (ici avec différents nombres d'images moyennées). Cette opération est réalisée avant toutes utilisations de la méthode à corrélation d'images numériques.

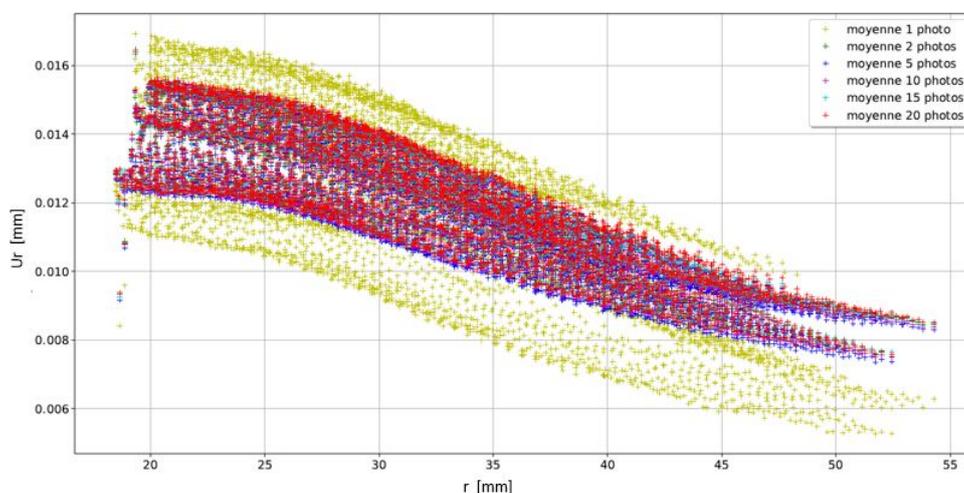


FIGURE 2.14 – Exemple de l'effet du stacking sur un essai d'identification de la norme des déplacements radiaux,  $u_r$ , en fonction du rayon,  $r$ , pour une essai de compression radiale, relatif à l'étape 2 de notre analyse sur une pièce de PETP.

##### 2) Identification de la zone d'étude :

Une zone d'étude est définie, elle est représentée par le rectangle coloré sur la Figure 2.15,a). Cette zone est divisée en un certain nombre d'éléments (groupe de pixels) formant une grille (en rouge sur la Figure 2.15,b). Autour de chaque noeud de cette grille, comme en A, B, C et D, une zone d'analyse appelée "motif" de dimension carrée est définie et représentée en gris sur la Figure 2.15,b).

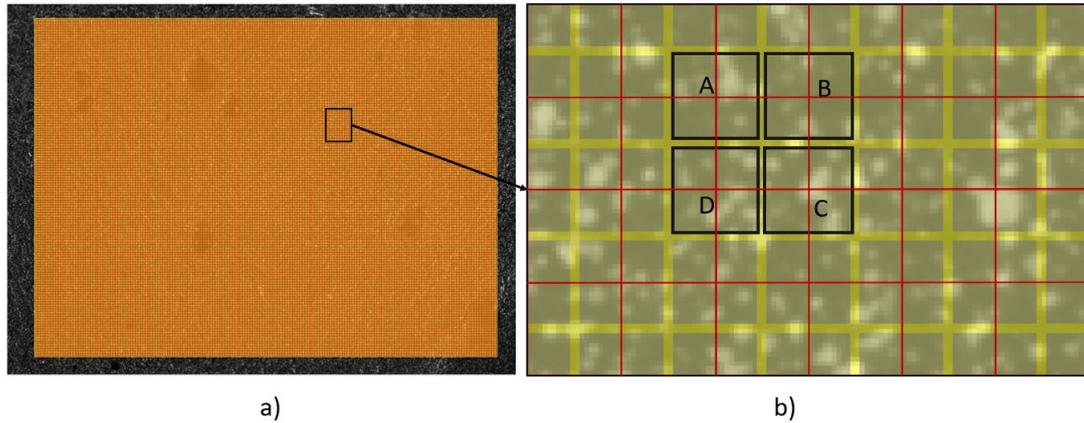


FIGURE 2.15 – Visualisation de notion de grille (en rouge) en (a) et de motif (en gris) en (b).

Le but de la CIN est de définir les fonctions de déplacements  $u_x(x, y)$  et  $u_y(x, y)$  pour chaque nœud de la grille.

Dans le cas de l'étude d'un champ de déformation uniforme, une augmentation de la dimension du pas de la grille et du motif correspond à une minimisation des incertitudes de mesure. Dans la suite de nos travaux, ces deux dimensions ont été fixées à 40 pixels.

### 3) Fonctions de déplacements :

La forme du champ de déplacement  $u(X)$ , dépend des fonctions de déplacement choisies. Dans notre étude, nous avons choisi d'utiliser une fonction de déplacement bi-linéaire, telle que :

$$u_x(X) = u_x(x_0, y_0) = a + b.x_0 + c.y_0 + d.x_0.y_0 \quad (2.6)$$

$$u_y(X) = u_y(x_0, y_0) = e + f.x_0 + g.y_0 + h.x_0.y_0 \quad (2.7)$$

Avec

- a, b, c, d, e, f, g et h les paramètres de la fonction à déterminer ,
- $x_0$  et  $y_0$  les coordonnées d'un point quelconque sur l'image de référence.

### 4) Choix de la méthode de corrélation :

Dans nos travaux, deux types de méthode de corrélation sont utilisées : méthode locale (Logiciel 7D) ou globale (Logiciel GlobalDIC développé dans le cadre de cette thèse).

L'intérêt majeur d'utiliser une méthode d'analyse locale est la possibilité d'observer des hétérogénéités de déformation sur la surface analysée, voire de fissures. Nous utiliserons cette approche pour vérifier homogénéité des déformations à la surface de la carotte. Cette méthode sera également nécessaire pour identifier le module d'Young à partir de la technique de mise sous pression du trou carotté puisque de fortes hétérogénéités de déformation apparaissent dans ce type de chargement. La méthode d'analyse globale (champ de déformation supposé constant) sera utilisée lors de l'analyse du relâchement des contraintes sur la carotte. Si l'hypothèse d'un tenseur de déformation constant sur la zone d'analyse est valide, les incertitudes sur les valeurs des déformations seront réduites car la dimension de la base extensométrique est bien plus étendue que dans la méthode d'analyse locale. La carte des résidus de niveau de gris (différence entre les niveaux de gris de l'image initiale et ceux de l'image déformée après application des champs de déplacement) renseignera également sur le niveau d'hétérogénéité des déformations.

La méthode locale consiste à déterminer les fonctions  $u_x(x,y)$  et  $u_y(x,y)$  pour tous les points d'étude de la grille. De ce fait, il y a autant de couples de fonctions que de points d'étude. En revanche la méthode globale permet de définir un unique couple de fonction  $u_x(x,y)$  et  $u_y(x,y)$  satisfaisant les critères d'optimisation pour l'ensemble des points de l'étude. Dans le cas de la méthode globale, nous ne parlons plus de grille ou de motifs car les points de l'étude correspondent à l'ensemble des pixels appartenant à la zone d'étude.

5) Optimisation des fonctions de champ de déplacement :

La procédure d'optimisation permettant d'identifier les champs de déplacement dépend de la méthode d'interpolation choisie. En effet dans le cas de l'interpolation locale, une optimisation est réalisée afin de minimiser un coefficient de corrélation, alors que dans le cas de l'interpolation globale, on minimise la valeur du résidu du niveau de gris.

L'objectif de la méthode à interpolation locale est de minimiser le coefficient de corrélation noté CF. Le coefficient de corrélation, est défini tel que :

$$CF = 1 - \frac{\sum_s f(X)g(X')}{\sqrt{\sum_s f(X)^2 \sum_s g(X')^2}} \quad (2.8)$$

Il est composé des éléments suivants :

- X : Vecteur position de coordonnées (x,y) sur l'image de référence,
- X' : Vecteur position de coordonnées (x',y') sur l'image déformée,
- f(X) : Valeur de niveaux de gris du pixel de coordonnées X sur l'image de référence correspondant à l'état initial,
- g(X') : Valeur de niveaux de gris du pixel de coordonnées X' sur l'image déformée,
- s : Surface du motif.

Dans cette formulation du coefficient de corrélation, on peut en déduire que la variation homogène de luminosité sur l'image n'a pas d'impact sur le calcul du coefficient.

Dans le cadre du programme GlobalDIC, la minimisation est réalisée sur le résidu, c'est à dire que l'on souhaite retrouver notre image de référence dans la configuration déformée en minimisant la quantité suivante :

$$f(X) - g(X + u(X)) \quad (2.9)$$

Ceci afin d'obtenir les fonctions de déplacements Eq. 2.6 et 2.7.

La quantité à minimiser, nommé résidu, correspond à la différence de niveau de gris entre les pixels de l'image référence et ceux de l'image déformée.

A partir des résidus en niveau de gris, une carte d'erreur est créée. La minimisation est jugée valide lorsque la moyenne des erreurs est inférieure ou égale à 5%.

Le programme complet, GlobalDIC, se trouve en Annexe B.

6) Détermination des déplacements et des déformations en fonction de  $u_x(x,y)$  et  $u_y(x,y)$  :

A partir des fonctions de déplacements, il est possible d'obtenir les déplacements pour tous les points de l'étude.

Les déplacements ainsi obtenus peuvent comporter des mouvements de corps solides en translation et en rotation causés par des mouvements du dispositif. Ces deux mouvements parasites sont soustraits aux déplacements initialement calculés afin d'obtenir les déplacements correspondant

aux déplacements du béton dans la zone d'étude.

Les composantes  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{yy}$  et  $\varepsilon_{xy}$  du tenseur des petites déformations sont calculées à partir des dérivations partielles des champs de déplacements telle que :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x(x_{ij}, y_{ij})}{\partial x} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y(x_{ij}, y_{ij})}{\partial y} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x(x_{ij}, y_{ij})}{\partial y} + \frac{\partial u_y(x_{ij}, y_{ij})}{\partial x} \right) \quad (2.12)$$

### 2.2.3.2 Conclusion sur la procédure de traitement des images

La procédure permettant de passer des images enregistrées lors des analyses à la détermination des déplacements, a été détaillée.

L'utilisation de la méthode de corrélation d'images numériques est réalisée à partir de deux méthodes de CIN, locale ou globale, qui sont couplés afin d'obtenir la précision de mesure des déplacement souhaitée soit de 0,10  $\mu\text{m}$ .

Une comparaison des résultats entre une étude par l'interpolation globale et une étude par l'interpolation locale a été réalisée sur un élément homogène et isotrope, de l'aluminium, à partir d'un essai de chargement thermique. L'étude complète se trouve en Annexe C. Cette étude a permis de valider la méthode développée GlobalDIC.

### 2.2.4 Bilan sur le développement des outils numériques

Les déplacements sont obtenus par la méthode de corrélation d'images numériques qui consiste à identifier des champs de déplacement entre deux images d'un même objet à partir de la distribution des niveaux de gris autour de points de repère. La précision de mesure souhaitée est de l'ordre de 0,01 pixel soit 0,10  $\mu\text{m}$ .

Premièrement, le matériel permettant la prise de vue a été choisi afin de satisfaire cette contrainte : une caméra a été privilégiée à un appareil photo, un éclairage avec des LED est utilisé et un traitement de surface avec mouchetis artificiel recouvert de vernis est appliqué. Une problématique forte a été soulevée : les effets de convection qui engendrent un bruit de mesure fort et aléatoire. Celui-ci est fortement réduit en utilisant une tente de chantier (lors de test en extérieur) et un outil de protection de la zone d'étude. Nous avons également démontré que l'inclinaison de la caméra de 15° par rapport à son axe optique n'affecte pas significativement les résultats de déformations lors de la première partie de l'analyse.

Deuxièmement, des développements ont été réalisés sur les méthodes de corrélation d'images numériques : traitement des images, utilisation de deux types d'interpolation, critères de validation des résultats à travers le résidu.

Maintenant que les outils numériques ont été détaillés, la partie concernant les outils mécaniques, permettant la découpe de la zone d'étude et le rechargement de la zone d'étude va être présentée.

## 2.3 Développement des outils mécaniques

dans cette partie, nous allons résoudre les différents verrous évoqués précédemment concernant les dispositifs mécaniques développés. Tout d'abord, nous allons déterminer le dispositif de découpe du béton à partir d'un état de l'art des différentes techniques d'usinage existantes, ainsi que ses spécificités (outillage complet répondant aux normes, taille du carottage, ...). Nous développerons ensuite une partie autour des défauts associés à cet usinage. Nous nous intéresserons enfin à l'outil de mise sous pression avec la présentation de l'outil et les points de vigilance à avoir lors de son utilisation, puis nous décrirons toute la méthodologie autour de l'identification du module de Young. Nous finirons par une validation de la méthode sur une pièce témoin sur un matériau isotrope homogène.

### 2.3.1 Outil de libération de contraintes

#### 2.3.1.1 Détermination de l'outil de découpe et de ses caractéristiques techniques

##### - État de l'art des techniques d'usinage

Dans le milieu industriel, l'usinage du béton s'effectue de manière conventionnelle à partir d'outils diamantés ou en carbure de tungstène [Moseley et al., 2009].

Des études bibliographiques et expérimentales ont cependant été réalisées autour de différents outils de découpe :

- Micro-sablage : Il ne permet pas de réaliser une entaille profonde du béton mais seulement de le graver,
- Découpe jet d'eau : Elle ne permet pas de réaliser une découpe non débouchante,
- Laser : Des études ont montré qu'il était possible d'usiner du béton grâce au laser. Ces études ont été menées dans les domaines de la pétrochimie [Kariminezhad et al., 2016], et du nucléaire [Peach et al., 2015]. Le Laser Processing Reseach Centre à Manchester [Crouse et al., 2004] a comparé deux types de laser Yag et CO2 pour une application de découpe sur le béton. Les résultats montrent des pénétrations de l'ordre de 120 mm après 70 passages avec un laser à diode Yag (1,5 kW) et 100 passages pour un laser CO2 (1,2 kW). Dans ces études, le béton ne vitrifie pas mais la découpe n'est pas régulière en profondeur. Nous avons réalisé des tests à l'université de Grenoble mais le béton vitrifiait en contact du laser. De plus l'outil ne permet pas d'être exploité sur site,
- Marteau vibrant : Il engendre trop de vibrations et ne permet pas de découper des granulats,
- Fraise : L'outil de découpe doit être fin et long. La fraise est non adapté à notre étude.

##### - Caractéristiques de l'outil sélectionné

L'outil retenu est un outil conventionnel utilisé par les industriels du domaine du BTP : la carotteuse (Figure 2.16). Elle est composée d'un système de découpe par couronne diamantée d'un diamètre de 30 mm intérieur, 35 mm extérieur et d'une longueur de 200 mm, suffisante pour permettre un relâchement des contraintes. Cette dimension de couronne permet aussi de lever certains verrous identifiés sur la Figure 2.5. Notamment elle permet d'être relativement peu destructive, de gagner en flexibilité par rapport à l'éloignement vis-à-vis des armatures. Notons cependant que la taille de la carotte n'est pas représentative du VER du béton, ce point sera détaillé plus loin.

La carotteuse est maintenue sur le mur par un système à ventouse qui permet de réduire les vibrations lors de l'usinage et de fixer la carotteuse au mur sans l'endommager. Ce système de maintien

permet de positionner la carotteuse aussi bien à la verticale qu'à l'horizontale afin de faire des tests sur des dalles, plafonds, voiles, poteaux, . . . .

Afin de faciliter la découpe, une arrivée d'eau permet de lubrifier l'outil et d'évacuer les poussières créées. L'eau injectée est aspirée afin de ne pas trop mouiller la zone d'étude et de récupérer l'eau en vue de son traitement comme le stipule le décret n°2012-639 du 4 mai 2012 relatif aux risques d'exposition à l'amiante.

La carotteuse peut être alimentée en eau par le réseau mais également par un système de type pompe à main. L'autonomie en électricité peut être atteinte par l'utilisation d'un groupe électrogène.

Chaque pièce du dispositif a un poids inférieur à 10 kg, ce qui répond à la norme AFNOR NFX 30-109. De plus, les dimensions du support permettent de faire un test sur un élément type poteau. Le temps de découpe est de quelques minutes.

L'outil choisi et la démarche de découpe répondent aux exigences industrielles.

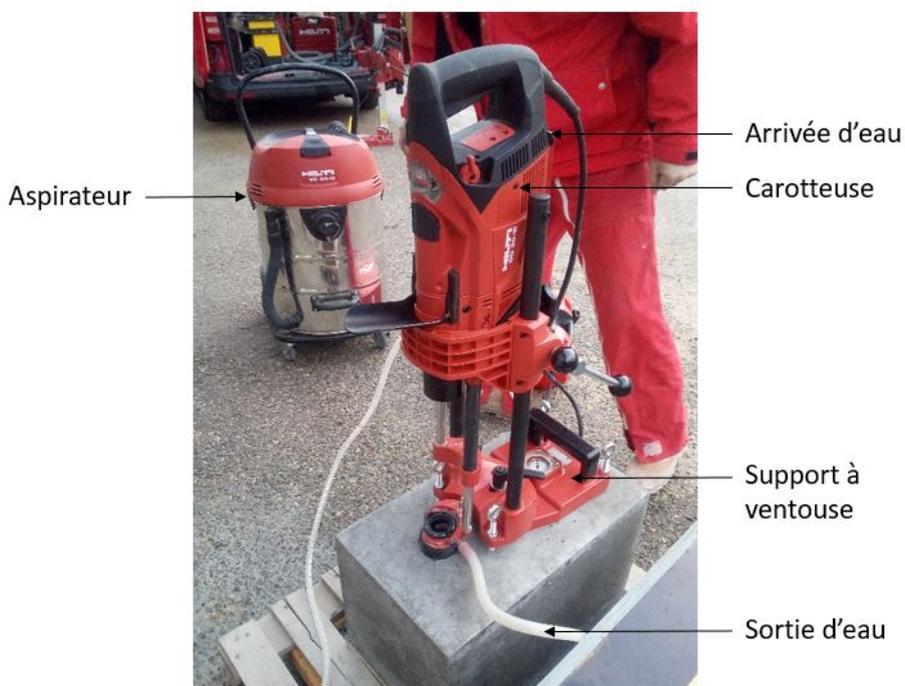


FIGURE 2.16 – Dispositif de découpe utilisé

### 2.3.1.2 Dimensions de la carotte

Les dimensions de la couronne de découpe sont un diamètre de 30 mm interne et d'une longueur de 200 mm. Étudions maintenant la profondeur de découpe minimale nécessaire pour satisfaire la libération quasi totale des contraintes en surface de la carotte sans endommager les armatures. Nous discuterons ensuite de la taille de la carotte vis-à-vis des dimensions d'un VER du béton.

#### - Détermination numérique de la profondeur de carottage

Des simulations numériques ont permis de définir la longueur du carottage minimale à usiner afin d'avoir une libération quasi-totale des contraintes en surface de la carotte (ratio  $10^{-3}$ ).

Dans cette approche numérique, un effort de compression de 160 kN ( $\sigma_{comp}$  de 4 MPa) est appliqué verticalement sur un cube de béton de dimension 200 mm x 200 mm x 200 mm. Le module de Young utilisé est de 30 000 MPa et le coefficient de Poisson de 0,2. Un carottage de diamètre interne 30 mm est réalisé au centre de l'une des faces horizontales. L'état de contrainte en surface, au centre de la carotte (contrainte équivalente au sens de von Mises  $\sigma_{eqVM}$ ) est calculé.

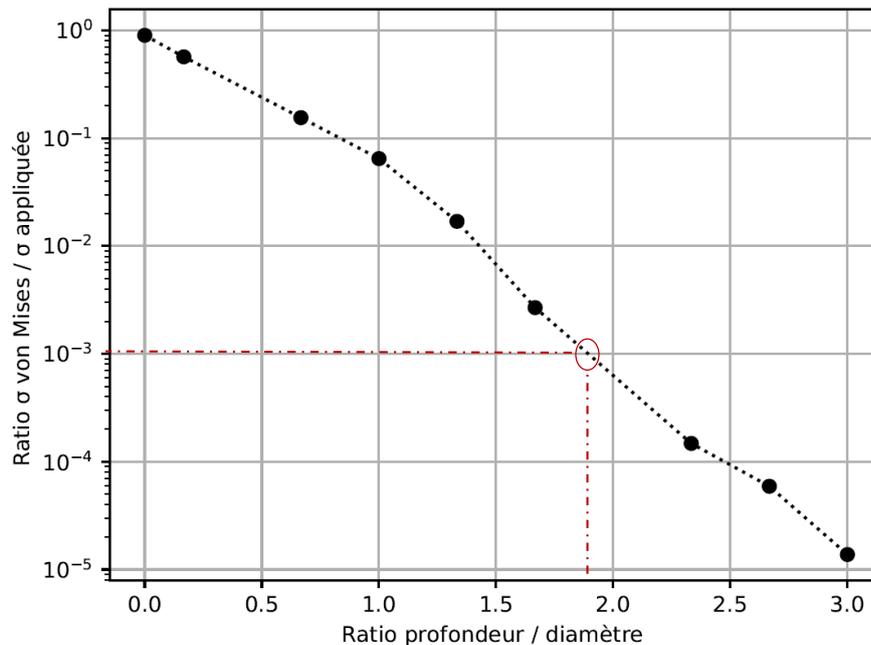


FIGURE 2.17 – Évolution de la libération de contrainte en fonction du ratio profondeur/diamètre du carottage

Le rapport  $\sigma_{eqVM}/\sigma_{comp}$  est fourni dans la Figure 2.17, en fonction de la profondeur de carottage. On observe que pour une profondeur de 1,8 fois le diamètre de carottage, l'état de contrainte en surface est quasiment totalement relâché ( $\sigma_{eqVM}/\sigma_{comp} = 0,001$ ). Par sécurité, nous percerons à environ 70 mm de profondeur correspondant à 2,3 fois le diamètre de la carotte. Cette dimension nous permet de retirer la carotte tout en s'assurant de récupérer un échantillon avec un coefficient d'élancement de 2 entre la longueur et le diamètre, en vue d'éventuels tests en laboratoire.

#### - Taille de la carotte et dimension d'un VER du béton

Le béton est un matériau considéré comme homogène pour les études mécaniques structurales mais il est par nature hétérogène. Nos études s'effectuant très localement sur la structure, cette

hétérogénéité doit être étudiée.

Comme vu dans le Chapitre 1 (section 1.2.1.1), la taille du VER est définie par la norme NF EN 12390-1. Le critère d'un VER classique est un diamètre minimal de 126 mm. Cependant nous avons fait le choix d'effectuer un usinage de diamètre 30 mm. Le choix d'un carottage de diamètre de 30 mm est un compromis qui ne satisfait pas pleinement le critère de VER mais assure un faible endommagement de la structure. Par ailleurs, il permet d'analyser une zone relativement éloignée des armatures et de limiter le risque de toucher une armature lors du perçage.

La Figure 2.18 montre deux coupes tomographiques relatives à une même éprouvette de béton dont le diamètre est de 30 mm, réalisées à deux hauteurs différentes sur l'éprouvette. On peut y observer la variabilité des tailles de granulats dans une même éprouvette de béton. La Figure 2.18.a), présente une zone classique avec une petite taille de granulat et une continuité des éléments constituant le béton. La Figure 2.18.b) fait apparaître une taille de granulat plus critique pour nos analyses, avec également la présence de vide (porosité) dans la carotte pouvant altérer les résultats.

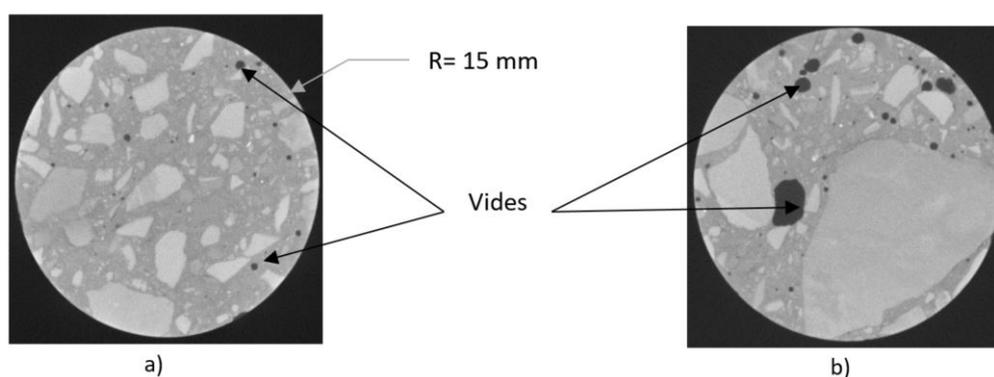


FIGURE 2.18 – Deux vues en coupes d'un scan tomographique d'une éprouvette de béton de diamètre 30 mm. (a) Coupe faisant apparaître une taille de granulat homogène et peu de présence de vides. (b) Coupe avec présence de granulats et de vides plus important.

Pour contrer cette faiblesse, nous pourrions réaliser plusieurs tests dans la même zone et en déduisons un résultat moyen.

Nous allons maintenant nous intéresser à l'impact que peut avoir les armatures sur les résultats de contrainte.

### 2.3.1.3 Influence des armatures

La présence d'armatures métalliques au sein des structures en béton armé modifie la répartition des contraintes dans ce matériau composite. Les armatures reprennent une partie des efforts appliqués à la structure en béton armé modifiant ainsi le champ de contrainte appliqué au béton.

Trois simulations numériques de compression de poteaux encastrés en base et ont été réalisées sous Abaqus. Dans un premier temps nous allons simuler un poteau en béton sans armature, puis nous comparerons les résultats avec un poteau sous la même sollicitation mais composé d'armatures. Nous profiterons de ces simulations pour également faire un aparté sur la dégradation du béton, en simulant un poteau avec un béton dégradé (soit  $E_{(beton-altère)} = E_{(beton-sain)}/3$ ) avec des

armatures, afin de voir l'impact d'un béton dégradé sur l'état de contrainte observable sur un poteau.

Le poteau modélisé est soumis à une compression simple sous 75 kN (soit 2 MPa) dont les sections des poteaux sont de 250 mm x 150 mm sur 1200 mm de longueur. Le poteau est en béton C 30/35, et la structure métallique est composée de 4 armatures verticales HA12 (diamètre 12 mm) et 6 cadres HA6 avec un enrobage de 30 mm. L'hypothèse de non glissement entre armature et béton est imposée. Ces matériaux sont supposés suivre un comportement élastique, linéaire et isotrope. Les paramètres élastiques du béton et de l'acier sont :  $E_{(beton-sain)} = 32\ 000$  MPa,  $E_{(beton-altere)} = 10\ 600$  MPa,  $\nu_{beton} = 0,2$ ,  $E_{acier} = 200\ 000$  MPa et  $\nu_{acier} = 0,33$ . L'élément volumique du béton est un élément hexaédrique linéaire à 8 nœuds (noté C3D8R) avec une taille moyenne de 5 mm, et celui de l'acier est un élément de type poutre linéaire (noté T3D2).

La Figure 2.19 présentent les résultats des deux premières simulations numériques. Les valeurs extraites sont au centre de la structure, en surface du béton. Une contrainte de 2 MPa est bien retrouvée dans la simulation sans armature (Figure 2.19.a). Dans la simulation avec armatures, une contrainte verticale de 1,90 MPa est obtenue dans le béton (Figure 2.19.b), soit une différence de 5% des valeurs. On peut en conclure que la présence des aciers modifie peu la contrainte verticale dans le béton dans le cas d'une compression centrée.

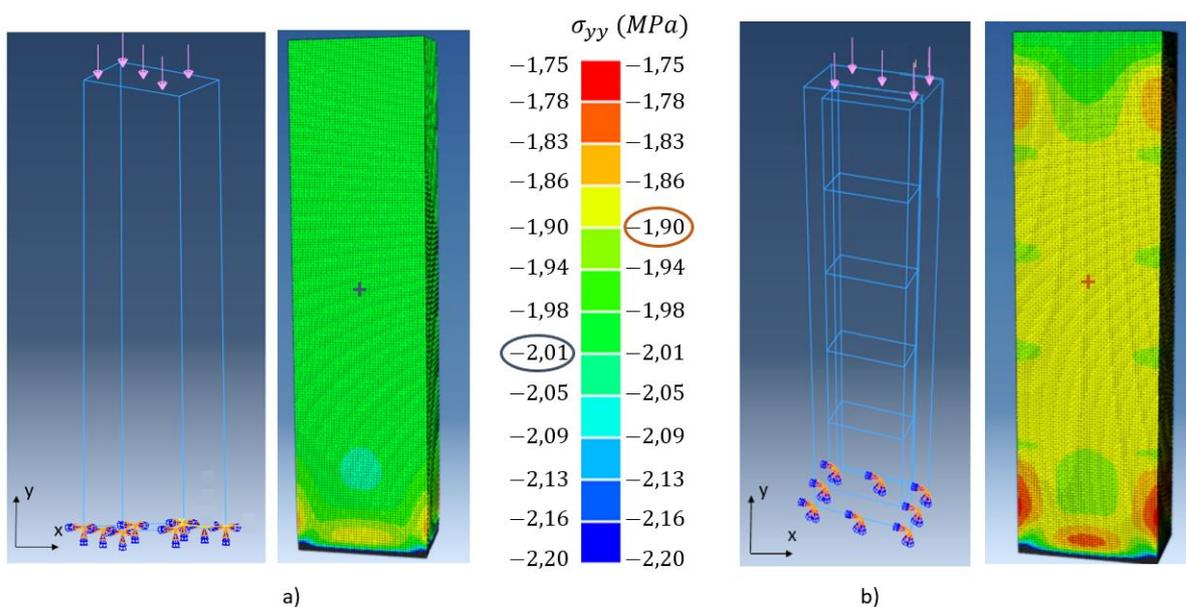


FIGURE 2.19 – Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton soumis à un effort de compression. Visualisation de la contrainte normale suivant l'axe y de la structure, sans armature (a) et avec armatures (b).

La Figure 2.20, présente les différentes vues de coupes de la structure en béton armé, dont le béton est sain. En fonction de la distance aux armatures, la contrainte dans le béton varie. Au sein d'une coupe, la variation contraintes est de l'ordre de 1 à 2%. Les armatures ont donc peu d'influence sur la variation de la contrainte en surface et en profondeur au niveau de la zone de découpe.

Cependant, nous suggérons de se placer au centre d'une maille d'armature comme zone d'étude afin d'obtenir une valeur de contrainte la plus homogène possible.

La Figure 2.21, présente maintenant l'état de contrainte suivant l'axe vertical pour un béton armé

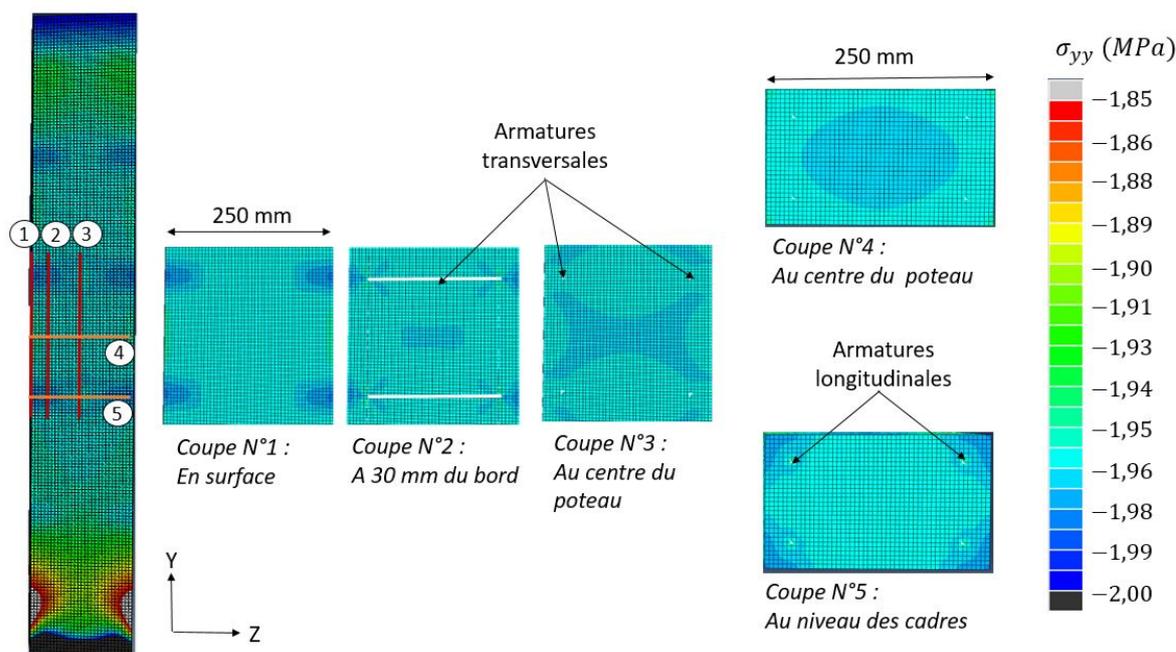


FIGURE 2.20 – Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton armé soumis à une contrainte moyenne de compression de 2 MPa (béton sain). Visualisation de la position des vues en coupes, et des contraintes  $\sigma_{yy}$  dans le béton pour les coupes 1 à 5.

dont le béton est endommagé. La répartition des contraintes en fonction des armatures est la même que pour un béton sain mais plus forte au niveau des armatures. La valeur des contraintes dans cette configuration varie de quelques pourcentages par rapport à la configuration d'un béton sain, même si la valeur du module de Young est divisée par 3 entre les deux configurations. Prenons pour exemple la contrainte au centre de la coupe N°4. La différence des contraintes est de 3% entre un béton sain et un béton endommagé. Le béton endommagé reprend moins d'effort que lorsqu'il est sain.

Cependant lorsque l'on regarde la répartition des contraintes dans les aciers (Figure 2.22) pour ces deux configurations, on s'aperçoit que l'état de contrainte dans les armatures est 3 fois plus élevé dans le cas d'une structure avec un béton dégradé par rapport à un béton sain. Les armatures reprennent plus d'effort dans le cas d'un béton dégradé.

Cette étude montre que si le béton se dégrade au cours du temps, on ne verra pas l'impact de cette dégradation sur la mesure de la contrainte dans le béton. Nous avons donc besoin en complément d'évaluer le module de Young du béton pour analyser sa dégradation et donc pour analyser l'état de la structure.

Lors de l'analyse des contraintes, un ferroskan (multi-détecteur PS 50 HILTI) est utilisé afin de quadriller la zone d'étude dans le but de connaître la répartition des aciers dans l'ouvrage. L'objectif est bien évidemment d'éviter de dégrader une armature mais également de centrer au mieux notre analyse entre ces renforts.

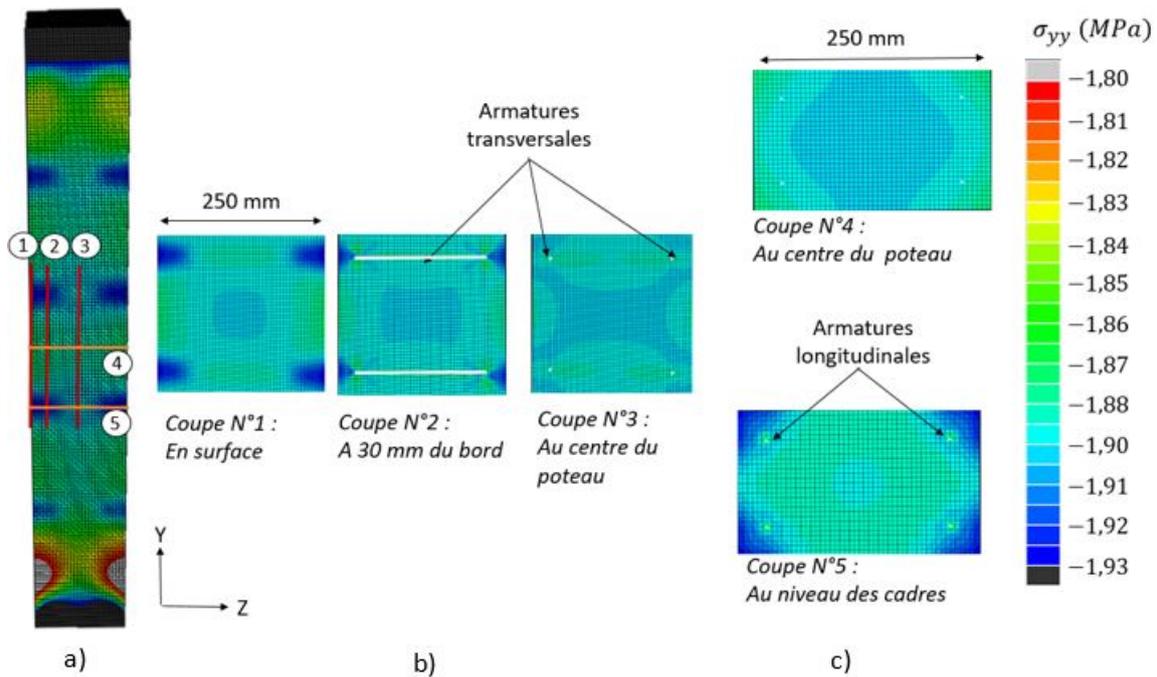


FIGURE 2.21 – Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton armé soumis à une contrainte moyenne de compression de 2 MPa (béton endommagé). Visualisation de la position des vues en coupes, et des contraintes  $\sigma_{yy}$  dans le béton pour les coupes n°1 à 5.

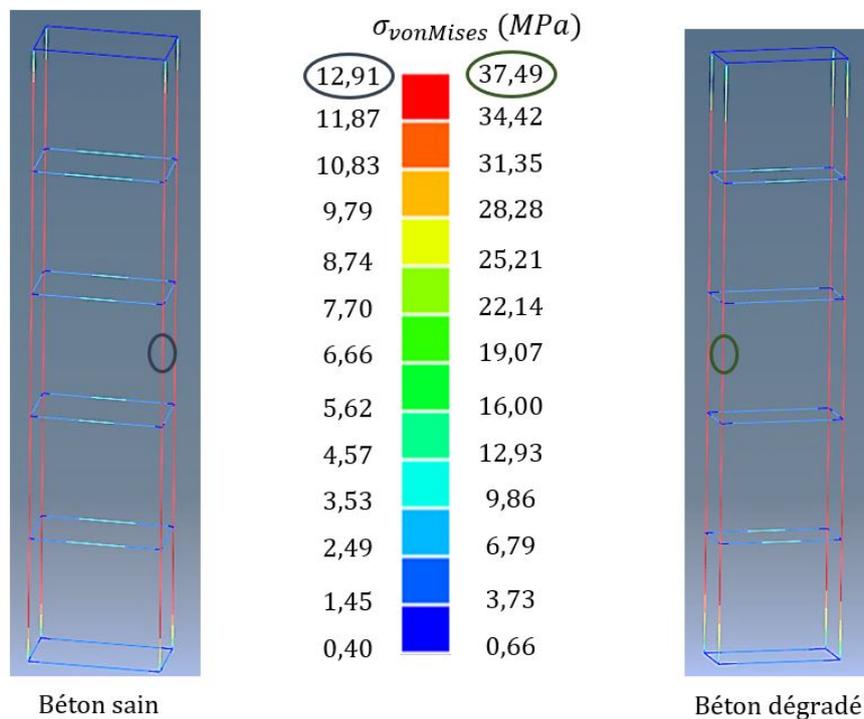


FIGURE 2.22 – Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton armé soumis à une contrainte moyenne de compression de 2 MPa. Visualisation des contraintes de von Mises dans les armatures, dans le cas d'un béton sain (a) et dans le cas d'un béton dégradé (b).

### 2.3.1.4 Défauts dus à l'usinage

L'outil de découpe a été choisi et nous avons pu déterminer la taille de la carotte à usiner afin que celle-ci prenne en compte la présence des armatures tout en étant quasi-librée de contrainte lors de la découpe. Cependant l'usinage n'est possible qu'en lubrifiant l'outil de découpe, afin d'éviter sa surchauffe. Nous allons donc étudier si l'utilisation d'eau peut engendrer des effets de gonflement du béton, ce qui pourrait influencer sur nos résultats. De plus, nous allons vérifier si l'utilisation de l'eau permet de correctement refroidir la surface d'étude, ou sinon, trouver une solution pour que les effets thermiques ne perturbent pas les résultats de contraintes.

#### - Effets hydriques

Lors de l'usinage du béton, de l'eau est utilisée afin d'éviter la surchauffe de l'outil de découpe. Le changement d'état d'un échantillon de béton de l'état sec à l'état complètement saturé engendre une variation de dimension lié au degré de saturation. D'après ce constat, nous devons nous assurer que l'utilisation d'eau lors de la découpe n'engendre pas de déplacements radiaux parasite d'origine hydrique.

Pour cela, nous allons suivre la démarche présentée ci-dessous qui est utilisée pour des temps d'immersion dans l'eau de 1 et 5 minutes. Ces valeurs de temps sont des temps caractéristiques de la découpe (durée minimale et maximale). La démarche suivie est donc :

1. Considérer 4 échantillons de béton carottés aux dimensions 30 mm de diamètre et 60 mm de longueur,
2. Imperméabiliser les deux extrémités des échantillons. Cela correspond aux conditions aux limites sur site soit une partie rattachée au mur et la seconde recouverte d'un mouchetis ,
3. Mesurer leur masse à sec à température et taux d'humidité ambiant à partir d'une balance de la marque OHAUS dont le précision est de  $10^{-4}$  g (masse moyenne des échantillons environ 135 g),
4. Immerger les échantillons dans l'eau pendant 1 ou 5 minutes,
5. Mesurer la masse des échantillons après chaque immersion des échantillons dans de l'eau ,
6. Calculer la quantité d'eau absorbée calculée en terme de masse ( $S_m$ ),
7. Convertir en quantité d'eau absorbée en terme de volume ( $S_v$ ) ,
8. Estimer la profondeur radiale de pénétration en eau du béton, soit  $t_w$ .

