



**HAL**  
open science

# Etude de l'adhérence armature-béton, influence des granulats de béton recyclé et apport des mesures acoustiques

Léon Chiriatti

► **To cite this version:**

Léon Chiriatti. Etude de l'adhérence armature-béton, influence des granulats de béton recyclé et apport des mesures acoustiques. Génie civil. Université de Strasbourg, 2018. Français. NNT : 2018STRAD040 . tel-02166358

**HAL Id: tel-02166358**

**<https://theses.hal.science/tel-02166358>**

Submitted on 26 Jun 2019

**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.

*ÉCOLE DOCTORALE MATHÉMATIQUES,*  
*SCIENCES DE L'INFORMATION ET DE L'INGÉNIEUR*  
Laboratoire ICube, équipe Génie Civil et Énergétique

**THÈSE** présentée par :

**Léon CHIRIATTI**

soutenue le : **12 novembre 2018**

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Strasbourg**

Discipline/ Spécialité : Génie Civil

**Étude de l'adhérence armature-béton, influence  
des granulats de béton recyclé et apport des  
mesures acoustiques**

**THÈSE dirigée par :**

**M. FOND Christophe**  
**Mme FEUGEAS Françoise**

Professeur, Université de Strasbourg  
Professeur, INSA de Strasbourg

**RAPPORTEURS :**

**M. DAVENNE Luc**  
**M. LAFHAJ Zoubeir**

Professeur, Université Paris-Nanterre  
Professeur, École Centrale de Lille

**EXAMINATEURS :**

**M. LA BORDERIE Christian**  
**M. SCHMITTBUHL Jean**  
**Mme SALIBA Jacqueline**

Professeur, Université de Pau et des Pays de l'Adour  
Directeur de recherche, Université de Strasbourg  
Maître de conférences, Université de Bordeaux



# Sommaire

<b>Résumé</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract</b>	<b>v</b>
<b>Remerciements</b>	<b>vii</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>I Synthèse bibliographique</b>	<b>5</b>
1 Le recyclage du béton	7
2 Notions d'acoustique	21
3 La ruine du béton en traction	35
4 L'adhérence armature-béton	53
<b>II Modélisation théorique</b>	<b>85</b>
5 Modèle physique de l'adhérence armature-béton	87
<b>III Études préliminaires</b>	<b>103</b>
6 Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out	105
7 Simulations numériques exploratoires	119
<b>IV Cadre expérimental</b>	<b>131</b>
8 Développement d'un montage expérimental	133



<b>V Résultats et discussion</b>	<b>157</b>
<b>9 Caractérisation des matériaux</b>	<b>159</b>
<b>10 Caractérisation de l'adhérence</b>	<b>173</b>
<b>Conclusion générale</b>	<b>219</b>
<b>A Équation simplifiée de <math>f_R</math></b>	<b>225</b>
<b>B Démonstrations relatives au modèle analytique proposé</b>	<b>227</b>
<b>C Expressions complémentaires des coefficients <math>\eta_x</math> et <math>\eta_y</math></b>	<b>231</b>
<b>D Décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée</b>	<b>233</b>
<b>E Courbes d'étalonnage des capteurs</b>	<b>237</b>
<b>F Compléments à la caractérisation des matériaux</b>	<b>243</b>
<b>G Résultats expérimentaux complémentaires</b>	<b>249</b>
<b>H Démonstrations relatives aux scénarios d'endommagement</b>	<b>253</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>268</b>
<b>Table des figures</b>	<b>273</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>275</b>
<b>Table des matières</b>	<b>282</b>

# Résumé

L'épuisement des ressources naturelles et l'engorgement des sites de stockage de déchets sont deux problématiques majeures auxquelles est confronté le secteur de la construction. Le recyclage du béton, en réutilisant comme granulats les gravats issus de la démolition d'ouvrages en béton, a l'avantage de répondre à ces deux problématiques de manière simultanée. L'introduction de granulats de béton recyclé dans les formulations de béton impacte cependant le comportement structural des éléments en béton armé.

Le présent travail est consacré à l'étude de l'influence des granulats de béton recyclé sur l'adhérence armature-béton. Dans un premier temps, un modèle analytique de l'adhérence armature-béton est développé. L'originalité du modèle proposé réside dans le nombre limité de paramètres physiques non ajustables sur lesquels il est fondé. Ces paramètres physiques sont ensuite déterminés expérimentalement via la réalisation d'une campagne d'essais d'arrachement. Trois types de bétons, dont deux bétons de granulats de béton recyclé, sont étudiés. Le suivi de l'arrachement de l'armature est complété par des mesures acoustiques permettant d'obtenir des informations provenant du cœur de l'échantillon, où l'armature se trouve.

Sur la base de ces résultats expérimentaux, des conclusions concernant l'influence des granulats de béton recyclé sur l'adhérence armature-béton sont tirées. La validité du modèle de l'adhérence armature-béton proposé est également discutée. Enfin, de nouveaux éléments concernant la représentativité de l'essai d'arrachement sont soulevés.

Mots-clés : béton armé, adhérence, granulats de béton recyclé, acoustique, endommagement, frottement.



# Abstract

The depletion of natural resources and the congestion of waste storage facilities are two major challenges facing the building industry. Concrete recycling, which consists in reusing concrete demolition rubble as aggregate, represents a promising way to address simultaneously both the aforementioned problems. However, the use of recycled concrete aggregate has a significant impact on the mechanical behavior of reinforced concrete members.

This work focuses on the influence of recycled concrete aggregate on rebar-concrete bond. First, an analytical model of the rebar-concrete bond is developed. The original feature of this model lies in the limited number of non-free physically-based parameters on which it is based. These parameters are then experimentally determined through a pull-out test campaign. Three types of concrete, including two recycled aggregate concretes, are studied. Pull-out test monitoring is completed by acoustic measurements in order to obtain data from inside the concrete bulk, where the reinforcing bar is located.

Based on these experimental results, conclusions regarding the influence of recycled concrete aggregate on the rebar-concrete bond are drawn. The validity of the rebar-concrete bond model which is proposed is also discussed. Finally, new elements concerning the relevance of the pull-out test to characterize the rebar-concrete bond are highlighted.

Keywords: reinforced concrete, bond, recycled concrete aggregate, acoustic, damage, friction.



# Remerciements

Je souhaite tout d'abord exprimer mes remerciements à l'ensemble des membres extérieurs qui ont composé mon jury de thèse : Jean SCHMITTBUHL pour en avoir assuré la présidence, Luc DAVENNE et Zoubeir LAFHAJ pour avoir accepté de rapporter cette thèse, Jacqueline SALIBA et Christian LA BORDERIE pour leur rôle d'examineur. Merci à vous d'avoir accepté d'évaluer ce travail ainsi que pour l'état d'esprit ouvert et constructif que vous avez su instaurer lors de la soutenance de cette thèse.

Je remercie particulièrement Christophe FOND et Françoise FEUGEAS pour avoir respectivement dirigé et co-dirigé cette thèse. Merci à vous de m'avoir offert la possibilité de fixer les grandes orientations de ce travail tout en assurant le rôle indispensable de guide dans cette étape d'apprentissage « de la recherche par la recherche ». Cette attitude de votre part a, j'en suis convaincu, été décisive. Elle m'a en effet permis de m'approprier mon sujet et ainsi de m'investir pleinement pendant ces trois années. Merci également pour les moyens financiers considérables dont j'ai pu bénéficier dans le cadre de ce travail.

J'exprime mes sincères remerciements à Hugo MERCADO-MENDOZA et Komla Lonyo APEDO pour avoir encadré ce travail au plus près de l'action ; qu'elle soit intellectuelle : cf. nos nombreux échanges scientifiques au cours de l'élaboration de ce travail ; ou physique : cf. la tonne de béton maintes fois manipulée pour la réalisation des essais d'arrachement ! J'ai, grâce au partage de votre expérience, le sentiment d'avoir beaucoup progressé, particulièrement sur le chemin de la rigueur scientifique. Merci également pour votre relecture minutieuse de ce travail et pour l'énergie que vous avez consacré à la clarté de l'expression des idées qui sont présentées dans ce manuscrit.

De nombreuses personnes, extérieures à ce travail « sur le papier », y ont apporté une contribution significative. Je remercie spécialement Pierre FRANÇOIS sans qui les résultats acoustiques présentés dans ce manuscrit n'auraient certainement pas été aussi riches. Merci également à Vincent MAGNET et Sandrine BRAYMAND pour la disponibilité que vous m'avez accordé pendant ces trois années ainsi que pour nos nombreux échanges. Merci à Patrice WOLFF et Mustafa SAHIN pour votre aide précieuse lors de la préparation et de la réalisation des expérimentations qui ont jalonné cette thèse.

J'ai eu la chance, à travers des responsabilités de moniteur, de découvrir le métier d'enseignant en parallèle de cette thèse. En tant qu'ancien étudiant du département Génie Civil de l'IUT Robert SCHUMAN, cette expérience a été pour moi particulièrement

importante. Pour cela, je remercie particulièrement Jean-David GRANDGEORGE. Merci également à Jacques DETOLLE et Antoine KOHLER, avec qui j'ai eu l'opportunité de partager des cours, sans oublier Daniel SCHWARTZ pour tout ce temps consacré à améliorer mon anglais écrit comme oral!