Les gains en masse d'eau sont en moyenne de 0,21 g à une minute (avec un écart type de 0,10 g) et 0,49 g à 5 minutes (avec un écart type de 0,19 g). A partir de ces valeurs, on peut calculer les quantités d'eau absorbée par le béton.

Les travaux de W. Kubissa et de R. Jaskulski [Kubissa and Jaskulski, 2013] présentent deux méthodes afin de définir la quantité d'eau absorbée : la quantité en valeur de masse ( $S_m$  mesurée en  $g/(cm^2 \sqrt{h})$ ) et la quantité en valeur de volume ( $S_v$  mesurée en  $mm/\sqrt{h}$ ). Ces valeurs correspondent à la rapidité d'imprégnation de l'eau dans le béton. La méthode de calcul de la quantité d'eau absorbée en valeur de masse utilise l'équation suivante [Kubissa and Jaskulski, 2013] :

$$\frac{\Delta m}{F} = S_m \cdot t^{0,5} \quad (2.13)$$

Avec :

- $\Delta m$  la masse d'eau absorbée soit 0,21 g et 0,49 g ;
- $F$  la surface de contact avec l'eau  $56,55 \text{ cm}^2$  ;

—  $t$  le temps d'imprégnation 1 min ( $= 1,67 \cdot 10^{-2}$  h) ou 5 min ( $= 8,33 \cdot 10^{-2}$  h).

Ce qui donne une valeur  $2,87 \cdot 10^{-2} \text{ g}/(\text{cm}^2 \sqrt{h}) < S_m < 3,00 \cdot 10^{-2} \text{ g}/(\text{cm}^2 \sqrt{h})$ .

Cette valeur est convertie en quantité volumique telle que :

$$S_{v1min} = \frac{S_m}{\rho_{eau}} = 2,87 \cdot 10^{-1} \text{ mm}/\sqrt{h} \quad (2.14)$$

$$S_{v5min} = \frac{S_m}{\rho_{eau}} = 3,00 \cdot 10^{-1} \text{ mm}/\sqrt{h} \quad (2.15)$$

Ensuite la profondeur radiale de pénétration en eau du béton est estimée par l'équation suivante [Mcginnis and Mcginnis, 2006] :

$$t_w = \frac{1}{f} S_v \cdot t^{0,5} \quad (2.16)$$

La valeur "f" de porosité du béton utilisée pour la suite est la valeur définie par les travaux de Hall et Yau [Hall and Raymond Yau, 1987], soit  $f = 0,1225$ . Les deux cas d'étude sont calculés tels que :

$$t_{w1min} = \frac{1}{0,1225} \cdot 2,87 \cdot 10^{-1} \cdot 1,67 \cdot 10^{-20,5} = 0,30 \text{ mm} \quad (2.17)$$

$$t_{w5min} = \frac{1}{0,1225} \cdot 3,00 \cdot 10^{-1} \cdot 8,33 \cdot 10^{-20,5} = 0,70 \text{ mm} \quad (2.18)$$

Même si ces calculs sont basés sur des hypothèses fortes (par exemple la valeur de porosité du béton, une saturation progressive à partir de la surface), ce calcul montre que notre zone imprégnée d'eau serait inférieure à 1 mm à partir du bord de la carotte. Cette zone ne fait pas partie de notre zone d'étude (partie potentiellement écaillée lors de l'usinage et donc hors zone d'étude).

Étant donnée la faible profondeur de l'eau, cette dernière n'aura qu'un impact limité sur les déformations de la carotte.

#### - Effet thermique

Nous nous intéressons ici aux phénomènes thermiques. Lors de l'usinage, l'utilisation d'eau réduit les phénomènes d'échauffement entre la couronne diamantée et le béton usiné mais il se peut qu'il y ait une légère augmentation ou diminution de température du béton analysé avant et après usinage en fonction de la dureté du béton, de la température initiale de l'eau et de la température initiale du mur.

Une augmentation de la température en surface de la carotte engendre une dilatation de la matière sans variation significative de la contrainte. Le coefficient de dilatation thermique du béton est de l'ordre de  $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ . Pour une élévation de la température de 1 °C, la déformation thermique est de  $\varepsilon = 10^{-5}$ . Si nous essayons de retrouver un état de contrainte en ne prenant pas en compte cette augmentation de température, une analyse d'image ferait apparaître une expansion correspondant à un état de contrainte d'environ  $\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = 0,3 \text{ MPa}$  ( $E = 30\,000 \text{ MPa}$  et distance surface / caméra supposée constante). La précision attendue étant de 1 MPa, cet effet thermique représente environ 1/3 de la valeur de la précision et n'est, de fait, pas négligeable.

Ci-dessous un exemple d'images Infra-Rouge de la zone d'étude enregistrées après usinage, dans deux configurations : dans le cas d'un usinage sans lubrification (Figure 2.23,a) et dans le cas d'un usinage avec lubrification (Figure 2.23,b). Dans le premier cas, l'usinage n'aboutit pas et la

couroane fond à cause de la surchauffe de l'outil à une température de 123 °C. Dans le second cas, la zone d'étude n'a surchauffé que de 0,4°C par rapport au reste du mur. Via cet exemple nous observons que le rôle de la lubrification n'est pas négligeable et que les images IR permettent de quantifier l'augmentation de la température. Une solution pour corriger ces déformations parasites d'origine thermique consisterait à utiliser une caméra thermique permettant d'atteindre le retour à une température quasi homogène de la surface de la carotte.

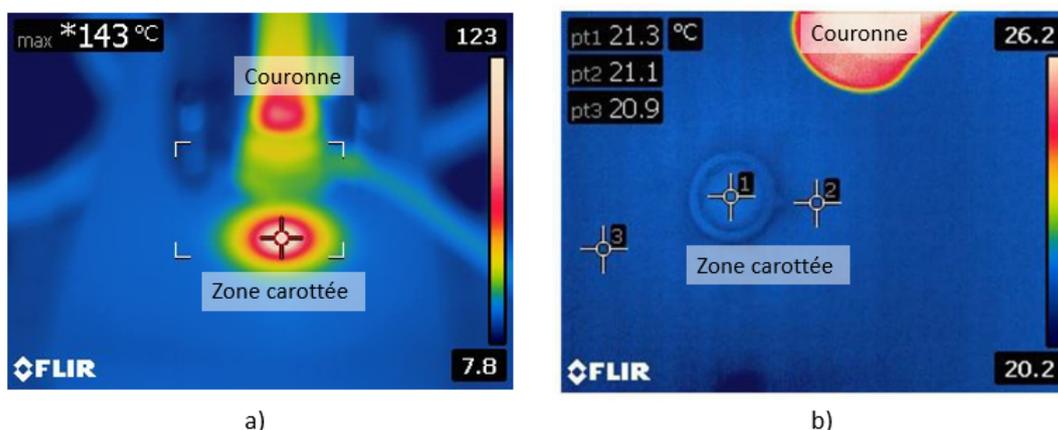


FIGURE 2.23 – Photo thermique de la zone d'étude enregistrée 10 secondes après usinage dans le cas d'une découpe sans lubrification en a) et d'une découpe avec lubrification en b).

Des simulations numériques par éléments finis ont également été réalisées afin d'obtenir un ordre de grandeur du temps de refroidissement, par les effets de conduction et de convection naturelle, de la surface d'étude dans le cas où l'élévation de température est de 1°C sur une profondeur de 1 mm et 2 mm. L'étude complète est présentée en Annexe D.

Après 2 minutes, la température en surface a diminué de 0,7°C (cas d'une profondeur de 2 mm) et de 0,85°C (cas d'une profondeur de 1 mm). La non prise en compte de ces températures conduirait à une erreur sur l'identification des contraintes d'environ 0,1 MPa, nous les négligerons.

### 2.3.1.5 Conclusion sur l'outil de découpe

L'outil de découpe du béton utilisé lors de la partie relative au relâchement locale des contraintes est un système de carotteuse complétée avec une couronne de diamètre interne 30 mm, pour une découpe en profondeur de 70 mm afin d'obtenir une libération quasi totale des contraintes en surface de la carotte. La présence d'armatures ne modifie pas significativement les contraintes en surface du béton au niveau de la zone d'étude, mais il est conseillé d'usiner au centre d'une maille d'armature afin d'être dans une zone de contrainte la plus homogène possible. Nous avons vérifié que la lubrification ne crée pas d'effets hydriques ni thermiques néfastes pour la suite de l'étude.

Nous pouvons maintenant définir complètement le protocole relatif à la relaxation locale des contraintes. Dans un premier temps la zone d'étude est définie grâce au ferroskan. Cette zone subit un traitement de surface (ponçage, enduit et mouchetis). Une première série de 10 images est réalisée de cette zone. Ensuite celle-ci est usinée à partir du dispositif de carottage. La zone d'étude est essuyée grâce à un tissu propre afin d'enlever l'humidité présente. Une fois la vérification de stabilité thermique en surface de la carotte via une caméra thermique réalisée, une seconde

série de 10 images de la zone d'étude, avec la carotte non contrainte, est enregistrée. A noter que la zone d'étude est toujours protégée via l'outil de protection contre les effets de convection pour chaque enregistrement d'images.

Ensuite lorsque les images sont toutes enregistrées, la carotte est détachée du mur et un outil de mise sous pression est placé dans l'emplacement vide dans le but de mesurer le module de Young.

Nous allons maintenant nous intéresser à cet outil de mise sous pression du mur et au protocole d'identification du module de Young. Cette méthodologie est d'abord appliquée sur une pièce témoin isotrope homogène.

### 2.3.2 Outil de mise sous pression

Dans cette partie, nous allons présenter l’outil de mise sous pression développé, ainsi que les améliorations apportées au vu des défauts de carottage et de qualité de béton. La méthode complète est ensuite présentée et appliquée sur une pièce témoin en PETP.

#### 2.3.2.1 Présentation de l’outil

Afin d’identifier le module de Young du béton, un outil de mise sous pression a été développé en reprenant le concept de la cellule de gonflement du pressiomètre Ménard, utilisé pour des essais géotechniques de sollicitation mécanique des sols en profondeur par sondage. Un dispositif de contrôleur de pression hydraulique externe (réf : GDS/200/03 de Sols Mesures, régulation à +/- 0,001 MPa) permet d’appliquer une pression jusqu’à 3 MPa à l’intérieur d’une fine membrane élastique dans le trou carotté, la membrane se gonfle et la pression est transmise aux parois cylindriques du béton. La pression appliquée est supposée être intégralement transmise sur les parois externes du carottage. En début d’essai une pression initiale de 0,03 MPa est appliquée pour maintenir le dispositif en position et sous pression. Des incréments de pression de 0,5 MPa sont imposés de 0 à 3 MPa. A chaque incrément de pression des images de la surface externe du mur sont enregistrées.

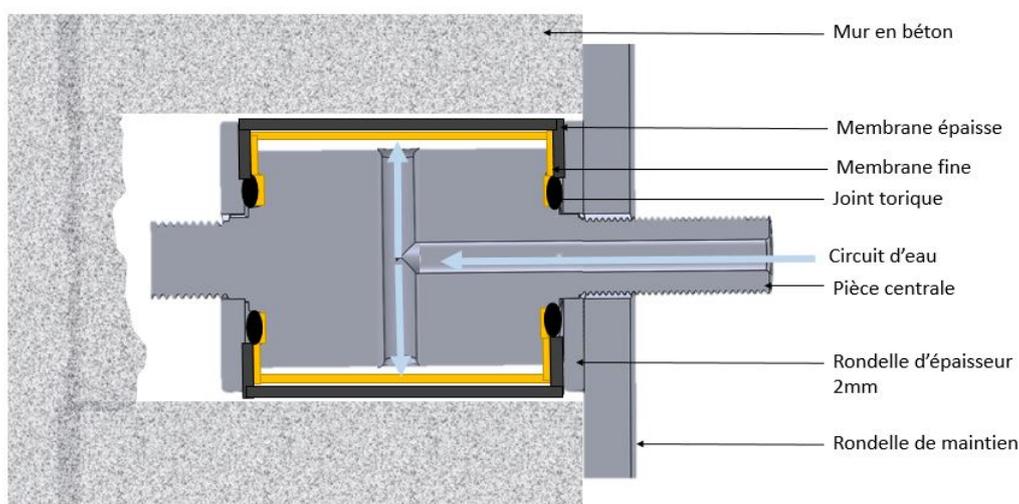


FIGURE 2.24 – Coupe de l’outil de mise sous pression en CAO

L’outil est composée d’un axe central usiné permettant la circulation de l’eau grâce à ses canaux. La membrane fine est positionnée autour de l’axe centrale et est bloquée via un joint torique positionné dans des gorges usinées. Des rondelles viennent appuyer sur le joint et la membrane pour bloquer cette dernière contre les parois du cylindre. Une seconde membrane plus épaisse est placée sur la membrane fine mais n’est pas bloquée par les rondelles (Figure 2.24). Le tout est maintenue pas deux ensembles de tige fileté avec écrous non représentés (Figure 2.25).

La Figure 2.26 présente une image type enregistrée lors de l’essai d’identification du module de Young du béton.



FIGURE 2.25 – *Outil de mise sous pression complet*



FIGURE 2.26 – *Positionnement de l'outil de mise sous pression dans le trou carotté*

### 2.3.2.2 Influence du carottage et de la qualité du béton

#### - Influence du carottage

Lors du carottage, nous observons parfois des irrégularités sur les 2 premiers cm de perçage. Cette irrégularité a un impact sur l'utilisation de l'outil de mise sous pression. En effet, le trou dans le mur n'a plus une forme cylindrique mais une forme évasée en extrémité, ce qui va encourager une poussée de l'outil hors du trou lors de sa mise sous pression. La Figure 2.27, illustre le phénomène.

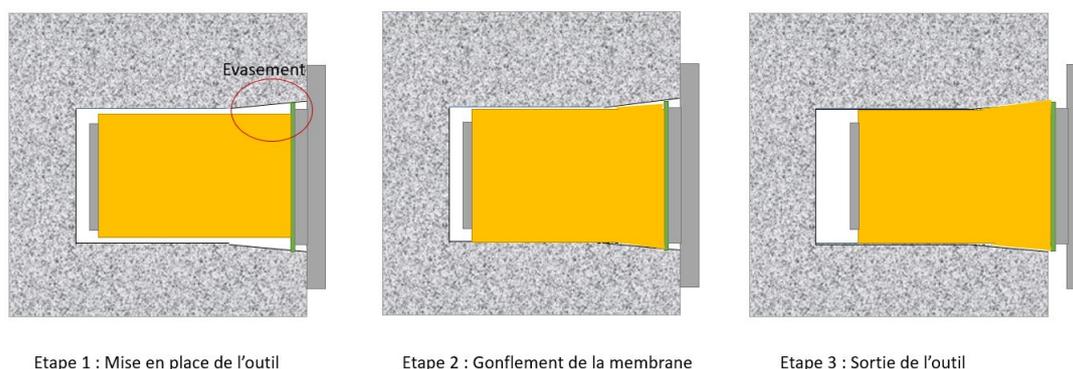


FIGURE 2.27 – Schéma du problème de sortie de l'outil

Cette sortie de l'outil engendre une sortie de la membrane. Deux conséquences en découlent : il n'est pas possible de quantifier correctement la sortie de l'outil et donc la profondeur d'application de la pression dans le trou. En effet la pression est initialement appliquée à une distance de 2 mm des bords externe du trou en raison de la présence d'une rondelle (Figure 2.24). Deuxièmement, la membrane va s'abîmer en sortant et se déchirer.

Dans le but d'éviter les éclatements locaux de la membrane fine, permettant de faire l'étanchéité, une seconde membrane plus épaisse sous forme de cylindre a dû être ajoutée et elle permet aussi d'éviter que l'outil sorte en réduisant le jeu entre la paroi en béton et l'outil.

Afin de réduire au maximum le problème de sortie de l'outil, il est nécessaire de réaliser ce carottage sous faible poussée axiale afin de limiter le fléchissement du dispositif de carottage et les vibrations engendrées par l'usinage.

Néanmoins un dispositif de maintien d'outil de mise en pression est en cours de conception. Il permettra de résoudre définitivement ce problème de sortie du dispositif de mise en pression.

#### - Défaut de qualité du béton

Le second phénomène pouvant nuire à la mise sous pression, est la présence de porosité. Lors du gonflement, les membranes prennent la forme des porosités, ce qui peut amener à leur fissuration. Pour éviter ce problème un enduit fin est appliqué au niveau des porosités afin de les boucher.

L'outil de mise sous pression étant présenté, nous allons maintenant détailler la méthodologie autour de l'identification du module de Young.

### 2.3.2.3 Méthodologie pour identifier le module de Young

La méthodologie d'identification du module de Young est composée de deux étapes. La première étape consiste en la détermination des déplacements lors de la mise sous pression du mur à partir de la corrélation d'images numériques à interpolation locale. La seconde étape est la comparaison des déplacements radiaux expérimentaux obtenus par CIN avec des courbes de comportement théoriques obtenues par simulations numériques dans la configuration testée, pour des bétons de différentes valeurs de module de Young.

#### - Identification du champ de déplacement

Nous allons commencer par détailler la première étape de la méthode qui consiste à obtenir le champ de déplacement à partir des images enregistrées. Dans un premier temps, les images moyennes des 2 séries d'images correspondant aux différents niveaux de sollicitations (soit à 0 MPa et à 2 MPa) sont créées, nous pouvons alors extraire les données propres à la détermination des déplacements dans un repère orthonormé. Enfin le protocole suivant est utilisé, à travers un programme python :

- Convertir les données du repère cartésien au repère cylindrique en utilisant une optimisation au sens des moindres carrés permettant de déterminer le centre de l'outil et les mouvements de corps solide en translation,
- Calculer les normes des déplacements pour chaque point,
- Vérifier l'anisotropie de la mesure,
- Calculer la moyenne des normes de déplacements sur un intervalle de rayon (2 mm) et calculer les écarts-types relatifs,
- Comparer ces courbes expérimentales avec les courbes théoriques de déplacements en fonction du rayon pour différentes valeurs de module de Young
- Identifier la valeur moyenne du module de Young.

Les trois premiers points sont présentés en Annexe E.

#### - Création des abaques relatifs aux champs de déplacement en vue d'identifier le module de Young

La méthode utilisée pour déterminer la valeur de module de Young du matériau testé est de comparer les courbes expérimentales à des courbes de comportement théoriques, à partir d'abaques. Nous allons ici présenter la modélisation réalisée en vue de créer les abaques.

La modélisation numérique par éléments finis via le logiciel Abaqus est réalisée afin d'obtenir les déplacements théoriques de notre structure lors de la mise sous pression du trou (Figure 2.28). Cette modélisation axisymétrique correspond à un trou usiné de 70 mm de profondeur sur un diamètre de 36 mm. La couronne utilisée a un diamètre extérieur de 35 mm mais aux bords du trou, le diamètre est plutôt proche de 36 mm. De légers congés sont créés au niveau des angles pour éviter les concentrations de contraintes. Les armatures ne sont pas intégrées à la simulation car la zone d'étude du module de Young n'est réalisée que sur un rayon de 40 mm, et donc supposée loin des armatures.

Le chargement correspond à une pression (flèches oranges) appliquée dans le trou sur une hauteur de 40 mm (longueur de la membrane de l'outil de mise sous pression) à partir d'une distance de 2 mm de la surface du trou. La valeur de 2 mm correspond à l'épaisseur de la rondelle qui maintient la membrane (Figure 2.28,a).

En ce qui concerne les conditions aux limites, sur le bord horizontal en bas du modèle, une condition de déplacements  $u_y=0$  est appliquée. Sur tous les autres bords, la contrainte est nulle et les déplacements sont libres.

Des éléments (CAX4R) axisymétriques relatifs à des éléments hexaédriques linaires sont utilisés

avec une taille proche de 1 mm. Les informations propres aux propriétés matériaux renseignées sont un module de Young (variant en fonction des études) et un coefficient de Poisson de 0,2 (valeur de l'Eurocode 2).

La Figure 2.28,b, présente les résultats de déplacements. Nous nous intéressons exclusivement aux déplacements sur la limite supérieure du modèle mis en évidence par le cercle bleu. Cette arête appartient à la surface du mur prise en photo.

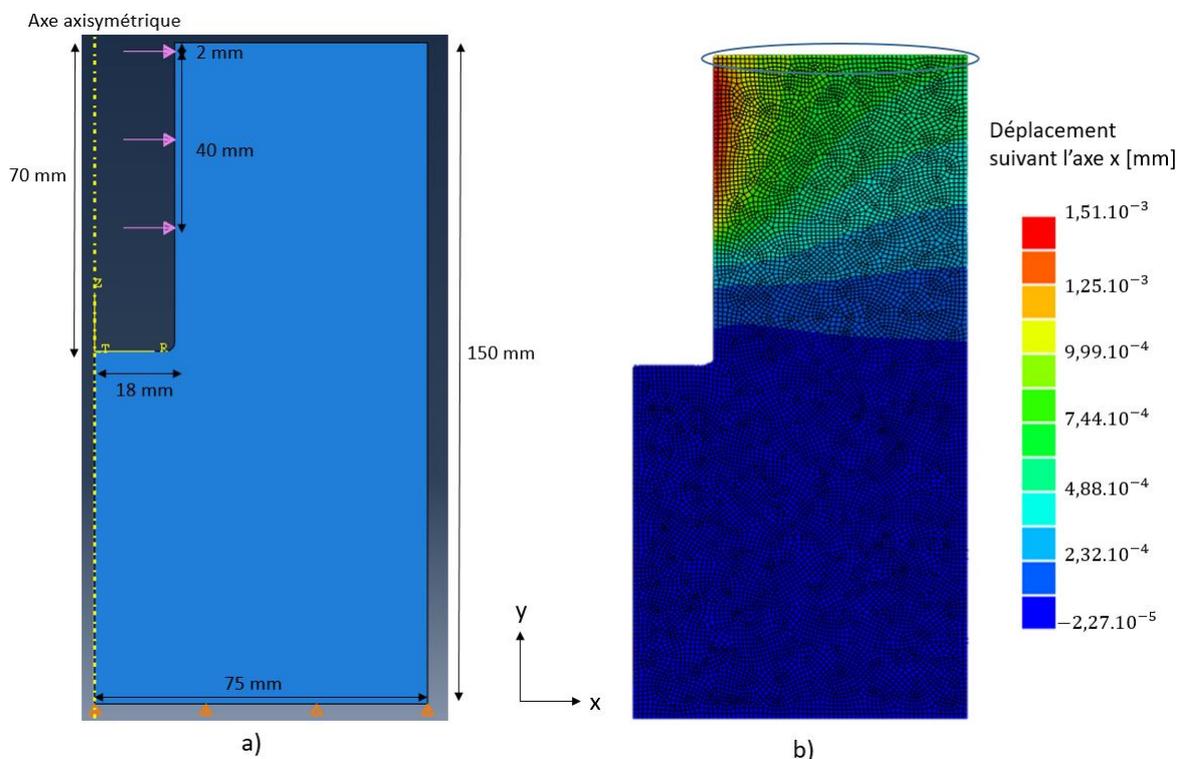


FIGURE 2.28 – Schéma relatif aux modélisations sur Abaqus avec en a) la géométrie et les conditions aux limites du modèle et en b) un résultat type

Plusieurs simulations sont réalisées pour des valeurs du module de Young variant entre de 10 000 MPa à 50 000 MPa, les valeurs de 10 000 MPa à 50 000 MPa du module de Young correspondent aux cas limites définis dans le Chapitre 1, section 1.4.1. Ensuite la courbe moyenne des déplacements expérimentaux est comparée aux courbes théoriques obtenues avec ces 41 valeurs et à partir d'une optimisation, nous obtenons une valeur de module de Young la plus proche de la valeur théorique, pour une valeur moyenne de module et ces écarts-type.

La Figure 2.29 présente l'abaque de référence. Les courbes sont présentées avec un pas de 5 000 MPa sur les modules de Young afin d'avoir une meilleure lisibilité.

La méthode étant maintenant détaillée, nous allons l'utiliser sur un matériau homogène et isotrope, du PETP, en vue de la valider avant de l'exploiter sur du béton.

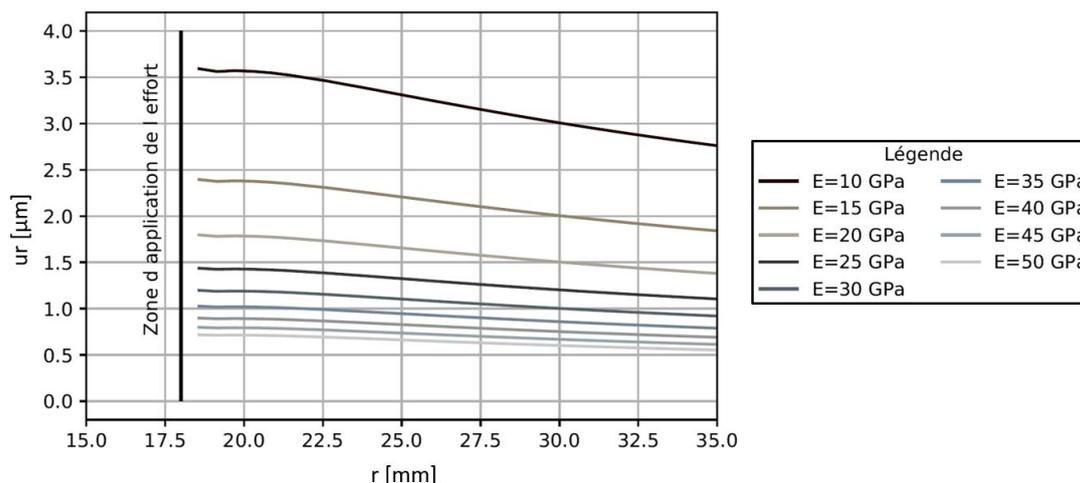


FIGURE 2.29 – Abaque présentant la norme des déplacements radiaux théoriques, notée  $u_r$ , relatifs à des bétons dont les modules de Young sont compris entre 10 000 MPa et 50 000 MPa tous les 5 000 MPa en fonction du rayon, noté  $r$

#### 2.3.2.4 Validation de la méthode d'identification du module de Young sur un matériau homogène et isotrope

##### - Description de la méthode sur une pièce témoin en PETP

Nous avons choisi d'utiliser un polymère de type PETP car son module est dix fois inférieur à celui du béton, ce qui permet, sous une charge de 0 à 2 MPa, d'observer des déformations de l'ordre de  $10^{-4}$  sur un cylindre de diamètre 150 mm, de profondeur 150 mm avec un trou usiné de diamètre 36 mm et de profondeur 70 mm correspondant à un usinage type de notre méthode dans le béton.

Suite à des tests de flexion, nous avons pu caractériser le module de Young du PETP à 3 454 MPa. Cette valeur est cohérente avec les informations données par le fournisseur, soit un module de Young minimal de 3 100 MPa. Le coefficient de Poisson fournisseur est de 0,4.

L'expérience mise en place est présentée sur la Figure 2.30. La pièce témoin mouchetée sur sa face supérieure est positionnée verticalement en dessous du dispositif d'imagerie. Cette configuration est identique à la configuration pour le cas du béton. En effet, aucun outil n'empêche le bon positionnement du dispositif d'imagerie. De ce fait, celui-ci est positionné dans l'axe de la zone d'étude. Ensuite l'outil de mise sous pression est placé dans le trou et est relié au contrôleur de pression hydraulique. La zone d'étude est protégée par l'outil de protection (non représenté sur la Figure 2.30 pour faciliter la visibilité de l'expérience). Une première série de 10 images est enregistrée à 0 MPa, puis une seconde série de 10 images à 2 MPa.

Les séries d'images sont ensuite exploitées comme précisées dans la partie précédente (section 2.2.3.1).

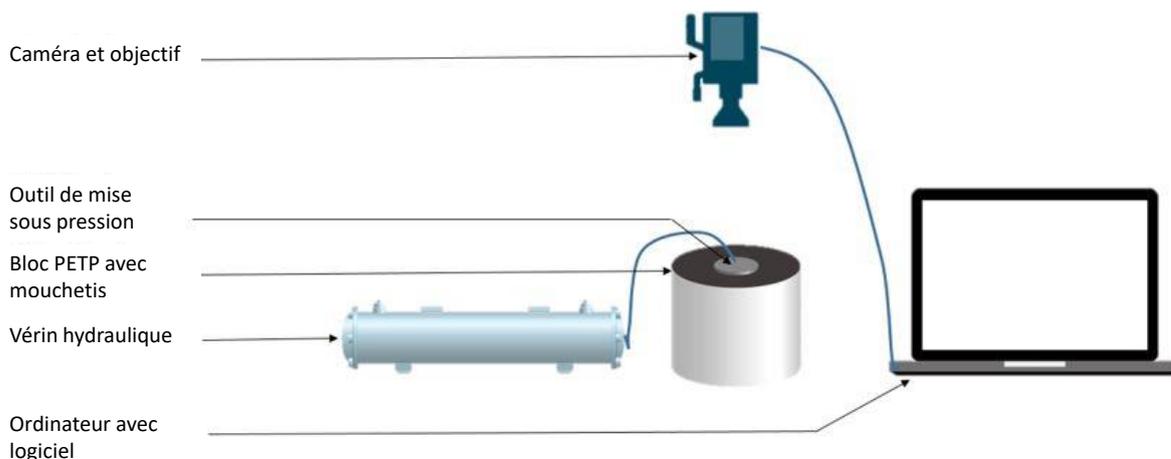


FIGURE 2.30 – Schéma de l'expérience réalisé sur un échantillon de PETP

Au final, on obtient un champ de déplacement radial, à partir de l'interpolation locale (Figure 2.31). Ce champ de déplacement traduit d'ailleurs l'isotropie du matériau, et donc l'identification d'un seul module de Young. Les déplacements au bord de la zone sollicitée présentent des valeurs aux alentours de  $11 \mu\text{m}$ .

La courbe représentant la norme des déplacements, notée  $u_r$ , en fonction du rayon, noté  $r$ , est tracée (Figure 2.32). Sur cette courbe le nuage de points relatif aux normes de déplacements est représenté par les points bleus. La moyenne de ce nuage de points est tracée en orange et l'écart type par rapport à cette moyenne est matérialisé par l'enveloppe rouge. L'écart type moyen est autour de cette moyenne de  $\pm 0,25 \mu\text{m}$ .

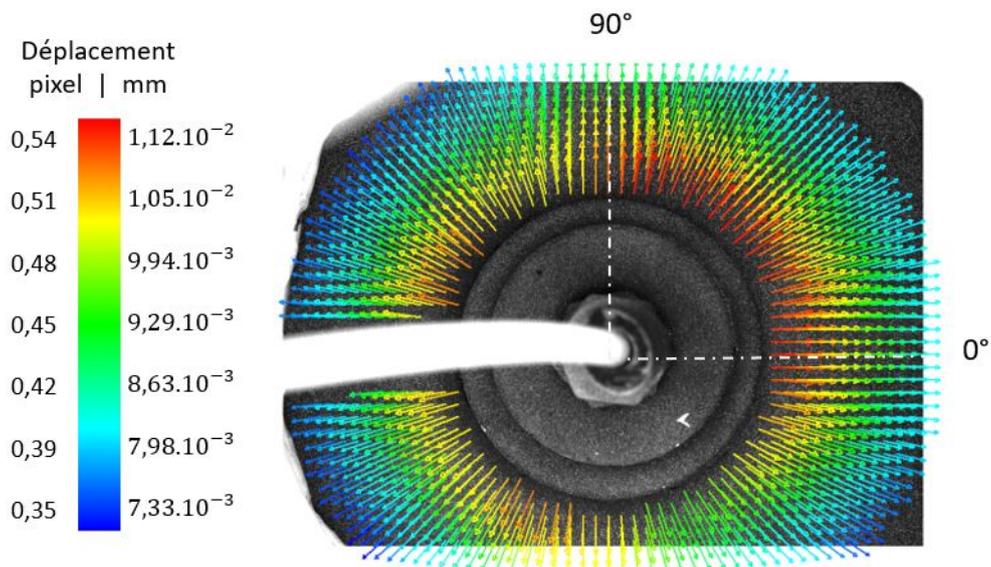


FIGURE 2.31 – Résultats relatifs à la mise sous pression du PETP, avec le champ de déplacements obtenu par 7D

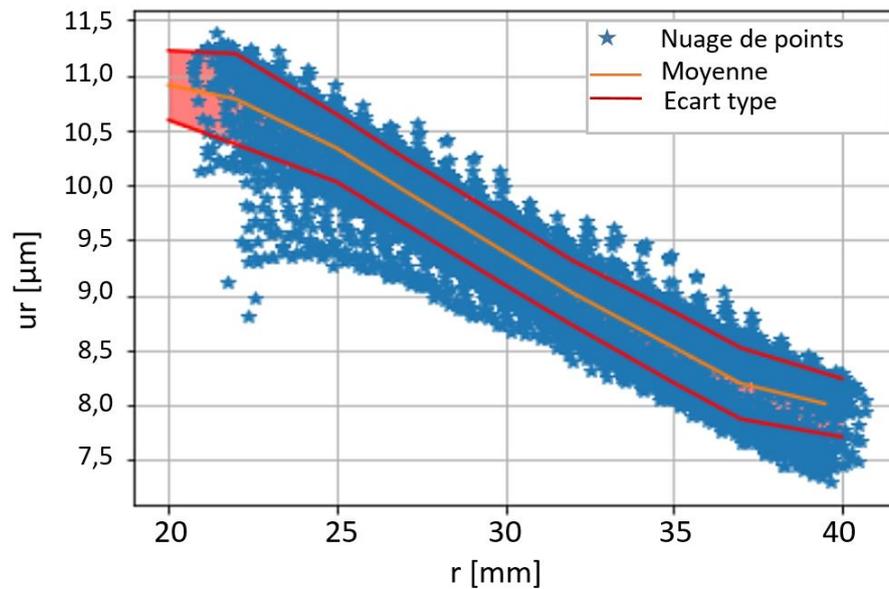


FIGURE 2.32 – Résultat relatif à la mise sous pression du PETP avec le nuage de point de la norme des déplacements en fonction du rayon

La moyenne de déplacements radiaux et l'écart type obtenus expérimentalement sont superposés aux courbes de déplacements théoriques pour la configuration propre de notre essai (Figure 2.33). Les simulations numériques sont réalisées pour des modules de Young de 3 000 MPa à 3 500 MPa, regroupant les valeurs de module de Young données par le fournisseur et obtenues expérimentalement.

La superposition des courbes nous indique que le module de Young du PETP est d'environ 3 200 MPa. Nous observons un module de Young légèrement plus faible que celui mesuré expérimentalement par flexion.

Ces résultats sont cohérents, l'ordre de grandeur des déplacements est respecté. Maintenant nous allons vérifier que l'essai est répétable.

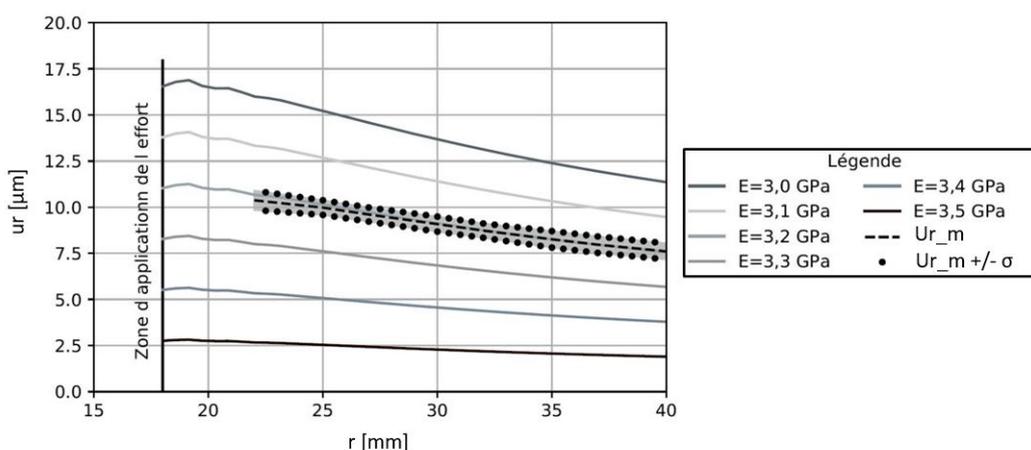


FIGURE 2.33 – Abaque relatif aux résultats théoriques de déplacements et superposé avec les résultats expérimentaux

#### - Vérification de la répétabilité de l'essai

Afin de vérifier la répétabilité de la mesure, une série de 5 essais a été réalisée. Les courbes moyennes de déplacements sont positionnées sur l'abaque et présentées sur la Figure 2.34 avec en Figure 2.34, a) toutes les courbes expérimentales en fonction des courbes théoriques et en Figure 2.34, b) un zoom sur les courbes expérimentales.

On remarque que les courbes expérimentales sont pratiquement confondues et proches de la courbe théorique pour un PETP de 3 200 MPa. L'étude de répétabilité de la méthode d'identification du module de Young est donc validée.

#### 2.3.2.5 Conclusion sur l'outil de mise sous pression

L'outil de mise sous pression est basée sur le concept de la cellule de gonflement pression-mètre Ménard et est relié à un contrôleur de pression hydraulique externe, ce qui permet de mettre le trou sous pression à une valeur maximale de 3 MPa. L'outil a été optimisé afin de s'affranchir des différents défauts dans le trou : carottage non uniforme et porosité. La présentation complète du protocole d'identification du module de Young a été réalisée à travers son application sur une pièce témoin, ceci permettant de valider la méthode.

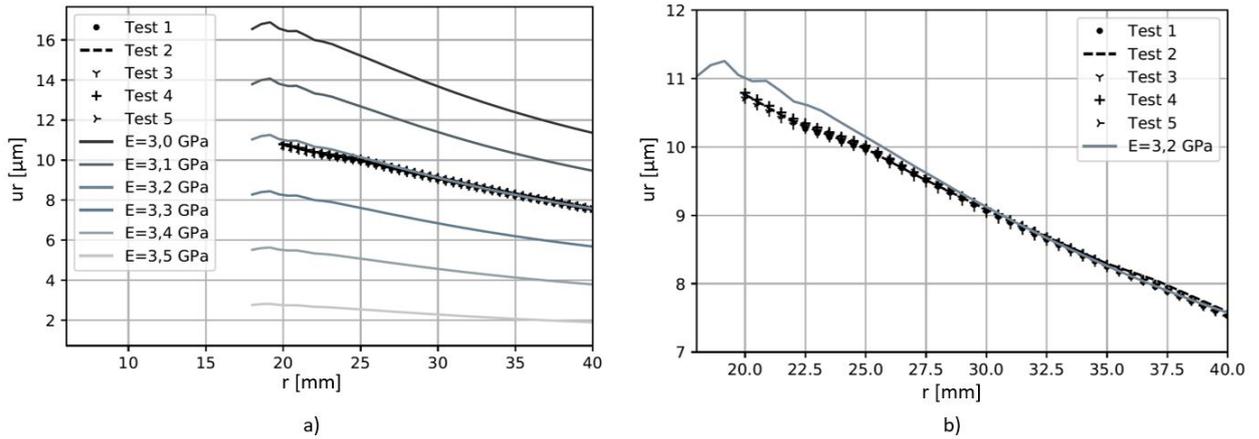


FIGURE 2.34 – Étude de répétabilité de la mesure avec en a) toutes courbes expérimentales en fonction des courbes théoriques et en b) un zoom sur les courbes expérimentales.

### 2.3.3 Bilan sur les outils mécaniques

Plusieurs outils mécaniques ont été développés afin de réaliser le concept initialement proposé. Ces outils sont liés au relâchement local des contraintes (première partie de l'analyse) et à l'identification du module de Young (seconde partie de l'analyse). Ces outils satisfont également les verrous détaillés dans la section 2.1.3.

L'utilisation complémentaire des outils mécaniques et des outils numériques permettent de réaliser la méthodologie complète afin d'analyser les contraintes in situ dans les structures en béton armé.

## **2.4 Synthèse du protocole et des outils d'identification de l'état de contraintes**

Le diagramme ci-dessous (Figure 2.35) résume toutes les étapes clés du procédé mis en place afin d'analyser les contraintes in situ dans les structures en béton armé. Les Figures 2.36 et 2.37 présentent les outils sélectionnés et développés. La Figure 2.36 concerne la configuration lors de la première partie de l'analyse relative au relâchement local des contraintes, et la Figure 2.37 présente la configuration lors de la seconde partie de l'analyse avec le rechargement de la zone d'étude. Le Tableau 2.1 répertorie tous les outils.