Évidemment, j'adresse mes plus sincères remerciements à l'ensemble des collègues, enseignants, chercheurs, doctorants, personnel administratif et technique, qui ne retrouveront pas leur nom dans ces quelques lignes. Merci à tous pour votre accueil chaleureux et votre sympathie au quotidien.

Je remercie Patrick PIQUET, ancien gérant de l'entreprise SCHWEBEL INDUSTRIES pour l'attention qu'il a apporté à l'usinage des pièces en acier nécessaires à la réalisation de ce travail ainsi que Hamid HAFID de l'entreprise MISTRAS GROUP, pour sa collaboration à la mesure exploratoire d'émissions acoustiques exploitée dans cette thèse.

Pour terminer, un immense merci à Marie pour le soutien que tu m'as apporté tout au long de cette thèse et pour ton investissement au cours de la période de rédaction de ce manuscrit.

# Introduction générale

## Contexte

À l'image de nombreuses industries, l'activité économique du secteur du Bâtiment et des Travaux Publics (BTP) est historiquement fondée sur une logique de production linéaire : extraire, fabriquer, consommer, jeter ; qui, entre autres, provoque épuisement des ressources naturelles, surconsommation d'énergies fossiles et engorgement des sites de stockage de déchets. Le béton, produit phare du secteur de la construction, est aujourd'hui le matériau manufacturé le plus consommé au monde : six milliards de mètres cubes de béton sont coulés chaque année <sup>a</sup>.

D'une manière générale, le béton est constitué d'un agrégat de particules solides appelées granulats. Dans le contexte du béton [NF-EN-12620+A1, 2008], les granulats d'un diamètre supérieur à au moins 2 mm sont appelés gravillons. On parle de sable pour les granulats d'un diamètre inférieur à au plus 4 mm. Les gravillons sont liés entre eux par un mortier (mélange de sable, d'eau et de ciment) pour former le béton. Un des principaux constituants du ciment, le clinker, est lui même composé de 80 % de calcaire et de 20 % d'argile. Du fait de ces différents ingrédients, le béton peut être composé jusqu'à plus de 90 % de roches.

L'extraction d'une telle quantité de ressources naturelles soulève la problématique de l'épuisement de ces matières premières qui, compte tenu de l'échelle géologique des temps nécessaires à leur formation, s'avèrent non renouvelables <sup>b</sup>. La rationalisation de l'utilisation du béton représente par conséquent un levier d'action environnemental de premier ordre. Développement des ciments géopolymères, valorisation des sables de fonderies et réemploi des gravats issus de la démolition d'ouvrages obsolètes sont autant d'alternatives suscitées par le besoin de réduire l'empreinte écologique du béton.

Une part significative de l'impact environnemental du béton est imputable aux granulats, qui représentent entre 70 et 75 % du volume du béton [De Brito et Saikia, 2012]. L'incorporation de gravats de béton concassés et criblés en remplacement des granulats naturels, pour la réalisation d'une deuxième génération de béton, permet d'introduire une logique d'économie circulaire dans le processus de fabrication du béton. Le réemploi de gravats issus de la démolition d'ouvrages en béton, dits granulats de béton recyclé (GBR), permet de répondre simultanément aux problématiques d'engorgement des sites

---

<sup>a</sup>. *Statistiques mondiales en temps réel* [en ligne]. Disponible sur [www.planetoscope.com](http://www.planetoscope.com) (consulté le 20/07/2018).

<sup>b</sup>. Voir le reportage de Denis Delestrac *Le sable : enquête sur une disparition*, 2011.



de stockage de déchets et d'épuisement des ressources naturelles posées par le mode de production linéaire.

Bien que bénéfique du point de vue environnemental, l'utilisation de GBR n'est cependant pas neutre du point de vue technique. En effet, les propriétés des granulats : forme, porosité, rigidité... ainsi que la compacité de leur empilement, jouent un rôle clé dans le comportement du béton. Les origines diverses des gravats de béton (diversité des formulations, âge des constructions, historique des agressions) et donc des GBR qui en découlent, représentent une source de variabilité remettant en cause certaines règles normatives établies au cours du siècle précédent.

De ce fait, l'utilisation des GBR pour la réalisation d'éléments en béton de GBR armé est à ce jour fortement limitée. En effet, les réglementations internationales s'accordent sur un taux de remplacement <sup>c</sup> des gravillons naturels par des gravillons recyclés de l'ordre de 25 % ; l'utilisation de sable recyclé étant généralement exclue [Pepe, 2015]. Ce faible taux de remplacement des gros granulats uniquement garantit la validité des codes de calcul actuels fondés sur le béton conventionnel. Face à l'urgence environnementale émerge cependant la nécessité d'accroître nos connaissances, voire d'adapter nos modèles de comportement, afin d'étendre la proportion de GBR autorisée dans la réalisation des constructions civiles en béton armé. Ce travail s'inscrit dans cette perspective.

## Problématique

Concernant la conception des éléments en béton armé selon la norme Eurocode 2, la maîtrise de la fissuration, consistant à limiter l'ouverture des fissures à des valeurs réglementaires, est à la base d'un critère de dimensionnement fondamental (§ 7.3 de la [NF-EN-1992 \[2005\]](#)). De même, pour des raisons d'aptitude au service (respect d'un gabarit, planéité des planchers...), la déformation des éléments en béton armé peut également faire l'objet de restrictions réglementaires (§ 7.4, *op. cit.*).

L'étude expérimentale de poutres fléchies en béton de GBR armé révèle un impact significatif du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR sur la réponse globale de la structure. Notamment, l'augmentation du taux de remplacement semble induire une modification :

- de l'espacement et de l'ouverture des fissures de flexion [[Ignjatović \*et al.\*, 2013](#); [Arezoumandi \*et al.\*, 2015](#)];
- de la flèche [[Bai et Sun, 2010](#); [Arezoumandi \*et al.\*, 2015](#)].

Compte tenu de ces observations, un des enjeux scientifiques actuels, porté en France par le projet national de recherche RECYBETON <sup>d</sup>, consiste à analyser la capacité des codes de calcul en vigueur à rendre compte des écarts de comportement induits par l'utilisation massive de GBR, y compris le recyclage complet.

La réponse globale d'une structure en béton armé, de par son caractère composite, est conditionnée entre autres par le comportement distinct des « phases <sup>e</sup> » qui la composent.

---

c. Pour une coupure granulaire donnée, on appelle taux de remplacement le rapport entre la masse de granulats issus du recyclage du béton par rapport à la masse totale de la coupure granulaire.

d. [www.pnrecybeton.fr](http://www.pnrecybeton.fr)

e. Le terme phase est ici employé par métonymie.

## Introduction générale

Le béton, que l'on sait impacté par l'utilisation de GBR, peut être considéré, au moins partiellement, comme étant à l'origine des écarts de comportement observés à l'échelle de l'élément de structure. Cependant, le fonctionnement composite du béton armé repose aussi sur la qualité de l'association entre l'armature en acier et le béton. En effet, du point de vue mécanique, l'existence d'un transfert d'efforts entre les deux matériaux dépend de cette association [Granju, 2014]. Au delà des comportements distincts de l'armature et du béton, la réponse globale d'une structure en béton armé est donc également conditionnée par le comportement d'une « troisième phase » : l'interface armature-béton<sup>f</sup> ; sur laquelle se concentre ce travail.

Du point de vue quantitatif, l'impact de l'adhérence a-b sur l'espacement des fissures et leur ouverture dans les poutres fléchies est pris en compte dans les expressions dédiées de l'Eurocode 2 (§ 7.3.4 de la NF-EN-1992 [2005]), obtenues en considérant le transfert d'efforts entre le béton et l'armature qui se produit entre deux fissures contiguës. Par voie de conséquence, l'altération des caractéristiques mécaniques due à la fissuration se produisant le long d'une poutre fléchie modifie également sa rigidité en flexion, et donc sa déformation.

Malgré plus d'un siècle de recherches consacrées au béton armé, nous ne disposons toujours pas d'un modèle prédictif permettant de décrire l'adhérence a-b sur la base exclusive de paramètres physiques. Cette lacune est, au moins en partie, liée à la localisation de l'interface a-b : dissimulée au cœur du béton. En effet, cette particularité rend difficile toute observation ou mesure directe de la majorité des phénomènes physiques associés à l'adhérence a-b (endommagement, état de contraintes...).

Du fait de cet obstacle, les connaissances actuelles relatives à l'adhérence armature-béton sont essentiellement basées sur une approche empirique [Shen *et al.*, 2016]. La flexibilité limitée des corrélations empiriques, nécessitant l'ajustement de paramètres via la réalisation d'essais, s'avère cependant de moins en moins compatible avec la diversification croissante des bétons.

## Objectif

Ce travail a pour but d'améliorer la compréhension de l'endommagement de l'adhérence a-b et à sa modélisation à travers les objectifs suivants :

- développer un montage expérimental permettant de caractériser les mécanismes physiques gouvernant l'adhérence a-b en limitant la perturbation de la mesure par la mesure ;
- coupler les mesures mécaniques « conventionnelles » aux mesures acoustiques permettant, compte tenu de la capacité des ondes sonores à se propager à travers le milieu solide, d'obtenir des informations sur l'interface a-b de manière très peu intrusive et non destructive ;
- contribuer à l'établissement d'une modélisation prédictive de l'adhérence a-b permettant sa description moyennant l'introduction d'un minimum de paramètres physiques

---

<sup>f</sup>. Dans l'ensemble du manuscrit, afin d'éviter les lourdeurs et en l'absence de précision, on désignera par « a-b » le terme « armature-béton ».