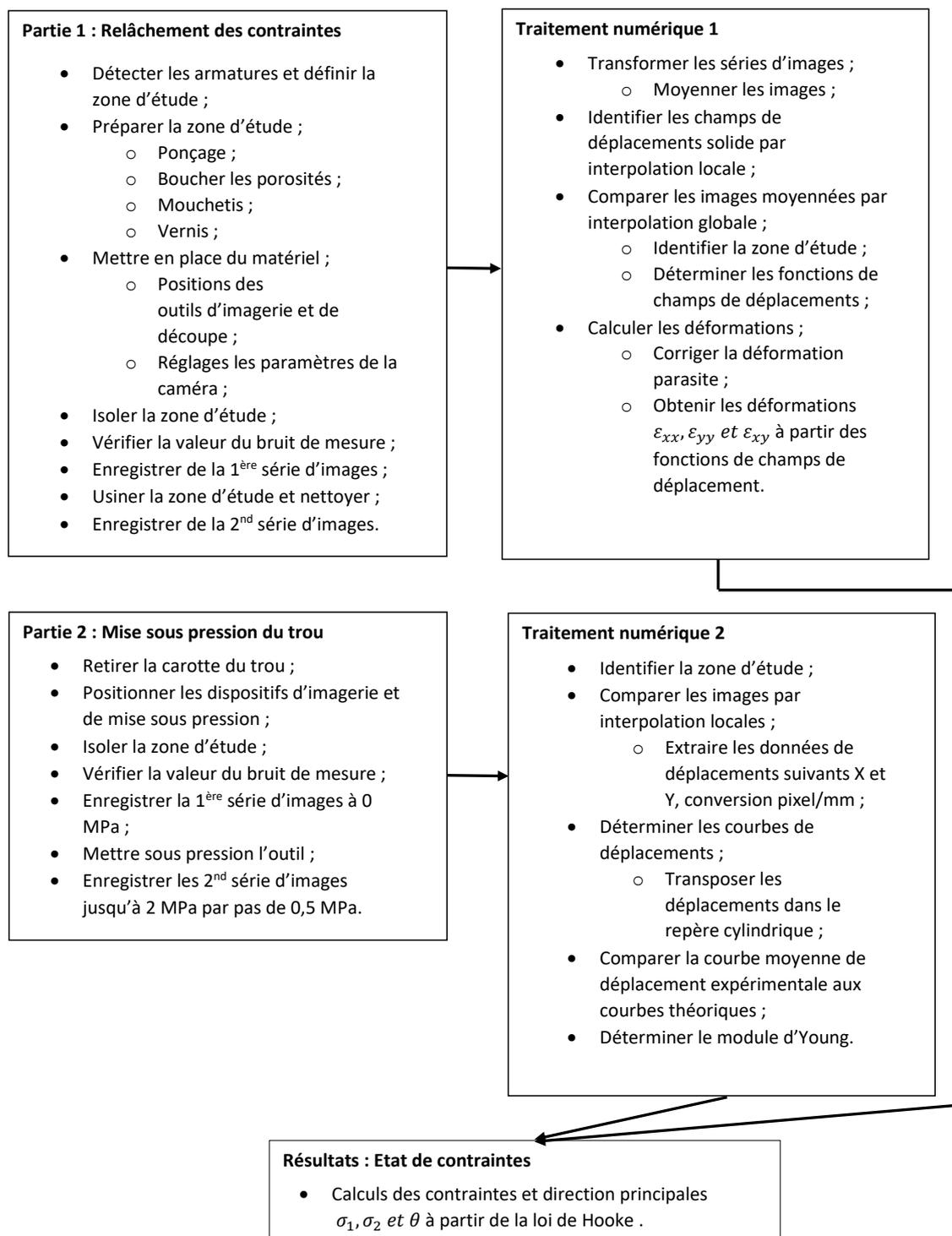


FIGURE 2.35 – Schéma résumant les étapes clés du procédé développé

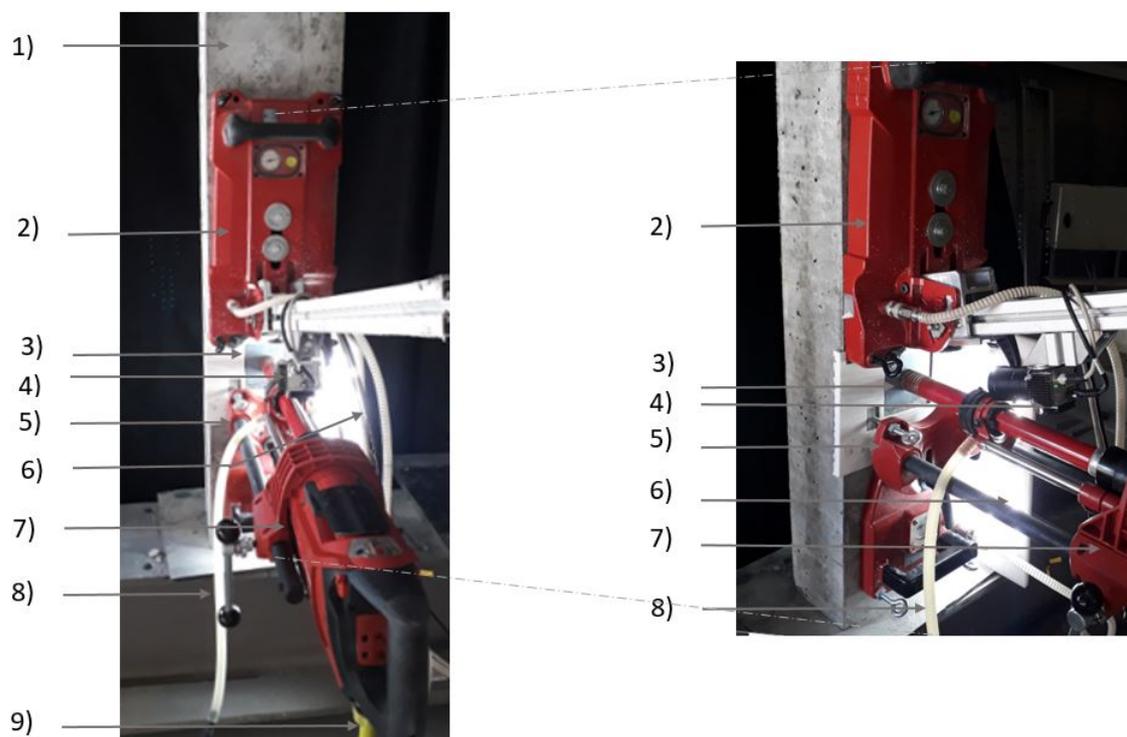


FIGURE 2.36 – Deux vues du dispositif propre à la relaxation locale des contraintes, sans outil de protection de la zone d'étude.

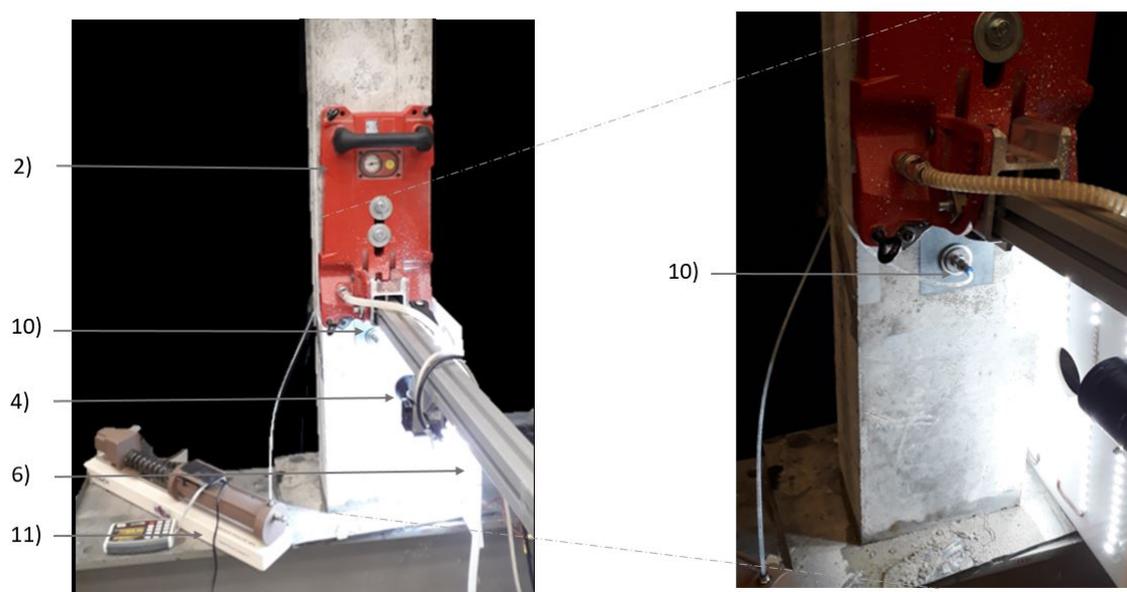


FIGURE 2.37 – Deux vues du dispositif propre à la mise sous pression du mur, sans l'outil de protection.

## 2.4. Synthèse du protocole et des outils d'identification de l'état de contraintes

---

Numéro	Désignation
1	Poteau à analyser
2	Support de caméra
3	Zone d'étude moucheté avec gabarit pour positionnement
4	Caméra et objectif
5	Support de carotteuse
6	Panneau LED
7	Carotteuse et couronne de découpe
8	Sortie d'eau reliée à l'aspirateur
9	Entrée en eau reliée au réservoir d'eau
10	Outil de mise sous pression
11	Contrôleur de pression hydraulique

TABLEAU 2.1 – *Nomenclature des outils utilisés lors de l'analyse des contraintes in situ*

Dans ce second chapitre, la solution permettant d'analyser des contraintes sur une structure en béton armé a été présentée à travers la méthodologie et les outils développés afin de résoudre les nombreux verrous et l'objectif de mesure de l'ordre du micro-mètre. La méthode est composée de deux parties. La première est basée sur un relâchement local des contraintes qui permet d'obtenir les déplacements de la structure grâce à la méthode de la corrélation d'images numériques. A partir de ces déplacements, les déformations sont calculées. La seconde partie s'articule autour de l'identification du module de Young du béton, in situ, en rechargeant la zone préalablement usinée. A partir des déformations et du module de Young obtenus et en utilisant la loi de Hooke, faisant l'hypothèse que le matériau est homogène et isotrope, les contraintes et directions principales sont calculées.

Maintenant que toute la méthodologie a été développée, elle peut être utilisée sur le matériau béton via des essais effectués en laboratoire.



# 3

## Validation en laboratoire de la méthode sur un élément type structurel en béton

---

*Le chapitre 2 a exposé toute la méthodologie afin d'analyser les contraintes dans les structures en béton armé. Dans ce chapitre 3, l'objectif principal est de valider cette méthodologie sur le matériau béton à partir d'un test de compression simple. La première étape de ce chapitre est consacrée à la qualification du matériau testé afin de s'assurer des propriétés mécaniques du béton de référence. La seconde étape est l'identification de l'état de contrainte d'un plot sollicité en compression. Pour cela 3 étapes sont présentées : la détermination des déplacements lors du relâchement local des contraintes, l'identification du module de Young, puis le calcul de l'état de contrainte. Cette validation en laboratoire est nécessaire, avant de passer à la dernière étape de tests in-situ.*

---

### Sommaire

---

<b>3.1</b>	<b>Présentation des expérimentations</b>	<b>91</b>
3.1.1	Présentation des configurations étudiées	91
3.1.2	Organisation des études	92
<b>3.2</b>	<b>Caractérisation mécanique du béton</b>	<b>92</b>
3.2.1	Détermination expérimentale de $f_{c,m}$ et de $f_{c,k}$	92
3.2.2	Détermination du module de Young selon EC2	93
3.2.3	Essai de compression sur carotte de faible dimension	93
<b>3.3</b>	<b>Détermination des déplacements lors du relâchement des contraintes</b>	<b>94</b>
3.3.1	Composantes du champ de déplacement	94
3.3.2	Déformations : brutes et corrigées	97
3.3.3	Vérification du résidu	99
3.3.4	Approche alternative : étude des déplacements autour du perçage	100
<b>3.4</b>	<b>Identification du module de Young</b>	<b>103</b>
<b>3.5</b>	<b>Détermination de l'état de contrainte</b>	<b>104</b>
3.5.1	En surface de la carotte	104

3.5.2	Étude de sensibilité des paramètres E et $\nu$ . . . . .	105
<b>3.6</b>	<b>Bilan de l'étude sur les trois plots</b> . . . . .	<b>107</b>
<b>3.7</b>	<b>Conclusion</b> . . . . .	<b>110</b>

---

## 3.1 Présentation des expérimentations

### 3.1.1 Présentation des configurations étudiées

Notre méthode d'analyse des contraintes est composée de deux étapes : une détermination des déplacements par CIN à partir d'un relâchement local des contraintes et un rechargement de la structure afin d'identifier le module de Young. Nous souhaitons réaliser des essais au préalable en laboratoire afin de garantir la validité de notre méthode d'analyse des contraintes sur des éléments structurels en béton.

L'étude consiste donc à solliciter, à partir d'un vérin électromécanique, un plot de longueur 1 200 mm et de section 250 mm x 150 mm sous un effort connu de 90 kN correspondant à une contrainte moyenne de compression de 2,4 MPa. Cette valeur de 2,4 MPa est choisie pour être inférieure à 2,5 MPa (contrainte limite de traction cf. Annexe F).

A partir de notre méthodologie, nous allons vérifier si nous pouvons retrouver la contrainte de 2,4 MPa dans le plot.

Le plot est positionné sous le vérin, et chargé (Figure 3.1,a). La première partie de l'analyse est le relâchement local des contraintes. Les outils selon la configuration de la Figure 2.36 sont alors placés sur le plot. A partir de cette étude, les déformations du plot sont déterminées en utilisant la CIN (Figure 3.1,b).

La seconde partie de l'analyse concerne l'identification du module de Young via la mise sous pression de la zone carottée. Les outils relatifs à la première partie ainsi que la carotte sont enlevés, puis ceux correspondant à la mise sous pression du trou sont positionnés (Figure 2.37). Les déplacements du béton sont obtenus par CIN et comparés aux déplacements théoriques (Figure 3.1,c). A partir des déformations et du module de Young, l'état de contrainte dans le plot est déterminé et comparé à l'état de référence soit une compression supposée homogène de 2,4 MPa dans le béton.

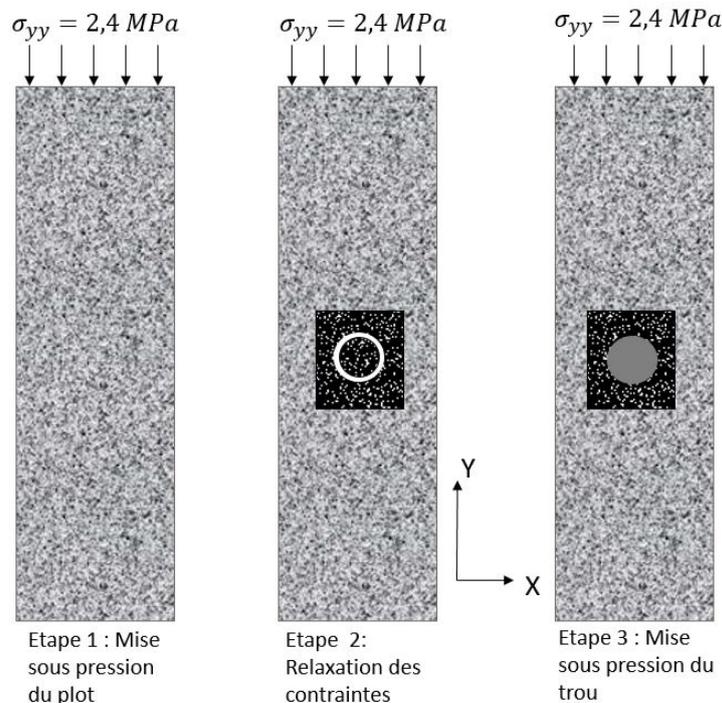


FIGURE 3.1 – Visualisation des 3 étapes de l'étude avec en a) la mise sous compression du plot, en b) la relaxation locale des contraintes et en c) la mise sous pression du trou.

### 3.1.2 Organisation des études

Afin de vérifier la répétabilité de la mesure, trois plots, nommés A, B et C, en béton non armé de classe C 40/50, d'une même gâchée, sont à notre disposition. En complément, six éprouvettes standardisés cylindriques 15 x 30 cm, également de la même gâchée, nous ont été fournies.

Sur l'ensemble des trois plots utilisés, cinq essais sont réalisés, ce qui signifie que un ou deux essais sont réalisés sur un même plot. Les essais sont réalisés dans le tiers central du plot pour éviter les effets de bords. Lorsque le plot a deux essais, ceux-ci sont éloignés d'une distance de 15 cm afin de ne pas engendrer d'effets parasites de l'un sur l'autre et d'être homogène en contrainte (Réf. Annexe F).

Pour la suite des études, nous noterons les cinq essais de la façon suivante :  $A_1, A_2, B_3, B_4$  et  $C_5$ .

Dans un premier temps, l'essai  $A_1$  est choisi comme essai de référence afin d'expliquer en détail les résultats obtenus avec notre méthodologie. Puis les résultats de tous les essais sont donnés afin de vérifier la répétabilité de la mesure.

Tout d'abord, des essais de compression simple, normalisés, ont été effectués sur les six éprouvettes afin d'obtenir une valeur de référence du module de Young du béton testé.

## 3.2 Caractérisation mécanique du béton

### 3.2.1 Détermination expérimentale de $f_{c,m}$ et de $f_{c,k}$

Comme vu dans le Chapitre 1 section 1.2.2.1, la résistance caractéristique  $f_{c,k}$  est obtenue à partir d'une étude statistique sur un échantillon représentatif. La résistance caractéristique  $f_{c,k}$  est déterminée à partir de la résistance maximale à la compression  $f_{c,m}$ .

Pour cela, les six éprouvettes cylindriques (15 x 30 cm) sont testées selon la norme NF EN 12390-3 jusqu'à rupture.

Le Tableau 3.1 ci-dessous répertorie les valeurs obtenues pour les six éprouvettes. La valeur de résistance moyenne à la compression,  $f_{c,m}$ , est de 46,1 MPa avec un écart type de 2,6 MPa.

D'après l'équation 1.2, la résistance caractéristique est telle que :  $f_{c,k} = 38,1$  MPa. Cette valeur de résistance caractéristique renvoie à un béton de classe C 40/50.

N° Test	1	2	3	4	5	6	Moyenne $f_{c,m}$	Ecart type ( $\sigma$ )
$f_{c,m}$ (MPa)	43,5	45,4	48,8	49,6	43,4	45,9	<b>46,1</b>	<b>2,6</b>

TABLEAU 3.1 – Résultats des essais de compression selon la norme Nf EN 12390-3

Les valeurs de contrainte  $f_{c,m}$  sont reportées sur la courbe théorique de Gauss pour un béton C 40/50 (Figure 3.2). On remarque qu'elles sont toutes dans l'enveloppe des valeurs définie pour une loi de Gauss relative à un béton C 40/50. La classe de béton testé par les trois plots et les cinq essais ( $A_1, A_2, B_3, B_4$  et  $C_5$ ) est due C 40/50.

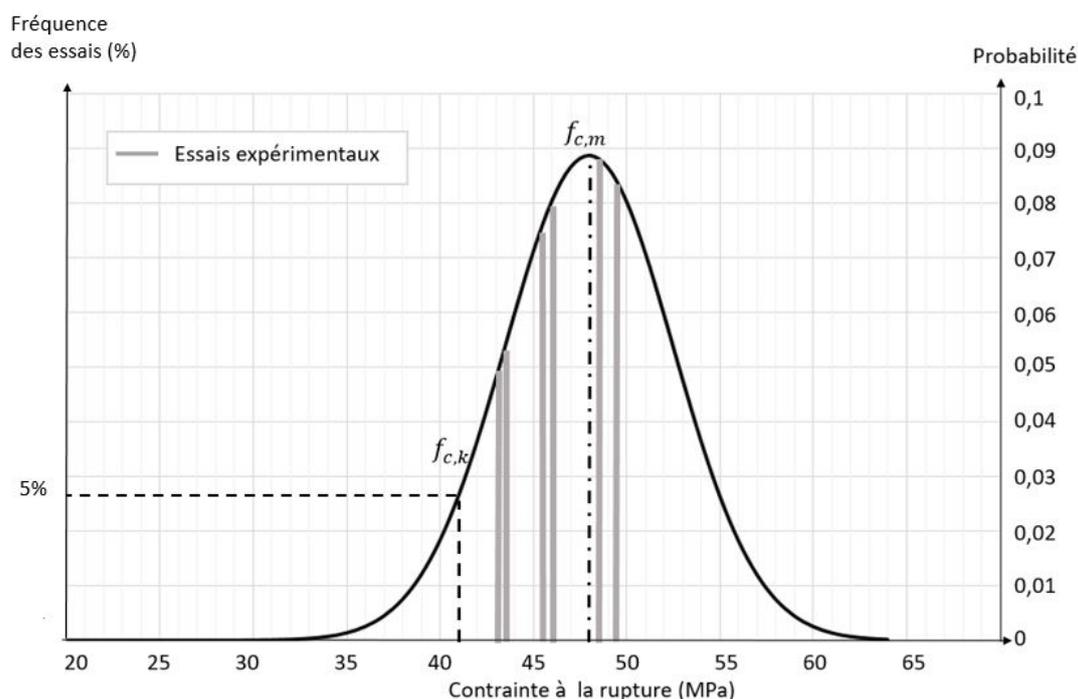


FIGURE 3.2 – Valeurs expérimentales reportées sur la courbe de Gauss théorique d'un béton C 40/50

### 3.2.2 Détermination du module de Young selon EC2

Connaissant la valeur de  $f_{c,m}$ , on peut obtenir la valeur du module de Young sécant (EC2, défini au Chapitre 1, Eq. 1.9), tel que :

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{c,m}}{10}\right)^{0,3} \quad (3.1)$$

En se basant sur la valeur moyenne de  $f_{c,m}$  obtenue précédemment,  $E_{cm}$  est obtenu (d'après Eq. 3.1), tel que  $E_{cm} = 34\,796$  MPa selon EC2. Cette valeur de module  $E_{cm}$  est conforme à un béton de classe C 40/50.

Pour la suite nous comparerons les valeurs du module de Young trouvées expérimentalement via notre méthode à celle de la valeur de l'EC2  $E_{C40/50} = 34\,796$  MPa pour les trois plots et les cinq essais.

### 3.2.3 Essai de compression sur carotte de faible dimension

Une approche alternative est mise en œuvre pour identifier E. Elle consiste à utiliser les carottes de diamètre 30 mm de diamètre et de longueur 70 mm extraites de la zone d'étude.

Le principe est d'effectuer en laboratoire des tests de compression dans le domaine élastique sur ces petites éprouvettes et d'en déduire le module de Young.

Pour cela le test suit le protocole suivant :

- rectification des éprouvettes afin d'avoir les deux faces planes, tout en respectant l'éclatement de 2,
- test de compression en s'inspirant de la norme NF EN 12390-3. La détermination des déplacements est faite via les capteurs de la machine pour des forces de compression comprises

entre 5 kN et 10 kN, ce qui correspond à des contraintes entre 7 MPa et 14 MPa ,

- analyse des données brutes,
- calcul du module de Young. Un comportement linéaire est supposé :  $\sigma = E \cdot \varepsilon$ , dans cette zone de contrainte.

Ce test de compression est réalisé pour les cinq carottes. Les résultats de module de Young pour chaque courbe relative à chaque essai sont répertoriés dans le Tableau 3.2 :

Numéro essai	Module de Young en laboratoire
A <sub>1</sub>	34 885
A <sub>2</sub>	33 077
B <sub>3</sub>	38 245
B <sub>4</sub>	36 416
C <sub>5</sub>	34 185
Moyenne	35 362 +/- 2 016

TABLEAU 3.2 – Résultats des modules de Young identifiés sur chacune des 5 éprouvettes issues de carottage des plots de béton

L'analyse du module de Young par cette méthode de compression sur ces éprouvettes cylindriques de faibles dimensions (diamètre 30 mm et longueur de 60 mm) permet de retrouver un module de Young de 35 362 +/- 2 016 MPa, comparable à celui attendu, soit  $E_{cm} = 34 796$  MPa, malgré les dimensions d'éprouvettes réduites par rapport à la taille du VER. Cette méthode pourra donc être utilisée en sécurité pour doubler la mesure du module sur site, lorsque le procédé sera mis en œuvre.

### 3.3 Détermination des déplacements lors du relâchement des contraintes

La première étape de l'analyse consiste à déterminer l'état de déformation en surface de la carotte lors de la relaxation locale des contraintes (Figure 3.1,b).

Avant de réaliser la mise sous pression du plot, nous nous sommes assurés que celui-ci n'allait pas subir de flambement et que l'excentrement de la charge n'engendre pas de moment de flexion trop important. Ces études sont en Annexe G.

#### 3.3.1 Composantes du champ de déplacement

L'étude lors du relâchement local des contraintes par carottage est tout d'abord réalisée pour un seul essai, A<sub>1</sub>.

La zone d'étude sélectionnée est un carré de 1 000 pixels de côté afin d'obtenir la zone la plus grande.

L'étude des images est faite dans le sens de l'enregistrement des images, poteau chargé puis carotté, ceci afin de visualiser le relâchement des contraintes.

Le champ de déplacement obtenu, par le programme GlobalDIC à interpolation globale, est le suivant :

$$u_x(x,y) = -0,59 - 5,13.10^{-5}.x - 1,6.10^{-6}.y - 3,80.10^{-9}.x.y \quad (3.2)$$

$$u_y(x,y) = 1,34 + 2,32.10^{-5}.x + 3,96.10^{-5}.y - 1,43.10^{-8}.x.y \quad (3.3)$$

On retrouve les composantes du mouvement de corps solide au valeur de -0,59 pixel en x et de 1,34 pixel en y, ce qui donne une norme de déplacement de corps solide de 1,46 pixel soit 0,018 mm pour l'essai A<sub>1</sub> (Figure 3.3). Ce phénomène est apparu sur les autres essais mais avec des amplitudes et suivant des directions différentes.

Ce mouvement permanent de la carotte s'apparente à une déformation de type flexion. Elle pourrait avoir plusieurs origines :

- La déformation permanente de la carotte apportée par l'outil lors du carottage. Lors du carottage, si l'effort normal appliquée sur l'outil est important, il déforme légèrement le dispositif de carottage, l'outil n'est alors plus perpendiculaire à la surface du mur. Nous avons réalisé des tests avec des efforts normaux sur l'outil beaucoup plus faibles. Ce même phénomène de mouvement de la carotte a été observé. Les déplacements de corps solide observés lors des nombreux cas tests ne semblent pas suivre une orientation particulière. L'hypothèse d'une sollicitation plastique apportée par l'outil a donc été abandonnée.
- La seconde hypothèse est que l'état de contrainte au cœur de la matière (au niveau de la jonction carotte/mur) présente un gradient de contrainte conduisant à un déplacement de cette carotte. Notons que ces amplitudes de déplacements observés, fortement amplifiées sur la Figure 3.3 sont faibles (de l'ordre de 0,025 mm).

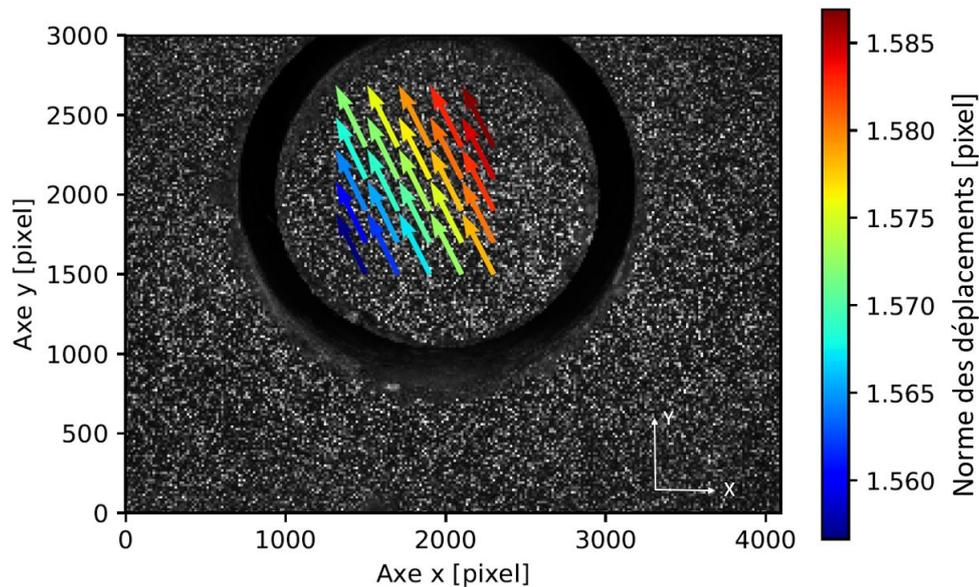


FIGURE 3.3 – Champ de déplacement global pour l'essai A<sub>1</sub>

Lorsque ce mouvement de corps solide est soustrait, on observe le champ de déplacement de la Figure 3.4. Ce champ de déplacement présente une compression très prononcée sur l'axe x. Or, pour ce cas de compression pure, nous devrions observer une légère compression sur l'axe x et

une extension sur l'axe y avec un rapport  $\varepsilon_{xx}/\varepsilon_{yy} = -\nu$ , soit l'effet théorique d'un relâchement locale des contraintes pour un plot sollicité en compression avec un coefficient de Poisson de  $\nu = 0,2$ . Cette différence de comportement est causée par un mouvement hors-plan (effet parasite) évoqué dans l'Annexe C.

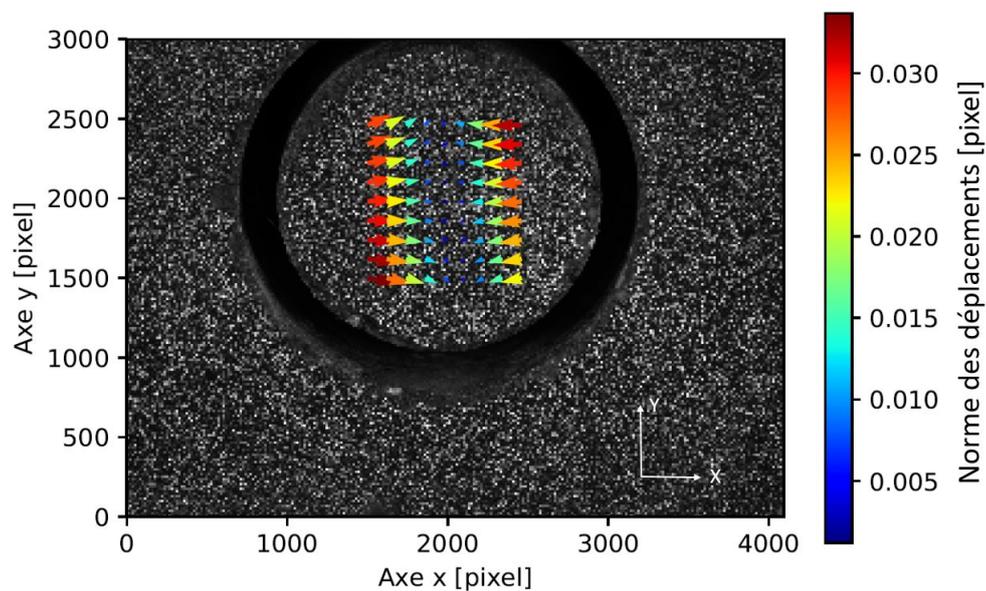


FIGURE 3.4 – *Champ de déplacement une fois les mouvements de corps solide retranchés pour l'essai A<sub>1</sub>*

### 3.3.2 Déformations : brutes et corrigées

Les valeurs théoriques de déformation dans cette étude (avec  $\sigma_{yy} = 2,4 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 34\,796 \text{ MPa}$  et  $\nu = 0,2$ ) sont :

$$- \varepsilon_{yy}^{theorie} = \frac{\sigma_{yy}}{E_{cm}} = 6,90 \cdot 10^{-5}$$

$$- \varepsilon_{xx}^{theorie} = \varepsilon_{zz}^{theorie} = -\varepsilon_{yy}^{theorie} \times \nu = -1,38 \cdot 10^{-5}$$

Lors de la mise sous compression du plot, celui-ci va subir un déplacement hors-plan causé par l'effet Poisson. Comme vue dans l'Annexe C, une déformation hors-plan introduit un biais dans l'analyse brute des déformations calculées par analyse d'images.

La Figure 3.5 illustre le problème. En théorie nous souhaitons obtenir des déformations comme présentées en Figure 3.5, a). Or l'état de déformation obtenu expérimentalement correspond plutôt à la Figure 3.5, b). En effet une déformation parasite radiale (3.5, c) doit être soustraite aux déformations expérimentales afin de retrouver les déformations théoriques. Ce qui donne :

$$\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{xx}^{CIN} - \varepsilon^{parasite} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{yy} = \varepsilon_{yy}^{CIN} - \varepsilon^{parasite} \quad (3.5)$$

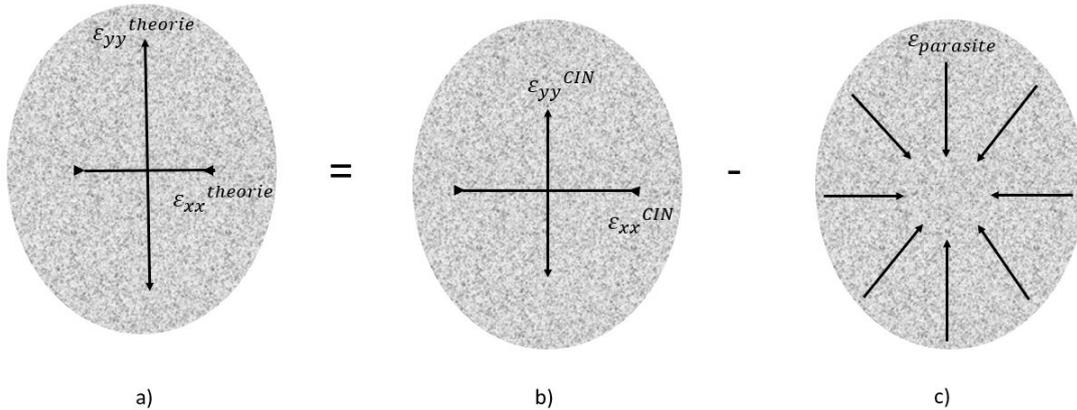


FIGURE 3.5 – Explication du phénomène de déformation parasite isotrope avec en a) les déformations théoriques, en b) les déformations expérimentales obtenues par CIN et en c) la déformation radiale parasite.

Il est donc nécessaire de définir cette déformation parasite et de s'en affranchir en la soustrayant aux déformations calculées expérimentalement à partir des fonctions de déplacements obtenues par l'outil de corrélation à interpolation globale, GlobalDIC.

La détermination de cette déformation parasite hors-plan est conditionnée par les hypothèses suivantes, avec  $\nu = 0,2$  (EC2) pour un  $E_{cm} = 34\,796$  MPa soit un béton de classe C 40/50 :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{xx}}{\varepsilon_{yy}} \quad (3.6)$$

La déformation parasite est calculée telle que :

$$\varepsilon^{parasite} = -\frac{\varepsilon_{xx}^{CIN} + \varepsilon_{yy}^{CIN} \cdot \nu}{1 + \nu} \quad (3.7)$$

La déformation parasite isotrope dans le plan regroupe toutes les déformations radiales qui peuvent être dues, non seulement à la déformation hors-plan causée par l'effet Poisson, mais aussi aux mouvements de caméra par rapport au mur et aux dilatations thermiques.

Lorsque l'on soustrait au champ de déplacement la déformation parasite, un nouveau champ de déplacement est observable comme on peut le voir sur la Figure 3.6.

Sur ce champ de déplacement, une elongation selon l'axe y est visible contrairement à la Figure 3.4. Ce champ de déplacement obtenu lors du relâchement des contraintes est cohérent avec un plot en compression.

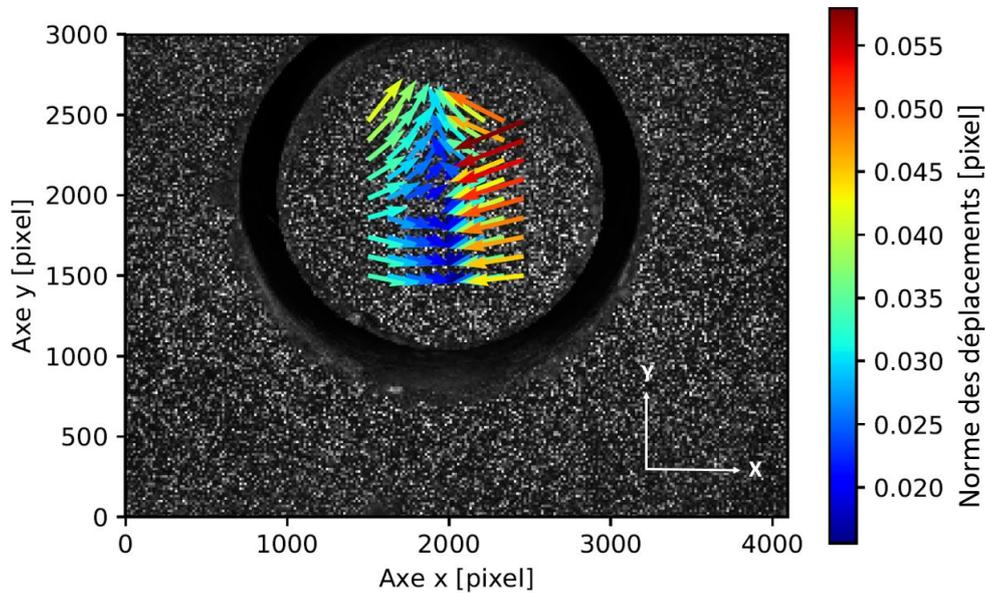


FIGURE 3.6 – Champ de déplacement une fois la déformation parasite soustraite

A partir du champ de déplacement, les déformations de Green-Lagrange sont calculées, telles que :

— Déformations calculées brutes :

—  $\varepsilon_{xx}^{CIN} = -5,89 \cdot 10^{-5}$

—  $\varepsilon_{yy}^{CIN} = 1,10 \cdot 10^{-5}$

—  $\varepsilon_{xy}^{CIN} = -2,16 \cdot 10^{-5}$

— Déformation parasite :

—  $\varepsilon^{parasite} = -4,72 \cdot 10^{-5}$

— Déformations corrigées :

—  $\epsilon_{xx}^{corrigee} = -1,17.10^{-5}$

—  $\epsilon_{yy}^{corrigee} = 5,83.10^{-5}$

—  $\epsilon_{xy}^{corrigee} = -2,16.10^{-5}$

### 3.3.3 Vérification du résidu

La carte des résidus permet de valider les fonctions  $u_x(x,y)$  et  $u_y(x,y)$  relatives au champ de déplacement. La Figure 3.7 propose une représentation de la zone d'étude avec pour chaque pixel l'erreur en niveau de gris entre l'image de référence et l'image déformée. Malgré une valeur maximale de 60% pour un seul pixel, le reste de l'erreur est inférieure à 10% d'après l'échelle de couleur. D'ailleurs les erreurs sont homogènes et ne reflètent pas de défauts de type des fissures. L'histogramme (Figure 3.8) répertoriant l'erreur indique une erreur moyenne sur la valeur en niveau de gris de 2,67% avec un écart type à  $1 \sigma$  de 1,74%, en dessous de la valeur limite fixée de 5%. Les données obtenues par l'histogramme permettent donc de valider le champ de déplacement.

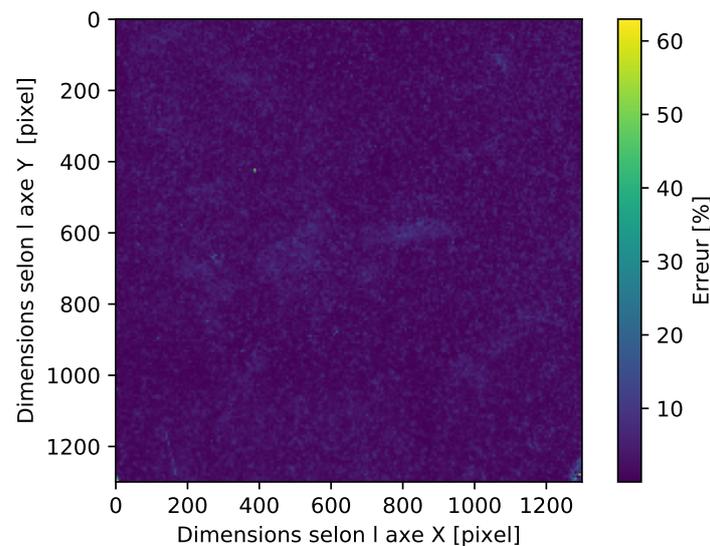


FIGURE 3.7 – Carte du résidus de niveaux de gris calculé sur la zone de la carotte entre l'image de référence et l'image déformée après application des champs de déplacements estimés par CIN

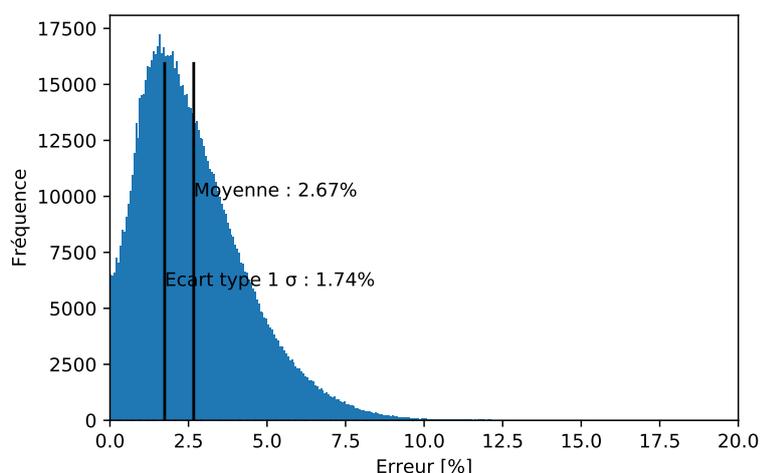


FIGURE 3.8 – Histogramme relatif à l'erreur sur le résidu des niveaux de gris

### 3.3.4 Approche alternative : étude des déplacements autour du perçage

Afin de contrôler notre étude, nous allons utiliser une approche alternative qui consiste à étudier les déplacements aux bords du trou, comme la méthode de "perçage". Ces méthodes sont utilisées dans les études de M.MacGinnies [McGinnis and Pessiki, 2016] et J.Lee [Lee et al., 2019]. Nous pourrions donc comparer les deux approches d'analyse des déformations : sur la surface à l'intérieur du carottage et sur la surface, à l'extérieur de celui-ci. L'étude est d'abord faite pour un seul essai,  $A_1$ .

En effet, comme le montre la Figure 3.9 propre à l'essai  $A_1$ , un champ de déplacement est observable autour du trou lors du relâchement locale des contraintes. Ce champ de déplacement indique une expansion selon l'axe x et un rapprochement sur l'axe y, traduisant une compression du plot. L'objectif maintenant est de quantifier ces déplacements afin de vérifier si les déplacements expérimentaux aux bords du trou correspondent aux déplacements théoriques pour un plot soumis à une compression de 2,4 MPa.

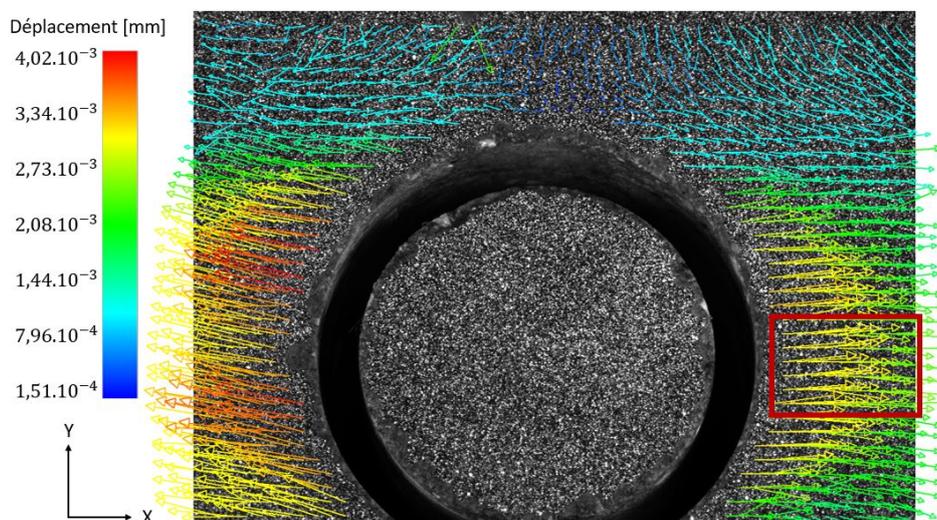


FIGURE 3.9 – Champs de déplacement aux bords du trou lors du relâchement local des contraintes, obtenus par 7D

La Figure 3.10 illustre notre cas d'étude, soit un plot avec un trou non traversant soumis à une compression simple.

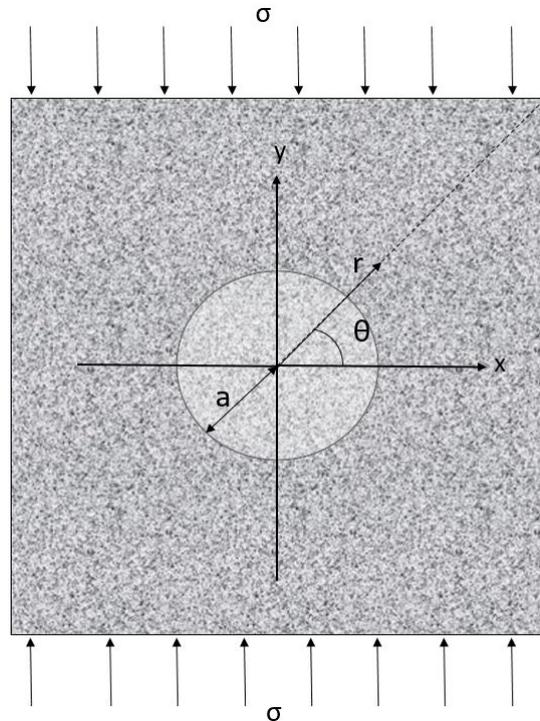


FIGURE 3.10 – Schématisation de l'application d'une contrainte uni-directionnelle

D'après Schajer [Schajer, 1988] l'équation 3.8 peut être utilisée pour définir notre étude, en faisant les hypothèses de matériau élastique et isotrope, de milieu infini dont l'épaisseur de la plaque est de huit fois le diamètre du trou, et d'état de contrainte plane.

$$u_r = (\tilde{A} + \tilde{B} \cdot \cos(2 \cdot \theta)) \sigma \quad (3.8)$$

Les coefficients  $\tilde{A}$  et  $\tilde{B}$  sont définis par Makino [Makino and Nelson, 1994]. On obtient les relations suivantes :

$$\tilde{a} = \frac{2 \cdot E}{p(1 + \nu)} \tilde{A} \quad (3.9)$$

$$\tilde{b} = \frac{2 \cdot E}{p} \tilde{B} \quad (3.10)$$

Avec :

- E : 34 796 MPa
- $\nu = 0,2$
- p : profondeur du trou = 70 mm
- $\tilde{a}$  et  $\tilde{b}$  : coefficient défini par Makino en fonction du ratio  $r/a$  et pour un ratio profondeur de découpe/diamètre du trou d'au-moins 1,2.

Nous allons déterminer l'évolution des déplacements aux bords du trou, sur l'axe x dans la zone

d'étude encadrée en rouge de la Figure 3.9. Pour une contrainte de 2,4 MPa, soit la contrainte appliquée à notre plot, et un angle  $\theta = 0^\circ$ , la courbe 3.11 ci-dessous est tracée. Elle représente les déplacements radiaux théoriques aux bords du trou en fonction de leur éloignement avec le bord, ici représenté par le ratio  $r/a$ , avec  $a$  le rayon externe du carottage et  $r$  le rayon du point mesuré. Les déplacements expérimentaux sont également représentés sur la Figure 3.11, via une moyenne des déplacements réalisée pour chaque valeur de  $x$ .

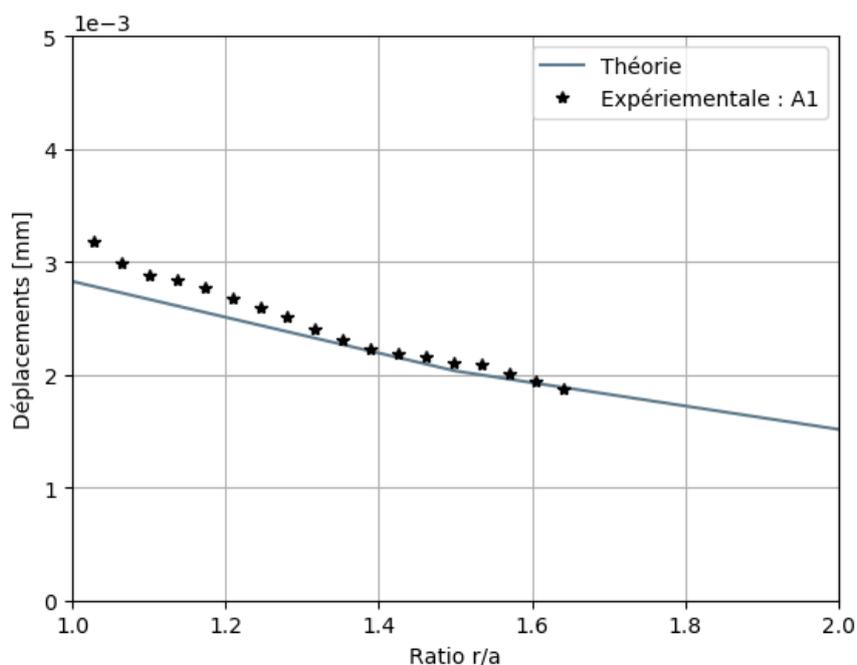


FIGURE 3.11 – Courbe théorique des déplacements aux bord d'un trou non traversant pour un plot soumis à une compression de 2,4 MPa, superposée avec les déplacements obtenus expérimentalement

On remarque que les déplacements théoriques et expérimentaux coïncident relativement bien. De ce fait, la méthode d'analyse proposée et les hypothèses sur l'équation 3.8 paraissent correctes. Les déplacements observés pour cet essai de libération locale de contraintes correspondent bien à un poteau en compression sous une sollicitation de 2,4 MPa.

### 3.4 Identification du module de Young

Cette seconde section concerne l'identification du module de Young et correspond à la Figure 3.1, c). Après avoir enlevé la carotte, la zone libre est mise sous pression. Comme il a été montré dans l'Annexe G, une pression relativement faible doit être appliquée pour éviter les fissurations du béton par traction. Une pression de 2 MPa est donc choisie. Par la suite, les images enregistrées à 0 MPa et à 2 MPa sont comparées.

La Figure 3.12 présente le champ de déplacement en fonction de l'angle ( $\theta$ ) autour de l'outil de mise sous pression pour l'essai  $A_1$ .

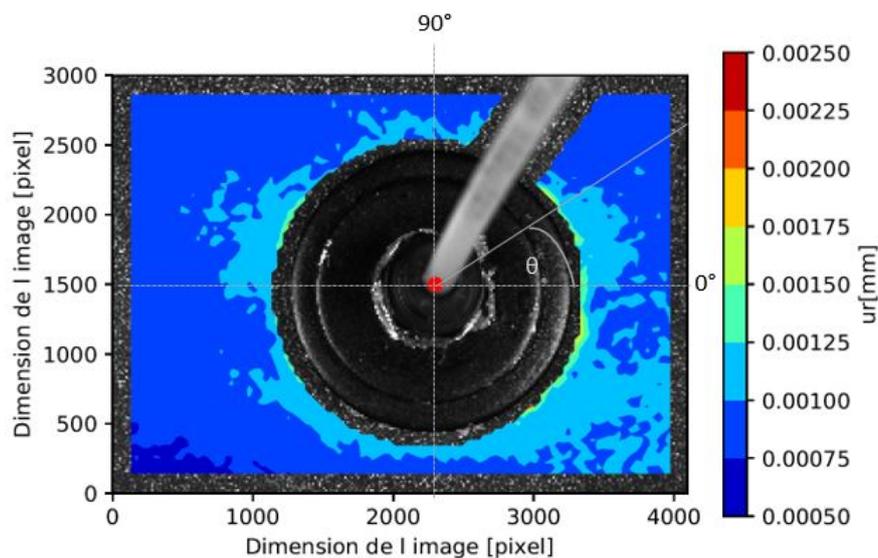


FIGURE 3.12 – Champ de déplacement radial (noté  $ur$ ) lors de la mise sous pression du trou à 2 MPa pour l'essai  $A_1$

Une légère anisotropie est observable. Cette anisotropie locale peut être provoquée soit par la nature hétérogène du béton, soit par le défaut de sortie de l'outil. Son effet est réduit lors du traitement des données en moyennant les valeurs pour tous les rayons donnés. Un seul module de Young est donc à déterminer pour l'étude du béton suivant le protocole défini pour un matériau homogène et isotrope comme ce fut le cas pour le PETP.

En utilisant la méthode détaillée dans le Chapitre 2, section 2.3.2.3, il est possible pour chaque essai de déterminer une valeur moyenne et une incertitude de mesure du module de Young à partir des écarts-types par rapport à la valeur moyenne de  $E$  (Figure 3.13).

Pour l'essai  $A_1$ , le béton utilisé présente un  $E$  de 33 000 MPa +/- 2 000 MPa.

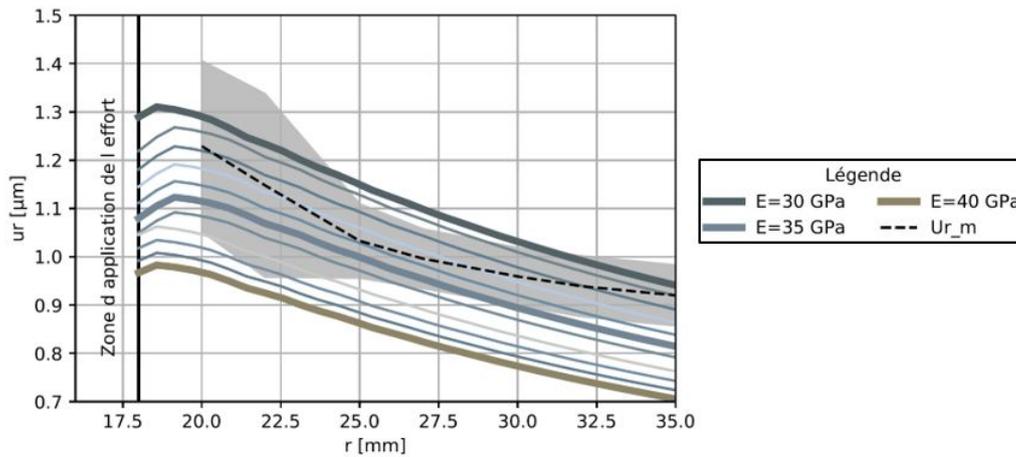


FIGURE 3.13 – Graphique représentant les courbes théoriques et les points expérimentaux pour l'essai  $A_1$  de mise sous pression à 2 MPa.

### 3.5 Détermination de l'état de contrainte

#### 3.5.1 En surface de la carotte

A partir des déformations corrigées (voir section 3.3.2), du module de Young mesuré ci-dessus et du coefficient de Poisson de 0,2 (valeur théorique de EC2), l'état de contrainte est calculé. Comme vu au Chapitre 1 (section 1.2.2.1), le comportement du béton est assimilé à un matériau homogène et isotrope. La loi de comportement relative à ces propriétés est la loi de Hooke (Eq. 3.11) et elle est composée des deux coefficients de Lamé, telle que :

$$\sigma_{ij} = 2\mu \varepsilon_{ij} + \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.11)$$

A partir des contraintes directionnelles, il est possible de définir les contraintes principales et la direction principale à partir des équations ci-dessous :

$$\sigma_1 = \left( \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right) + \sqrt{\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.12)$$

$$\sigma_2 = \left( \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right) - \sqrt{\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.13)$$

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot \arctan\left(\frac{2 \times \tau_{xy}}{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}\right) \quad (3.14)$$

Ci-dessous les résultats obtenus pour l'essai de référence  $A_1$  :

- $\sigma_1 = -2,3$  MPa ,
- $\sigma_2 = -0,2$  MPa ,
- $\theta = 18,3$  °.

Il s'agit d'une compression de 2,3 MPa en axe 1 et de 0,2 MPa selon l'axe 2 avec une orientation de 18,3 ° par rapport aux axes x et y. Ces valeurs sont tout à fait cohérentes avec les valeurs

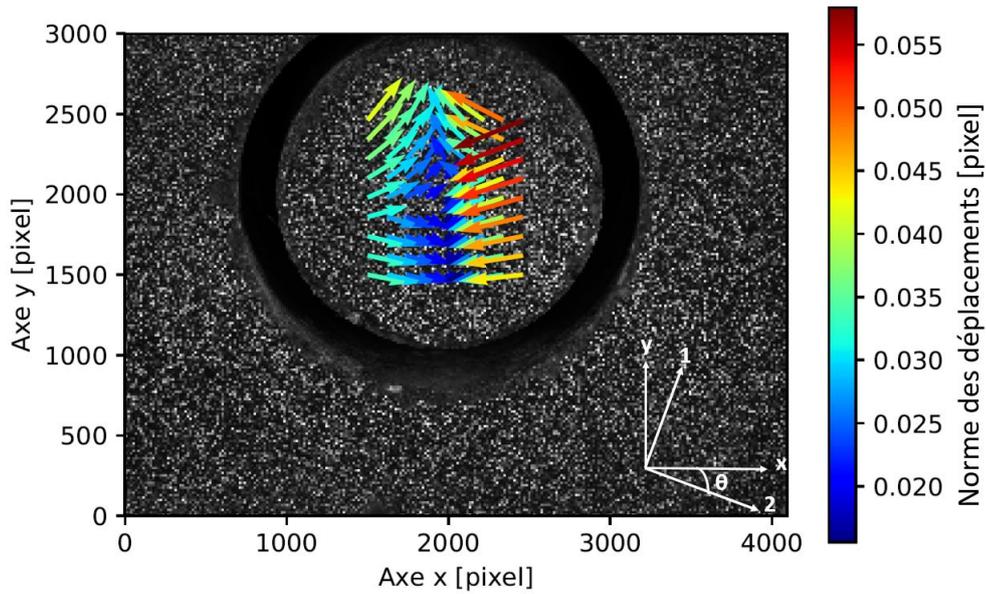


FIGURE 3.14 – Champ de déplacement de l'essai  $A_1$  avec le repère  $(x,y)$  et le repère principal

théoriques, soit une compression selon l'axe  $y$  de 2,4 MPa. Les ordres de grandeur sont respectés, le test est concluant et l'objectif principal d'une incertitude de 1 MPa semble validé. Cependant à travers cet essai, on se rend compte ici que la direction principale de chargement n'est pas parfaitement dans l'axe du poteau ( $y$ ), ce qui traduit de la difficulté d'imposer une compression simple dans le plot.

### 3.5.2 Étude de sensibilité des paramètres $E$ et $\nu$

Dans cette partie, nous allons nous intéresser à l'effet de la variation des paramètres d'entrée (coefficient de Poisson, module de Young) sur la contrainte  $\sigma_{yy}$ .

En effet, comme nous avons pu le voir précédemment, la valeur du module de Young est déterminée avec une incertitude d'environ 3 000 MPa. Il est nécessaire de contrôler l'influence de cette variation sur les résultats de contrainte. De plus, comme vu dans le Chapitre 1 section 1.2.2.2, le coefficient de Poisson n'est pas connu avec certitude. Il est faible (0,2) pour un béton de bonne qualité, et proche de 0,3 pour un béton standard.

Pour cela, la loi de Hooke est utilisée, où les composantes du tenseur de contrainte plane sont :

$$\sigma_{xx} = \frac{(\varepsilon_{xx} + \nu \cdot \varepsilon_{yy}) \times E}{1 - \nu^2} \quad (3.15)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{(\varepsilon_{yy} + \nu \cdot \varepsilon_{xx}) \times E}{1 - \nu^2} \quad (3.16)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \times (2\varepsilon_{xy}) \quad (3.17)$$

Dans le cas d'un essai de compression pour  $\sigma_{yy} = 2,4$  MPa, sur un béton dont les propriétés sont :  $E = 34\,796$  MPa et  $\nu = 0,2$ , nous obtenons les valeurs théoriques suivantes  $\sigma_{xx} = 0$  MPa,  $\sigma_{yy} = -2,4$  MPa,  $\tau_{xy} = 0$  MPa,  $\varepsilon_{xx} = -1,36 \cdot 10^{-5}$  et  $\varepsilon_{yy} = 6,81 \cdot 10^{-5}$ .

Une variation de  $E$  entre 30 000 MPa et 40 000 MPa (soit 35 000 MPa +/- 5 000 MPa) entraîne une évolution linéaire de  $\sigma_{yy}$  de +/- 0,4 MPa (Figure 3.15). Une variation de  $\nu$  entre 0,20 et 0,30 entraîne une évolution linéaire de  $\sigma_{yy}$  de +/- 0,03 MPa (Figure 3.16). On observe que dans la gamme

d'incertitude que nous avons sur les paramètres élastiques, la sensibilité est plus forte sur  $E$  que sur  $\nu$ , on voit ainsi que l'identification précise du  $E$  présente l'enjeu majeur de cette méthode.

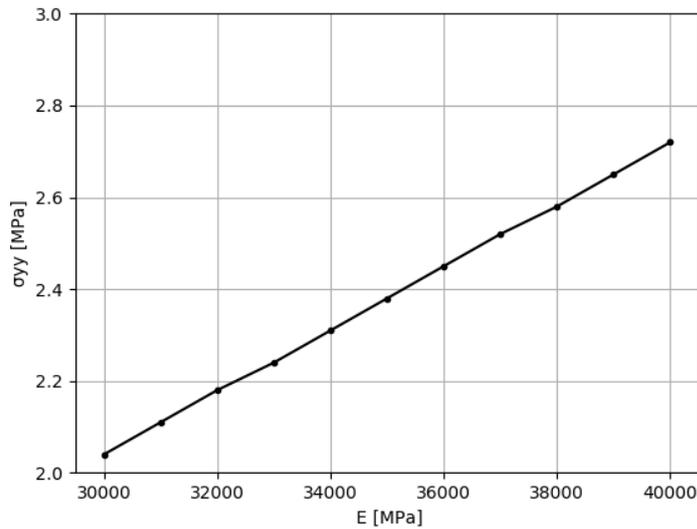


FIGURE 3.15 – Évolution de la contrainte  $\sigma_y$  en fonction de la variation du paramètre  $E$

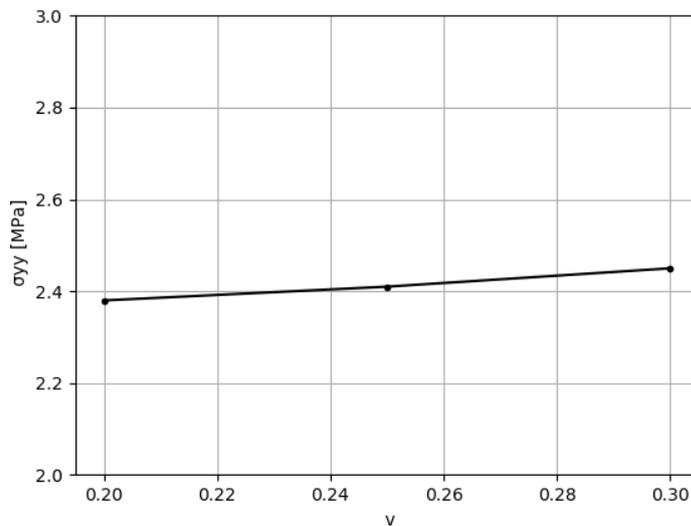


FIGURE 3.16 – Évolution de la contrainte  $\sigma_y$  en fonction de la variation du paramètre  $\nu$

La valeur du coefficient de Poisson pour toutes les études prochaines sera maintenu à 0,2, et la valeur du module de Young même avec une incertitude de +/- 3 000 MPa, pour des contraintes de l'ordre de quelques MPa, n'engendre pas d'incertitude sur les contraintes en dessus de l'incertitude de 1 MPa souhaitée.

### 3.6 Bilan de l'étude sur les trois plots

#### - Module de Young

L'étude concernant le module de Young a été élargie aux cinq essais. La Figure 3.17 présente les courbes expérimentales pour les essais  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $B_3$ ,  $B_4$  et  $C_5$  de mise sous pression à 2 MPa.

La Figure 3.17 présente d'une part, la courbe moyenne des déplacements radiaux, notés  $u_r$  pour les essais, et d'autre part les courbes de déplacement obtenues numériquement pour un béton compris dont  $E$  est entre 30 000 MPa et 40 000 MPa (réf modélisation section 2.3.2.3). Les courbes  $u_r$  sont données en fonction de la coordonnée radiale notée  $r$ .

On remarque que les essais expérimentaux correspondent à des valeurs de bétons dont la rigidité est comprise entre 30 000 MPa et 40 000 MPa.

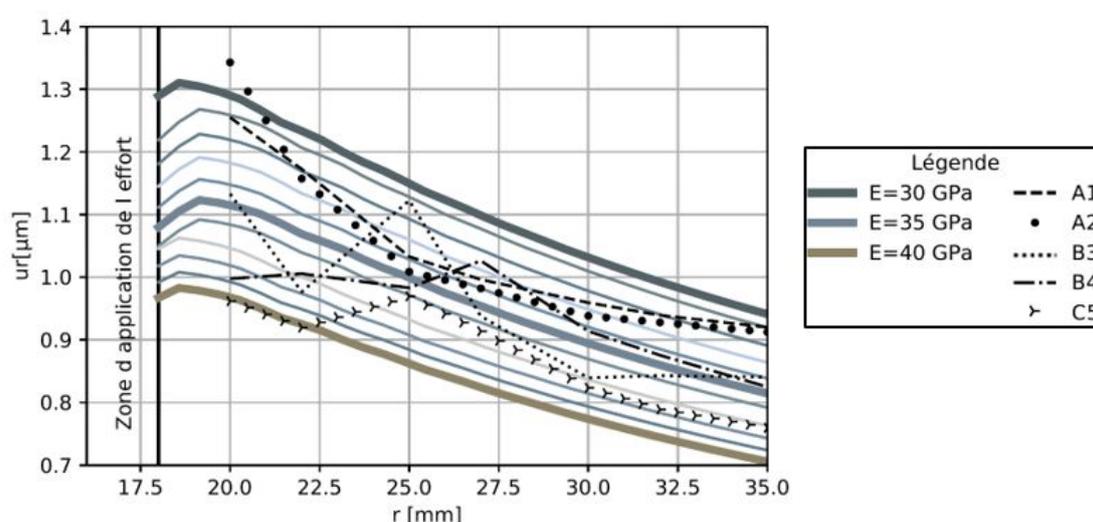


FIGURE 3.17 – Graphique représentant les courbes théoriques et les points expérimentaux pour les essais  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $B_3$ ,  $B_4$  et  $C_5$  de mise sous pression à 2 MPa.

Le Tableau 3.3 répertorie les valeurs de modules de Young déterminées expérimentales.

Numéro essai	E moyen + incertitude (MPa)	$E_{cm}$ théorique (MPa)
$A_1$	33 000 +/- 2 000	34 796
$A_2$	34 000 +/- 4 000	
$B_3$	35 000 +/- 5 000	
$B_4$	34 000 +/- 5 000	
$C_5$	37 000 +/- 5 000	
Moyenne	34 600 +/- 4 200	

TABLEAU 3.3 – Tableau récapitulant les valeurs de modules de Young pour chaque essai

La valeur moyenne de 34 600 MPa est proche de la valeur théorique de 34 796 MPa, soit une erreur sur la moyenne inférieure à 1%. La valeur de l'essai  $C_5$  peut provenir d'une anisotropie locale au niveau de cette zone d'étude.

- Avec un module de Young dix fois supérieur à celui du PETP (voir section 2.3.2.4), il est possible d’observer des déplacements radiaux (environ  $1 \mu\text{m}$ ) pour une mise sous pression de 2 MPa du béton,
- Malgré le caractère composite du béton, on peut obtenir un module de Young moyen de l’ordre de grandeur de la valeur théorique de l’EC2.

### - Déplacements autour du perçage

La méthode consistant à analyser les déformations de la surface de la carotte lors du relâchement locale de contrainte est dépendante des conditions de mise en œuvre. De ce fait, le bruit de mesure non maîtrisé a engendré des erreurs dans la détermination des mesures de déplacements en surface de la carotte pour les essais suivants.

En revanche, l’approche d’analyse des déplacements hors de la zone carottée peut être appliquée aux cinq essais, en complément à l’analyse des contraintes en surface de la carotte. La Figure 3.18 présente les déplacements expérimentaux des 5 essais en fonction des courbes de déplacements théoriques aux bords du trou à un angle de  $0^\circ$ . Les courbes théoriques ont été tracées pour des plots soumis à des compressions entre 2 MPa et 3 MPa par pas de 0,2 MPa.

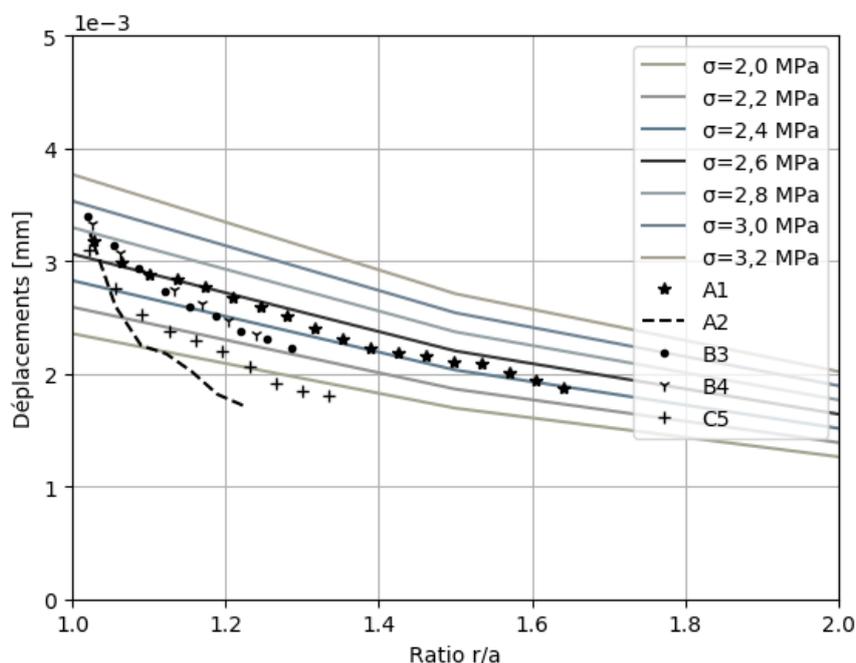


FIGURE 3.18 – Courbes théoriques des déplacements aux bords du trou pour un relâchement de contraintes de 2,4 MPa et les 5 essais expérimentaux

Suite à cette étude, plusieurs remarques peuvent être faites :

- 3 essais ont des déplacements avec un comportement proche (les essais  $A_1$ ,  $B_3$  et  $B_4$ ) et relatif à une sollicitation à 2,4 MPa ,
- les irrégularité de déplacements pour les essais  $A_2$  et  $C_5$  peuvent provenir d’écailage sur les bords du trou engendrant des fissures (voir Figure 3.19).

On remarque qu'en analysant le bord du trou, les résultats sont cohérents avec un plot soumis à une compression de 2,4 MPa (voir Figure 3.18 pour  $r/a$  proche de 1).

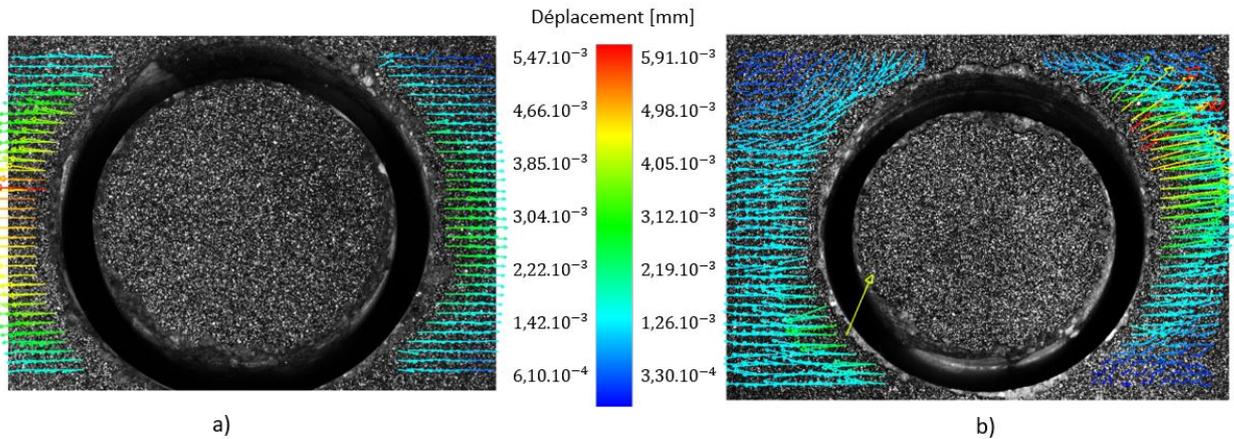


FIGURE 3.19 – Champs de déplacement aux bords du trou, en a) l'essai  $A_2$  et en b) l'essai  $C_5$

Pour conclure, à travers ces essais, nous avons pu constater qu'il est possible de déterminer des déplacements du relâchement de contrainte à partir de CIN, que ce soit à partir du concept initial, en surface de la carotte, ou à partir d'une approche alternative, à l'extérieur du trou.

L'analyse du module de Young par mise sous pression est validée. Des améliorations du dispositif pourront être apportées en réalisant une membrane plus adaptée (une seule membrane plutôt que deux actuellement).

Les résultats sur l'étude du relâchement des contraintes apparaissent plus probants lorsque l'on observe la zone externe à la partie carottée que lorsque l'on analyse la surface de la carotte. D'autres tests sont en cours pour mieux prendre en compte des déplacements hors plan de cette surface.

En conclusion, la méthodologie semble concluante et donne des résultats cohérents.

Toutefois, le test de compression utilisé pour valider cette méthodologie s'est avéré être plus délicat à mettre en œuvre qu'initialement prévu, les conditions aux limites ont un impact sur les résultats. Par ailleurs, le pilotage en force du vérin génère de petites vibrations qui, étant donné les très faibles déformations mesurées, peuvent avoir un effet difficile à quantifier en termes de bruit de mesure.

### 3.7 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de tester la méthode proposée dans une configuration contrôlée (béton connu et contrainte connue).

Après avoir caractérisé le matériau béton, nous avons pu tester notre méthode d'analyse de contrainte à l'échelle d'un élément de béton en laboratoire.

Malgré un module de Young élevé (dix fois supérieur au PETP) et des déformations de l'ordre de  $10^{-5}$ , on remarque qu'il est possible de déterminer le module de Young sur du béton à partir de notre méthode avec une incertitude d'environ 3 000 MPa. Le coefficient de Poisson a un effet assez faible sur les résultats. L'apparition de fissure peut par contre altérer totalement les résultats. La méthode de détermination de  $E$  in situ, par gonflement d'une cellule à l'intérieur du trou de carottage, peut être doublée d'essais en laboratoire via des tests mécaniques sur les éprouvettes prélevées après le carottage. Ces éprouvettes sont testées en compression dans leur domaine élastique et ce test de compression permet de valider si besoin le module, malgré la petite taille des éprouvettes. Ces méthodes peuvent être complémentaires et permettre d'identifier en deux étapes, sur site et en laboratoire, le module de Young du béton de la zone étudiée.

Suite à l'identification du module de Young, deux méthodes sont présentées afin de déterminer l'état de contrainte. La première se base sur une identification des déplacements à partir de CIN en surface de la carotte usinée lors du relâchement locale des contraintes. Le programme à interpolation globale GlobalDIC permet de retrouver les champs de déplacement puis d'extraire les déformations et l'état de contrainte. La seconde méthode repose sur l'exploitation des déplacements aux bords du trou, obtenus également par CIN mais exploités par 7D. Les déplacements extraits aux bords du trou sont comparés aux courbes théoriques de déplacement qui sont fonction de l'état de contrainte et des propriétés matériaux. Ces deux approches fonctionnent mais la mesure de déplacement sur la surface de la carotte apparaît moins performante en raison d'un déplacement de corps solide plan et hors plan mal maîtrisé. Cependant lorsque l'étude de la surface de la carotte fonctionne, elle est plus complète et précise.

Par la suite, nous effectuons des essais sur site dans le cas d'un bâtiment neuf, dont l'état de contrainte est connu a priori ainsi que les matériaux utilisés. Enfin nous passerons à des essais sur site ancien (sans connaissance des charges et des matériaux).



# 4

## Analyse des contraintes in situ

---

*La méthode ayant été testée en laboratoire, nous allons maintenant l'appliquer sur des ouvrages réels. Dans les cas étudiés ci-dessous, nous présentons les résultats de module de Young et l'état de contraintes. La première analyse est réalisée sur un ouvrage neuf, site EDF. Les résultats obtenus expérimentalement seront comparés aux valeurs des notes de calcul à notre disposition. La seconde analyse concerne la bibliothèque universitaire de l'USMB sur le site de Jacob-Bellecombette. Cette seconde étude va permettre de tester l'applicabilité de la méthode, à des ouvrages existants à réhabiliter.*

---

### Sommaire

---

<b>4.1</b>	<b>Essai in situ : Bâtiment neuf EDF</b>	<b>113</b>
4.1.1	Contexte de l'étude	113
4.1.2	Identification du module de Young	113
4.1.3	Identification de l'état de contrainte	117
4.1.4	Conclusion de l'essai sur le site de La Coche	119
<b>4.2</b>	<b>Essai in situ : Bâtiment ancien, Bibliothèque Universitaire de l'USMB</b>	<b>120</b>
4.2.1	Contexte de l'étude	120
4.2.2	Identification du module de Young	124
4.2.3	Identification de l'état de contraintes	130
4.2.4	Conclusion des essais en Bibliothèque Universitaire de l'USMB	134
<b>4.3</b>	<b>Conclusion des analyses in situ</b>	<b>135</b>

---

## 4.1 Essai in situ : Bâtiment neuf EDF

### 4.1.1 Contexte de l'étude

Afin de vérifier l'applicabilité de notre procédé sur site, l'entreprise Léon Grosse nous a fourni l'accès à un de ces chantiers en fin de construction avec l'accord du client : l'usine hydro-électrique de La Coche Pelton à Aigueblanche (73).

L'usine de type STEP (Station de Transfert d'Énergie par Pompage) a pour rôle de remonter l'eau se trouvant au barrage d'Aigueblanche vers la retenue d'eau de La Coche. La retenue d'eau permet d'avoir un stock d'énergie disponible à tout moment. La nouvelle usine construite est composée d'une structure acier / béton armé incluant une roue Pelton de 240MW. Ces nouveaux aménagements vont permettre de produire l'équivalent de la consommation annuelle de 270 000 habitants.



FIGURE 4.1 – Visualisation du site de La Coche en a) et de la zone d'étude en b).

L'analyse des contraintes a été réalisée au rez-de-chaussé du bâtiment, localisée par le cercle noir de la Figure 4.1,a) et plus particulièrement sur un poteau. Le cercle noir sur la Figure 4.1,b) donne la localisation de la zone d'étude. Pour des raisons de temps et de disponibilités, nous n'avons fait qu'une seule étude. Nous ne pouvons donc pas, à travers cet exemple, analyser la répétabilité des mesures comme préconisé.

### 4.1.2 Identification du module de Young

#### 4.1.2.1 Analyse in situ du module de Young

La première étude à être présentée est l'identification du module de Young in situ. Pour cela, un essai de mise sous pression du trou a été réalisé pour une pression de 2 MPa et reprend la méthodologie précédemment expliquée (chapitre 2). Ce test a été effectué après le carottage de relaxation des contraintes.

La Figure 4.2 illustre le champ de déplacement obtenu par 7D. Ce champ de déplacement est radial et conforme à la théorie compte tenu de la sollicitation supposée de compression pure.

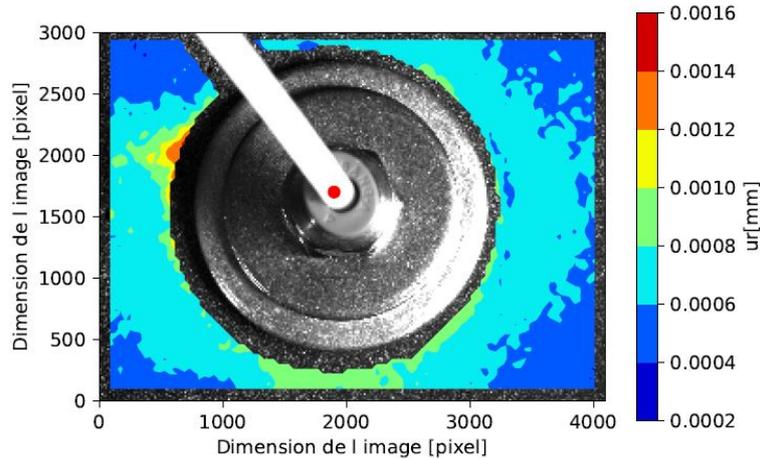


FIGURE 4.2 – Champ de déplacement lors de la mise sous pression à 2 MPa du mur

La Figure 4.3 présente la superposition des courbes expérimentales, relatives aux normes de déplacements radiaux, avec les courbes du comportement théorique de béton pour des modules de Young compris entre 30 000 MPa et 50 000 MPa.

Les résultats montrent que la moyenne de la courbe de déplacements expérimentaux correspond, à un béton de module de Young de 44 000 MPa avec des écarts-types de +/- 6 000 MPa. L'étendue de l'écart-type provient sans doute majoritairement bruit de mesure non maîtrisé, ou encore de l'hétérogénéité locale du béton.

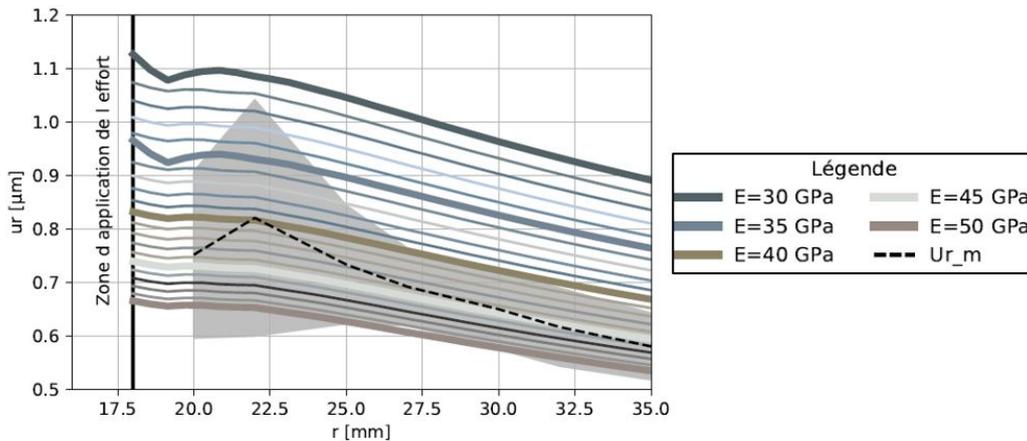


FIGURE 4.3 – Courbe relative aux déplacements radiaux moyens superposée aux courbes de comportement théoriques pour une sollicitation du mur sous une pression de 2 MPa

#### 4.1.2.2 Comparaison avec E déterminé en laboratoire

##### - Estimation de $E_{cm}$ à partir de $f_{c,m}$

L'entreprise Léon Grosse a fait réaliser par l'entreprise Sigma béton des tests de résistance à la compression sur des éprouvettes standards 15 x 30 cm suivant la norme NF EN 1390-3. La résistance moyenne à la compression à 90 jours est de 59,9 MPa avec un écart type de 0,86 MPa, pour une série de 3 éprouvettes. Cette valeur de  $f_{c,m} = 59,9$  MPa, donne un  $f_{c,k}$  de 51,9 MPa correspondant à un béton de classe C 50/60, soit plus ce qui avait été prévu par l'entreprise (classe C 40/50).