## Introduction générale

non ajustables<sup>g</sup> ;

- étendre cette approche aux bétons de GBR en incluant à la présente étude, en référence à l'objectif de recyclage complet des bétons porté par le projet national RECYBETON, une formulation constituée à 100 % de GBR.

Les conclusions tirées de cette étude consacrée à l'adhérence a-b, au delà de leur impact sur le phénomène d'adhérence a-b lui même, seront mises en perspective à travers l'interprétation des écarts de comportement qui ont pu être observés sur les poutres fléchies incorporant des GBR (espacement et ouverture des fissures, flèche).

## Organisation

Le présent manuscrit est découpé en dix chapitres organisés dans cinq parties.

- la première partie est une synthèse bibliographique qui comprend :
  - un socle de connaissances générales. Il fournit des éléments clés à propos de l'impact des GBR sur le béton ainsi que des notions relatives à l'acoustique et à ses applications pour l'étude des matériaux ;
  - un socle de connaissances spécifiques à l'étude menée dans le cadre de ce travail. Il rassemble des éléments clés à propos de la ruine du béton en traction et aborde de manière détaillée le phénomène d'adhérence a-b ;
- la deuxième partie est consacrée au développement d'un modèle analytique de l'adhérence a-b sur la base de la synthèse bibliographique préalablement introduite ;
- la troisième partie rassemble les résultats d'études préliminaires expérimentales et numériques menées autour du phénomène de l'adhérence a-b ;
- la quatrième partie, dédiée au cadre expérimental de ce travail, détaille le cheminement parcouru entre le montage normatif initial et le protocole expérimental définitif mis en place au cours de cette thèse pour étudier l'adhérence a-b ;
- la cinquième partie est dédiée à la présentation des résultats et à la discussion. Les paramètres physiques du modèle analytique proposé sont identifiés sur la base des mesures mécaniques. Les résultats des mesures acoustiques sont interprétés et confrontés aux hypothèses émises quant aux mécanismes d'endommagement induits par l'interaction a-b.

---

<sup>g</sup>. i.e. non obtenus via l'ajustement d'un modèle empirique par rapport à des résultats expérimentaux.

Première partie

**Synthèse bibliographique**



# Chapitre 1

## Le recyclage du béton

### 1.1 Généralités

#### 1.1.1 Quelques chiffres

**L'offre et la demande** - Les granulats dans leur ensemble (naturels et recyclés) représentent à ce jour une matière première indispensable aux activités de construction. En effet, ce sont en moyenne 400 millions de tonnes (Mt) de granulats qui sont utilisés chaque année en France pour répondre aux besoins des secteurs du Bâtiment et des Travaux Publics (BTP) [UNPG, 2016]. Environ 20 % des granulats, soit 80 Mt, proviennent du réemploi in situ des déblais générés par les chantiers de travaux publics [op. cit.]. La fraction restante, soit 80 %, est produite.

La production nationale annuelle de granulats (figure 1.1), marquée par une tendance croissante depuis la fin des années 90 (+ 2,3 % en moyenne), atteint son pic en 2007 (446 Mt) avant d'observer une forte diminution (- 12,8 %, corrélée à la crise financière) entre les années 2008 et 2009 ; ramenant la production à un niveau comparable à celui de la fin des années 90. Elle suit depuis une tendance légèrement décroissante (- 1,0 % en moyenne). Les dernières statistiques disponibles estiment la production nationale annuelle de granulats à 330 Mt pour l'année 2016, soit 5 tonnes par habitant et par année.

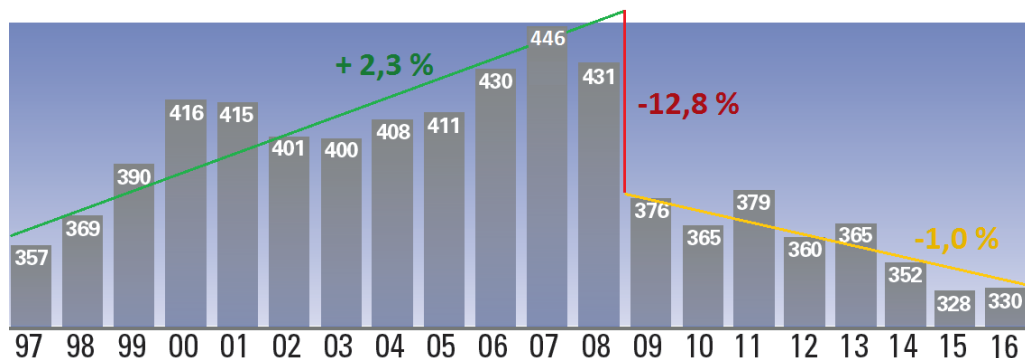


FIGURE 1.1 – Production nationale annuelle de granulats sur la période 1997-2016 (en Mt) [UNPG, 2018].

**L'origine de la production** - La majorité de cette production (305 Mt, soit 92 %, figure 1.2) est issue de l'exploitation de gisements naturels. Plus précisément, 120 Mt sont actuellement fournies par la filière des roches meubles (roches alluvionnaires, granulats marins). La filière des roches massives (roches calcaires et éruptives) fournit quant à elle près de 185 Mt de granulats [UNPG, 2018]. Les granulats issus du recyclage (25 Mt, soit 8 %, figure 1.2) proviennent principalement des matériaux de démolition (21 Mt) et, dans une moindre mesure, de la valorisation de sous-produits de l'industrie sidérurgique : laitiers, mâchefers d'incinération... (4 Mt). Bien que modérée, la part du recyclage dans la production nationale annuelle de granulats (figure 1.3) suit une tendance croissante depuis le milieu des années 90 (+ 0,9 % en moyenne) [UNPG, 2016].

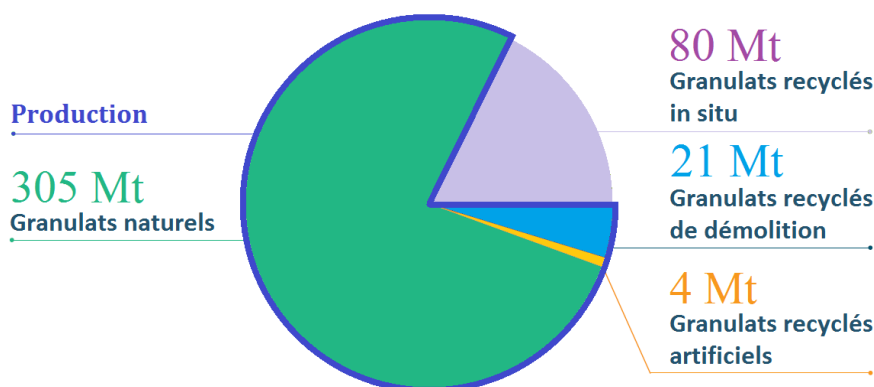


FIGURE 1.2 – Origine de la ressource française en granulats pour l'année 2016 (en Mt) [UNPG, 2018].

**L'utilisation de la production** - Les 330 Mt de granulats issus de la production nationale fournissent les différents secteurs du BTP à raison de 22 % pour la branche B et de 78 % pour la branche TP [UNPG, 2018]. Indépendamment du secteur d'activité, un tiers de la production nationale de granulats, soit 110 Mt, est consacré à la réalisation de bétons hydrauliques (béton prêt à l'emploi, béton de chantier et produits en béton) [op. cit.].

**Les déchets du BTP** - Le volume national annuel des déchets du BTP est estimé à 230 millions de tonnes [MTES, 2017], dont une majorité de déchets inertes<sup>a</sup>. 80 % de ces déchets, soit 190 Mt, sont produits par le secteur des travaux publics sous la forme de déblais et majoritairement dirigés, dès la sortie de chantier, soit vers d'autres chantiers où ils sont recyclés, soit utilisés dans des opérations de remblaiement de carrières.

Les 20 % restants, soit 40 Mt, sont principalement issus de la filière du bâtiment via la démolition des ouvrages (65 %), de leur réhabilitation (28 %), et, dans une moindre mesure, de la construction neuve (7 %) [FFB, 2016].

<sup>a</sup>. Tout déchet qui ne subit aucune modification physique, chimique ou biologique importante et ne détériore pas les matières avec lesquelles il entre en contact.