A partir des équations de l'Eurocode 2, il est possible d'estimer le module de Young sécant de la façon suivante :

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22000 \cdot \left(\frac{59,9}{10}\right)^{0,3} = 37640 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

Ces essais ont été réalisés à plus de 28 jours, ils peuvent donc servir de référence.

##### - Analyse expérimentale

En parallèle un test de compression est réalisé, au laboratoire, sur la carotte de dimension 30 mm de diamètre et 60 mm de profondeur obtenue lors du carottage sur site. L'éprouvette est sollicitée pour des contraintes entre 7 MPa et 14 MPa. Suivant le protocole établie dans le chapitre 3, section 3.2.3, les déplacements sont obtenus et les déformations calculées. Pour les contraintes considérées, soit  $7 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 14 \text{ MPa}$ , aucune fissure apparente n'est observée, et E déterminé expérimentalement est de 35 861 MPa (Figure 4.4).

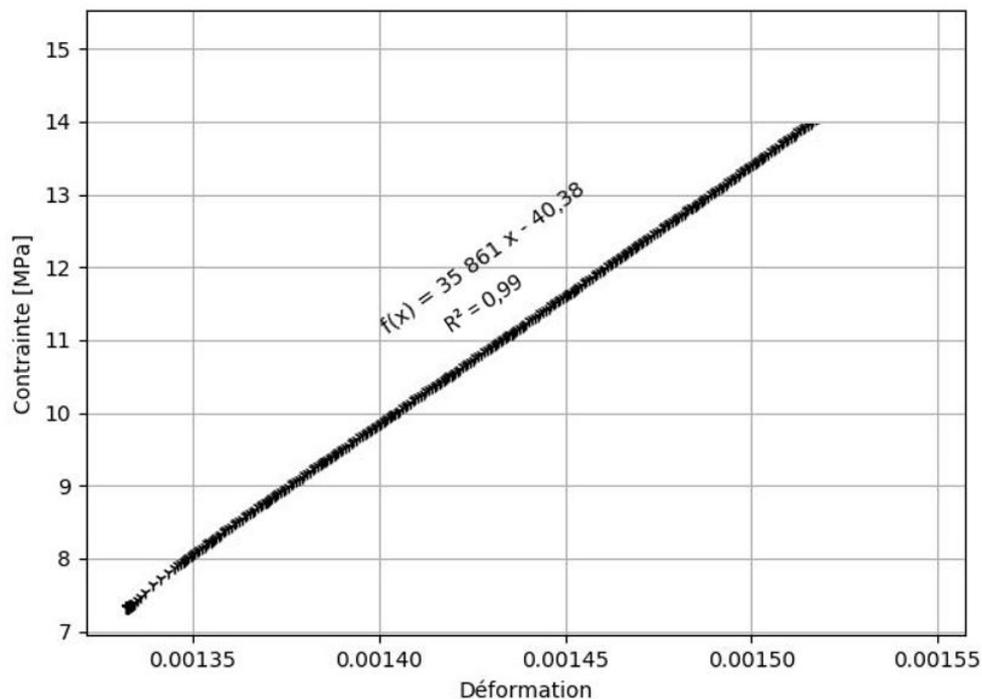


FIGURE 4.4 – Courbe représentant l'évolution des déformations en fonction des contraintes pour l'éprouvette de La Coche testée en compression

Ce résultat est cohérent vis-à-vis du module obtenu par l'EC 2 (37 640 MPa), mais ne correspond pas à la valeur obtenue par notre cellule de gonflement sur site (44 000 MPa). En conséquent, nous avons effectué une étude tomographique (Figure 4.5) de la carotte qui indique la présence de

fissures à différents niveaux ainsi que des porosités pouvant affecter les propriétés mécaniques.

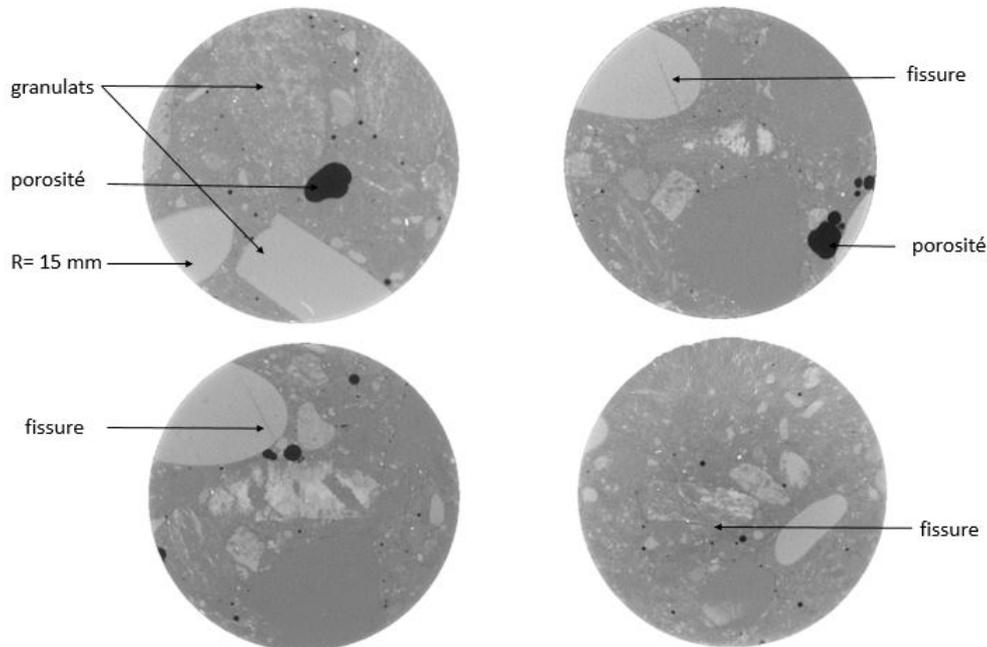


FIGURE 4.5 – Différentes vues en coupe tomographique de la carotte de béton

#### 4.1.2.3 Confrontation des résultats

En résumé, les différentes études ont conduit aux résultats suivants :

- $E_{site} = 44\,000$  MPa ,
- $E_{cm}$  sécant de l'EC2 = 37 640 MPa ,
- Essai sur carotte,  $E = 35\,861$  MPa.

Au vu des résultats, nous constatons des différences certainement dues aux hétérogénéités locales et limites de l'étude. Par la suite pour plus de fiabilité, il faudra répéter les analyses sur 4 ou 5 points. Dans ces phases préliminaires de validation de ce dispositif, nous préconiserons donc d'effectuer systématiquement des tests de validation en laboratoire à partir des carottes existantes.

### 4.1.3 Identification de l'état de contrainte

Deux approches sont exploitées, l'étude en surface de la carotte et l'étude des déplacements aux bords du trou. Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux valeurs de la note de calcul à notre disposition.

#### 4.1.3.1 Analyse expérimentale

Dans le cas de l'étude de la surface de la carotte lors de la libération locale de contrainte, la zone d'étude utilisée est un carré de dimension 1400 pixels de côté centrée sur l'image.

Les fonctions de déplacement obtenues pour cette zone d'étude sont de :

$$u_x(x,y) = 0,26 + 4,28 \cdot 10^{-5} \cdot x + 1,03 \cdot 10^{-4} \cdot y - 2,54 \cdot 10^{-8} \cdot x \cdot y \quad (4.2)$$

$$u_y(x,y) = 0,46 + 1,80 \cdot 10^{-6} \cdot x + 2,01 \cdot 10^{-4} \cdot y - 4,95 \cdot 10^{-8} \cdot x \cdot y \quad (4.3)$$

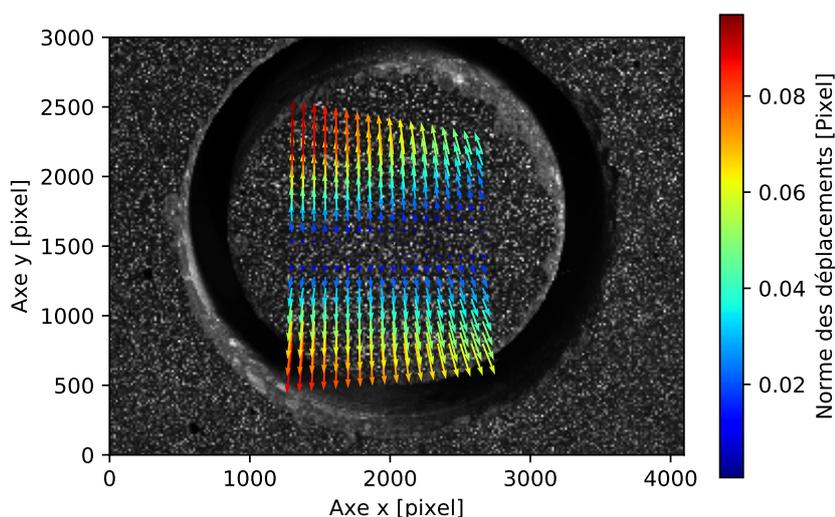


FIGURE 4.6 – *Champ de déplacement sans mouvement de corps solide, obtenu lors de la libération locale des contraintes en surface de la carotte*

Le champ de déplacement obtenu se visualise sur la Figure 4.6, avec une tendance à une expansion de la carotte lors du relâchement des contraintes, ce qui traduit que le poteau est en compression.

A partir de ces fonctions de déplacements, le mouvement de corps solide, le bruit de mesure, les valeurs de déformations parasite, de contraintes et de directions principales sont calculées avec le programme GlobalDic à partir des données matériau telles que :  $\nu = 0,20$  (valeur standard) et pour  $37\,000\text{ MPa} \leq E \leq 44\,000\text{ MPa}$ . Les résultats obtenus sont :

- Mouvement de corps solide : 0,53 pixel,
- Bruit de mesure : 0,03 pixel,
- $\epsilon_{\text{parasite}} = 2,10 \cdot 10^{-5}$ ,
- $-3,9\text{ MPa}_{E=44000\text{MPa}} \leq \sigma_1 \leq -3,3\text{ MPa}_{E=37000\text{MPa}}$ ,

- $-0,5 \text{ MPa} \leq \sigma_2 \leq -0,4 \text{ MPa}$ ,
- $\theta = 16^\circ$ .

Nous allons vérifier si le champ de déplacement est conforme en vérifiant la carte des résidus. La Figure 4.7 cartographie l'erreur sur le résidu pour la zone d'étude. La moyenne sur l'erreur est de 1,53% avec un écart type de 1,36%, malgré les fines aspérités. Ces données sont satisfaisantes pour valider les fonctions de déplacements. L'apparition d'anomalies sur cette carte correspondant à des fils parasites déposés lors du nettoyage de la surface supérieure de la carotte.

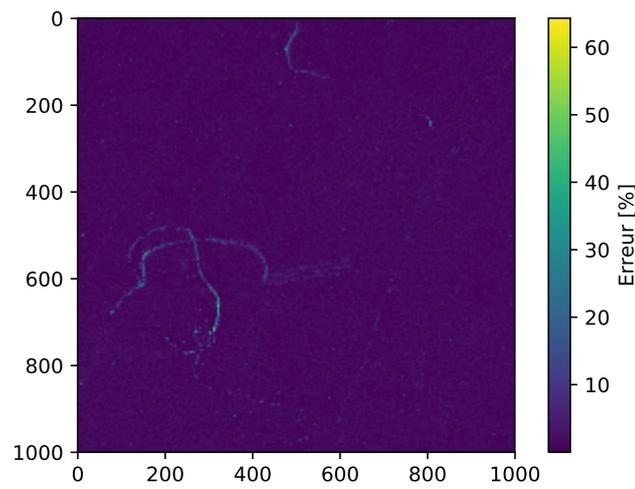


FIGURE 4.7 – Carte des résidus de niveau de gris entre l'image initiale et l'image déformée après application du champ de déplacement

Les conclusions de cette analyse sont :

- Les faibles valeurs de résidus permettent de valider les fonctions de déplacement,
- Les directions principales sont proche des directions horizontales et verticales,
- La contrainte  $\sigma_1$  de compression l'axe y est comprise entre -3,3 MPa et -3,9 MPa,
- La contrainte  $\sigma_2$  proche de l'axe x a une valeur faible et inférieure à -0,5 MPa,

Pour conclure, le poteau est en compression avec une valeur absolue de contrainte d'environ 3,6 MPa à +/- 0,3 MPa.

#### 4.1.3.2 Analyse de la note de calcul

La note de calcul du bureau d'étude nous a fourni le chargement dans le poteau. A partir de ce chargement, nous avons effectué la démarche suivante afin d'obtenir l'état de contrainte :

1. Les calculs sont réalisés selon l'ELS quasi-permanent. Le chargement est la somme du chargement d'exploitation (notée Q) et du chargement permanent (notée G), soit :

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi Q_{k,j} \quad (4.4)$$

Lors de notre essai, le poteau est majoritairement sollicité par des charges permanentes. Dans un premier temps, nous avons déterminé le pourcentage de chargement permanent dans la charge totale du poteau. Pour cela, nous savons que l'ouvrage complet a une charge totale de 54 500 kN et une charge permanente de 44 000 kN. Nous faisons l'hypothèse que la charge permanente correspond à 80 % de la charge totale,

2. La charge totale ( $F_{totale}$ ) dans le poteau testé est estimée, par le bureau d'étude, entre 1100 kN et 1500 kN,
3. La charge permanente  $F_q$  dans le poteau est donc comprise entre 880 kN et 1200 kN,
4. La section du poteau est de 800 mm sur 750 mm soit une section  $S = 6,00 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$ ,
5. L'effort appliqué est dans l'axe du poteau. Celui-ci est donc en compression. On peut alors déterminer la valeur de la contrainte  $\sigma_{yy}$ , tel que  $\sigma_{yy} = F_q / S$ . Ce qui donne une contrainte verticale de  $1,5 \text{ MPa} \leq \sigma_{yy} \leq 2 \text{ MPa}$ ,
6. A l'ELS, les contraintes verticales sont comprises entre  $1,8 \leq \sigma_{yy} \leq 2,4 \text{ MPa}$  selon le bureau d'étude,

#### 4.1.3.3 Confrontation des résultats

Les résultats obtenus par la note de calcul, avec les hypothèses faites, indiquent que le poteau est sollicité en compression pour de valeurs comprises entre 1,5 et 2,4 MPa selon que l'on prend en compte les charges permanentes et d'exploitation. Les résultats obtenus sur le site via notre méthode montrent que le poteau est également soumis à de la compression, pour des valeurs 3,3 MPa ( $E = 37\,000 \text{ MPa}$ ) lors de l'étude en surface de la carotte. La précision de mesure est de l'ordre de 1 MPa.

#### 4.1.4 Conclusion de l'essai sur le site de La Coche

Le résultat obtenu sur le site de la Coche via notre méthode d'identification du module de Young semble surestimer de l'ordre de 20 %. Il faut noter que lors de cet essai le dispositif n'était pas totalement optimisé, avec des bruits de mesure qui était important et non maîtrisé (outil de protection des surfaces et barre de maintien de l'outil de pression non présents).

En ce qui concerne l'étude de l'état de contrainte, la contrainte expérimentalement déterminée semble être également surestimée, même si l'incertitude de mesure est proche de 1 MPa.

D'autres essais sur ce site sont donc nécessaires. Cela est prévu dans une autre campagne d'essai, non prise en compte dans ce présent rapport, ce que l'état sanitaire actuel ne nous permet pas.

## 4.2 Essai in situ : Bâtiment ancien, Bibliothèque Universitaire de l'USMB

### 4.2.1 Contexte de l'étude

La seconde analyse sur site est réalisée sur la bibliothèque universitaire du campus de Jacob-Bellecombette appartenant à l'USMB et datant des années 1970. Un projet de réhabilitation de ce bâtiment est en cours afin d'obtenir un ouvrage pouvant accueillir un public plus important et satisfaire aux usuelles réglementations énergétiques. Dans le cadre de ce projet, nous avons pu avoir accès à la bibliothèque afin d'effectuer des analyses structurelles.



FIGURE 4.8 – Bibliothèque universitaire de l'USMB sur le site de Jacob Bellecombette

La bibliothèque est composée de deux niveaux sur un terrain en dénivelé et à fort taux d'humidité (sources souterraines).

Trois zones d'études ont été sélectionnées, notées par les points A, B et C, et sont représentées par des étoiles sur la Figure 4.9. Trois poteaux sont testés : deux en extérieur sur une même façade située au rez-de-chaussée en face nord (B et C) et un en intérieur dans l'alignement d'un des poteaux extérieur (A).

Les poteaux verticaux choisis sont sous le magasin de la bibliothèque, la partie la plus chargée du bâtiment puisque les livres y sont stockés.



FIGURE 4.9 – Plan du niveau 0 de la bibliothèque avec position des zones d'étude.

Quelques observations sont à apporter concernant les zones d'étude et le bâtiment avant analyse. Ces remarques sont numérotées et reportées sur la Figure 4.9 :

1. A l'intérieur du bâtiment sur le poteau de l'essai A, sur la face non étudiée, des fissures en hauteur le long du mur sont observables (Figure 4.10),



FIGURE 4.10 – Fissure longitudinale visible de l'autre côté du poteau de l'essai A en haut de celui-ci.

2. Le poteau de l'essai A n'est pas vertical. En effet un écart de deux centimètres sur une hauteur de 185 cm a été mesuré au mètre laser (Figure 4.11),

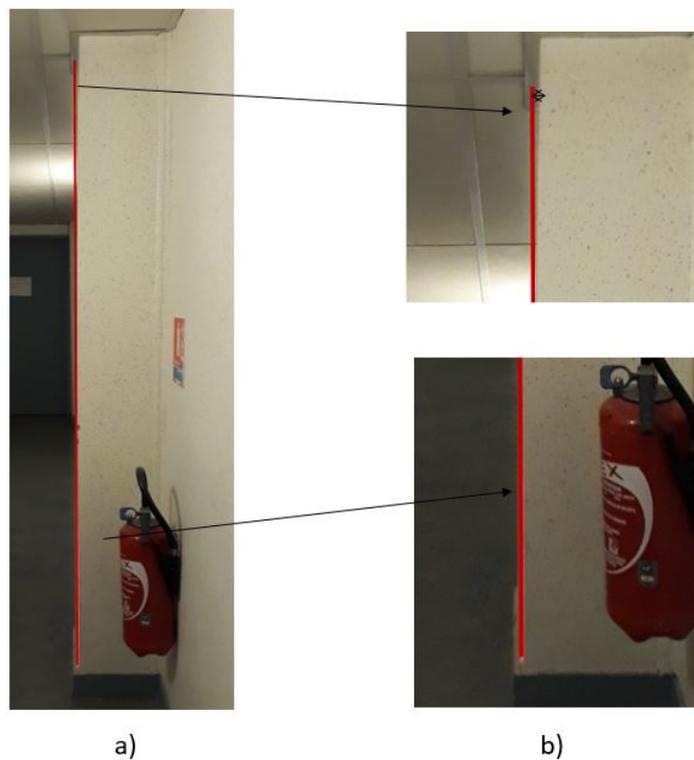


FIGURE 4.11 – Poteau de l'essai A vu de profil avec une mesure au mètre laser

3. Les poteaux en extérieur ne sont pas sollicités en compression pure. Un fort excentrement de l'effort est présent du fait d'un rebord sur les poteaux (Figure 4.12). Ces poteaux subissent donc des chargements de type flexion composée,

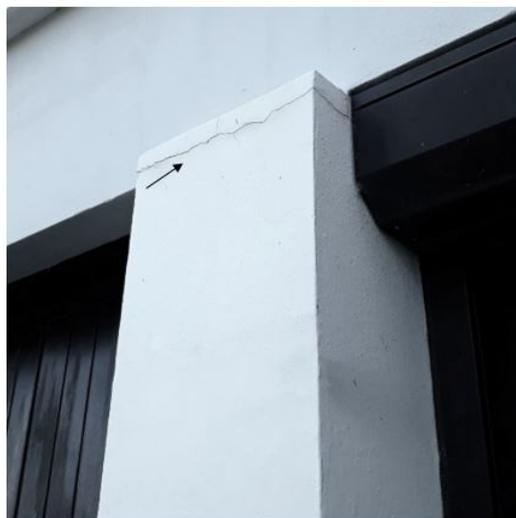
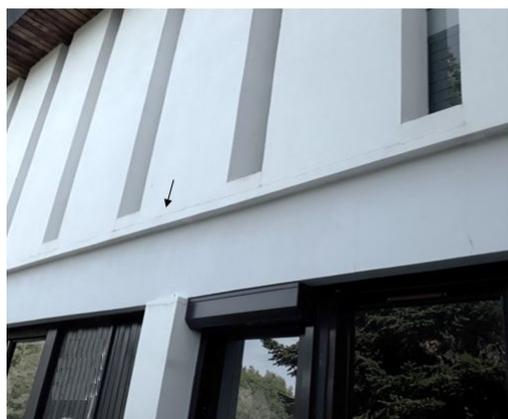


FIGURE 4.12 – Visualisation du poteau de l'essai C avec un rebord et une fissure

4. La face nord en extérieur présente de nombreuses fissures, traduisant de nouvelles sollicitations comme de la flexion (Figure 4.13,a) et des mouvements antagonistes entre les différentes parties du bâtiment (Figure 4.13,b).



a)



b)

FIGURE 4.13 – Visualisation en a) du poteau de l'essai C avec une fissure sur les porteurs horizontaux se prolongeant sur la longueur du bâtiment et en b) une fissure verticale entre les deux parties du bâtiment et une fissure horizontale au-dessus de la porte.

Toutes ces observations pré-analyse montrent que les sollicitations sur le bâtiment ont eu un impact sur l'état du bâtiment et que l'ouvrage est endommagé.

Les études sur les trois poteaux sont présentées simultanément dans la suite du chapitre. Un essai de relâchement de contrainte est effectué par poteau (noté A, B et C), tandis que deux essais de mise sous pression sont réalisés sur les poteaux A et C, et un seul sur le poteau B (noté respectivement  $A_{E1}$ ,  $A_{E2}$ ,  $B_{E1}$ ,  $C_{E1}$  et  $C_{E2}$ ).

Comme l'étude précédente nous présenterons en premier lieu le module de Young puis l'état de contrainte.

## 4.2.2 Identification du module de Young

### 4.2.2.1 Analyse in situ : site Bibliothèque Universitaire

Comme dit précédemment, nous allons d'abord identifier les modules de Young. Pour chacun des trois poteaux, les résultats sont détaillés ci-dessous.

- Zone A : Deux essais de mise sous pression,  $A_{E1}$  et  $A_{E2}$ , ont été réalisés sur le poteau intérieur. La Figure 4.14 présente le champ de déplacement pour l'essai  $A_{E1}$ . On observe en bas à droit un saut important sur les valeurs de normes de déplacements correspondant à une nette fissure sur la surface d'étude. La zone est endommagée et il sera donc délicat de statuer sur la valeur du module de Young pour cette zone.

Les courbes de déplacements expérimentaux relatives aux essais sont présentées sur la Figure 4.15. On remarque une variation de comportement entre les deux essais. Les résultats sont proches en terme de valeur et la répétabilité n'est donc pas mauvaise. Cependant, lorsqu'on regarde la variation des déplacements autour de la moyenne pour chaque profil (Figures 4.16 et 4.17), on remarque que les déplacements sont plus forts en direction de la fissure ce qui a un impact sur la valeur des écarts-types (avec des variations de déplacement par rapport à la moyenne d'environ  $0,2 \mu\text{m}$ ). Toutefois un module de Young peut être défini pour chacune de ces deux analyses. La moyenne de module de Young déterminée pour le test  $A_{E1}$  est de 28 000 MPa (Figure 4.16) et celui du test  $A_{E2}$  de 31 000 MPa (Figure 4.17). Nous retiendrons toutefois une valeur moyenne de 29 500 MPa.

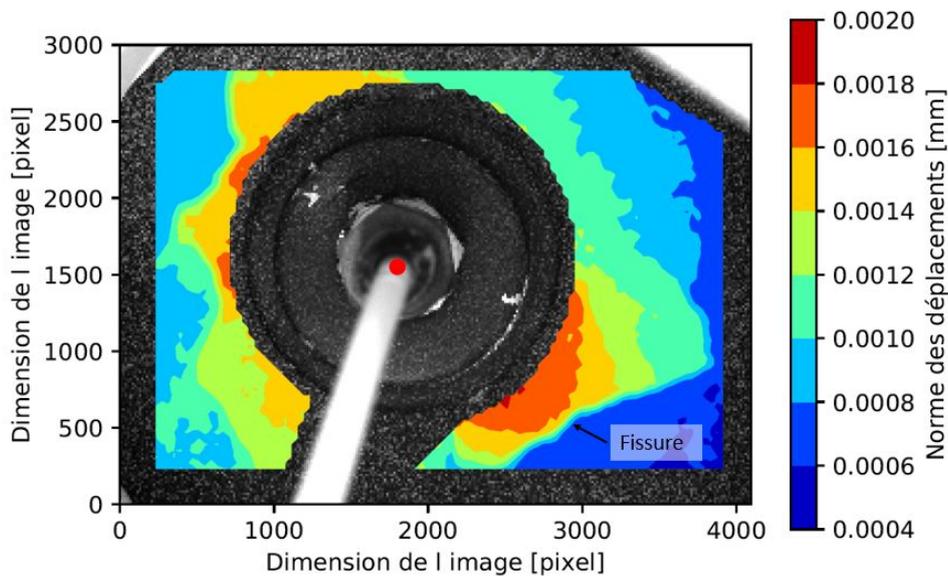


FIGURE 4.14 – *Champ de déplacement obtenu lors de la mise sous pression à 2 MPa du mur pour le poteau en intérieur, essai AE1.*

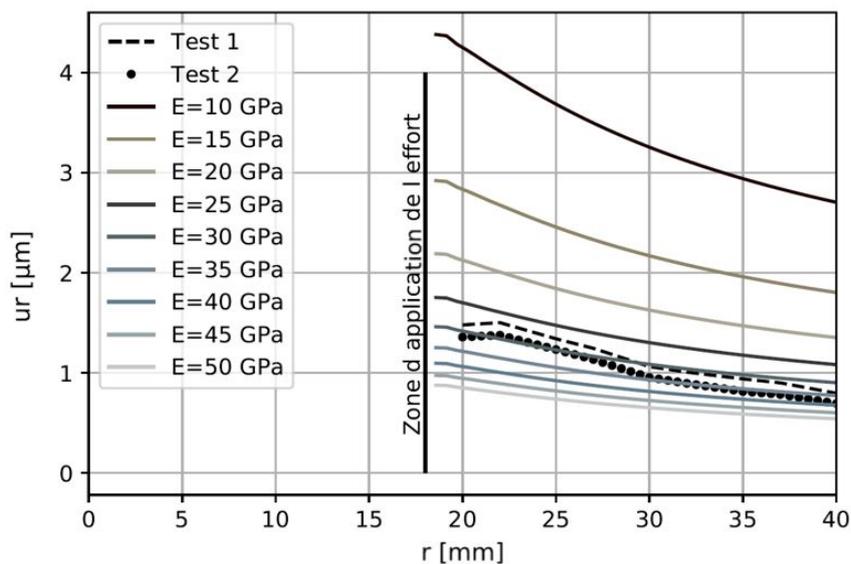


FIGURE 4.15 – *Graphique illustrant les déplacements radiaux  $u_r$  lors de la mise sous pression sous 2 MPa du poteau intérieur lors de deux tests, superposées aux courbes de comportement théorique issu d'un calcul par la méthode des éléments finis.*

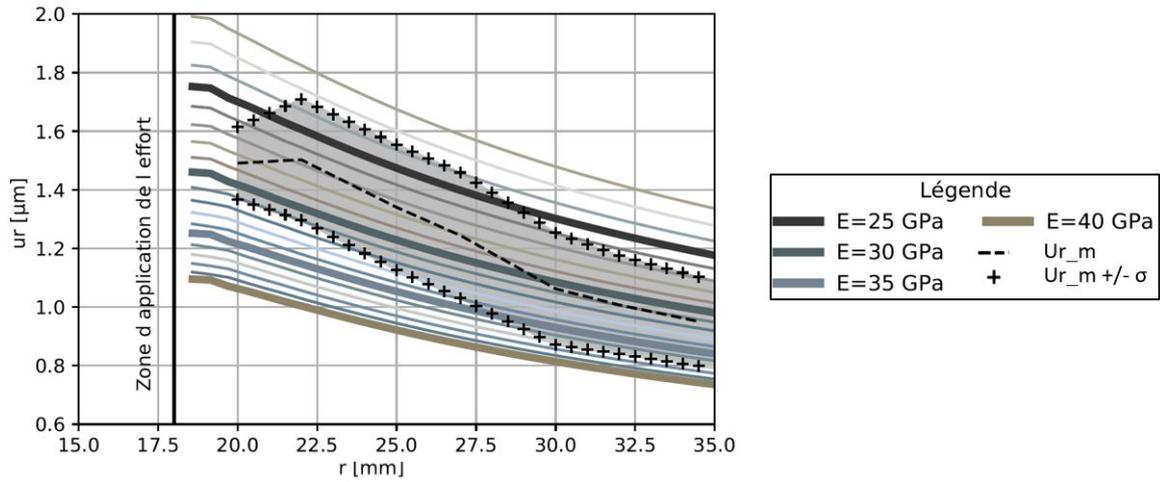


FIGURE 4.16 – Visualisation des déplacements de l'essai  $A_1$ , superposés aux déplacements théoriques calculés par éléments finis pour des modules de 22 000 MPa à 40 000 MPa

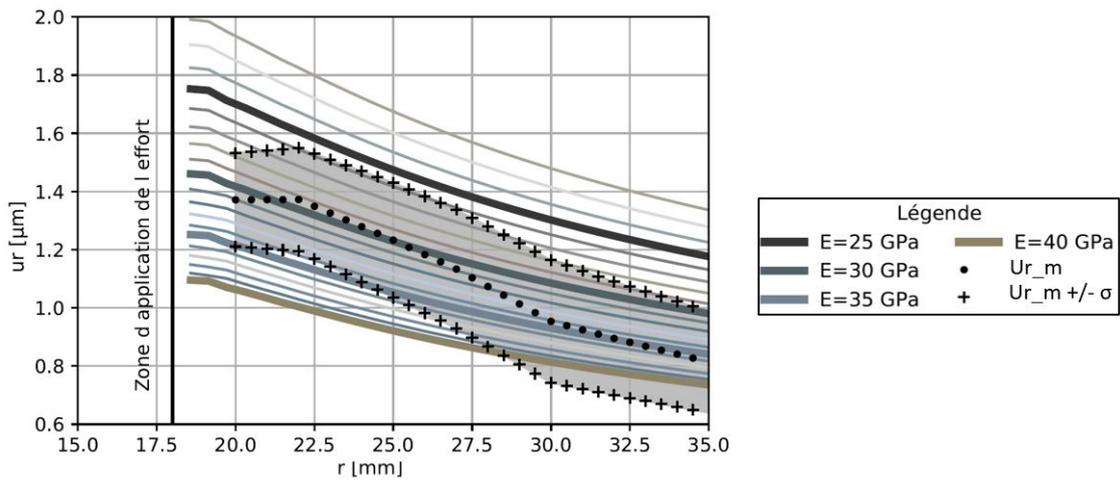


FIGURE 4.17 – Visualisation des déplacements de l'essai  $A_2$ , superposés aux déplacements théoriques par éléments finis pour des modules de 24 000 MPa à 37 000 MPa

- Zone B : Un seul test a été réalisé sur le poteau extérieur B. La Figure 4.18 illustre les résultats. La moyenne des déplacements correspond à un module de Young d'environ 32 000 MPa avec une variation des modules de 30 000 MPa à 35 000 MPa. On remarque que les écarts-types (d'environ  $0,1 \mu\text{m}$ ) sont plus petits que pour le test précédent. La fiabilité est donc meilleure.

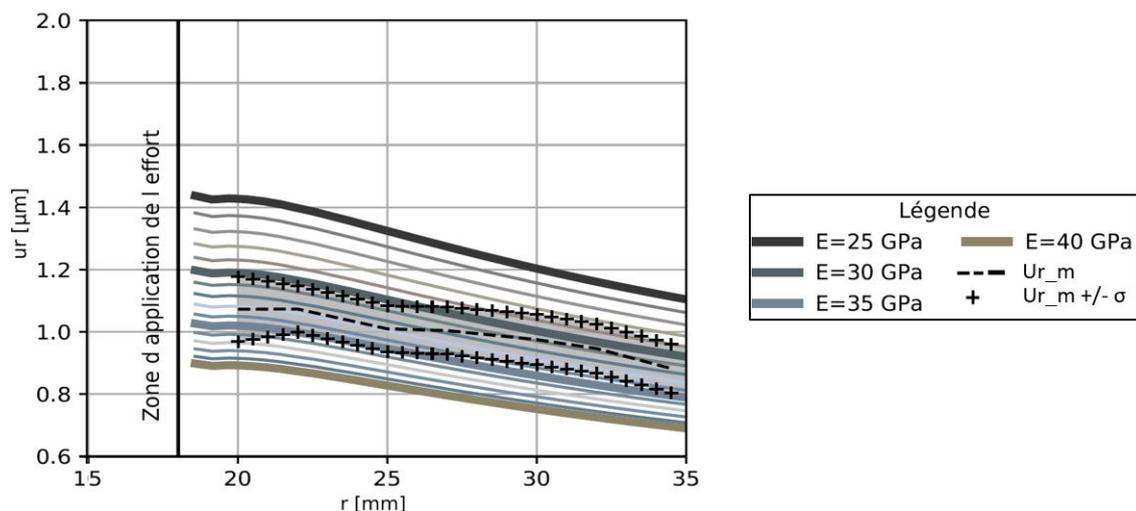


FIGURE 4.18 – Visualisation des déplacements de l'essai  $B_{E1}$ , avec la moyenne des déplacements radiaux et les écarts types, superposés aux déplacements théoriques par éléments finis pour des modules de 25 000 MPa à 40 000 MPa

- Zone C : Deux essais ont également été réalisés pour ce test. La Figure 4.19 présente la superposition des deux courbes expérimentales avec l'abaque. On observe une superposition presque parfaite des deux courbes expérimentales pour une valeur de module de Young moyen d'environ 30 000 MPa. Lorsque l'on s'intéresse de plus près à un des tests, on s'aperçoit que la valeur du module de Young moyen est de 31 000 MPa avec une variabilité moyenne de 2 000 MPa (Figures 4.20 et 4.21). L'évasement de l'écart type est plus grand aux bords du trou du fait de l'écaillage de la matière à ce niveau.

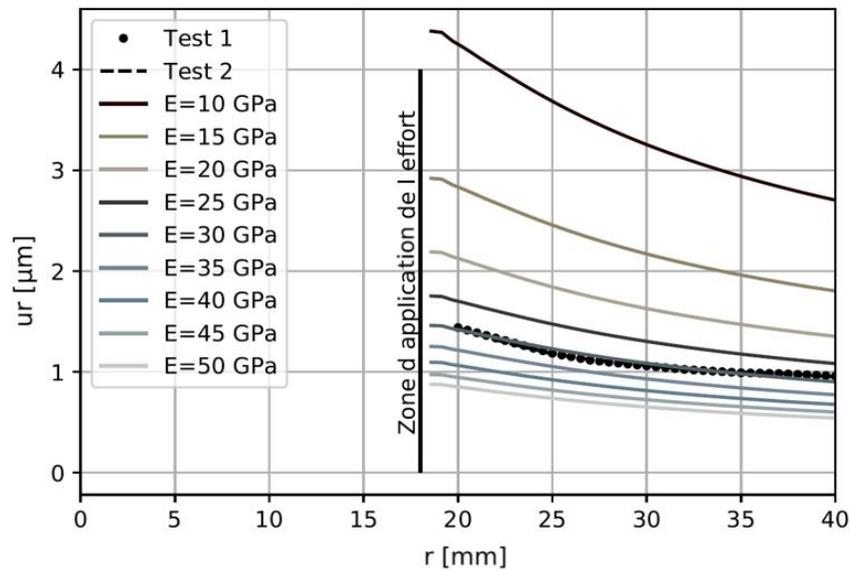


FIGURE 4.19 – Graphique illustrant les déplacements radiaux  $u_r$  lors de la mise sous pression de 2 MPa du poteau extérieur en C lors de deux essais  $C_{E1}$  et  $C_{E2}$ , superposées aux courbes de comportement théorique.

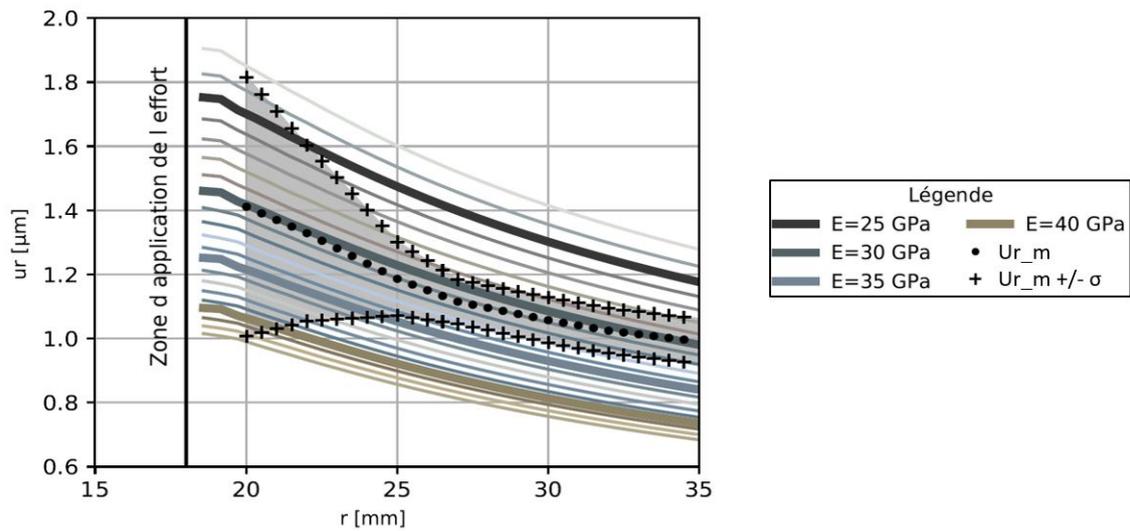


FIGURE 4.20 – Visualisation des déplacements du test 1, avec la moyenne des déplacements radiaux et les écarts types, superposés avec les déplacements théoriques pour des modules de 23 000 MPa à 43 000 MPa

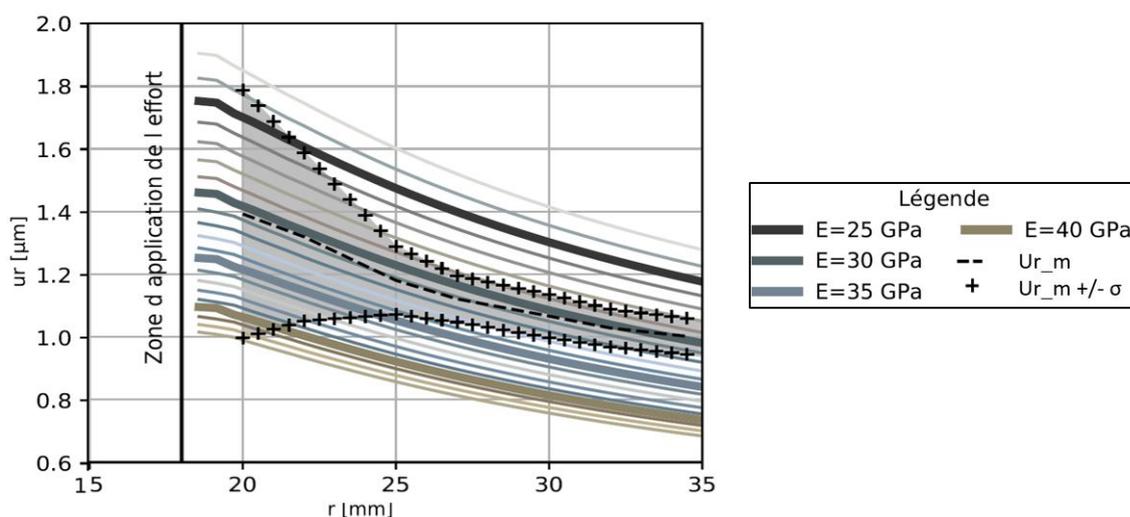


FIGURE 4.21 – Visualisation des déplacements du test 2, avec le moyenne des déplacements radiaux et les écarts types, superposés avec les déplacements théoriques pour des modules de 24 000 MPa à 43 000 MPa

A partir des tests sur site, nous obtenons les résultats suivants (Tableau 4.1) :

$l$	$A_{E1}$	$A_{E2}$	$B_{E1}$	$C_{E1}$	$C_{E2}$
E (MPa)	28 000	31 000	32 000	30 000	30 000

TABLEAU 4.1 – Résultats des modules de Young identifiés si site pour les trois poteaux

Pour résumer les bétons utilisés pour la Bibliothèque Universitaire a un module de Young d'environ 31 000 MPa, ce qui correspond à des bétons de classe C 25/30 aujourd'hui.

#### 4.2.2.2 Analyse en laboratoire

Des tests de compression sur les carottes ont été réalisés avec une prise de mesure pour des valeurs de contraintes comprises entre 7 MPa et 14 MPa, suivant la méthode du chapitre 3, section 3.2.3. Le Tableau 4.2, ci-dessous répertorie les valeurs obtenues :

Essai	A	B	C
E (MPa)	24 800	22 980	28 826

TABLEAU 4.2 – Tableau récapitulatif des valeurs de modules de Young déterminées sur les carottes du site de la BU.

Une différence existe entre ces deux types de mesures expérimentales. Et nous avons un doute a priori sur celle qui est le plus valable.

Plusieurs hypothèses peuvent être émises au vu d'expliquer ces résultats :

- Des dégradations internes comme des fissures ou d'autres phénomènes de vieillissement locaux peuvent expliquer les fortes variations de valeurs comme pour l'essai B,
- Une hypothèse que l'on propose pour expliquer cette différence de module est que les compression réalisées sur ces éprouvettes sous 7 et 14 MPa vont comprimer les fissures

et conduire à des déplacements verticaux important (faible module de Young). Lors de l'essai de mise sous pression (sous 2 MPa), cette ouverture ou fermeture des fissures sera bien moins marquée, conduisant à un module de Young plus élevé.

#### 4.2.2.3 Confrontation des résultats

Les modules identifiés sur les trois poteaux par les deux approches (pression de 2 MPa dans le trou et compression de carotte de faible dimension sous 7 et 14 MPa) montrent certaines différences.

L'identification d'un module de Young sur les structures béton existantes ne peut être réalisée sur des plots standards de diamètre 16 cm et longueur 32 cm sans endommager cette structure. L'analyse sur une carotte de dimension réduite permet d'approcher cette valeur de module mais en raison du déchargement complet de cette carotte, les fissures potentiellement existantes dans ces bétons anciens vont s'ouvrir et conduire, lors de compression, à un module apparent relativement faible en début de chargement.

L'analyse de module de Young par application de pression dans un trou permet d'identifier ce module en observant le comportement du béton en place et donc chargé. Cette méthode de mesure est donc moins sujette à la fermeture de fissures préexistantes et permet, sous des pressions relativement faibles (2 MPa de pression interne) d'identifier cette valeur de module.

Les analyses des états de contraintes réalisées ci-après seront donc interprétées en utilisant ces 2 valeurs de modules.

### 4.2.3 Identification de l'état de contraintes

Les différents modules de Young étant identifiés à partir des deux approches, il est temps d'analyser l'état de contrainte.

#### 4.2.3.1 Etat de contrainte en surface de la carotte

##### - Champs de déplacement en surface de la carotte

Le champ de déplacement de la Figure 4.22, relatif à la zone carottée du poteau A, indique que celui-ci est en traction. Cependant nous observons qu'un défaut, probablement un écaillage de la zone d'étude, vient perturber l'analyse. En effet en regardant la carte des résidus (4.23), la zone avec le défaut apparaît nettement avec une erreur sur le niveau de gris de plus de 20 %.

La Figure 4.24 illustre les champs de déplacement en surface des carottes, pour les poteaux B et C, traduisant une contrainte principale de traction orientée.

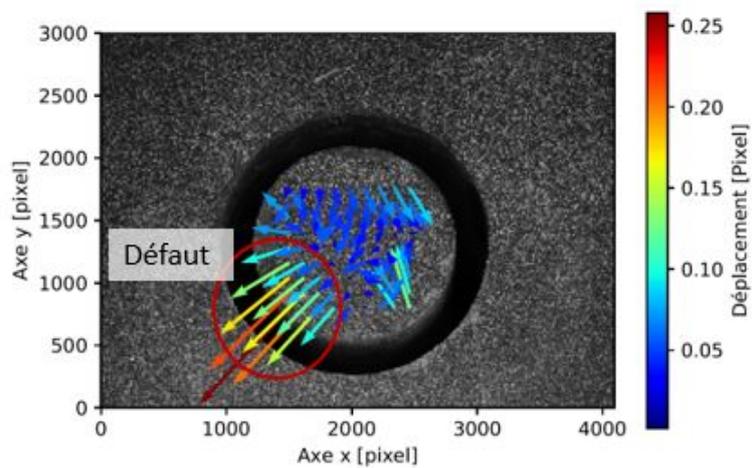


FIGURE 4.22 – Visualisation du champ de déplacement en surface de la carotte obtenu par GlobalDiC pour l'essai A

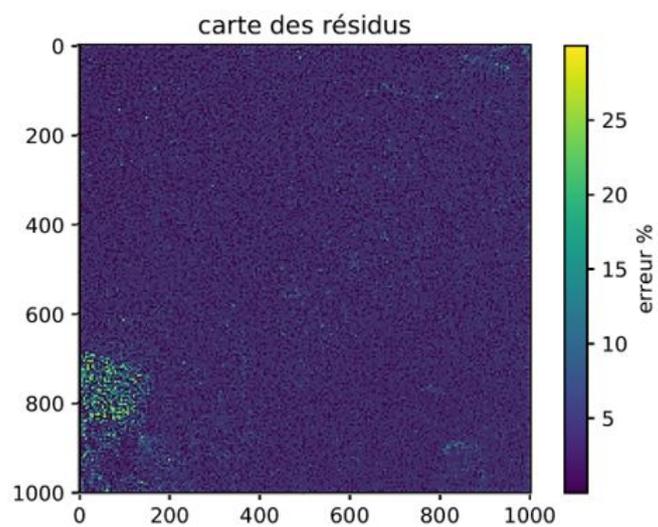


FIGURE 4.23 – Carte des résidus en niveau de gris entre l'image initiale et l'image déformée pour l'essai A

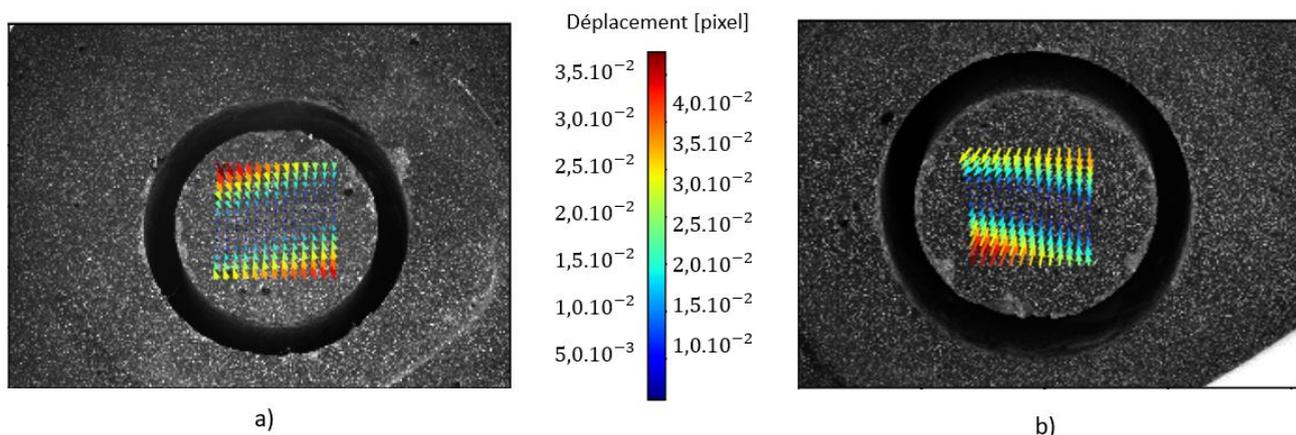


FIGURE 4.24 – Visualisation du champ de déplacement en surface de la carotte obtenu par GlobalDIC pour l'essai B (a) et l'essai C (b)

#### - État de contrainte

En fonction des modules de Young déterminés précédemment, et pour un coefficient de Poisson de 0,2, les contraintes et directions principales ont été déterminées pour chacun des tests par le programme DicSymme et les résultats sont répertoriés dans le Tableau 4.3 :

Poteau	E (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\theta$ (°)
A	29 500	6,3	-2,3	25,46
	24 800	5,3	-1,9	25,46
B	32 000	2,0	-0,5	32,95
	22 980	1,4	-0,4	32,95
C	30 000	2,5	-0,4	-29,94
	28 826	2,4	-0,4	-29,94

TABLEAU 4.3 – Tableau récapitulatif des contraintes et directions principales déterminées pour les trois essais

Sur ces trois surfaces nous avons analysé une contrainte de traction, ce qui est cohérent avec les champs de déplacement observés précédemment, et qui pourraient être expliquées par de la flexion composée des poteaux.

- Dans le cas de la zone d'étude du poteau A, les contraintes obtenues sont plus fortes avec  $\sigma_1 = 6,3$  MPa et  $\sigma_2 = -2,3$  MPa. Cette valeur est remise en question en observant la zone d'étude en surface de la carotte (4.22). En effet une partie de cette zone a un défaut, qui perturbe probablement l'analyse et l'identification du champ de déplacement.
- Les zones d'étude des poteaux B et C font apparaître une contrainte principale  $\sigma_1$  de l'ordre de 2 MPa à 2,5 MPa, une contrainte principale  $\sigma_2$  d'environ 0,45 MPa et des directions principales de +/- 30°.

Au vu des valeurs de modules de Young et des classes de béton supposées C 25/30 et si on se réfère au Tableau 1.2 du Chapitre 1, on remarque que la valeur de 2 MPa en traction reste en dessous de la valeur  $f_{ctm}$  pour ces classes de bétons.

### 4.2.3.2 Etude des déplacements sur les contours du carottage pour le poteau en intérieur

La Figure 4.25 présentant les déplacements sur les contours de la zone carottée est cohérente avec une surface en traction. Maintenant nous allons nous intéresser aux valeurs des déplacements vis-à-vis du comportement théorique. Pour cela nous allons étudier les déplacements selon l'axe y dans la zone rouge sur la Figure 4.25.

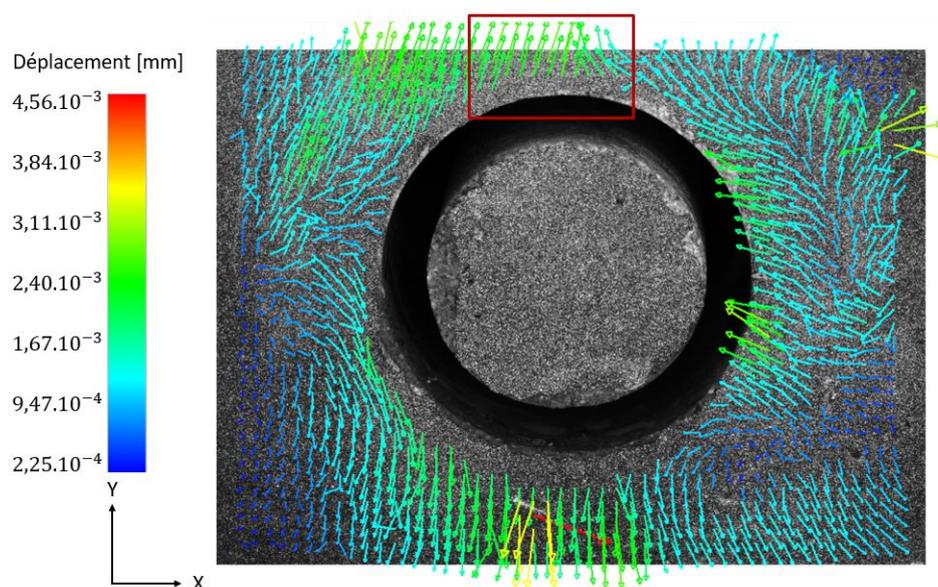


FIGURE 4.25 – Visualisation des champs de déplacements à l'extérieur du trou, obtenus par analyse locale sous 7D, lors du relâchement locale des contraintes pour l'essai A

A partir des équations de Schajer, il est possible de retrouver la contrainte relative à ces déplacements. L'hypothèse est faite que le poteau est sollicité de façon unidirectionnel. De ce fait l'équation 3.8 devient :

$$\sigma = \frac{u_r}{(\tilde{A} + \tilde{B} \cdot \cos(2\theta))} \quad (4.5)$$

Avec :  $u_r = 3,00 \cdot 10^{-3}$  mm,  $24\,800 \text{ MPa} \leq E \leq 29\,500 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,2$  et  $\theta = 90^\circ$ .

On obtient un encadrement des valeurs de la contrainte, pour  $r/a$  proche de 1, tel que :  $1,9 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 2,2 \text{ MPa}$ .

Ces valeurs sont plus cohérentes avec la valeur  $f_{ctm}$  d'un béton de classe C 40/50.

#### 4.2.4 Conclusion des essais en Bibliothèque Universitaire de l'USMB

Les résultats de l'analyse des contraintes in situ sur le site de la bibliothèque de Jacob-Bellecombette montrent que les poteaux en extérieur sont soumis pour la face étudiée à une contrainte quasi-verticale de flexion. Ils sont donc probablement en flexion composée, en raison du décalage de la force de poussée. Les fissures horizontales présentes sur ces poteaux semblent confirmer cette analyse.

On voit à travers cet exemple, qu'il est nécessaire d'avoir une analyse structurel de l'ouvrage. Grâce à ces résultats il est possible de répondre aux questions du Chapitre 1 :

- *L'ouvrage est-il aujourd'hui sollicité correctement ?* : L'ouvrage n'est pas sollicité correctement, les contraintes de traction sur des poteaux verticaux le prouvent. Nous pouvons supposer qu'un chargement vertical descendant est appliqué sur ces poteaux (poids du bâtiment). Les trois poteaux travaillent donc en flexion composée. Des études sur les faces opposées sont absolument indispensables pour approcher l'état de contrainte dans ces poteaux et répondre aux questions posées,
- *L'ouvrage est-il en mesure de supporter de nouvelles conditions de chargement ?* : Étant donné que l'ouvrage n'est plus sollicité comme dans son état initial et que les efforts dans les poteaux sont à la limite de leur capacité, il est recommandé de ne pas ajouter de nouvelles conditions de chargement à la BU,
- *Le matériau est-il sain ou dégradé ?* : Les analyses des résultats montrent que le module de Young du béton actuellement est faible. Le matériau est sans aucun doute dégradé (au vu de son âge et des résultats) aussi bien en intérieur qu'en extérieur.

Dans ce cas d'étude nous préconisons de ne pas envisager de surélévation verticale de la bibliothèque ou alors de privilégier une structure autoportante, et d'alléger la charge au niveau du magasin.

Nous considérons cependant qu'une étude plus poussée (notamment avec des tests sur les faces opposés des zones d'essai sur les poteaux) devrait être menée afin d'avoir plus d'éléments pour statuer sur l'état général du bâtiment. Néanmoins, la technique développée a permis de répondre à des questions plus objectives sur l'état de santé du bâtiment, que ce que pourrait apporter une simple inspection visuelle.

---

### 4.3 Conclusion des analyses in situ

Les différentes analyses sur site ont permis de mettre en avant certains éléments de notre méthodologie :

- Nous parvenons à mesurer une contrainte de 3,3 MPa pour une contrainte théorique de 2,4 MPa pour le cas de La Coche. Pour le cas de Jacob, nous arrivons à déterminer des contraintes qui sont vraisemblables si le bâtiment a subi des déformations importantes au cours de son histoire et si les porteurs ne sont plus sollicités normalement,
- Sur un ouvrage ancien, on imagine que l'analyse est très dépendante du vécu de l'ouvrage. Les modules de Young sont faibles car des fissures, non visibles à l'œil nu viennent perturber les analyses. L'état de contrainte de la zone étudiée sur l'ouvrage est parfois surprenant, mais pas incohérent vis-à-vis des inspections visuelles,
- Il existe toujours une différence d'environ 20% entre le module obtenu in situ par la cellule de gonflement et CIN et le module obtenu en laboratoire. D'autres tests seraient nécessaire afin d'affiner cette comparaison avec une meilleure répétabilité sur site et en laboratoire,
- Ces résultats nous permettent donc de dégager quelques points concernant l'état de santé du bâtiment. Cependant, des tests complémentaires devraient être menés pour affiner ces résultats (notamment sur la Bibliothèque Universitaire au niveau des surfaces identifiées avec une contrainte de traction, sur les faces opposées aux faces testées par exemple). Enfin, les données de l'étude structurelle datant de la construction, sont souvent peu accessibles pour les bâtiments anciens et ne font pas référence au type de béton utilisé. Il est difficile de parler d'évolution du module dans ce cas. Par contre, les valeurs des modules observées correspondent à des classes de béton représentant la qualité du béton. Pour la bibliothèque Universitaire les bétons sont de classe C 25/30 soit des bétons de moyenne qualité et sur La Coche le béton est de classe C 50/60 soit de très bonne qualité, voir haute performance.

Malgré les incertitudes, notre méthode, avec toutes ces étapes, a un haut potentiel pour déterminer l'état de contraintes et le module de Young, et ainsi connaître des éléments importants pour un diagnostic structurel.





## Conclusion générale

Ce travail de recherche a permis le développement d'une méthodologie permettant d'analyser les contraintes in situ dans les structures en béton armé. Le concept retenu est basé sur l'identification de l'état de contrainte en deux étapes. Dans un premier temps, les déformations de l'élément étudié sont obtenues par un relâchement local des contraintes associé à une détermination des déplacements sur la surface carottée et hors de cette zone carottée par corrélation d'images numériques. Dans un second temps, le module de Young est identifié, in situ, en rechargeant radialement la zone d'étude par une pression interne de 2 MPa appliquée dans le trou. A partir des déformations et du module de Young, l'état de contrainte dans le béton est calculé en faisant l'hypothèse que le matériau présente un comportement homogène et isotrope. L'objectif de mesure est la détermination de déformation de l'ordre  $1.10^{-5}$  nécessitant, pour notre dimension d'étude, à observer des déplacements d'environ  $0,1 \mu\text{m}$ . Cette valeur de déplacement permet d'avoir une incertitude de mesure de l'ordre du MPa.

La démarche de recherche employée dans ce manuscrit est résumée en trois étapes :

- Identification de l'objectif de mesure et des verrous, proposition d'une méthode et développement des outils (Chapitre 2),
- Exploitation de la méthode en laboratoire pour validation (Chapitre 3),
- Application de la méthode sur site (Chapitre 4).

Pour répondre aux besoins de l'analyse, des outils numériques et mécaniques ont été mis en place. Ils sont développés afin de garantir un objectif de mesure en termes de déformation de l'ordre de  $1.10^{-5}$  tout en répondant aux verrous scientifiques, techniques et aux exigences industrielles. Le développement de ces outils a entraîné des études autour de notions classées en quatre catégories : optique (CIN, choix du matériel, choix du type d'interpolation, effet de l'inclinaison de la caméra, mouvement hors-plan, ...), hydrique (effet hydrique causé par l'usinage), thermique (effet de convection en surface du mur, effet thermique causé par l'usinage), et mécanique (développement de l'outil de mise sous pression, comportement général du béton, ...).

En ce qui concerne les résultats obtenus, les études sur site permettent d'obtenir des informations sur l'état de santé du matériau mais aussi, quantifier le chargement structural de l'ouvrage, ce qui n'est pas accessible par une simple analyse visuelle. Les éléments à retenir de ce travail de recherche sont :

- La détermination de deux critères : état de contrainte correspondant au chargement dans l'élément (type de sollicitation et valeur) et le module de Young représentant l'état de santé du matériau testé,
- Le procédé développé est peu invasif et il respecte le critère fixé de limiter la zone d'étude à  $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ ,
- Deux démarches ont été développées à la fois pour l'étude des déplacements lors du relâchement des contraintes mais également pour l'identification du module de Young. En parallèle des approches alternatives ont été mises en place afin de comparer les résultats et d'obtenir des informations plus précises,

- Les résultats sur les contraintes ont une incertitude de mesure de l'ordre du MPa même si les valeurs semblent surestimés dans le cas de l'étude de la surface de la carotte par rapport à l'étude des déplacements autour de la zone carottée,
- Les modules de Young estimés sur site semblent à ce jour surestimés à hauteur de 10 % à 15 % par rapport à la vraie valeur du module de Young. Rappelons que les essais conventionnels d'identification de E sont réalisés à partir d'échantillons déchargés (diamètre 16 mm), coulés spécifiquement pour cette mesure et donc sans présence de fissures initiales. L'essai proposé ici pour identifier ce module par mise sous pression du trou fonctionne sur un bâtiment chargé, limitant de ce fait le mouvement d'éventuelles fissures. Dans le cas d'un bâtiment neuf, ces deux valeurs de module devraient être proches si nous supposons que le béton du bâtiment n'est pas endommagé. Nos analyses de module sur des échantillons de petites dimensions prélevées sur des bâtiments anciens (diamètre 30 mm, longueur 70 mm) est plus problématique puisque la présence d'éventuelles fissures va conduire un module nettement plus faible, comme le montre nos analyses,
- Les tests de compression sur les carottes de dimensions 30 mm x 60 mm, ne correspondent pas au VER du béton mais restent comparables aux résultats des éprouvettes standards en terme de rigidité. Ce complément d'expérience est nécessaire,
- Les résultats de l'analyse des images lors du rechargement montrent que le béton peut être considéré comme un matériau isotrope même sur une zone d'étude inférieure à 100 mm x 100 mm. L'hypothèse d'un matériau isotrope permet d'obtenir des résultats intéressants,
- L'étude montre enfin que des précautions doivent être prises pour toutes les mises en œuvre sur site. Les phénomènes convectifs perturbent significativement les résultats dans ce type d'analyse de très faible déformation. Ils doivent être maîtrisés au mieux. La mise en place d'un dispositif de protection à proximité immédiate de la zone d'étude a fortement amélioré nos résultats,
- Un outil de mesure de déformation par analyse globale a été développé dans le cadre de ce travail. Il a été utilisé pour identifier les champs de déplacement sous forme bilinéaire à la surface de la carotte,
- Les analyses de déformations en surface de cette carotte se sont avérées être moins performantes que l'analyse des déplacements réalisée sur la surface externe de la zone carottée en raison des déplacements de corps solide de cette carotte (hors plan et dans le plan),
- Les déplacements hors plan de la zone hors carottage n'ont pas été corrigés. Ces déplacements hors-plan sont vraiment très faibles dès que l'on s'éloigne de plus de 3 à 4 mm du trou. Nous les avons donc négligés,
- Les résultats obtenus dans ce travail doivent être consolidés par réalisation de tests complémentaires. Les temps d'analyse sont inférieurs à 1h par point de mesure. Le dispositif proposé peut être utilisé en toute autonomie sur site. Il sera industrialisé et utilisé par la société Léon Grosse.

En terme de perspectives suite au travail présenté ici, les études et développements suivants doivent être envisagés :

- Optimiser l'outil de mise sous pression du mur afin de stabiliser la mesure lors du carottage et de la mise sous compression,
- Réaliser de nouveaux essais, sur le site de La Coche afin de vérifier et de comparer avec les notes de calcul,
- Réaliser de nouveaux essais sur la Bibliothèque Universitaire pour identifier les contraintes de compression et statuer sur l'état de contrainte des poteaux,

## Conclusion générale

---

- Adapter l'analyse à d'autres éléments que des poteaux, en effet dans les exigences industrielles il est noté que l'analyse doit pouvoir être adaptée à tout type d'élément comme des dalles, voiles, plafonds, mais à ce jour elle n'a été exploitée que sur des poteaux,
- Faire certifier la méthode,
- Faire des essais sur béton artificiellement dégradé en laboratoire.



# Bibliographie

- [ADE, 2020 ] ADEME : <https://www.ademe.fr/>.
- [DHU, 2020 ] DHUP : <https://immobilier-etat.gouv.fr/pages/direction-lhabitat-lurbanisme-paysages-dhup>.
- [FFB, 2020 ] FFB : <https://www.ffbatiment.fr/>.
- [FNT, 2020] FNTF : <https://www.fntp.fr/>.
- [Sen, 2020] Sénat : <http://www.senat.fr/>.
- [Sol, 2000] (2000). Procédé de mesure de contrainte dans un élément de construction, brevet, numero de publicatoin : N 2812940.
- [Amezquita-Sanchez et al., 2018] Amezcuita-Sanchez, J. P., Valtierra-Rodriguez, M., and Adeli, H. (2018). Wireless smart sensors for monitoring the health condition of civil infrastructure. *Scientia Iranica*, 25(6A) :2913–2925.
- [Bakht and Al, 1989] Bakht, B. and Al, A. (1989). Elastic modulus of concrete from compression test. *ACI Journal*, pages 220–224.
- [Baroghel-Bouny, 1994] Baroghel-Bouny (1994). *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [Bažant, 2001] Bažant, Z. P. (2001). Prediction of concrete creep and shrinkage : Past, present and future. *Nuclear Engineering and Design*, 203(1) :27–38.
- [Boukhelkhal and Kenai, 2015] Boukhelkhal, D. and Kenai, S. (2015). Détermination non destructive de la résistance du béton sur site ( Scléromètre Ultrason ). *University Meetings in Civil Engineering*.
- [Bremer et al., 2016] Bremer, K., Wollweber, M., Weigand, F., Rahlves, M., Kuhne, M., Helbig, R., and Roth, B. (2016). Fibre Optic Sensors for the Structural Health Monitoring of Building Structures. *Procedia Technology*, 26 :524–529.
- [Briffaut, 2010] Briffaut, M. (2010). Étude De La Fissuration Au Jeune Âge Des Structures Massives En Béton : Influence De La Vitesse De Refroidissement , Des Reprises De Bétonnage Et Des Armatures. *Thèse de l'Université Paris 6*.
- [Burlion et al., 2003] Burlion, N., Yurtdas, I., and Skoczylas, F. (2003). Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire. *Revue Française de Génie Civil*, 7(2) :145–165.
- [Caroline.DE-SA, 2008] Caroline.DE-SA (2008). Influence des gradients et des incompatibilités de déformation.
- [Carpiuc-Prisacari et al., 2017] Carpiuc-Prisacari, A., Poncelet, M., Kazymyrenko, K., Hild, F., and Leclerc, H. (2017). Comparison between experimental and numerical results of mixed-mode crack propagation in concrete : Influence of boundary conditions choice. *Cement and Concrete Research*, 100(August 2016) :329–340.
- [Chaize and Dantec, 2019] Chaize, P. and Dantec, R. (2019). Rapport d'information - Sécurité des ponts : éviter un drame.

- [Chambart, 2009] Chambart, M. (2009). Endommagement anisotrope et comportement dynamique des structures en béton armé jusqu'à la ruine. *Thèse-ENS Cachan*.
- [Cheilakou et al., 2018] Cheilakou, E., Tsopelas, N., Anastasopoulos, A., Kourousis, D., Rychkov, D., Gerhard, R., Frankenstein, B., Amditis, A., Damigos, Y., and Bouklas, C. (2018). Strain monitoring system for steel and concrete structures. *Procedia Structural Integrity*, 10 :25–32.
- [Choi and Shah, 1997] Choi, S. and Shah, S. P. (1997). Measurement of deformations on concrete subjected to compression using image correlation. *Experimental Mechanics*, 37(3) :307–313.
- [Clauzon et al., 2015] Clauzon, T., Martinot, F., Moreau, G., and Henault, J.-m. (2015). EPR Flamanville 3 : A technical showcase for innovation in the EDF Group.
- [Crouse et al., 2004] Crouse, P. L., Li, L., and Spencer, J. T. (2004). Performance comparison of CO<sub>2</sub> and diode lasers for deep-section concrete cutting. *Thin Solid Films*, 453-454 :594–599.
- [Dhouibi-Hachani et al., 1996] Dhouibi-Hachani, L., Triki, E., Grandet, J., and Raharinaivo, A. (1996). Comparing the steel-concrete interface state and its electrochemical impedance. *Cement and Concrete Research*, 26(2) :253–266.
- [Dubois et al., ] Dubois, F., Petit, C., Sauvat, N., and Peuchot, B. *Revue Européenne de Génie Civil Diagnostic et comportement des ponts à ossature bois*. (December 2014) :37–41.
- [EN 1992-1-2, ] EN 1992-1-2. Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-2 : General rules - Structural fire design [Authority : The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. In 2004.
- [Gallice et al., 2013] Gallice, S., Lançon, H., and Servant, C. (2013). Dix années de monitoring structurel du viaduc de Millau. 8 :2013.
- [Grant et al., 2009] Grant, B. M., Stone, H. J., Withers, P. J., and Preuss, M. (2009). High-temperature strain field measurement using digital image correlation. *Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 44(4) :263–271.
- [Hall and Raymond Yau, 1987] Hall, C. and Raymond Yau, M. H. (1987). Water movement in porous building materials-IX. The water absorption and sorptivity of concretes. *Building and Environment*, 22(1) :77–82.
- [Jones and Reu, 2018] Jones, E. M. and Reu, P. L. (2018). Distortion of Digital Image Correlation (DIC) Displacements and Strains from Heat Waves. *Experimental Mechanics*, 58(7) :1133–1156.
- [Karayannis et al., 2016] Karayannis, C. G., Chalioris, C. E., Angeli, G. M., Papadopoulos, N. A., Favvata, M. J., and Providakis, C. P. (2016). Experimental damage evaluation of reinforced concrete steel bars using piezoelectric sensors. *Construction and Building Materials*, 105 :227–244.
- [Kariminezhad et al., 2016] Kariminezhad, H., Amani, H., and Moosapoor, M. (2016). A laboratory study about laser perforation of concrete for application in oil and gas wells. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 32 :566–573.
- [Kozicki and Tejchman, 2007] Kozicki, J. and Tejchman, J. (2007). Experimental investigations of strain localization in concrete using digital image correlation (DIC) technique. *Archives of Hydroengineering and Environmental Mechanics*, 54(1) :3–24.
- [Krause et al., 1997] Krause, M., Bärmann, M., Frielinghaus, R., Kretschmar, F., Kroggel, O., Langenberg, K., Maierhofer, C., Müller, W., Neisecke, J., Schickert, M., Schmitz, V., Wiggenghauser, H., and Wollbold, F. (1997). Comparison of pulse-echo methods for testing concrete. *NDT & E International*, 30(4) :195–204.
- [Kubissa and Jaskulski, 2013] Kubissa, W. and Jaskulski, R. (2013). Measuring and Time Variability of The Sorptivity of Concrete. *Procedia Engineering*, 57 :634–641.

- 
- [Lamour et al., 2012 ] Lamour, V., Tatin, M., and Le, T. Diagnosis of Songloulou Dam : Innovation stress measurement on concrete abutment. *Cementys*.
- [Langenberg et al., 1997] Langenberg, K.-J., Barmann, R., Marklein, R., Irmer, S., Moiler, H., Brandfal, M., and Potzkai, B. (1997). Electromagnetic and elastic wave scattering and inverse scattering applied to concrete. *NDT&E International*, 30(4) :205–210.
- [Lee et al., 2019] Lee, J., Kim, E. J., Gwon, S., Cho, S., and Sim, S. H. (2019). Uniaxial static stress estimation for concrete structures using digital image correlation. *Sensors (Switzerland)*, 19(2) :1–10.
- [Leeman, 1971] Leeman, E. R. (1971). The CSIR "doorstopper" and triaxial rock stress measuring instruments. *Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique des Roches*, 3(1) :25–50.
- [Liu et al., 2016] Liu, P., Song, L., and Yu, Z. (2016). Quantitative moisture model of interior concrete in structures exposed to natural weather. *Construction and Building Materials*, 102 :76–83.
- [Lombard et al., 2017] Lombard, B., Gatuingt, F., Lombard, B., Gatuingt, F., Benoit, L., and Fabrice, G. (2017). Analyse par corrélation d'images d'essais d'impact sur poutres en Béton Armé To cite this version : HAL Id : hal-01623756 Analyse par corrélation d'images d'essais d'impact sur poutres en Béton Armé.
- [Luo and Feng, 2017] Luo, L. and Feng, M. Q. (2017). Vision based displacement sensor with heat aze filtering capability. *Structural Health Monitoring 2017 : Real-Time Material State Awareness and Data-Driven Safety Assurance - Proceedings of the 11th International Workshop on Structural Health Monitoring, IWSHM 2017, 2* :3255–3262.
- [Lyons et al., 1996] Lyons, J. S., Liu, J., and Sutton, M. A. (1996). High-temperature deformation measurements using digital-image correlation. *Experimental Mechanics*, 36(1) :64–70.
- [Makino and Nelson, 1994] Makino, A. and Nelson, D. (1994). Residual-stress determination by single-axis holographic interferometry and hole drilling-Part I : Theory. *Experimental Mechanics*, 34(1) :66–78.
- [Marshall, 1972] Marshall, A. L. (1972). The thermal properties of concrete. *Building Science*, 7(3) :167–174.
- [Mazzotti and Savoia, 2003] Mazzotti, C. and Savoia, M. (2003). Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *Journal of Engineering Mechanics*, 129(9) :1065–1075.
- [McGinnis and McGinnis, 2006] McGinnis, M. and McGinnis, M. (2006). Experimental and Numerical Development of the core-Drilling Method for the Nondestructive Evaluation of In-situ Stresses in Concrete Structures Experimental and Numerical Development of the Core-Drilling Method for the Nondestructive Evaluation of In-situ Stresses in Concrete Structures by. (05).
- [McGinnis and Pessiki, 2016] McGinnis, M. J. and Pessiki, S. (2016). Experimental study of the core-drilling method for evaluating in situ stresses in concrete structures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(2) :1–9.
- [Metha, 1986] Metha, P. (1986). Book Reviews Concrete : Structure, Properties and Materials. *Journal of the Optical Society of America B*, 3(8) :1138.
- [Moseley et al., 2009] Moseley, S. G., Bohn, K., and Goedickemeier, M. (2009). Int . Journal of Refractory Metals & Hard Materials Core drilling in reinforced concrete using polycrystalline diamond ( PCD ) cutters : Wear and fracture mechanisms. *International Journal of Refractory Metals and Hard Materials*, 27(2) :394–402.
- [Neville, 2000] Neville (2000). Propriétés du béton. *Eyrolles*.
- [Novak and Zok, 2011] Novak, M. D. and Zok, F. W. (2011). High-temperature materials testing with full-field strain measurement : Experimental design and practice. *Review of Scientific Instruments*, 82(11).
-

- [Peach et al., 2015] Peach, B., Petkovski, M., Blackburn, J., and Engelberg, D. L. (2015). An experimental investigation of laser scabbling of concrete. *Construction and Building Materials*, 89 :76–89.
- [Régál, 2016] Régál, X. (2016). Caractérisation du comportement en traction du béton sous fortes sollicitations : essais de flexion trois points aux barres de Hopkinson To cite this version : HAL Id : tel-01412294 Caractérisation du comportement en traction du béton sous fortes sollicitations Essais de flexion trois points aux barres de.
- [Reijonen and Pihlajavaara, 1972] Reijonen, H. and Pihlajavaara, S. E. (1972). On the determination by neutron radiography of the thickness of the carbonated layer of concrete based upon changes in water content. *Cement and Concrete Research*, 2 :607–615.
- [Reu and Jones, 2019] Reu, P. L. and Jones, E. M. (2019). Eliminating air refraction issues in DIC by conducting experiments in vacuum. *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*, 12(Dic) :85–87.
- [Rougée, 1982] Rougée, P. (1982). *Mécanique générale*. Vuilbert u edition.
- [Sabato et al., 2017] Sabato, A., Niezrecki, C., and Fortino, G. (2017). Wireless MEMS-Based Accelerometer Sensor Boards for Structural Vibration Monitoring : A Review. *IEEE Sensors Journal*, 17(2) :226–235.
- [Šarga and Menda, 2013] Šarga, P. and Menda, F. (2013). Comparison of Ring-Core Method and Hole-drilling Method Used for Determining Residual Stresses. 1(7) :335–338.
- [Schajer, 1988] Schajer, S. (1988). Hole- Drilling Method . Part I — Stress Calculation Procedures. *Journal of Engineering Materials and Technology, Transactions of the ASME*, 110(October 1988) :338–343.
- [Scheel and Hillemeier, 1997] Scheel, H. and Hillemeier, B. (1997). Capacity of the remanent magnetism method to detect fractures of steel in tendons embedded in prestressed concrete. *NDT & E International*, 30(4) :211–216.
- [Schoefs et al., 2013] Schoefs, F., Bastidas-arteaga, E., Barbot, L., Schoefs, F., Bastidas-arteaga, E., Barbot, L., Mareo, P., Schoefs, F., Bastidas-arteaga, E., and Barbot, L. (2013). Projet MAREO : Evaluation probabiliste de la dégradation et des stratégies de maintenance durables de structures en béton armé en environnement maritime To cite this version : HAL Id : hal-00798826 Projet MAREO : Evaluation probabiliste de la dégradation .
- [Sentosa et al., 2019] Sentosa, B. O. B., Bui, Q. B., Ple, O., Plassiard, J. P., and Perrotin, P. (2019). Assessing Damage to Beam–Column Connections in Reinforced Concrete Structures from Vibrational Measurement Results. *Structural Engineering International*, 29(3) :396–403.
- [Shoukry et al., 2011] Shoukry, S. N., William, G. W., Downie, B., and Riad, M. Y. (2011). Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*, 25(2) :688–696.
- [Sideris et al., 2004] Sideris, K. K., Manita, P., and Sideris, K. (2004). Estimation of ultimate modulus of elasticity and Poisson ratio of normal concrete. *Cement and Concrete Composites*, 26(6) :623–631.
- [Sousa et al., 2013] Sousa, H., Cavadas, F., Henriques, A., Bento, J., and Figueiras, J. (2013). Bridge deflection evaluation using strain and rotation measurements. *Smart Structures and Systems*, 11(4) :365–386.
- [Sutton et al., 1983] Sutton, M., Wolters, W., Peters, W., Ranson, W., and McNeill, S. (1983). Determination of displacements using an improved digital correlation method. *Image and Vision Computing*, 1(3) :133–139.
- [Vacher et al., 1999] Vacher, P., Dumoulin, S., and Morestin, F. (1999). Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers , Part C : Journal of Mechanical Engineering Science.

- [Walkinshaw, 1969] Walkinshaw, J. L. (1969). Creep To Rupture Behavior of Concrete Beams By. (1967).
- [Wang and Li, 2007] Wang, H. and Li, Q. (2007). Prediction of elastic modulus and Poisson's ratio for unsaturated concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 44(5) :1370–1379.
- [Wang and Tong, 2013] Wang, Y. G. and Tong, W. (2013). A high resolution DIC technique for measuring small thermal expansion of film specimens. *Optics and Lasers in Engineering*, 51(1) :30–33.
- [White et al., 2003] White, D. J., Take, W. A., and Bolton, M. D. (2003). Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique*, 53(7) :619–631.