## SECTION 1.1 - Généralités

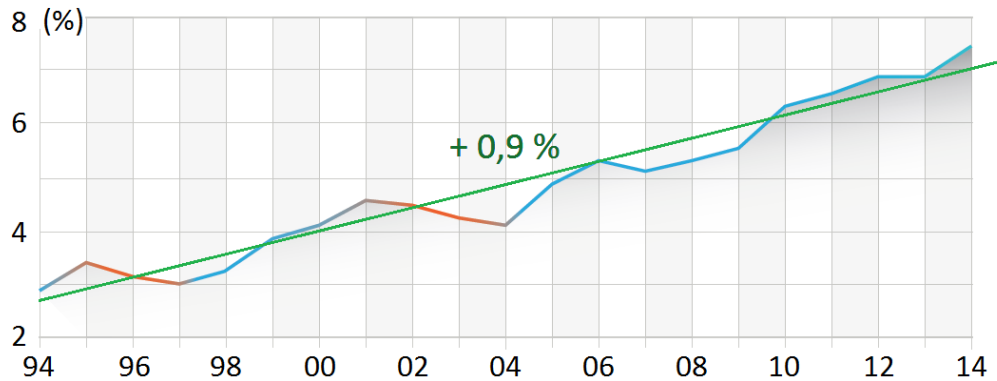


FIGURE 1.3 – Part des granulats recyclés dans la production nationale annuelle sur la période 1994-2014 (en %) [UNPG, 2016].

Parmi ces 40 Mt, on compte [op. cit.] :

- 72 % de déchets inertes (bétons, tuiles, briques, verre...);
- 26 % de déchets non dangereux (emballages, bois, plastiques, métaux, isolants, plâtre...);
- 2 % de déchets dangereux (peintures en solvants, bois traité, amiante friable...).

Les GBR sont issus de la catégorie des déchets inertes mentionnée précédemment. Malgré leur qualité supérieure aux exigences réglementaires, ces GBR sont à ce jour principalement utilisés comme remblai ou dans les couches d'assise des infrastructures routières. Leur réemploi pour la réalisation de nouveaux bétons représente de ce fait une réelle opportunité pour la valorisation de ce matériau.

### 1.1.2 Le projet national de recherche RECYBETON

Du fait d'une ressource en granulats naturels abondante et bien répartie sur le territoire, la France possède aujourd'hui un retard en matière de recyclage des matériaux issus de la démolition.

Le projet national de recherche RECYBETON<sup>b</sup> est né de la volonté de rattraper ce retard par rapport à nos voisins Européens. Ce projet affiche l'objectif ambitieux de réutiliser l'intégralité des matériaux issus de la déconstruction du béton, y compris le sable, comme composants pour de nouveaux bétons. RECYBETON est organisé autour de sept thèmes balayant de manière large la problématique du recyclage du béton :

- **thème 0 – *Travaux d'accompagnement*** : formulation des compositions de référence des bétons et provision homogène des matériaux pour les recherches ;
- **thème 1 - *Technologies et procédés*** : considération des process de concassage et tri des bétons de déconstruction, et de la fabrication de ciment et bétons avec GBR ;
- **thème 2 – *Matériaux et structures*** : amélioration de l'utilisation de GBR et évaluation des propriétés au jeune âge et à l'état durci, de la durabilité et de la résistance au feu des bétons de GBR ;

b. [www.pnrecybeton.fr](http://www.pnrecybeton.fr)



- **thème 3 – *Développement Durable*** : analyse des impacts socio-économiques, environnementaux et sanitaires du développement de la filière du recyclage des bétons ;
- **thème 4 – *Aspects normatifs et réglementaires*** : détection des barrières et des mesures incitatives aux niveaux français, européen et international, pour faire des propositions à la réglementation existante ;
- **thème 5 – *Valorisation : présentation et valorisation des avancées du Projet National*** : réalisation de chantiers expérimentaux, de colloques, et de publications (livre, guide) ;
- **thème 6 – *Mélange GBR/granulats naturels*** : étude de l’impact d’un dosage limité de GBR sur le comportement mécanique du béton dans une perspective d’utilisation de pré-mélanges GBR/granulats naturels compatibles avec les classes de résistances actuelles des bétons au sens de la norme [NF-EN-1992 \[2005\]](#).

En ce qui concerne notamment le thème 2, les recherches ont été menées de manière coordonnée par un ensemble de laboratoires dont notre équipe fait partie et sur la base de formulations de béton communes préalablement définies. La constitution de stocks homogènes de ciment CEM II, filler calcaire, granulats naturels et GBR a été prévue afin d’assurer l’uniformité des caractéristiques des bétons fabriqués par les différents groupes de recherches.

Les compositions de béton communes ont été mises au point par [Sedran \[2013\]](#) à l’aide d’une version modifiée du logiciel BétonlabPro3 [[Sedran et de Larrard, 2008](#)] prenant en compte un modèle simplifié de résistance mécanique du béton. Ce travail d’optimisation a été mené de manière à viser une classe de résistance en compression donnée, et ce, indépendamment de la quantité de GBR entrant dans le mélange. C’est pourquoi la quantité de ciment, d’adjuvants, la granulométrie, ainsi que le rapport eau efficace/ciment sont susceptibles de varier d’une formulation à l’autre.

## 1.2 Conséquences du recyclage sur les matériaux

Cette section introduit les principales propriétés physiques des GBR et traite de leurs répercussions sur le comportement du béton durci. L’objectif visé n’est pas d’offrir une liste exhaustive des particularités propres aux GBR mais de fournir un socle permettant l’interprétation des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de ce travail dédié à l’adhérence a-b.

### 1.2.1 Principales propriétés physiques des granulats recyclés

Les GBR sont issus du concassage d’éléments de béton provenant de la démolition d’ouvrages. Le processus de concassage consiste à réduire graduellement les gravats du béton, dit parent, à l’état de fragments d’une taille compatible avec une utilisation en tant que granulats. Sauf nombre exceptionnel de cycles ou traitement particulier, le concassage ne permet pas la récupération des granulats naturels dans leur état d’origine. De ce fait, les GBR sont en règle générale composés de deux « phases » (figure 1.4) :

- des fragments de granulats naturels ;

## SECTION 1.2 - Conséquences du recyclage sur les matériaux

- du mortier, dit accolé ou résiduel, enrobant et/ou liant entre eux les fragments de granulats naturels.

Les granulats naturels utilisés pour la fabrication du béton possèdent une masse volumique réelle <sup>c</sup> et un coefficient d'absorption d'eau <sup>d</sup> relativement stables, respectivement de l'ordre de 2500 à 2700 kg/m<sup>3</sup> et de 0 à 2 % (suivant la nature minérale du granulat) [Hansen, 1992; De Brito et Saikia, 2012]. Cette régularité est également vérifiée pour le mortier accolé aux GBR, caractérisé par une masse volumique réelle d'environ 1750 kg/m<sup>3</sup> et un coefficient d'absorption d'eau proche de 17 %, et ce, même pour d'importantes variations du rapport eau efficace/ciment du béton parent [op. cit.].

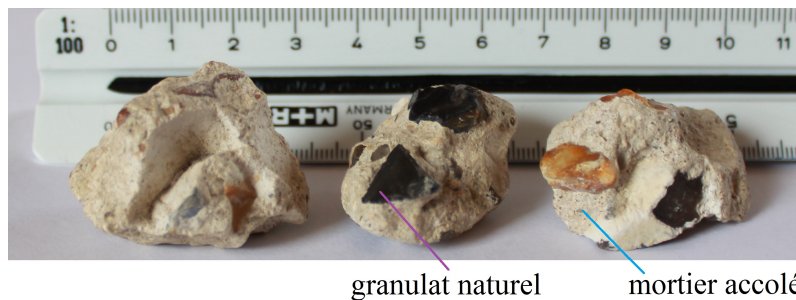


FIGURE 1.4 – Photographie de GBR utilisés dans le cadre du PN RECYBETON.

Pour les granulats naturels, cette stabilité des propriétés est justifiée par le contrôle de qualité propre au processus industriel de production. Pour le mortier accolé, elle peut en partie être expliquée par les importantes contraintes mécaniques imposées aux GBR lors du concassage, qui tendent à homogénéiser leurs caractéristiques en éliminant les particules les plus faibles [Casuccio *et al.*, 2008].

Les caractéristiques du GBR sont d'autant plus éloignées de celles du granulat naturel que la quantité de mortier accolé qu'il contient est importante. De ce fait, le GBR possède généralement une masse volumique réelle inférieure et une capacité d'absorption d'eau supérieure à celle du granulat naturel, en lien avec la proportion de mortier qui lui est accolé [Dao, 2012; Kunwufine, 2015].

### 1.2.1.1 La proportion de mortier accolé

La proportion relative de mortier accolé peut être déterminée :

- de manière directe, par pesée différentielle entre un GBR donné et ce même granulat après séparation du mortier accolé via un traitement mécanique (abrasion), thermique (choc, cycles de gel/dégel) ou chimique (dissolution à l'acide) [De Brito et Saikia, 2012; Braymand *et al.*, 2017] ;

<sup>c</sup>. Au sens de la norme NF-EN-1097-6 [2001].

<sup>d</sup>. Le coefficient d'absorption d'eau d'un granulat permet de quantifier sa capacité d'absorption d'eau. Il est calculé comme le rapport entre la masse d'eau qu'un granulat peut absorber dans ses pores ouverts et la masse de ce même granulat sec [NF-EN-1097-6, 2001]. Il permet de caractériser la porosité ouverte du granulat.

- de manière indirecte, via des corrélations avec d'autres paramètres plus facilement mesurables. Par exemple [Khoury et al. \[2018\]](#) mettent en évidence une corrélation linéaire entre la masse d'eau chimiquement liée au GBR <sup>e</sup> et la proportion de mortier accolé qu'il contient.