## Table des figures

1.1	Illustration des accidents : en a) le pont Morandi en Italie, et b) l'effondrement d'un immeuble de Marseille en France . . . . .	5
1.2	IQOA Ponts-Réseau Routiers avec en a) une répartition des 12251 ponts en fonction des différentes classes et en b) la répartition des ponts de la classe 3 en fonction des régions françaises [source : Ministère] . . . . .	6
1.3	Diagramme taille des composants du béton [Metha, 1986] . . . . .	9
1.4	Différentes tailles d'armature . . . . .	9
1.5	Courbe de comportement du béton . . . . .	10
1.6	Courbe de comportement du béton de type "bilinéaire" . . . . .	11
1.7	Exemple de courbe de Gauss pour un béton de classe C 40/50 . . . . .	12
1.8	Schéma des différents types de modules . . . . .	13
1.9	Courbe schématique du fluage [Walkinshaw, 1969] . . . . .	16
1.10	Résultats de l'étude de Sideris et al concernant les équations d'hydratation pour la résistance à la compression, le module de Young et le coefficient de Poisson . . . . .	18
1.11	Évolution des conditions thermo-hydriques du béton en fonction du climats à Changsha en Août 2011 [Liu et al., 2016] . . . . .	19
1.12	Évolution des valeurs de module de Young en fonction des variation de température et du degré de saturation [Shoukry et al., 2011] . . . . .	19
1.13	Évolution des valeurs de coefficient de Poisson en fonction des variation de température et du degré de saturation [Shoukry et al., 2011] . . . . .	20
1.14	Résultats représentant l'évolution du coefficient de Poisson en fonction de la porosité et de taux de saturation effectif en eau [Wang and Li, 2007] . . . . .	21
1.15	Résultats représentant l'évolution du module d'Young en fonction de la porosité et de taux de saturation en eau [Wang and Li, 2007] . . . . .	21
1.16	Processus de vieillissement des ouvrages . . . . .	25
1.17	Analyse des déformations extérieures (a) et intérieures (b) par rapport à la zone de découpe. A, B et C : jauges de déformation. . . . .	29
1.18	Étapes du procédé SlotStress . . . . .	30
1.19	Principe du procédé Doorstopper . . . . .	30
1.20	Procédé InsideStress . . . . .	31
1.21	Exemple de courbes obtenues avec le procédé EVE traçant le moment aux appuis en fonction de l'effort normal . . . . .	32
1.22	Schéma de l'expérience de J.Lee [Lee et al., 2019] . . . . .	33
1.23	Étapes de l'étude de J.Lee [Lee et al., 2019] . . . . .	34
1.24	Schéma de l'étude de M. MacGinnis . . . . .	35
1.25	Étapes de l'étude de M. MacGinnis . . . . .	35
1.26	Vue aérienne du campus de Jacob-Bellecombette . . . . .	39
2.1	Illustration de la première partie de l'analyse des contraintes : détermination des déplacements . . . . .	42
2.2	Illustration de la seconde partie de l'analyse des contraintes : identification du module de Young (étape 4 et 5) . . . . .	43

2.3	Visualisation de la simulation d'un poteau sollicité avec une compression excentrée avec a) les conditions de chargement, b) l'excentrement de l'effort et c) les résultats de déformations avec en rouge les zones d'étude dans le tiers central du poteau. . . . .	44
2.4	Visualisation de la simulation d'un poteau en flexion avec en a) les conditions de chargement et en b) les résultats de la déformation équivalente amplifiée avec en rouge les points étudiés. . . . .	46
2.5	Diagramme représentant les différents verrous et exigences . . . . .	49
2.6	Comparaison des déplacements obtenus par la méthode CIN et LVDT [Choi and Shah, 1997] . . . . .	51
2.7	Images en niveau de gris et histogrammes relatifs . . . . .	52
2.8	Schéma permettant de visualiser l'inclinaison de la caméra par rapport au mur . . . . .	53
2.9	Exemple de bruit de mesure . . . . .	54
2.10	Vue schématique des courants de convection causés par des gradients de température . . . . .	55
2.11	Visualisation de l'outil de protection des effets de convection positionné entre la caméra et le béton . . . . .	56
2.12	Analyse du bruit de mesure avec des valeurs moyennes de bruit d'environ 0,05 pixel pour une zone sans protection en a) et d'environ 0,008 pixel pour une zone protégée en b). . . . .	56
2.13	Schéma 2D de la configuration capteur/mur avec un angle d'inclinaison . . . . .	57
2.14	Exemple de l'effet du stacking sur un essai d'identification de la norme des déplacements radiaux, $u_r$ , en fonction du rayon, $r$ , pour une essai de compression radiale, relatif à l'étape 2 de notre analyse sur une pièce de PETP. . . . .	59
2.15	Visualisation de notion de grille (en rouge) en (a) et de motif (en gris) en (b). . . . .	60
2.16	Dispositif de découpe utilisé . . . . .	64
2.17	Évolution de la libération de contrainte en fonction du ratio profondeur/diamètre du carottage . . . . .	65
2.18	Deux vues en coupes d'un scan tomographique d'une éprouvette de béton de diamètre 30 mm. (a) Coupe faisant apparaître une taille de granulat homogène et peu de présence de vides. (b) Coupe avec présence de granulats et de vides plus important. . . . .	66
2.19	Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton soumis à un effort de compression. Visualisation de la contrainte normale suivant l'axe $y$ de la structure, sans armature (a) et avec armatures (b). . . . .	67
2.20	Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton armé soumis à une contrainte moyenne de compression de 2 MPa (béton sain). Visualisation de la position des vues en coupes, et des contraintes $\sigma_{yy}$ dans le béton pour les coupes 1 à 5. . . . .	68
2.21	Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton armé soumis à une contrainte moyenne de compression de 2 MPa (béton endommagé). Visualisation de la position des vues en coupes, et des contraintes $\sigma_{yy}$ dans le béton pour les coupes n°1 à 5. . . . .	69
2.22	Modélisation par éléments finis d'un poteau en béton armé soumis une contrainte moyenne de compression de 2 MPa. Visualisation des contraintes de von Mises dans les armatures, dans le cas d'un béton sain (a) et dans le cas d'un béton dégradé (b). . . . .	69
2.23	Photo thermique de la zone d'étude enregistrée 10 secondes après usinage dans le cas d'une découpe sans lubrification en a) et d'une découpe avec lubrification en b). . . . .	72
2.24	Coupe de l'outil de mise sous pression en CAO . . . . .	74
2.25	Outil de mise sous pression complet . . . . .	75
2.26	Positionnement de l'outil de mise sous pression dans le trou carotté . . . . .	75
2.27	Schéma du problème de sortie de l'outil . . . . .	76

2.28	Schéma relatif aux modélisations sur Abaqus avec en a) la géométrie et les conditions aux limites du modèle et en b) un résultat type . . . . .	78
2.29	Abaque présentant la norme des déplacements radiaux théoriques, notée $u_r$ , relatifs à des bétons dont les modules de Young sont compris entre 10 000 MPa et 50 000 MPa tous les 5 000 MPa en fonction du rayon, noté $r$ . . . . .	79
2.30	Schéma de l'expérience réalisé sur un échantillon de PETP . . . . .	80
2.31	Résultats relatifs à la mise sous pression du PETP, avec le champ de déplacements obtenu par 7D . . . . .	81
2.32	Résultat relatif à la mise sous pression du PETP avec le nuage de point de la norme des déplacements en fonction du rayon . . . . .	81
2.33	Abaque relatif aux résultats théoriques de déplacements et superposé avec les résultats expérimentaux . . . . .	82
2.34	Étude de répétabilité de la mesure avec en a) toutes courbes expérimentales en fonction des courbes théoriques et en b) un zoom sur les courbes expérimentales. . . . .	83
2.35	Schéma résumant les étapes clés du procédé développé . . . . .	85
2.36	Deux vues du dispositif propre à la relaxation locale des contraintes, sans outil de protection de la zone d'étude. . . . .	86
2.37	Deux vues du dispositif propre à la mise sous pression du mur, sans l'outil de protection. . . . .	86
3.1	Visualisation des 3 étapes de l'étude avec en a) la mise sous compression du plot, en b) la relaxation locale des contraintes et en c) la mise sous pression du trou. . . . .	91
3.2	Valeurs expérimentales reportées sur la courbe de Gauss théorique d'un béton C 40/50 . . . . .	93
3.3	Champ de déplacement global pour l'essai $A_1$ . . . . .	95
3.4	Champ de déplacement une fois les mouvements de corps solide retranchés pour l'essai $A_1$ . . . . .	96
3.5	Explication du phénomène de déformation parasite isotrope avec en a) les déformations théoriques, en b) les déformations expérimentales obtenues par CIN et en c) la déformation radiale parasite. . . . .	97
3.6	Champ de déplacement une fois la déformation parasite soustraite . . . . .	98
3.7	Carte du résidu de niveaux de gris calculé sur la zone de la carotte entre l'image de référence et l'image déformée après application des champs de déplacements estimés par CIN . . . . .	99
3.8	Histogramme relatif à l'erreur sur le résidu des niveaux de gris . . . . .	100
3.9	Champs de déplacement aux bords du trou lors du relâchement local des contraintes, obtenus par 7D . . . . .	100
3.10	Schématisation de l'application d'une contrainte uni-directionnelle . . . . .	101
3.11	Courbe théorique des déplacements aux bord d'un trou non traversant pour un plot soumis à une compression de 2,4 MPa, superposée avec les déplacements obtenus expérimentalement . . . . .	102
3.12	Champ de déplacement radial (noté $u_r$ ) lors de la mise sous pression du trou à 2 MPa pour l'essai $A_1$ . . . . .	103
3.13	Graphique représentant les courbes théoriques et les points expérimentaux pour l'essai $A_1$ de mise sous pression à 2 MPa. . . . .	104
3.14	Champ de déplacement de l'essai $A_1$ avec le repère (x,y) et le repère principal . . . . .	105
3.15	Évolution de la contrainte $\sigma_y$ en fonction de la variation du paramètre $E$ . . . . .	106
3.16	Évolution de la contrainte $\sigma_y$ en fonction de la variation du paramètre $\nu$ . . . . .	106
3.17	Graphique représentant les courbes théoriques et les points expérimentaux pour les essais $A_1, A_2, B_3, B_4$ et $C_5$ de mise sous pression à 2 MPa. . . . .	107

3.18	Courbes théoriques des déplacements aux bords du trou pour un relâchement de contraintes de 2,4 MPa et les 5 essais expérimentaux . . . . .	108
3.19	Champs de déplacement aux bords du trou, en a) l'essai $A_2$ et en b) l'essai $C_5$ . . .	109
4.1	Visualisation du site de La Coche en a) et de la zone d'étude en b). . . . .	113
4.2	Champ de déplacement lors de la mise sous pression à 2 MPa du mur . . . . .	114
4.3	Courbe relative aux déplacements radiaux moyens superposée aux courbes de comportement théoriques pour une sollicitation du mur sous une pression de 2 MPa . . . . .	114
4.4	Courbe représentant l'évolution des déformations en fonction des contraintes pour l'éprouvette de La Coche testée en compression . . . . .	115
4.5	Différentes vues en coupe tomographique de la carotte de béton . . . . .	116
4.6	Champ de déplacement sans mouvement de corps solide, obtenu lors de la libération locale des contraintes en surface de la carotte . . . . .	117
4.7	Carte des résidus de niveau de gris entre l'image initiale et l'image déformée après application du champ de déplacement . . . . .	118
4.8	Bibliothèque universitaire de l'USMB sur le site de Jacob Bellecombette . . . . .	120
4.9	Plan du niveau 0 de la bibliothèque avec position des zones d'étude. . . . .	121
4.10	Fissure longitudinale visible de l'autre côté du poteau de l'essai A en haut de celui-ci.	122
4.11	Poteau de l'essai A vu de profil avec une mesure au mètre laser . . . . .	122
4.12	Visualisation du poteau de l'essai C avec un rebord et une fissure . . . . .	123
4.13	Visualisation en a) du poteau de l'essai C avec une fissure sur les porteurs horizontaux se prolongeant sur la longueur du bâtiment et en b) une fissure verticale entre les deux parties du bâtiment et une fissure horizontale au-dessus de la porte.	123
4.14	Champ de déplacement obtenu lors de la mise sous pression à 2 MPa du mur pour le poteau en intérieur, essai $A_{E1}$ . . . . .	125
4.15	Graphique illustrant les déplacements radiaux ur lors de la mise sous pression sous 2 MPa du poteau intérieur lors de deux tests, superposées aux courbes de comportement théorique issu d'un calcul par la méthode des éléments finis. . . . .	125
4.16	Visualisation des déplacements de l'essai $A_1$ , superposés aux déplacements théoriques calculés par éléments finis pour des module de 22 000 MPa à 40 000 MPa	126
4.17	Visualisation des déplacements de l'essai $A_2$ , superposés aux déplacements théoriques par éléments finis pour des modules de 24 000 MPa à 37 000 MPa . . . . .	126
4.18	Visualisation des déplacements de l'essai $B_{E1}$ , avec la moyenne des déplacements radiaux et les écarts types, superposés aux déplacements théoriques par éléments finis pour des modules de 25 000 MPa à 40 000 MPa . . . . .	127
4.19	Graphique illustrant les déplacements radiaux ur lors de la mise sous pression de 2 MPa du poteau extérieur en C lors de deux essais $C_{E1}$ et $C_{E2}$ , superposées aux courbes de comportement théorique. . . . .	128
4.20	Visualisation des déplacements du test 1, avec la moyenne des déplacements radiaux et les écarts types, superposés avec les déplacements théoriques pour des modules de 23 000 MPa à 43 000 MPa . . . . .	128
4.21	Visualisation des déplacements du test 2, avec le moyenne des déplacements radiaux et les écarts types, superposés avec les déplacements théoriques pour des modules de 24 000 MPa à 43 000 MPa . . . . .	129
4.22	Visualisation du champ de déplacement en surface de la carotte obtenu par GlobalDiC pour l'essai A . . . . .	131
4.23	Carte des résidus en niveau de gris entre l'image initiale et l'image déformée pour l'essai A . . . . .	131
4.24	Visualisation du champ de déplacement en surface de la carotte obtenu par GlobalDIC pour l'essai B (a) et l'essai C (b) . . . . .	132

---

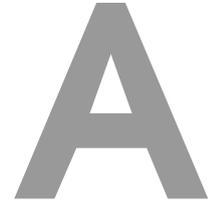
4.25	Visualisation des champs de déplacements à l'extérieur du trou, obtenus par analyse locale sous 7D, lors du relâchement locale des contraintes pour l'essai A . . .	133
A.1	Schéma 2D de la configuration capteur/mur avec un angle d'inclinaison . . . . .	XVI
A.2	Vue de côté des déplacements pour un cas limite . . . . .	XVIII
A.3	Déformations imposées sur le mur et perçues par le capteur pour le cas limite . . .	XIX
A.4	Vue de côté des déplacements pour le cas réel . . . . .	XX
A.5	Déformations obtenues sur le mur et perçues par le capteur pour le cas réel . . . . .	XX
C.1	Schéma de l'expérience . . . . .	XXX
C.2	Schéma de l'effet hors plan . . . . .	XXXI
C.3	Champ de déplacement (a) et déformations principales (b) obtenus par le logiciel 7D (interpolation locale) . . . . .	XXXIII
C.4	Champ de déplacement (a) et déformations selon x et y (b) obtenus par le logiciel DicSymme (interpolation globale) . . . . .	XXXIII
D.1	Modélisation 2D axisymétrique des effets thermiques au sein la carotte lors de son usinage . . . . .	XXXV
D.2	Résultats obtenus sur la surface supérieure pour les simulations thermiques avec pour une variation de l'épaisseur de température $e = 1$ mm et $e = 2$ mm. . . . .	XXXVII
F.1	Vue de coupe du plot en béton simulé . . . . .	XLIV
F.2	Visualisation des déplacements radiaux via une simulation numérique avec en a) le poteau usinée de deux trous dont un soumis à une pression de 3 MPa et en b) le même poteau avec un seul trou usiné et soumis à une pression de 3 MPa. . . . .	XLV
F.3	Visualisation de la répartition des contraintes selon les directions X en a) et Y en b) pour un trou sollicité avec une pression axiale de 3 MPa. . . . .	XLVI



## Liste des tableaux

1.1	Inventaire des différents types de granulats et leurs caractéristiques . . . . .	8
1.2	Caractéristiques des bétons en fonction de leur classe de résistance . . . . .	13
1.3	Variations des propriétés thermiques . . . . .	14
1.4	Résultats des travaux réalisés à Songloulou . . . . .	32
1.5	Tableau récapitulatif des atouts, limites et précisions des procédés permettant la détermination des contraintes dans des structures en béton armé . . . . .	37
2.1	Nomenclature des outils utilisés lors de l'analyse des contraintes in situ . . . . .	87
3.1	Résultats des essais de compression selon la norme Nf EN 12390-3 . . . . .	92
3.2	Résultats des modules de Young identifiés sur chacune des 5 éprouvettes issues de carottage des plots de béton . . . . .	94
3.3	Tableau récapitulant les valeurs de modules de Young pour chaque essai . . . . .	107
4.1	Résultats des modules de Young identifiés si site pour les trois poteaux . . . . .	129
4.2	Tableau récapitulatif des valeurs de modules de Young déterminées sur les carottes du site de la BU. . . . .	129
4.3	Tableau récapitulatif des contraintes et directions principales déterminées pour les trois essais . . . . .	132
C.1	Résultats des déformations . . . . .	XXXII
G.1	récapitulatif des valeurs de contraintes liées au moment de flexion en fonction du moment quadratique $I_{gz}$ . . . . .	XLIX





## Annexe 1 : Étude des effets de l'inclinaison de la caméra sur les déformations

---

*Lors du relâchement locale des contraintes, les déplacements de la zone d'étude sont obtenus par la méthode de corrélation d'images numériques. Pour cela une caméra est positionnée devant la zone d'étude. Cependant l'utilisation de l'outil de découpe impose d'incliner la caméra de manière à ce que son axe optique soit orienté à 15 ° de l'axe de découpe. Nous souhaitons ici vérifier que l'inclinaison de la caméra n'engendre pas de déformations parasites sur son capteur.*

---

L'utilisation d'un outil de découpe impose d'incliner la caméra d'un angle  $\alpha = 15^\circ$  par rapport à son axe optique. La Figure A.1 illustre ce phénomène avec une caméra inclinée, ici représentée par le capteur, vis-à-vis de la zone d'étude sur le mur. A travers cette schématisation, on constate une différence de valeur de déformation entre  $\varepsilon$  (Eq. A.1) la déformation obtenue par le mur et  $\varepsilon^*$  (Eq. A.2) la déformation vue par le capteur.

$$\varepsilon = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \quad (\text{A.1})$$

$$\varepsilon^* = \frac{L_1^* - L_0^*}{L_0^*} \quad (\text{A.2})$$

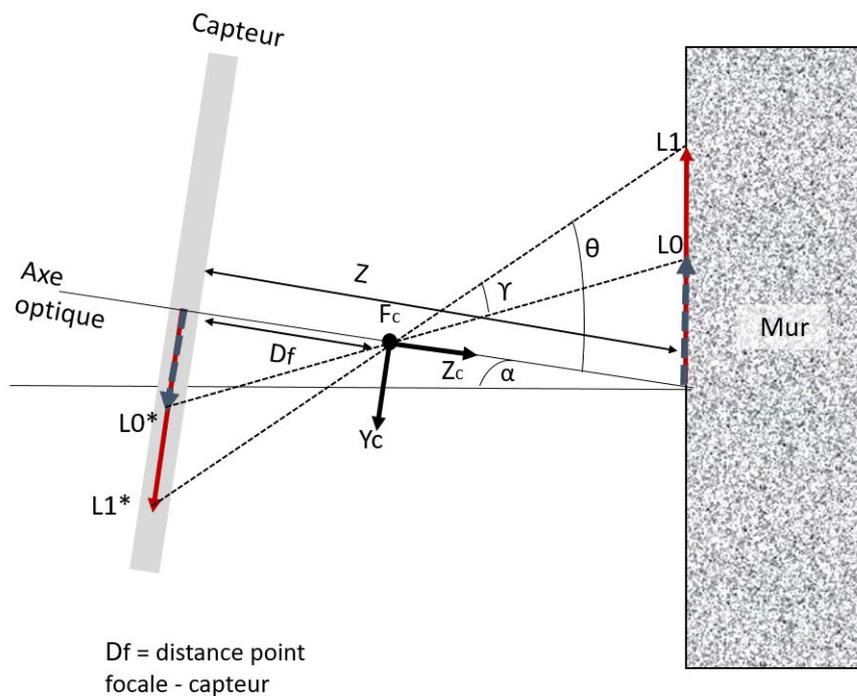


FIGURE A.1 – Schéma 2D de la configuration capteur/mur avec un angle d'inclinaison

Sur ce schéma nous avons quatre données connues et quatre données inconnues, telles que :

- Données connues
  - $Z$  : Distance entre le capteur et la zone d'étude ;
  - $L_0$  : Longueur initiale réelle de la surface observée ;
  - $L_1$  : Longueur finale réelle de la surface observée ;
  - $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la caméra/mur ;
- Données inconnues :
  - $L_0^*$  : Longueur initiale perçue par la caméra ;
  - $L_1^*$  : Longueur finale perçue par la caméra ;
  - $\theta$  : Angle apparente de  $L_1$ ,
  - $\gamma$  : Variation d'angle apparent entre l'état initial et déformé.

Nous cherchons à déterminer la valeur de  $L_1^*$  en fonction de  $L_1$  :

$$\tan(\theta) = \frac{L_1^*}{Z} \quad (\text{A.3})$$

$$\frac{L_1}{\sin(\theta + 90)} = L_1^* \quad (\text{A.4})$$

Soit  $\gamma + \alpha + \theta + 90 = 180 \Rightarrow \gamma = -\alpha - \theta + \frac{\pi}{2}$

D'où :

$$L_1^* = \frac{L_1 \cdot \sin(\gamma)}{\sin(\theta + \frac{\pi}{2})} = \frac{L_1 \cdot \sin(-\alpha - \theta + \frac{\pi}{2})}{\cos(\theta)} \quad (\text{A.5})$$

$$L_1^* = L_1 \frac{\cos(\theta + \alpha)}{\cos(\theta)} \quad (\text{A.6})$$

D'où en combinant les équations A.3 et A.6 :

$$\tan(\theta) \cdot Z = L_1 \frac{\cos(\theta + \alpha)}{\cos(\theta)} \quad (\text{A.7})$$

$$\Leftrightarrow \sin(\theta) \cdot Z = L_1 \cdot \cos(\theta + \alpha) \quad (\text{A.8})$$

$$\Leftrightarrow \sin(\theta) \cdot Z = L_1 \cdot [\cos(\theta) \cdot \cos(\alpha) - \sin(\theta) \cdot \sin(\alpha)] \quad (\text{A.9})$$

$$\Leftrightarrow Z = L_1 \cdot \left[ \frac{\cos(\alpha)}{\tan(\theta)} - \sin(\alpha) \right] = L_1 \left[ \frac{\cos(\alpha)}{\tan(\theta)} - \sin(\alpha) \right] \quad (\text{A.10})$$

$$\Leftrightarrow Z + L_1 \cdot \sin(\alpha) = L_1 \cdot \left[ \frac{\cos(\alpha)}{\tan(\theta)} \right] \quad (\text{A.11})$$

$$\tan(\theta) = L_1 \cdot \left[ \frac{L_1 \cdot \cos(\alpha)}{Z + L_1 \cdot \sin(\alpha)} \right] \quad (\text{A.12})$$

Ce qui revient finalement en considérant l'équation A.3 :

$$L_1^* = \frac{Z \cdot L_1 \cdot \cos(\alpha)}{Z + L_1 \cdot \sin(\alpha)} \quad (\text{A.13})$$

La résolution de ce système nous indique que seul  $Z$  et  $\alpha$ , et que la détermination de la longueur  $L_1^*$  n'est pas une fonction linéaire de  $L_1$ .

La résolution de ce problème est numérique. Afin de comprendre ce phénomène nous allons nous intéresser à deux cas d'étude. Le premier est un cas limite qui va nous permettre de comprendre l'impact possible d'une inclinaison sur les résultats lorsque le point focale est extrêmement proche de la zone d'étude. Ensuite le second cas correspond à notre cas d'étude réel.

### Cas limite

Prenons pour exemple limite le cas où le point focal est à une distance de 2 mm du mur et où la zone d'étude à une dimension de  $L_0 = 5$  mm, avec une déformation initiale de  $1 \cdot 10^{-5}$ . Ce cas d'étude n'est pas réel mais il permet de visualiser l'impact d'une inclinaison. On remarque que la variation de longueur  $L_1^*$  n'est pas proportionnelle à la variation  $L_1$  et qu'une petite variation sur le mur engendre une grande variation sur le capteur (Figure A.2).

La Figure A.3 permet de visualiser cette différence de perception des déformations entre le mur et le capteur. On observe sur cette Figure A.3 une superposition des deux déformations. On constate

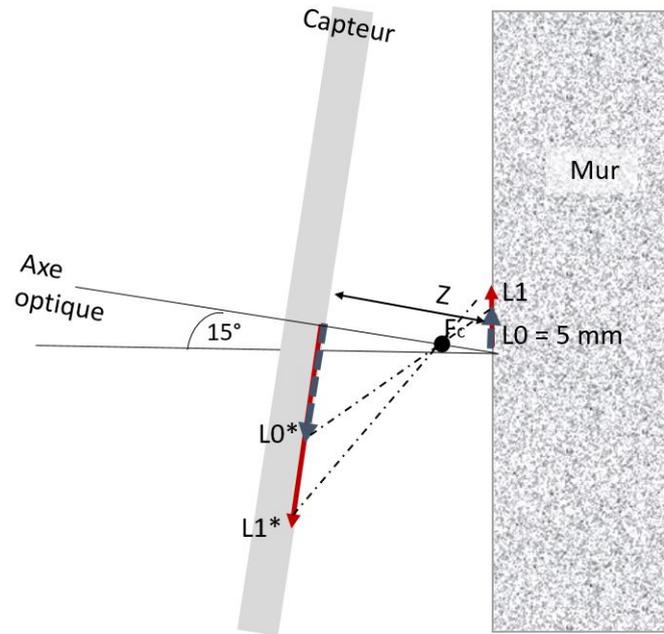


FIGURE A.2 – *Vue de côté des déplacements pour un cas limite*

que dans cette configuration particulière il existe une différence de valeur entre les allongements réels du mur (une déformation de  $1 \cdot 10^{-5}$ ) à celles qui sont perçues par le capteur CCD et qui correspondent à des déformations entre  $10^{-4}$  et  $4,5 \cdot 10^{-5}$ ), la variation des déformations n'est pas homogène. L'erreur entre la déformation perçue par le mur et celle perçue par le capteur est de 300%.

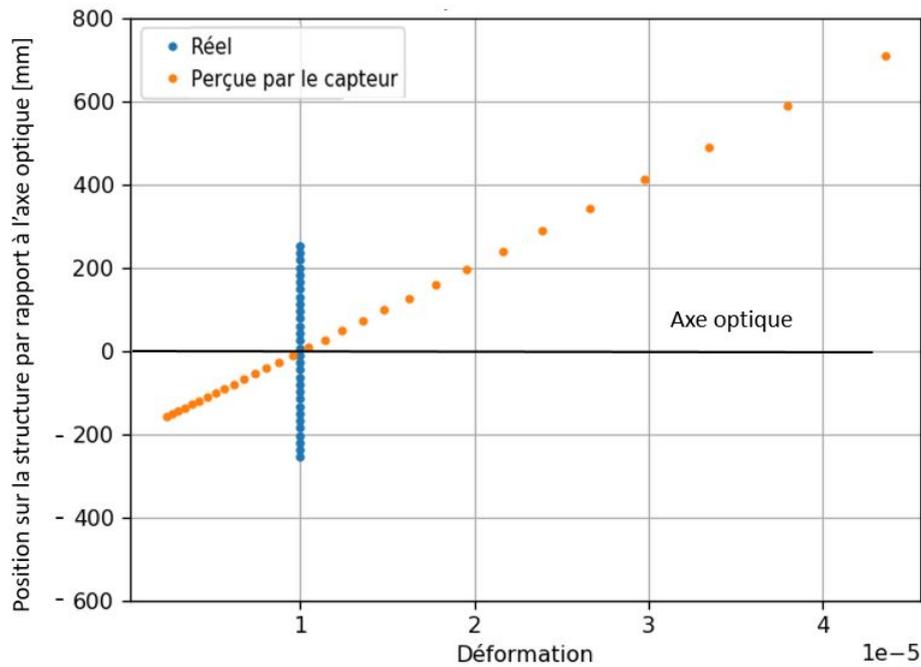


FIGURE A.3 – Déformations imposées sur le mur et perçues par le capteur pour le cas limite

### Cas réel

Dans le cas réel, la distance mur/caméra est de 200 mm, la distance focale est de 50 mm, la zone d'étude d'un diamètre de  $L_0 = 20$  mm, ce qui correspond approximativement notre zone d'étude, et une déformation imposée de  $1.10^{-5}$  (Figure A.4). La première observation est qu'il est difficile de juger de la variation d'allongement entre  $L1^*$  et  $L1$  car les déplacements observables sur le capteur à cette distance de 200 mm sont petits.

La Figure A.5 montre que dans notre cas d'étude réel les variations de déformations sont bien plus faibles. En effet pour une déformation de la zone d'étude sur le mur de  $1.10^{-5}$ , le capteur observe une déformation comprise entre  $0,97.10^{-5}$  et  $1,03.10^{-5}$ , soit une erreur de 3% sur la valeur. Cette erreur est acceptable.

On peut en conclure que l'inclinaison de la caméra vis-à-vis du mur n'engendre qu'une erreur maximale de mesure sur la déformation de 3%. Elle sera négligée par la suite.

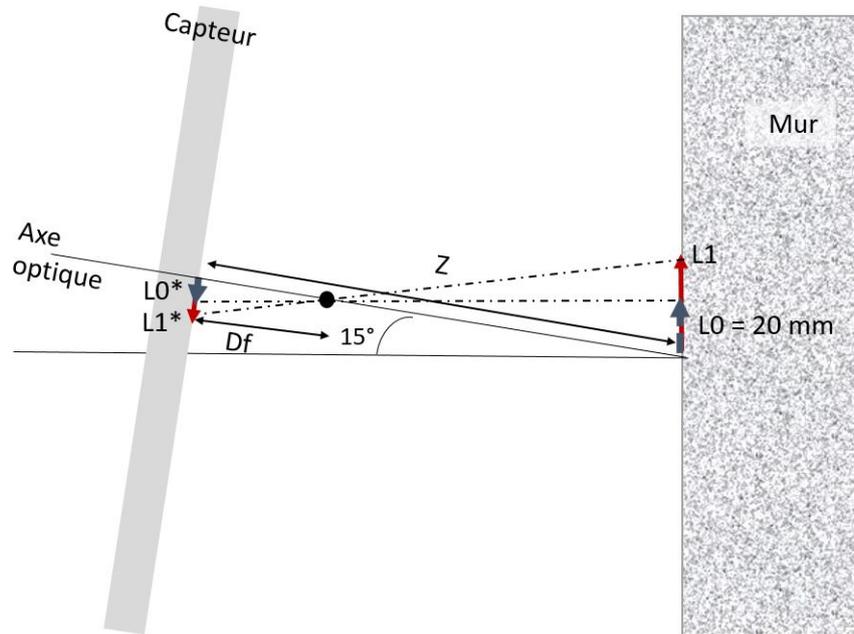


FIGURE A.4 – Vue de côté des déplacements pour le cas réel

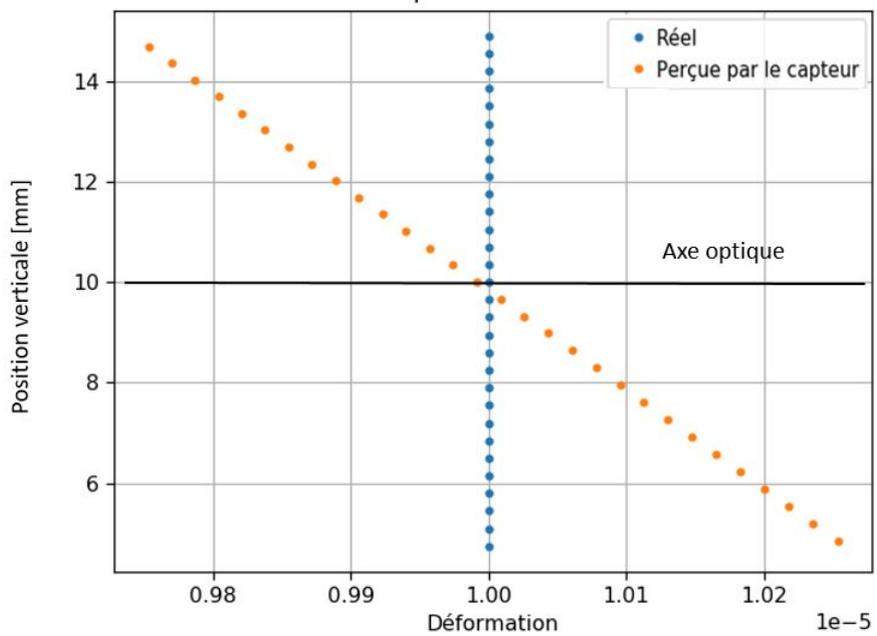


FIGURE A.5 – Déformations obtenues sur le mur et perçues par le capteur pour le cas réel

# B

## Annexe 2 : Programme GlobalDIC

---

*Cette annexe présente le programme à interpolation globale Global-DIC, permettant de calculer l'état de contrainte à partir de 2 images préalablement sélectionnées.*

---

# Etat de contrainte

November 12, 2020

## 1 Programme de corrélation d'image par interpolation globale

3 Parties - Sélection des photos à traiter - Sélection de la zone d'étude - Lancement du programme

Résultats: - La fonction du champ de déplacement bi-linéaire - La carte des résidus - Le calcul des déformations - Le calcul des contraintes principales et des orientations

```
In [ ]: import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import matplotlib as mpl
from matplotlib import cm

from skimage import data, color
from skimage.transform import hough_circle, hough_circle_peaks
from skimage.feature import canny
from skimage.draw import circle_perimeter
from skimage.util import img_as_ubyte

from math import sqrt
from PIL import Image
import plotly.figure_factory as ff
import pylab
from scipy.fftpack import irfft
from scipy import optimize
from scipy import stats
from scipy import ndimage, optimize, spatial, interpolate
import numpy.ma as ma
import pandas as pd
import xarray as xr
import hvplot.xarray
import holoviews as hv
from holoviews import dim, opts
from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D

from PIL import Image

import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
```

```

from matplotlib import cm
import pandas as pd
import scipy.io
from scipy.optimize import minimize
import numpy.polynomial.polynomial as poly
from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D
from scipy import interpolate
import plotly.graph_objects as go

import time

hv.extension('bokeh', 'matplotlib', 'plotly')

```

## 1.1 Données préliminaires à rentrer manuellement

```

In [ ]: E=35000
        v=0.20

```

## 1.2 Sélection des photos à comparer

```

In [ ]: #Les photos à comparer
        img0 = mpl.image.imread(r'90.tif')#.sum(axis=2)/3
        img1 = mpl.image.imread(r'0.tif')#.sum(axis=2)/3

In [ ]: img0 = img0 / np.max(img0)
        img1 = img1 / np.max(img1)

        img0 = img0 - np.mean(img0)
        img1 = img1 - np.mean(img1)

        fig=plt.figure()
        plt.imshow(img1 .data, cmap=mpl.cm.gray, interpolation = "nearest", origin='lower')
        plt.show()

```

## 1.3 Sélection de la zone d'étude

```

In [ ]: x_min=2000-500
        x_max=2000+500
        y_min=1500-500
        y_max=1500+500
        dim_x=x_max-x_min
        dim_y=y_max-y_min

```

## 2 Partie "calcul"

```

In [ ]: #Identification du champ de déplacement bi-linéaire
        index=1
        x=np.arange(x_min,x_max, index)

```

```

y=np.arange(y_min,y_max,index)

def U_field(par,xv,yv,dim_x,dim_y):
    xv_ = xv
    yv_ = yv
    par_ = par.copy() / np.array([1,dim_x,dim_y,dim_x*dim_y ,1,dim_x,dim_y,dim_x*dim_y])
    ux = par_[0] + par_[1]*xv_ + par_[2]*yv_ + par_[3]*(xv_*yv_)
    uy = par_[4] + par_[5]*xv_ + par_[6]*yv_ + par_[7]*(xv_*yv_)
    return ux,uy

def cost(par):
    ux,uy=U_field(par,xv,yv,dim_x,dim_y)
    xv_def = xv + ux
    yv_def = yv + uy
    P_def = np.array([yv_def.flatten(),xv_def.flatten()]).T
    ng = ndimage.map_coordinates(img0.data, P.T, order = 1)
    ng_def = ndimage.map_coordinates(img1.data, P_def.T, order = 1)
    return ng_def - ng

xv, yv =np.meshgrid(x, y)
P = np.array([yv.flatten(),xv.flatten()]).T
par_init = np.array([0.3,0.01,0.01,0.01,0.1,0.01,0.01,0.01]) #Lancement de l'optimisatio
sol = optimize.least_squares(cost, par_init, method='lm', diff_step=.00001,xtol=1e-12,ft
par_init= sol.x # Recupération de la solution optimale
par_opt = sol.x
par_adim=par_opt/np.array([1,dim_x,dim_y,dim_x*dim_y, 1,dim_x,dim_y,dim_x*dim_y])
sol

ux,uy = U_field(par_opt,xv,yv,dim_x,dim_y) #Calcul des champs Ux et Uy pour les tracés
xv_def = xv + ux
yv_def = yv + uy
P_def = np.array([yv_def.flatten(),xv_def.flatten()]).T
ng = ndimage.map_coordinates(img0.data, P.T, order = 1)
ng_def = ndimage.map_coordinates(img1.data, P_def.T, order = 1)
res = np.reshape(ng_def - ng,(xv.shape[0],xv.shape[1]))

ux1=ux
uy1=uy

```

### 3 Fonctions de déplacements

$U_x(x,y) = a + b.x + c.y + d.x.y$

$U_y(x,y) = e + f.x + g.y + h.x.y$

Avec de a à h les paramètres de la fonction qui valent

```

In [ ]: print('Identification des paramètres a à h')
        print('a=',np.round(par_adim[0],3))

```

```

print('b=',np.round(par_adim[1],7))
print('c=',np.round(par_adim[2],7))
print('d=',np.round(par_adim[3],10))
print('e=',np.round(par_adim[4],3))
print('f=',np.round(par_adim[5],7))
print('g=',np.round(par_adim[6],7))
print('h=',np.round(par_adim[7],10))

```

```

In [ ]: # Suppression translation
ux_t=ux-np.mean(ux)
uy_t=uy-np.mean(uy)

```

```

In [ ]: #Suppression rotation
steps1=[]
steps=[]
step_data =[]
dim_x=int(dim_x/index)
dim_y=int(dim_y/index)

```

```

for i in range (0,dim_y-1,1):
    for j in range (0,dim_x-1,1):
        steps1=[]
        steps1.append(xv[i][j])
        steps1.append(yv[i][j])
        steps1.append(0) #Position en z
        steps1.append(ux_t[i][j])
        steps1.append(uy_t[i][j])
        steps1.append(0) #Déplacement en z
        steps.append(steps1)

```

```

step_data=pd.DataFrame(steps, columns = ["x", "y", "z","dx", "dy","dz"])

```

```

OMEGA = []
VP = []
PP = []
VPx, VPy = [], []

```

```

s = step_data #choix du pas
X0 = [0.0, 0.0,0.0, 0.0,0.0, 0.0, 0.0] #vecteur inconnu : Omega/x,Omega/y,Omega/z, k,

```

```

def SpeedField(Omega, Vp, P):
    M = s[["x", "y","z"]].values
    MP = P-M
    V = Vp + np.cross(MP, Omega)
    return V

```

```

def CostFunction(X):
    X = np.array(X)

```

```

Omega = X[:3]
k = X[3]
P = X[4:]
Vp = k * Omega      #Car au point P, Vp et Omega sont colinéaires.
Vm = s[["dx", "dy", "dz"].values
V = SpeedField(Omega, Vp, P)
residuals = Vm - V
return residuals.flatten()#,erreur,residuals en plus de la version originale

def CostFunction_sansFlat(X):
X = np.array(X)
Omega = X[:3]
k = X[3]
P = X[4:]
Vp = k * Omega      #Car au point P, Vp et Omega sont colinéaires.
Vm = s[["dx", "dy", "dz"].values
V = SpeedField(Omega, Vp, P)
residuals = Vm - V
return residuals

sol = optimize.leastsq(CostFunction, X0)  #On minimise l'erreur calculée par CostFuncti
Xsol = sol[0]
Omega = Xsol[:3]
k = Xsol[3]
P = Xsol[4:]

Vp = k * Omega      #Car au point P, Vp et Omega sont colinéaires.
OMEGA.append(Omega)
VP.append(Vp)
VPx.append(Vp[0]), VPy.append(Vp[1])
PP.append(P)

vecU = Omega / (Omega**2).sum()**.5  #Vecteur unitaire de l'axe principal du torseur en

V_sans_rot=CostFunction_sansFlat(Xsol)

ux = V_sans_rot[:,0]
ux_r = ux.reshape((xv.shape[0]-1,xv.shape[1]-1))

uy = V_sans_rot[:,1]
uy_r = uy.reshape((xv.shape[0]-1,xv.shape[1]-1))

```

### 3.1 Calculs du résidus

```

In [ ]: fig=plt.figure()
z=(np.abs(res)-np.mean(img1))*100
plt.hist(np.abs(z.flatten()),bins=1000)

```

```

plt.xlabel('Erreur [%]')
plt.ylabel('Fréquence')
SV=np.std((z))
plt.vlines(SV,0,16000)
plt.text(SV, 6000, f'Ecart type 1  $\sigma$  : {round(SV,2)}%')
MEAN=np.mean((z))
plt.vlines(MEAN,0,16000)
plt.text(MEAN, 10000, f'Moyenne : {round(MEAN,2)}%')
plt.ticklabel_format(axis='y',style='scientific')
plt.xlim(0,20)

```

### 3.2 Calculs des déformations

```

In [ ]: exx1=((par_adim[1]+par_adim[3]*y_min)+(par_adim[1]+par_adim[3]*y_max))/2
eyy1=((par_adim[6]+par_adim[7]*x_min)+(par_adim[6]+par_adim[7]*x_max))/2
exy=((0.5*(par_adim[2]+par_adim[3]*x_min+par_adim[5]+par_adim[7]*y_min))+(0.5*(par_adim[

print('La déformation xx1 est de : ', np.round(exx1,8))
print('La déformation yy1 est de : ', np.round(eyy1,8))
print('La déformation xy est de : ', np.round(exy,8))

```

### 3.3 Correction de la valeur de la déformation avec la valeur de v fixée

```

In [ ]: egopt = -(exx1+eyy1*v)/(v+1)

exx = exx1+egopt
eyy = eyy1+egopt
exy = exy

print('La déformation parasite est de : ', np.round(-egopt,7))
print('La déformation xx est de : ', np.round(exx,7))
print('La déformation yy est de : ', np.round(eyy,7))
print('La déformation xy est de : ', np.round(exy,8))

```

### 3.4 Calculs des contraintes par la loi de Hooke

```

In [ ]: lbd=(E*v)/((1+v)*(1-2*v))
mu= E/(2*(1+v))
sigma_xx = ((lbd+2*mu)*exx)+(mu*eyy)
sigma_yy = (mu*exx)+((lbd+2*mu)*eyy)
sigma_xy = 2*mu*exy

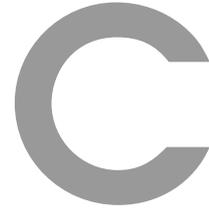
print('La contrainte xx est de : ', np.round(sigma_xx,2), 'MPa')
print('La contrainte yy est de : ', np.round(sigma_yy,2), 'MPa')
print('La contrainte xy est de : ', np.round(sigma_xy,2), 'MPa')

```

### 3.5 Calculs des contraintes principales et des orientations

```
In [ ]: sigma1 = ((sigma_xx + sigma_yy)/2)+np.sqrt((((sigma_xx - sigma_yy)/2)**2)+(sigma_xy)**2)
sigma2 = ((sigma_xx + sigma_yy)/2)-np.sqrt((((sigma_xx - sigma_yy)/2)**2)+(sigma_xy)**2)
phi = 0.5*np.arctan((2*sigma_xy)/(sigma_xx-sigma_yy))

print('La contrainte principale 1 est de :', np.round(sigma1,2), 'MPa')
print('La contrainte principale 2 est de :', np.round(sigma2,2), 'MPa')
print('La direction principale est de :',np.round(np.degrees(phi),2), 'Degré')
```



## Annexe 3 : Comparaison des résultats de champs de déplacement calculés à partir de méthode CIN globale et locale sur un test de chargement thermique d'un matériau au comportement supposé homogène : aluminium

---

*Nous souhaitons à travers cet essai valider notre programme de calcul de corrélation d'images numériques GlobalDIC. Pour cela nous avons opté pour un chargement thermique d'un matériau au comportement supposé homogène et isotrope, soit de l'aluminium. Pour valider le logiciel GlobalDIC développé dans ce travail de thèse, les résultats de l'identification des champs de déplacement sont comparés à ceux du logiciel 7D à interpolation locale.*

---

## C.1 Protocole d'étude

L'objectif de cette étude est de comparer les méthodes à interpolation globale DicSymme et à interpolation locale, logiciel 7D, via une expérience maîtrisée afin de valider le programme développé.