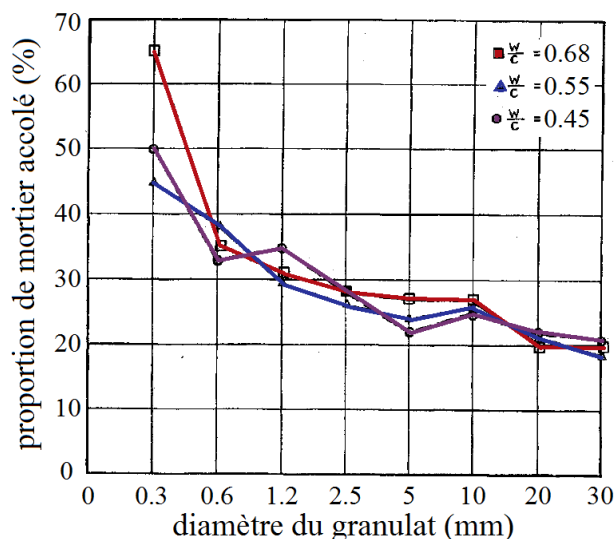


FIGURE 1.5 – Corrélation entre le diamètre du GBR et sa proportion de mortier accolé [[Hansen, 1992](#)].

De nombreux ouvrages de référence [[Hansen, 1992](#); [De brito et Saikia, 2012](#)] et travaux de synthèse [[Kunwufine, 2015](#)] indiquent une corrélation entre la proportion de mortier accolé et le diamètre du GBR. La figure 1.5 illustre cette corrélation pour différents rapports eau efficace/ciment des bétons parents et montre que la proportion de mortier accolé est d'autant plus importante que le diamètre du GBR est petit. Notamment :

- les gravillons recyclés, d'un diamètre supérieur à environ 5 millimètres, sont caractérisés par une proportion de mortier accolé de l'ordre de 20 à 30 % ;
- les sables recyclés, notamment les particules de diamètre inférieur à un demi-millimètre, ont une proportion de mortier accolé environ deux fois supérieure aux gravillons ;
- une extrapolation de la tendance non linéaire des courbes vers les très petits diamètres suggère que les particules fines recyclées sont majoritairement composées de mortier accolé.

Cette tendance générale doit cependant être nuancée suite à de récents résultats obtenus par [Khoury et al. \[2018\]](#) dont l'étude expérimentale montre une forte variabilité du coefficient d'absorption d'eau des GBR, de 1 à 12 %, à l'intérieur d'un fuseau 6,3/10 mm étroit caractérisé par un coefficient d'absorption d'eau moyen de 4 % (figure 1.6).

<sup>e</sup>. La masse d'eau chimiquement liée au GBR est déterminée par pesée différentielle des GBR après passage à l'étuve à 475 °C pendant 5 h, suite à un premier passage à l'étuve à 75 °C pendant 24 h assurant l'évaporation de l'eau piégée dans la porosité ouverte du granulat.

## SECTION 1.2 - Conséquences du recyclage sur les matériaux

Ce résultat, compte tenu de la capacité d'absorption d'eau propre à chaque constituant du GBR, suggère la présence de fragments : soit majoritairement composés de granulats naturels ; soit avec une grande proportion de mortier accolé, et ce, à l'intérieur du fuseau 6,3/10 mm (dont la proportion de mortier accolé est, selon la figure 1.5, proche de 25 %). Étant donnée cette forte variabilité, la tendance générale illustrée par la figure 1.5 se doit donc d'être interprétée comme représentative d'une valeur la plus probable, plutôt que d'une propriété homogène du GBR.

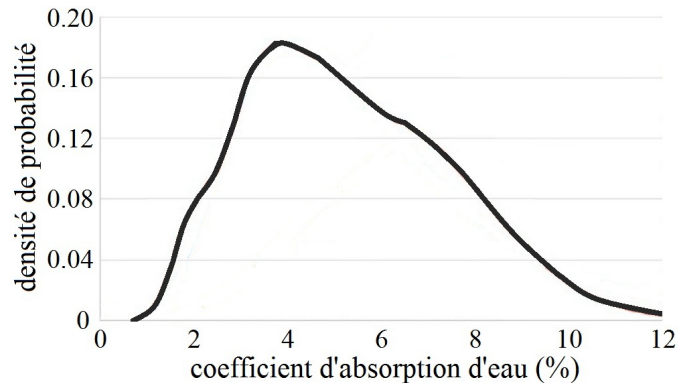


FIGURE 1.6 – Distribution du coefficient d'absorption d'eau pour un fuseau granulaire recyclé étroit 6,3/10 mm [Khoury *et al.*, 2018].

### 1.2.1.2 La capacité d'absorption d'eau

La quantité d'eau participant à la réaction d'hydratation du ciment constitue un paramètre clé de la résistance du béton. Or, la capacité d'absorption d'eau d'un granulat est susceptible de modifier cette quantité d'eau par phénomène d'absorption et/ou de désorption, modifiant ainsi le rapport eau efficace/ciment du mélange [Pepe *et al.*, 2016]. La figure 1.7-a, basée sur un recueil de valeurs expérimentales du coefficient d'absorption d'eau de granulats naturels et recyclés (voir également Kunwufine [2015]), montre que le coefficient d'absorption d'eau des GBR :

- varie principalement entre 4 et 8 % ;
- est plus important que celui des granulats naturels ;
- est plus dispersé que celui des granulats naturels.

Cette dispersion du coefficient d'absorption d'eau peut être attribuée à la variabilité de la proportion de mortier accolé, que l'on a vu corrélée au diamètre du GBR (figure 1.5). À ce titre, on note l'existence d'une population secondaire caractérisée par des coefficients d'absorption d'eau de l'ordre de 12 % (figure 1.7-a), correspondant vraisemblablement à des GBR de petite taille contenant une large proportion de mortier accolé.

### 1.2.1.3 La masse volumique

La capacité d'absorption d'eau plus importante du GBR, liée à la présence de mortier accolé, peut être corrélée au volume global des pores ouverts de ce granulat. L'importance

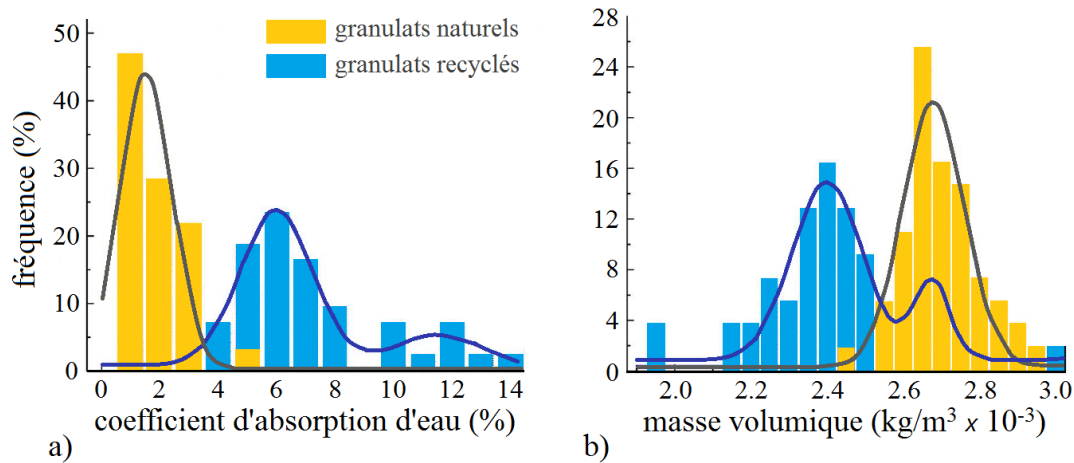


FIGURE 1.7 – Analyse comparative entre granulats naturels et recyclés : a) coefficient d’absorption d’eau, b) masse volumique [Verian *et al.*, 2018].

relative du volume de cette porosité ouverte se répercute nécessairement sur la masse volumique du GBR. La figure 1.7-b, basée sur un recueil de valeurs expérimentales de différentes masses volumiques de granulats naturels et recyclés (voir également Kunwufine [2015]), montre que la masse volumique des GBR :

- varie principalement entre 2200 et 2500 kg/m<sup>3</sup> ;
- est plus faible que celle des granulats naturels ;
- est plus dispersée que celle des granulats naturels.

Comme pour le coefficient d’absorption d’eau, la dispersion de la masse volumique des GBR peut être attribuée à la variabilité de la proportion de mortier accolé. À ce titre, on note à nouveau l’existence d’une population secondaire centrée sur une masse volumique moyenne identique à celle des granulats naturels (figure 1.7-b), correspondant vraisemblablement à des fragments de ces derniers. Réciproquement, le pic isolé d’une masse volumique inférieure à 2000 kg/m<sup>3</sup> peut être attribué à l’existence de fragments composés majoritairement de mortier accolé.

#### 1.2.1.4 La résistance intrinsèque du grain

Les granulats concassés ont une forme irrégulière et anguleuse. Il est, de ce fait, difficile de définir une méthode expérimentale permettant de déterminer leur résistance mécanique intrinsèque (i.e. du matériau constitutif du grain).

Cependant, dans un but comparatif, la résistance mécanique intrinsèque d’un granulat peut être évaluée par un test de compression consistant à mesurer la force nécessaire pour écraser le granulat [Pepe, 2015; Park *et al.*, 2018]. L’importante dispersion des résultats issus de cette procédure expérimentale, largement influencée par le nombre et la position des contacts ponctuels entre le granulat et le dispositif de chargement, peut être compensée par un nombre important d’essais, permettant une analyse statistique.