Dans l'étude expérimentale réalisée (Figure C.1), un échantillon d'aluminium d'un diamètre de  $d = 50$  mm et d'une hauteur de  $H = 100$  mm est utilisé. Son coefficient de dilatation thermique est d'environ  $\alpha = 2,3 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{K}$ . L'échantillon est moucheté sur sa face supérieure, face positionnée à  $L = 250$  mm de l'objectif de la caméra. Le bac est ensuite rempli d'eau jusqu'au bord de l'échantillon. Une plaque en plexiglas est positionnée en dessus du bac d'eau. Cette plaque est trouée au niveau de l'échantillon afin de ne pas créer de gouttes sur la vitre qui pourraient perturber l'enregistrement des images. L'eau est montée en température via un système de bain thermostaté. La température de l'eau est contrôlée avec des capteurs de température préalablement étalonnés. Deux séries d'images sont enregistrées, la première pour une température de  $22,90^\circ\text{C}$  et la seconde à  $27,50^\circ\text{C}$ . Pour une variation de température de  $4,6^\circ\text{C}$ , la déformation théorique de l'échantillon dans le plan de l'image est de l'ordre de  $1,06 \cdot 10^{-4}$ .

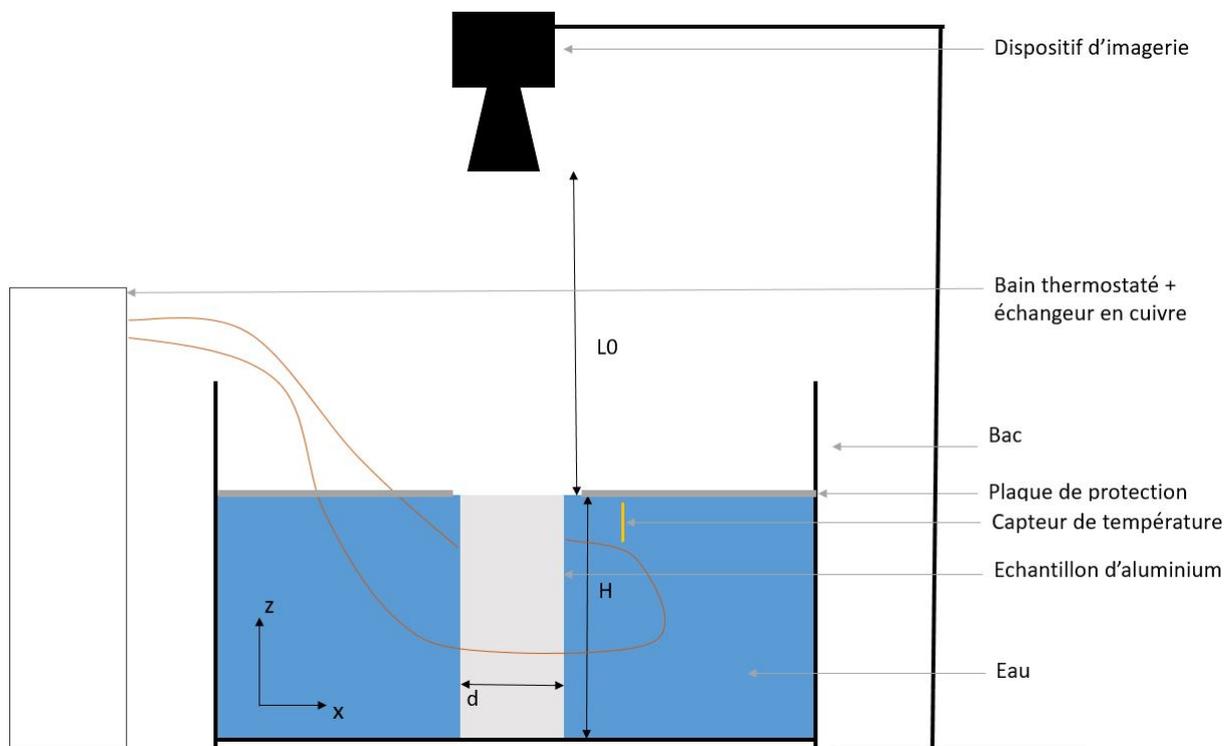


FIGURE C.1 – Schéma de l'expérience



Annexe C. Annexe 3 : Comparaison des résultats de champs de déplacement calculés à partir de méthode CIN globale et locale sur un test de chargement thermique d'un matériau au comportement supposé homogène : aluminium

$$\varepsilon_{mesuree} = \frac{(r_0 + dr)L_0}{(L_0 - dL)r_0} - 1 = \frac{L_0 dr + r_0 dL}{(L_0 - dL)r_0} \quad (C.7)$$

Si  $dL=0$ , on retrouve  $\varepsilon_{mesuree} = \varepsilon_{thermique} = \frac{dr}{r_0}$ . dans notre cas de figure,  $dL = H \times \alpha \Delta L = 0,0106$  mm.

De plus :

$$\Delta r = 25 \times \alpha \times \Delta T = 0,0026mm \quad (C.8)$$

D'où :

$$\varepsilon_{mesuree} = 1,48.10^{-4}$$

$$\varepsilon_{thermique} = 1,06.10^{-4}$$

Cet écart n'est absolument pas négligeable et doit être intégré dans la méthode de calcul des déformations.

### C.3 Déplacement sous chargement thermique

Le calcul des déformations dans le plan est réalisé via l'interpolation locale (Figure C.3) et l'interpolation globale (Figure C.4).

La première observation des résultats est qu'on observe bien des champs de déplacements correspondant à un gonflement. Les valeurs sont cohérentes en terme d'ordre de grandeur.

Dans le cas de l'utilisation de l'interpolation locale, les déformations sont comprises entre  $1,50.10^{-4}$  et  $1,30.10^{-4}$  (Figure C.3, b). Dans le cas de l'utilisation de l'interpolation globale, les déformations sont comprises entre  $1,37.10^{-4}$  et  $1,35.10^{-4}$  (Figure C.4,b). Les résultats sont répertoriés ci-dessous (Tableau C.1) :

Type d'interpolation	Niveau de valeur	Déformations expérimentales	Erreur avec la théorie
Locale	Maximal	$1,50.10^{-4}$	1 %
Locale	Minimal	$1,30.10^{-4}$	12 %
Globale	Maximal	$1,37.10^{-4}$	7 %
Globale	Minimal	$1,35.10^{-4}$	9 %

TABLEAU C.1 – Résultats des déformations

Au vu des résultats du Tableau C.1, la prise en compte des déformations parasites hors-plan est nécessaire, et permet leur correction par rapport aux déformations planes permet de retrouver des résultats de déformations entre 1% et 12% de la valeur théorique.

Cette étude permet aussi de constater que les valeurs obtenues entre l'interpolation locale et l'interpolation globale sont cohérentes. Le logiciel développé, GlobalDIC, est donc validé et les deux méthodes CIN à interpolation globale et à interpolation locale pourront être exploitées pour la suite des travaux.

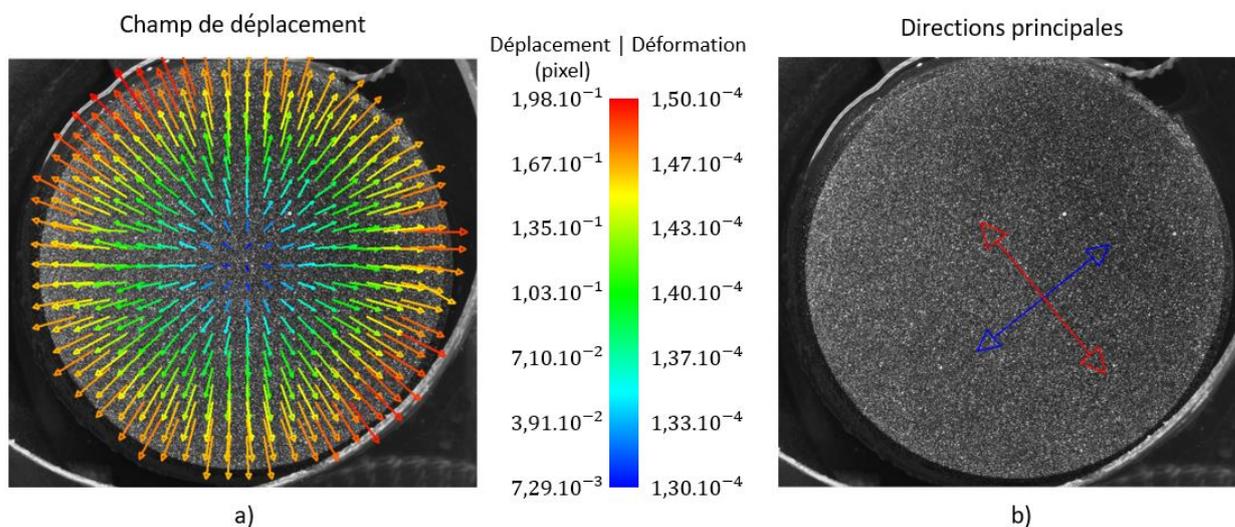


FIGURE C.3 – Champ de déplacement (a) et déformations principales (b) obtenus par le logiciel 7D (interpolation locale)

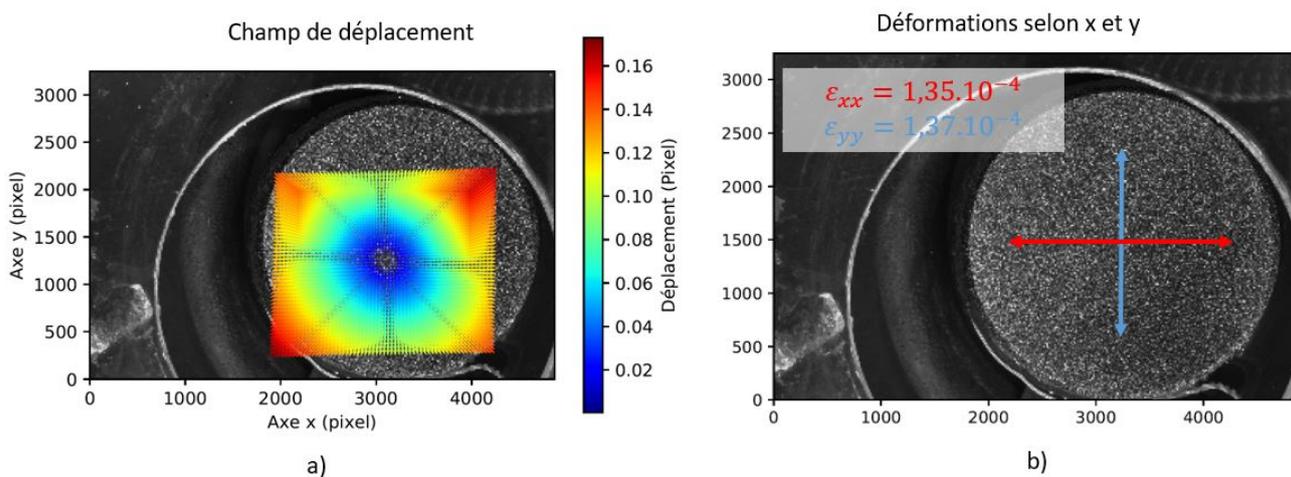


FIGURE C.4 – Champ de déplacement (a) et déformations selon x et y (b) obtenus par le logiciel DicSymme (interpolation globale)



## Annexe 4 : Etude thermique de la zone carotté lors du carottage

---

*Lors de l'usinage de la zone d'étude, un lubrifiant est utilisé afin d'éviter la surchauffe de l'outil dans le but de permettre une bonne découpe du béton. La lubrification à l'eau refroidit la zone d'étude et permet de ne pas dépasser un delta de température sur la zone d'étude, avant et après carottage, de l'ordre de 0,4°C, soit un défaut sur la valeur de la contrainte de 0,12 MPa, que l'on aurait calculé si nous ne négligeons pas cette variation de température. Pour réduire cette variation de température en surface, la solution est d'attendre que la carotte refroidisse par convection naturelle. Des simulations numériques sont réalisées afin de quantifier l'évolution de la température au cours du temps en surface de la carotte.*

---

## D.1 Modélisation du problème

Lors de l'usinage de la zone d'étude, celle-ci a tendance à s'élever en température malgré la lubrification. L'élévation de température ne dépasse pas les  $1^{\circ}\text{C}$  en surface de la carotte. Pour réduire cette variation de température en surface, la solution proposée est d'attendre que la carotte refroidisse par convection naturelle. Des simulations numériques sont réalisées afin de quantifier le temps qu'il faudrait attendre pour que l'échantillon revienne à une température proche de sa température initiale.

Notre configuration modélisée est la suivante. Une éprouvette cylindrique en béton de diamètre 30 mm et de longueur de 70 mm, correspondant à la carotte usinée, est modélisée à une température initiale  $T_1$  correspondant à la température ambiante de l'air soit  $T_1 = 20^{\circ}\text{C}$ . Ne connaissant pas le flux de chaleur créé lors de la découpe, nous ne pouvons pas imposer cette condition nécessaire à la modélisation. Cependant nous faisons l'hypothèse que sur les parois libres de la carotte (toutes les parois, sauf une des faces planes car lors du test, elle est encastrée), la température a augmenté de  $1^{\circ}\text{C}$ , soit  $T_2 = 1^{\circ}\text{C}$ . Nous avons fait le choix d'appliquer cette température sur une épaisseur  $e$ , de 1 mm dans une première étude et de 2 mm pour une seconde étude en profondeur de la carotte. Ces valeurs sont arbitraires mais nous les jugeons cohérentes. La carotte est initialement dans un environnement stable thermiquement. Au vu des élévations de températures, des effets de conduction et de convection ont lieu. Le fond de la carotte est considéré comme adiabatique.

La Figure D.1 présente la modélisation réalisée. Il s'agit d'une modélisation 2D axisymétrique.

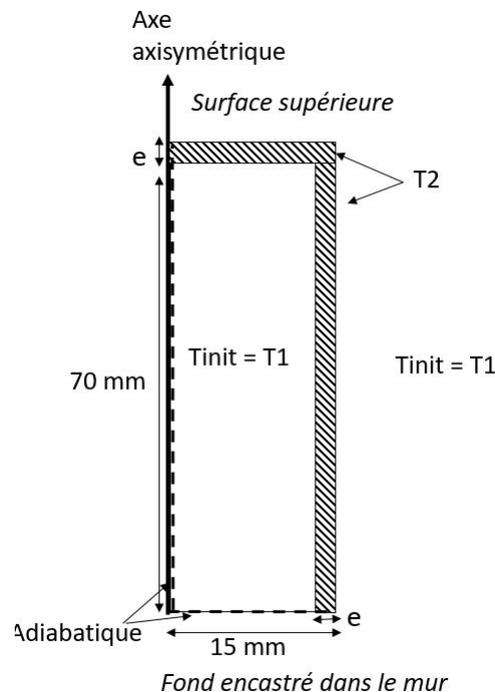


FIGURE D.1 – Modélisation 2D axisymétrique des effets thermiques au sein la carotte lors de son usinage

## D.2 Phénomènes thermiques

Les équations D.1 à D.3 sont utilisées lors de la modélisations :

$$\Theta = \frac{dQ}{dt} = \frac{d(m.C_p.\Delta T)}{dt} \quad (D.1)$$

$$\Theta_{conduction} = \frac{\Delta T}{Rth} = \frac{\Delta T.\lambda.S}{e} \quad (D.2)$$

$$\Theta_{convection} = \frac{\Delta T}{Rth} = \Delta T.h.S \quad (D.3)$$

Avec :

- $d$  : 2400 kg/ m<sup>3</sup> ;
- $C_p$  : 1000 J/kg.C ;
- $\Delta T$  : 1 °C ;
- $\lambda$  : 1,80 W/m.K ;
- $e$  : 1 mm et 2 mm ;
- $h$  : 10 w/m<sup>2</sup>.K.

## D.3 Résultats des simulations

La Figure D.2 présente les résultats de baisse de température. Ces résultats sont relevés sur l'ensemble de la surface supérieure de la carotte dans les deux configurations. Les valeurs maximales, moyennes et minimales sont extraites sur cette surface. On constate une forte diminution de la température pendant les 100 premières secondes. Cette diminution correspond aux effets de conduction dans la carotte (Éq. D.2). La suite des courbes est plutôt associée au refroidissement de la carotte via l'effet de convection (Éq. D.3).

Au bout de 2 minutes la température en surface a diminué de 0,7°C à 0,85°C, ce qui engendre une erreur sur les contraintes de 0,096 MPa à 0,048 MPa dans ces configurations. Sans connaissance de cette variation de température, nous ferions une erreur en termes de contraintes d'expansion d'environ 0,1 MPa, valeur que nous considérerons comme négligeable.

Pour conclure, la température a un effet parasite sur les valeurs de contraintes. A l'aide d'images thermiques, il est possible de visualiser les champs de température avant et après découpe. D'après les simulations numériques, le temps nécessaire pour obtenir une faible variation de champ de température entre deux images pour une élévation de température en surface de 1 °C, est de 2 minutes (homogénéisation de la température en surface de la carotte) à 5 minutes (retour à une température homogène en surface de la carotte à 0,2°C de la température initiale).

Nous ferons donc l'hypothèse que la lubrification évite les forts effets thermiques en surface de la carotte et que l'on pourra vérifier l'évolution de la température sur la zone d'étude via une caméra thermique.

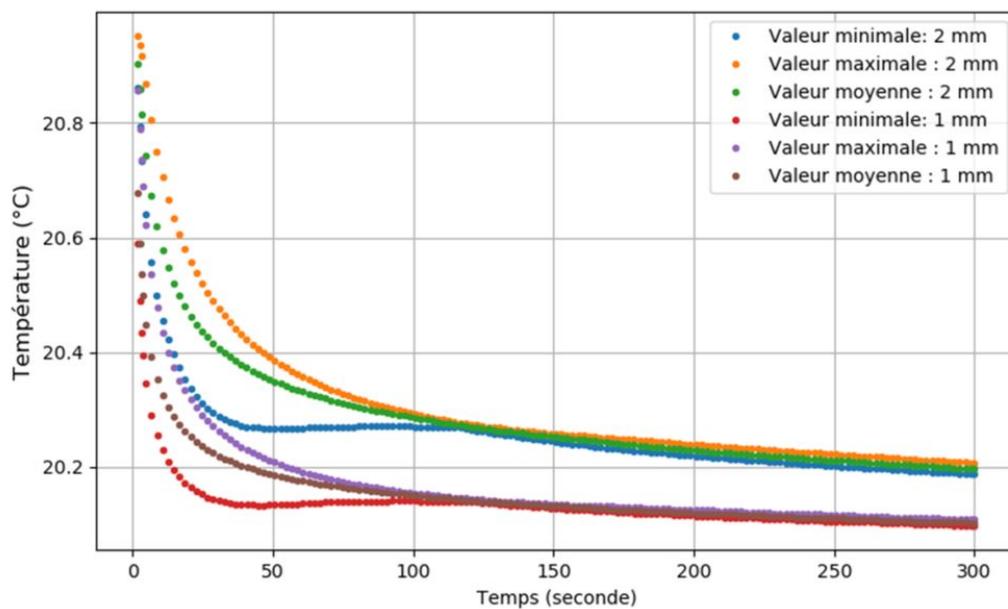


FIGURE D.2 – Résultats obtenus sur la surface supérieure pour les simulations thermiques avec pour une variation de l'épaisseur de température  $e = 1 \text{ mm}$  et  $e = 2 \text{ mm}$ .



## Annexe 5 : Programme relatif à l'identification du module de Young

---

*Dans cette annexe est présentée le programme mis en place afin d'obtenir la courbe de déplacement radial à partir des données extraites du logiciel 7D à interpolation locale, lors de la mise sous pression du trou.*

---

# Module d'Young test 1

November 13, 2020

## 1 Identification du module de Young du béton

```
In [ ]: import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
from matplotlib import cm
import pandas as pd
import scipy.io
from scipy.optimize import minimize
import numpy.polynomial.polynomial as poly
from mpl_toolkits.mplot3d import Axes3D
from scipy import interpolate

In [ ]: plt.close('all')

In [ ]: ## Functions
def cart2pol(x, y):
    rho = np.sqrt(x**2 + y**2)
    phi = np.arctan2(y, x)
    return(rho, phi)
def pol2cart(rho, phi):
    x = rho * np.cos(phi)
    y = rho * np.sin(phi)
    return(x, y)

In [ ]: ## LECTURE des resulats 7D exporté en format matlab V4
mat = scipy.io.loadmat('data-1.mat')
pix2mm = mat["pixel_to_mm"][0,0]
xi = mat["x"].flatten()*pix2mm
yi = mat["y"].flatten()*pix2mm
dxi = mat["dx001"].flatten()*pix2mm
dyi = mat["dy001"].flatten()*pix2mm

In [ ]: # CHAMPS de Déplacement radial
def U(cx,cy,coefs, x, y):
    r,t = cart2pol(x-cx,y-cy)
    Ur=poly.polyval(r, coefs)
    dx,dy=pol2cart(Ur,t)
    return dx,dy
```

```
In [ ]: def cost(X):
    cx=X[0]
    cy=X[1]
    mx=X[2]
    my=X[3]
    coefs=X[4:]
    # calcul du deplacement radiale parfait centré en cx,cy
    dx,dy = U(cx,cy,coefs, xi, yi)

    # off set corps rigide
    dx=dx-mx
    dy=dy-my

    # calcul de la fonction erreur
    errx = np.sqrt(np.nanmean((dx-dxi)**2))
    erry = np.sqrt(np.nanmean((dy-dyi)**2))
    return errx+erry
```

```
In [ ]: # OPTIMIZATION :
# Initialisation
#centre aproximatif en mm
cx =2100*pix2mm
cy =1880*pix2mm
mx=0.
my=0.
X0 = np.array([cx,cy,mx, my,0,0,0,0])
```

```
In [ ]: # RUN
res = minimize(cost, X0,method='Nelder-Mead',
               options={'fatol': 0.0001, 'disp':True,
                        'xatol': 0.00001, 'maxfev':10000})
```

```
In [ ]: # PLOT SOL OPTIM
X_opt=res.x
cx=X_opt[0]
cy=X_opt[1]
mx=X_opt[2]
my=X_opt[3]
coefs = X_opt[4:]
dx,dy = U(cx,cy,coefs, xi, yi)
```

```
In [ ]: # DEPLACEMENT CORRIGéE
dxi=dxi+mx
dyi=dyi+my
r,t = cart2pol(xi-cx,yi-cy)
norm_di = np.sqrt(dxi**2.+dyi**2)
norm_dmodel =np.sqrt(dx**2.+dy**2)
```

```

In [ ]: dx_mat=np.reshape(dxi,mat["y"].shape )
        dy_mat=np.reshape(dyi,mat["y"].shape )
        norm_mat=np.reshape(norm_di,mat["y"].shape )

In [ ]: # PLOTS
plt.figure()
plt.plot(r,norm_di,'r.', label='mesures 7D')
plt.plot(r,norm_dmodel ,'.', label='modèle isotrope')
plt.xlabel('r[mm]')
plt.ylabel('norme d [mm]')
plt.legend()
plt.grid()

fig=plt.figure()
ax = fig.add_subplot(111, projection='3d')
ax.scatter(xi-cx, yi-cy, norm_di, label='mesures 7D')
ax.scatter(xi-cx, yi-cy, norm_dmodel, label='modèle')
plt.legend()

fig=plt.figure()
ax = fig.add_subplot(111, projection='3d')
ax.scatter(xi-cx,yi-cy,
           norm_di-norm_dmodel, label='Résidus')
plt.legend()

plt.figure()
plt.title('Anisotropie ?')
plt.plot(np.rad2deg(t),norm_di,'.', label='modèle')
plt.xlabel('theta [deg]')
plt.ylabel('residue dr[mm]')
plt.legend()
plt.grid()

# PLOT FIGURE like 7D
img=plt.imread("p1.tif")[::-1]

plt.figure()
plt.imshow(img, cmap='gray', origin = 'lower')
plt.contourf(mat["x"]+dx_mat/pix2mm, mat["y"]+dy_mat/pix2mm, norm_mat, cmap='jet')
plt.plot(cx/pix2mm, cy/pix2mm, 'or')
plt.colorbar()

plt.figure()
s=2
plt.imshow(img, cmap='gray', origin = 'lower')
plt.quiver(mat["x"][::s]+dx_mat[::s]/pix2mm,
           mat["y"][::s]+dy_mat[::s]/pix2mm,

```

```
dx_mat[:,s],
dy_mat[:,s],
norm_mat[:,s],
units='xy',
cmap='jet')
plt.colorbar()
```



## Annexe 6 : Vérification de l'influence des zones d'étude entre elles

---

*Lors des tests réalisés en laboratoire, deux essais sont réalisés sur un même plot afin de minimiser la manutention et les mises en place. Ces essais sont effectués dans le tiers central du plot. Nous voulons nous assurer que les trous usinés n'engendre pas de d'effet parasite l'un sur l'autre. Pour cela nous avons modélisé l'essai de mise sous pression des trous dans deux configurations : le plot avec un seul trou et le plot avec deux trous.*

---

## F.1 Modélisation

Des simulations numériques sont réalisées afin de s'assurer de la bonne tenue des matériaux testés et d'identifier les zones à risque. Pour cela un bloc de béton est modélisé avec des dimensions 250 mm x 150 mm x 1200 mm, un usinage de deux trous d'un diamètre de 36 mm, d'une profondeur de 70 mm, au tiers central du plot et distant l'un de l'autre de 150 mm. Le béton a un module de Young  $E = 35\,220$  MPa (classe C 40/50) et un coefficient de Poisson de 0,2 (valeur de référence, EC2). Le bloc de béton est positionné verticalement avec une condition d'appui plan sur chacune de ses faces, ce qui correspond à sa position sous le vérin. Cependant le plot n'est pas soumis à une compression, il est simplement maintenu à la verticale. Seule la mise sous pression dans les trous est modélisée (principe de superposition des efforts). Les éléments de maillage ont une taille de 10 mm (Figure F.1). La loi de comportement utilisée est élastique linéaire car on fait l'hypothèse de faibles contraintes inférieures à  $\frac{f_{c,m}}{10}$ .

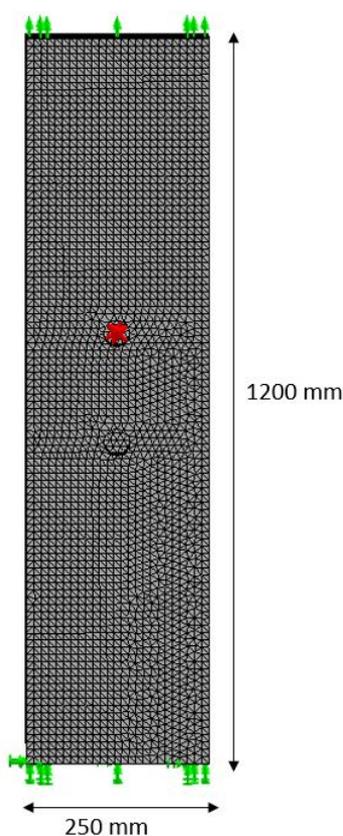


FIGURE F.1 – *Vue de coupe du plot en béton simulé*

## F.2 Zone d'influence

Le plot de béton utilisé comprend deux trous distants de 150 mm. Dans un premier temps nous souhaitons déterminer si l'éloignement des deux trous est suffisant ou s'il y a une influence de l'un sur l'autre.

Deux configurations ont été testées comme on peut le voir sur la Figure F.2 avec en a) un poteau comprenant deux trous comme dans notre cas réel et en b) un poteau avec un seul trou. Dans chaque cas, le trou du dessus est soumis à une pression de 3 MPa.

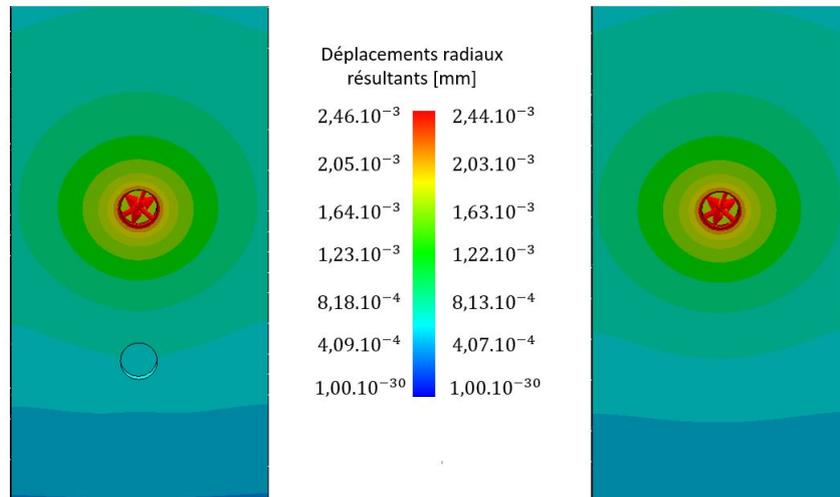


FIGURE F.2 – Visualisation des déplacements radiaux via une simulation numérique avec en a) le poteau usinée de deux trous dont un soumis à une pression de 3 MPa et en b) le même poteau avec un seul trou usiné et soumis à une pression de 3 MPa.

Les résultats des simulations, présentés sur la Figure F.2, montrent que le deuxième trou n'a pas d'influence sur la détermination des déplacements radiaux aux bords du premier trou sous contraintes.

De ce fait, les essais concernant l'identification du module de Young peuvent être réalisés dans cette configuration, en laboratoire comme sur site.

### F.3 Zones critiques en traction

Lors de la mise sous pression d'un trou, des zones de traction apparaissent sur les bords du trou. Ces zones sont identifiables sur la Figure F.3 avec en a) la répartition des contraintes suivant l'axe x et en b) celle suivant l'axe y. Pour une pression appliquée de 3 MPa, la valeur de contraintes maximales dans les deux directions est entre 3,35 MPa et 3,37 MPa. Ces valeurs des contraintes positives, donc relatives à de la traction, et elles sont de l'ordre de grandeur de la valeur  $f_{ctm}$  d'une béton c 40/50, soit 3,5 MPa.

L'application d'une pression trop élevée peut donc entraîner des efforts de traction autour du trou et des fissures peuvent apparaître lors de sa mise sous pression.

C'est pourquoi la gamme des pressions à appliquer ne peut pas dépasser 3 MPa et qu'il est nécessaire de faire des prises de mesures de 0 MPa jusqu'au maximum 2,5 MPa par pas de 0,5 MPa afin d'obtenir des informations avant fissuration éventuelle.

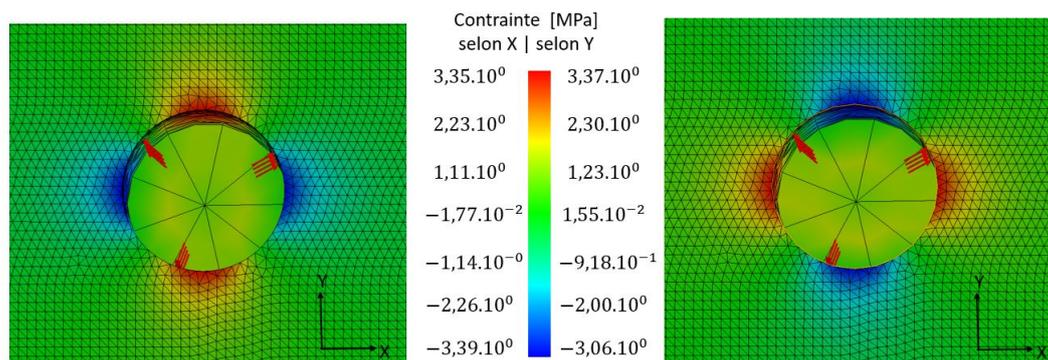


FIGURE F.3 – Visualisation de la répartition des contraintes selon les directions X en a) et Y en b) pour un trou sollicité avec une pression axiale de 3 MPa.



## Annexe 7 : Vérification de l'état de flambement et effet de l'excentrement de la charge

---

*Dans le chapitre 3, nous testons notre méthode sur un plot soumis à une compression. En vue de s'assurer que nous allons bien déterminer à état de contrainte propre à de la compression, nous souhaitons donc vérifier que le plot ne subit pas de sollicitation parasite comme de la flambement ou un moment de flexion si le chargement est excentré.*

---

Afin de s'assurer que nous allons bien mesurer une contrainte à la compression d'une valeur de 2,4 MPa, nous allons dans un premier temps nous assurer que le plot ne subit pas de flambement lors de sa mise sous compression, et dans un second temps nous allons vérifier l'impact d'un excentrement.

## G.1 Flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure. Le premier critère qui permet de statuer sur la probabilité de flambement est la charge critique de flambage théorique, établie par la formule d'Euler pour une poutre bi-articulée, telle que :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{gz}}{l_k^2} \quad (G.1)$$

Dans notre cas d'étude, le facteur  $l_k$  représentant la longueur équivalente de flambement correspond à la longueur du poteau car celui-ci est rotulé aux deux extrémités. Deux moments quadratiques existent pour ce poteau, soit  $I_{gz}^1 = 1,98 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$  et  $I_{gz}^2 = 7,03 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$ , ce qui donne :

$$N_{cr,y}^1 = \frac{\pi^2 \times 35220 \times 1,98 \cdot 10^8}{1200^2} = 1,50 \cdot 10^7 \text{ N} \quad (G.2)$$

$$N_{cr,y}^2 = \frac{\pi^2 \times 35220 \times 7,03 \cdot 10^7}{1200^2} = 5,40 \cdot 10^6 \text{ N} \quad (G.3)$$

La force appliquée de 90 kN est nettement inférieure aux valeurs de  $N_{cr,y}^1$  et  $N_{cr,y}^2$  calculées.

La seconde caractéristique que l'on peut vérifier est l'élancement, noté  $\lambda$ , tel que  $\lambda \leq \lambda_{lim}$ , avec

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (G.4)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (G.5)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{gz}}{A}} \quad (G.6)$$

Ceci nous donne deux élancements :  $\lambda^1 = 16,6$  et  $\lambda^2 = 27,7$ . Dans le cas d'une compression centrée  $A=0,7$ ,  $B=1,1$ ,  $C=0,7$ , et pour un béton de classe C40/50  $f_{cd}= 26,67$  MPa. On obtient donc une valeur  $\lambda_{lim}= 35,9$ . Le cas le plus défavorable est  $\lambda^2$  et il est inférieur à la valeur de 35,9. La condition est respectée et le poteau ne subira pas de flambement.

## G.2 Excentrement de la charge

Un excentrement de la charge, engendre un moment dans le poteau. Nous prenons le cas extrême d'un excentrement de la charge ( $F = 90 \text{ kN}$ ) pour une valeur de  $10 \text{ mm}$  suivant les deux directions, soit  $e = 10 \text{ mm}$ , pour une section de plot de  $150 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$ . La contrainte normale est de  $2,68 \text{ MPa}$ .

Le calcul de la contrainte engendrée par le moment de flexion dans le poteau est le suivant :

$$\sigma_{MF} = \frac{M_f}{\frac{I_{gz}}{v}} \quad (\text{G.7})$$

$$M_f = F \times e = 9,00.10^5 \text{ N} \quad (\text{G.8})$$

$$I = \frac{bl^3}{12} \quad (\text{G.9})$$

$$v = \frac{l}{2} \quad (\text{G.10})$$

Le Tableau G.1 donne les valeurs des contraintes liées au moment de flexion en fonction des valeurs de moments quadratiques  $I_{gz}$ .

Les valeurs de contraintes sur la fibre neutre en cas d'un excentrement de la charge de  $10 \text{ mm}$  sur

Dimensions	$I_{gz} \text{ (mm}^4\text{)}$	$v \text{ (mm)}$	$\sigma_{MF} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{normale} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{totale} \text{ (MPa)}$
$b = 250 \text{ mm}$ , $l = 150 \text{ mm}$	$7,03.10^7$	75	0,96	- 2,4	- 1,44
$b = 150 \text{ mm}$ , $l = 250 \text{ mm}$	$1,95.10^8$	125	0,58	- 2,4	- 1,82

TABLEAU G.1 – récapitulatif des valeurs de contraintes liées au moment de flexion en fonction du moment quadratique  $I_{gz}$

les faces du poteau donne une contrainte verticale de  $-1,44 \text{ MPa}$ . Nous constatons que cet essai de compression doit être parfaitement bien maîtrisé pour obtenir un état de contrainte correspondant à une compression pure. Une excentration de  $10 \text{ mm}$  conduit à une modification très sensible de l'état de contrainte en surface. Dans notre test, les faces comprimées sont associées à deux dispositifs articulés/articulés centrés "au mieux" sur ces faces, nous estimons à  $\pm 3 \text{ mm}$  la qualité de notre positionnement.



# Analyse des contraintes in situ dans les structures en béton armé

---

## Résumé

Le béton est le matériau manufacturé le plus utilisé dans la construction dans le monde. Les accidents récents de bâtiments et d'ouvrages d'art en béton armé, en France et à l'étranger, montrent qu'un investissement massif dans leurs entretiens est nécessaire. Cet entretien est d'autant plus nécessaire qu'un maximum de ces ouvrages, construits après la seconde guerre mondiale, arrivent aujourd'hui en fin de vie. Ces catastrophes ajoutées aux risques naturels accentués par les changements climatiques, ont créé un sentiment d'insécurité pour les usagers et les élus locaux. La problématique scientifique et technique est donc d'aider à statuer sur la viabilité des structures en béton armé. Cela concerne les bâtiments notamment dans le cadre d'une réhabilitation énergétique mais aussi les ouvrages d'art dans le cadre de la prolongation de leur durée de vie. Notre étude cible plus particulièrement deux indicateurs mécaniques utiles au diagnostic des structures en béton armé : l'état de contrainte in situ, qui permettra de savoir si l'ouvrage fonctionne dans des conditions sécuritaires et le module d'Young du matériau qui permettra de connaître la qualité du béton. Le concept retenu, afin de déterminer ces deux informations sur site est basé, dans un premier temps, sur une libération locale des contraintes peu invasive pour l'ouvrage. Dans un second temps la zone libérée et étudiée est rechargée mais faiblement. Ce rechargement contrôlé permet d'accéder à la détermination du module d'Young du matériau. L'identification des états contraints et non contraints se fait au moyen des techniques de corrélation d'images numériques (CIN) spécifiquement développées pour ces mesures. Le challenge expérimental réside dans la détermination précise des contraintes structurelles. Une précision de 1 MPa est nécessaire pour une détermination objective du module d'Young. Par conséquent la précision sur la mesure des champs de déplacement par corrélation d'image est de l'ordre du micron ce qui n'est pas courant pour des ouvrages de génie civil. De plus, la méthode proposée étant appliquée in situ, les outils de mesure ont été développés pour satisfaire aux exigences et normes industrielles, ce qui a accentué encore plus le challenge.

**Mots-clés :** béton armé, état de contrainte, module de Young, diagnostic, corrélation d'images numériques

---

## Abstract

Concrete is the most widely used manufactured material in construction around the world. The recent accidents of reinforced concrete buildings and structures, in France and abroad, show that a massive investment in their maintenance is necessary. This maintenance is all the more necessary that a maximum of these structures, built after the Second World War, are now reaching the end of their life. These disasters, added to the natural risks accentuated by climate change, have created a feeling of insecurity for users and local elected officials. The scientific and technical issue is therefore to help decide on the viability of reinforced concrete structures. This concerns buildings, in particular in the context of energy rehabilitation, but also structures in the context of extending their lifespan. Our study focuses more particularly two mechanical index useful for the diagnosis of reinforced concrete structures : the field of stresses in situ, to control the safe operating of the structure, and the Young's modulus of the material which allow to know the quality of the concrete. The concept retained to determine these two data on site is based, first level, on a local release of stresses which is minimally invasive for the structure. Secondly, the liberated and studied zone is recharged but weakly. This controlled reloading provides the determination of the material's Young's modulus. The identification of constrained and unconstrained states is done using digital image correlation (CIN) techniques specifically developed for these measurements. The experimental challenge lies in the precise determination of the stresses. An accuracy of 1 MPa is necessary for an objective determination of the Young's modulus. Consequently, the precision on the measurement of displacement fields by image correlation is of the order of a micron, which is not usual in civil engineering. In addition, the proposed method being applied in situ, the measurement tools have been developed to meet industrial requirements and standards, which further accentuated the challenge.

**Keywords :** reinforced concrete, stress, Young modulus, structural health monitoring, digital image correlation