## SECTION 1.2 - Conséquences du recyclage sur les matériaux

Les résultats des études statistiques basées sur ce protocole expérimental [Pepe, 2015] montrent que :

- les GBR ont une résistance globalement inférieure à celle des granulats naturels (ce résultat est confirmé par Casuccio *et al.* [2008]) ;
- la dispersion des résistances des GBR est plus importante que celle des granulats naturels ;
- la résistance d'un GBR (calculée à partir d'une surface conventionnelle), est, pour des grains dont le diamètre est compris entre 10 et 20 mm, d'autant plus importante que le diamètre est petit.

Ce dernier point, justifié par la présence de défauts au sein du granulat, sera abordé au § 3.6 situé page 50 et consacré à l'effet d'échelle.

Par ailleurs, l'impact du diamètre du granulat sur sa résistance est moins prononcé, bien que toujours existant, pour les granulats naturels. Ce résultat sous-entend que les GBR comprennent plus de défauts que les granulats naturels, ce qui semble logique compte tenu de la présence de mortier accolé. À titre d'exemple, la porosité importante du mortier accolé ainsi que l'existence d'une zone interfaciale de transition entre le granulat naturel et le mortier accolé sont deux sources potentielles de défauts des GBR [McNeil et Kang, 2013].

### 1.2.1.5 La capacité d'adhésion

Une étude expérimentale menée par Seo et Choi [2014] consistant à réaliser des essais de traction directe successifs sur une interface granulat-mortier, en conservant le mortier resté solidaire du granulat suite à chaque séparation, suggère que l'adhésion entre le mortier accolé et le nouveau mortier est plus performante que celle entre le granulat vierge et le mortier accolé. Ce résultat est appuyé :

- par l'étude de Casuccio *et al.* [2008] qui montre que la surface de rupture de cylindres en béton de GBR testés en traction par fendage présente une proportion plus importante de granulats fracturés que celle de cylindres en béton conventionnel ;
- par les travaux de Pepe [2015] qui montrent que la contrainte de rupture en flexion d'éprouvettes incorporant un unique GBR à mi-portée est plus importante lorsque la fissuration se développe à l'interface GRB-nouveau mortier plutôt qu'à travers le GRB.

Ces travaux semblent indiquer que les GBR présentent un rapport adhésion/résistance plus important que les granulats naturels, ce qui est cohérent avec la résistance plus faible des GBR discutée au cours du paragraphe précédent.

### 1.2.1.6 La sensibilité à la fragmentation

La sensibilité à la fragmentation d'un fuseau granulaire peut être déterminée par l'essai normalisé dit de Los Angeles (LA) [NF-EN-1097-2, 2001] consistant à mesurer la quantité d'éléments fins produite en soumettant les granulats à des chocs de boulets métalliques et à leur frottement réciproque dans un tambour en rotation. Le coefficient LA calculé à partir de cet essai est d'autant plus grand que la sensibilité du granulat à la fragmentation est

importante. Une étude expérimentale menée par [Omary \*et al.\* \[2016\]](#) sur différents fuseaux granulaires compris entre 4 et 14 mm montre que les gravillons recyclés sont environ deux fois plus sensibles à la fragmentation que leurs équivalents naturels.

Ce résultat, attribuable à la présence de mortier accolé aux gravillons recyclés, peut vraisemblablement être étendu au sable recyclé, majoritairement composé de mortier accolé (figure 1.5).

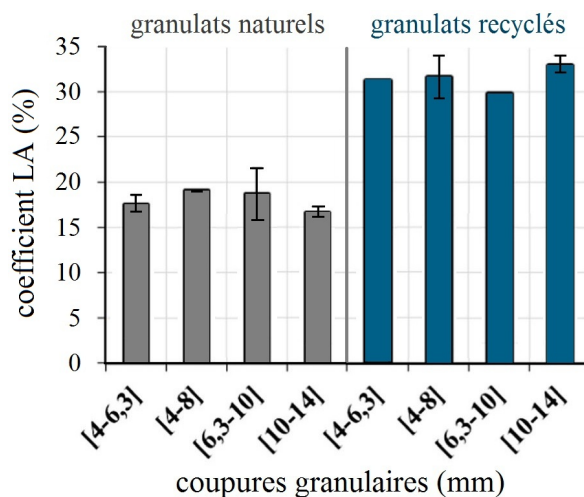


FIGURE 1.8 – Résultat d’essais de Los Angeles sur différents fuseaux de gravillons naturels et recyclés [[Omary \*et al.\*, 2016](#)].

### 1.2.2 Répercussions sur le comportement du béton durci

Les écarts de comportement des GBR par rapport aux granulats naturels se répercutent sur les propriétés mécaniques du béton de GBR à l’état frais et durci. Le présent travail se concentre sur l’adhérence entre l’armature et le béton durci au sens des prescriptions réglementaires pour le dimensionnement du béton armé, c’est à dire après 28 jours de cure. Pour cette raison, les paragraphes qui suivent se concentrent sur l’analyse des conséquences du recyclage sur les principales propriétés du béton durci.

De par sa composition complexe, les performances mécaniques d’un béton conventionnel, comme par exemple sa résistance ou sa raideur, sont influencées par une multitude de facteurs : quantité et type de ciment, rapport eau efficace/ciment, granulométrie et types de granulats. . . L’introduction de GBR dans la composition du béton a pour effet d’élargir de manière significative cet éventail conséquent de paramètres. Or, la présence de mortier accolé, principale différence entre le GBR et le granulat naturel, dépend de la dimension du GBR (figure 1.5). De ce fait, le taux de remplacement global des granulats naturels par des GBR (note de bas de page *c.*, page 2) n’est pas un indicateur suffisant pour justifier les perturbations liées à l’utilisation de GBR. Pour cette raison, on distingue généralement le remplacement :

- des gravillons, caractérisés par une proportion modérée de mortier accolé ;



## SECTION 1.2 - Conséquences du recyclage sur les matériaux

— du sable, majoritairement composé de mortier accolé.

Malgré une quantité considérable d'études, les origines éparses des GBR et la diversité des protocoles expérimentaux font qu'il est difficile d'établir une règle générale rendant compte de l'impact du recyclage sur les performances mécaniques des bétons de GBR [Kunwufine, 2015]. Cependant, de nombreux ouvrages, recueils de données et études [De Brito et Saikia, 2012; McNeil et Kang, 2013; Pepe, 2015; Thomas *et al.*, 2018; Verian *et al.*, 2018] s'accordent sur les points suivants :

1. un taux de remplacement des gravillons inférieur à 25 % n'a pas d'impact significatif sur la résistance mécanique du béton ;
2. l'augmentation du taux de recyclage tend à diminuer graduellement les performances mécaniques du béton ;
3. le remplacement des gravillons est moins préjudiciable que celui du sable ;
4. le recyclage impacte d'une manière plus marquée la raideur du béton, puis sa résistance en compression, puis celle en traction.

Le point 1. de la liste précédente peut s'expliquer par la faible quantité de mortier accolé que représente 25 % des gravillons par rapport à la masse considérable des granulats naturels qui complètent le squelette granulaire.

Le point 2. de la liste précédente nécessite l'introduction préalable de la notion d'auréole de transition<sup>f</sup> pâte-granat. Pour un béton de granulats naturels, l'interaction entre le granulat et la pâte de ciment (ciment + eau) conduit à la formation d'une couche de quelques dizaines de micromètres d'épaisseur appelée auréole de transition (figure 1.9-a). Du fait d'un réarrangement des grains de ciment au voisinage des granulats [Ollivier et Vichot, 2008], pouvant être lié à la présence d'eau adsorbée et à des potentiels échanges avec sa porosité ouverte, l'auréole de transition présente généralement une structure microscopique plus poreuse et constitue donc une faiblesse au sein du béton [Poon *et al.*, 2004].

À cause de leur structure à deux phases, les GBR incorporent dans le béton de GBR l'auréole de transition entre l'ancienne pâte de ciment et le granulat héritée du béton parent (auréole 1, figure 1.9-b). Le contact entre le GBR et la nouvelle pâte de ciment conduit de plus à la formation de deux nouveaux types d'auréoles de transition :

- entre la nouvelle pâte de ciment et granulat naturel (auréole 2, figure 1.9-b) ;
- entre la nouvelle pâte de ciment et mortier accolé (auréole 3, figure 1.9-b).

Cette multiplication des auréoles de transition, et donc des sources de faiblesse, peut expliquer la corrélation entre la diminution des résistances et le taux de recyclage [Verian *et al.*, 2018].

Le point 3. de la liste précédente peut être justifié par la proportion de mortier accolé plus importante du sable recyclé (figure 1.5). D'une part, la porosité du mortier accolé réduit la compacité du béton au détriment de sa résistance [Verian *et al.*, 2018]. D'autre part, par phénomène d'absorption et/ou de désorption, la porosité ouverte du mortier accolé est susceptible d'impacter la quantité d'eau du mélange, et donc le rapport eau

---

<sup>f</sup>. Interfacial Transition Zone (ITZ).



## CHAPITRE 1 - Le recyclage du béton

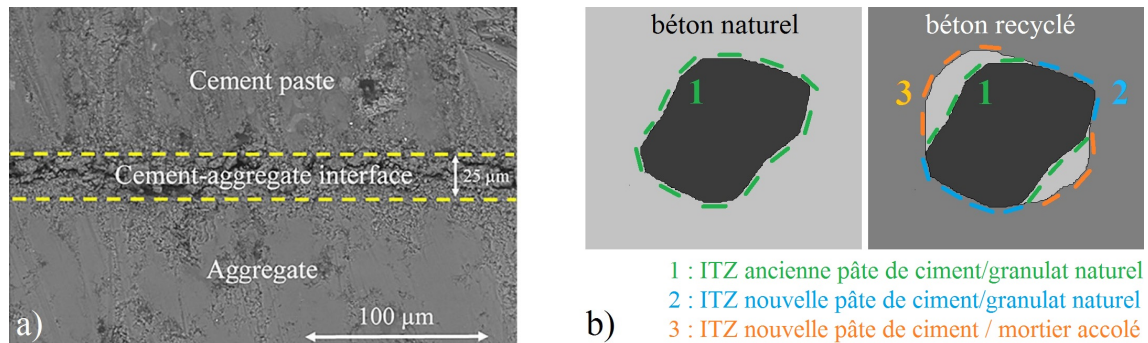


FIGURE 1.9 – L'auréole de transition : a) image au microscope électronique à balayage [Jebli *et al.*, 2018], b) impact du recyclage.

efficace/ciment [Pepe *et al.*, 2016].

Le point 4. de la liste précédente doit être traité en deux étapes. Tout d'abord, l'impact réduit du recyclage sur la résistance en traction du béton peut être attribué au meilleur rapport adhésion/résistance des GBR par rapport aux granulats naturels (§ 1.2.1.5). Ce ratio joue en effet un rôle plus important dans les mécanismes de rupture en traction qu'en compression.

Concernant le module d'élasticité d'un béton, ce dernier peut être interprété comme la combinaison des raideurs de ses différents constituants (granulats, matrice cimentaire, pores) et de leurs liaisons (les auréoles de transition). Or la raideur des granulats est, pour un béton conventionnel, plus élevée que celle de la pâte de ciment [Quiviger, 2012; Daoud *et al.*, 2013]. La quantité de pâte de ciment supplémentaire apportée au béton par le biais du mortier accolé aux GBR peut donc expliquer la perte de raideur des bétons de GBR. Cet effet, combiné à la multiplication des auréoles de transition (figure 1.9), peut justifier le fait que la raideur soit la propriété la plus impactée par le recyclage.

Bien que les tendances générales discutées au cours des paragraphes précédents aillent dans le sens d'une dégradation des propriétés du béton avec le recyclage, il est néanmoins possible pour un béton de GBR d'atteindre des performances équivalentes à celles d'un béton de structure courant moyennant des adaptations de sa formulation.

Par exemple, McGinnis *et al.* [2017] montrent qu'un béton de GBR de granulométrie ASTM8 (de diamètre moyen 6.6 mm) offre des performances 15 % supérieures à celles d'un même béton de granulométrie ASTM57 (de diamètre moyen 14.7 mm, donc plus grossière). Ce résultat peut être rapproché de l'impact des défauts sur la résistance des grains discuté au § 1.2.1.4.

De nombreux travaux sont également consacrés à l'élaboration de formulations de bétons de GBR qui conservent les propriétés d'un béton conventionnel de référence. Bairagi *et al.* [1990] suggèrent une augmentation de 10 % de la quantité de ciment (ciment Portland ordinaire) afin de compenser l'impact négatif des GBR sur les performances mécaniques du béton. Fathifazl *et al.* [2009] considèrent que les performances mécaniques moindres du béton de GBR sont dues à l'excès de mortier provenant du cumul du mortier accolé et du

## SECTION 1.2 - Conséquences du recyclage sur les matériaux

nouveau mortier et proposent une méthode de formulation basée sur un volume de mortier constant. [Gupta \*et al.\* \[2016\]](#) préconisent quant à eux une méthode qui vise à formuler le béton de GBR de manière à conserver une quantité de gravillons naturels constante, en considérant le mortier accolé aux GBR comme faisant partie du sable. Enfin, [Pepe \*et al.\* \[2016\]](#) introduisent une méthode de formulation centrée sur le coefficient d'absorption d'eau des granulats et tenant compte des phénomènes d'absorption et de désorption sur le rapport eau efficace/ciment du mélange.

## CHAPITRE 1 - Le recyclage du béton

## Chapitre 2

# Notions d'acoustique

L'une des principales difficultés rencontrée lors de l'étude de l'adhérence a-b réside dans l'absence d'observation « directe » des mécanismes physiques à l'œuvre. Après avoir exploré différentes pistes (fibres optiques noyées, tomographie X, corrélation d'images numériques), l'utilisation des ultrasons a été retenue pour compléter les mesures mécaniques réalisées dans le cadre de ce travail. Les principales raisons de ce choix sont :

- la capacité des ultrasons à recueillir des informations au cœur du béton de manière très peu intrusive et non destructive ;
- leur sensibilité à l'endommagement ;
- les multiples possibilités de montages expérimentaux envisageables ;
- des considérations d'ordre technique et financières.

Cette partie introduit quelques notions d'acoustique qui seront exploitées dans le cadre du volet ultrason de ce travail.

### 2.1 Généralités

#### 2.1.1 Les ondes acoustiques

##### 2.1.1.1 Le phénomène physique

Les ondes acoustiques sont produites par la vibration d'une source. Dans un milieu fluide tel que l'air, la vibration de la source est communiquée aux molécules voisines qui, à leur tour, la transmettent de proche en proche. Du point de vue physique, une onde acoustique ne correspond donc pas à un déplacement de matière sur une grande distance mais résulte de la propagation d'une petite perturbation à travers un milieu.

Le milieu support de propagation de l'onde peut être soit solide, soit fluide (liquide ou gazeux). Dans un fluide, la perturbation générée par la source est transmise par compression et détente des atomes ou molécules qui le composent (figure 2.1). Dans un solide, où les liaisons entre les atomes sont fortes, la transmission de la perturbation se fait par l'intermédiaire des liaisons interatomiques (plus raides que dans le cas précédant). Ces liaisons agissent comme des ressorts connectant les atomes, modélisés par des masses, à leurs voisins [Zarembowitch, 2003].

## CHAPITRE 2 - Notions d'acoustique

Ce modèle simplifié du solide comme une succession de masses et de ressorts permet de comprendre que la vitesse de propagation  $c$  d'une onde :

- est une propriété du solide (pour un état de contrainte mécanique, de température, d'humidité... donné) ;
- est d'autant plus grande que la raideur des liaisons entre les atomes qui le composent est élevée.

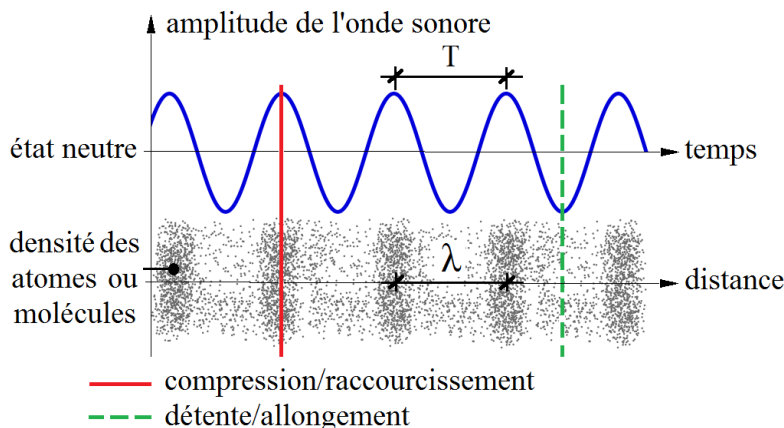


FIGURE 2.1 – Perturbation d'un milieu traversé par une onde acoustique [Alloprof, 2018].

En effet, si on raisonne par l'extrême, des ressorts d'une raideur infiniment grande conduiraient à une propagation instantanée de la vibration de la source à l'ensemble des points du solide ; la vitesse de propagation de l'onde serait alors infinie [op. cit.]. Aucun solide n'étant indéformable, la vitesse de propagation des ondes acoustiques dans les solides, bien que très élevée (de l'ordre de quelques kilomètres par seconde), est finie. La transmission de l'onde à travers les fluides est moins efficace que par l'intermédiaire des liaisons interatomiques des solides. Cette transmission est également moins rapide à travers les gaz (facilement compressibles), qu'à travers les liquides (difficilement compressibles). Ainsi, la vitesse de propagation des ondes sonores dans l'eau est d'environ 1500 m/s alors qu'elle n'est que de 340 m/s dans l'air [op. cit.].

On appelle période et on note  $T$  le temps écoulé entre deux positions identiques d'un atome ou d'une molécule mis en mouvement par le passage d'une onde sonore périodique (figure 2.1). La fréquence  $f$  de l'onde correspond à l'inverse de sa période  $T$ . Ces deux grandeurs caractérisent la périodicité temporelle de l'onde.

On appelle longueur d'onde et on note  $\lambda$  la distance qui sépare deux points consécutifs du milieu qui sont animés du même mouvement oscillant (figure 2.1). La longueur d'onde caractérise la périodicité spatiale de l'onde. Ces différents indicateurs de la périodicité de l'onde sont liés par l'équation 2.1.

$$\lambda = cT = \frac{c}{f} \quad (2.1)$$

### 2.1.1.2 Les différents types d'ondes

Dans les milieux fluides (liquides ou gaz), où les atomes/molécules sont respectivement faiblement et très faiblement liés, l'orientation du mouvement de compression/détente (figure 2.1) est nécessairement confondue avec la direction de propagation de l'onde. On parle dans ce cas d'onde longitudinale, ou de pression, ou primaire (ondes P, figure 2.2). Dans un solide, des liaisons interatomiques sont susceptibles d'agir dans toutes les directions de l'espace. De ce fait, le déplacement d'un atome dans une direction donnée peut également impacter des atomes situés dans les autres directions. Une onde pour laquelle la direction de propagation est perpendiculaire à celle du déplacement des atomes est appelée onde transversale, ou de cisaillement, ou secondaire (ondes S, figure 2.2).

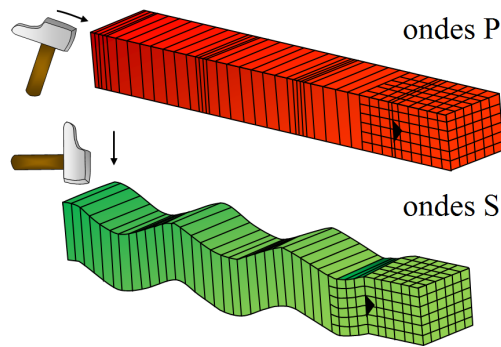


FIGURE 2.2 – Ondes de pression (P) et ondes de cisaillement (S) [Allègre, 1987].

La propagation d'une onde P, mobilisant la raideur normale de la liaison interatomique, est plus aisée que celle d'une onde S, qui résulte de la mobilisation de sa raideur tangentielle. Pour cette raison, la vitesse de propagation des ondes P, notée  $c_P$ , est généralement plus élevée que celle des ondes S, notée  $c_S$ , et ce, d'un facteur proche de 2. Les équations 2.2 et 2.3 donnent respectivement les expressions théoriques de la vitesse de propagation des ondes P et S à travers un milieu élastique isotrope de dimensions infinies [Breyse, 2012]. Ces équations :

- confirment l'augmentation précédemment évoquée de  $c$  avec la raideur du matériau ( $E_{dyn}$  et  $\nu_{dyn}$  sont respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson dynamiques du matériau) ;
- indiquent une diminution de  $c$  avec la masse volumique  $\rho$  du matériau (par effet d'inertie).

$$c_P = \sqrt{\frac{E_{dyn}(1 - \nu_{dyn})}{\rho(1 + \nu_{dyn})(1 - 2\nu_{dyn})}} \quad (2.2)$$

$$c_S = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{2\rho(1 + \nu_{dyn})}} \quad (2.3)$$

### 2.1.1.3 Temps de vol et chemin acoustique

Du fait de la vitesse finie du son, la propagation d'une onde acoustique à travers un matériau prend un certain temps. On appelle temps de vol d'une onde et on note  $t_{vol}$  le laps de temps écoulé entre la génération d'une onde en un point quelconque d'un milieu et sa première émergence en un autre point (figure 2.3-a). Considérons un bloc de matériau parallélépipédique d'épaisseur  $e$  équipé d'un émetteur E et d'un récepteur R ultrasonores, disposés en vis-à-vis sur deux faces opposées du volume (figures 2.3-b et 2.3-c).

On s'intéresse tout d'abord au cas d'un matériau homogène, qui est donc caractérisé par une unique vitesse de propagation du son  $c$ , identique en tous points. Dans un tel matériau, le chemin acoustique correspondant au temps de vol n'est autre que le trajet le plus court entre l'émetteur et le récepteur, c'est à dire une droite (figure 2.3-b).

Dans le cas d'un matériau hétérogène comme le béton, c'est-à-dire constitué de plusieurs composants (gravillons, mortier. . .) possédant chacun leur propre vitesse de propagation du son, le chemin acoustique correspondant au temps de vol n'est plus le trajet le plus court mais peut décrire une ligne brisée qui suit alors le trajet le plus rapide (figure 2.3-c).

Par convention, on détermine la vitesse de propagation du son dans un matériau par l'équation 2.4 en rapportant la distance  $e$  entre les capteurs, facilement accessible, au temps de vol  $t_{vol}$  de l'onde. Le temps de vol peut être mesuré, par exemple, via l'enregistrement des signaux acoustiques d'émission et de réception, préalablement convertis en signaux électriques via des capteurs piézoélectriques, avec un oscilloscope. Cependant, pour ce qui est des matériaux hétérogènes, le chemin acoustique réel peut être plus long que le trajet direct de longueur  $e$  (figure 2.3-c). De ce fait, spécialement lorsque l'on s'intéresse au béton, il découle de cette analyse que l'utilisation de l'équation 2.4 à partir des données issues du dispositif de mesure illustré par la figure 2.3 :

- ne donne accès qu'à une approximation de la vitesse de propagation du son ;
- est très sensible au volume de matériau parcouru par l'onde.

En effet, la mesure réalisée est d'autant plus représentative des propriétés du matériau hétérogène que l'épaisseur  $e$  de matériau utilisée est grande (car elle contient une quantité suffisante d'hétérogénéités pour rendre compte de leur distribution aléatoire).

$$c_{(P\ ou\ S)} = \frac{e}{t_{vol,(P\ ou\ S)}} \quad (2.4)$$

### 2.1.1.4 Atténuation de l'onde acoustique

La propagation d'une onde acoustique à travers un matériau solide induit, par divers mécanismes, une atténuation de l'énergie du signal. Au delà de la perte d'énergie liée à l'augmentation de la surface d'onde du fait de sa propagation dans toutes les directions possibles (divergence géométrique), on distingue généralement l'atténuation par absorption de celle par diffusion [Planès et Larose, 2013] :

- l'atténuation par absorption, qui désigne la dissipation de l'énergie de l'onde (conversion en chaleur) par effets visqueux, constitue une perte d'information ;

## SECTION 2.1 - Généralités

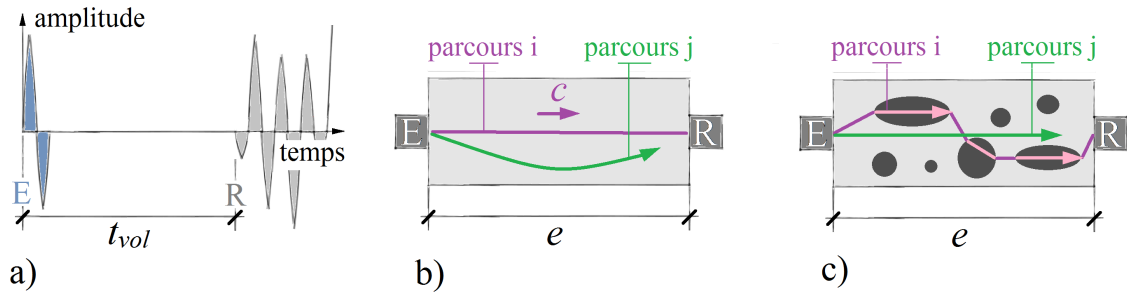


FIGURE 2.3 – Principe du dispositif expérimental de mesure de la vitesse de propagation du son en émission/réception.

- l’atténuation par diffusion, qui désigne la réflexion, réfraction, diffraction et conversion P/S de l’onde au contact des multiples interfaces entre les hétérogénéités du milieu, constitue un changement de l’information.

L’atténuation par absorption est, d’une manière générale, d’autant plus importante que la fréquence de l’onde est grande (ou que sa longueur d’onde est petite) [op. cit.]. L’utilisation d’une fréquence élevée permettant d’augmenter la résolution spatiale des ultrasons par diminution de la longueur d’onde (équation 2.1), le choix d’une fréquence d’étude résulte donc généralement d’un arbitrage entre énergie du signal et résolution de la mesure.

L’atténuation par diffusion possède la particularité de changer de nature selon l’écart entre la longueur d’onde  $\lambda$  du signal et les dimensions  $d$  des hétérogénéités au sein du matériau. D’une manière générale, une onde interagit peu avec des hétérogénéités d’une dimension inférieure à sa longueur d’onde. De ce fait, trois régimes de diffusion peuvent être distingués [op. cit.] :

- **la diffusion simple** (figure 2.4-a), qui se produit lorsque  $\lambda \gg d$ , est un régime où l’onde interagit très peu avec la structure interne du matériau. Les réflexions et réfractions se produisent alors essentiellement aux frontières entre le matériau et le milieu environnant ;
- **la diffusion multiple** (figure 2.4-b), qui se produit lorsque  $\lambda \simeq d$ , est un régime où l’onde entre en interaction avec la structure interne du matériau. L’onde peut alors être réfléchi de nombreuses fois sur les hétérogénéités avant d’atteindre le récepteur ;
- **le régime d’atténuation** (figure 2.4-c), qui se produit lorsque  $\lambda \ll d$ , est un régime où l’onde interagit tellement fortement avec la structure interne du matériau qu’elle n’en pénètre qu’une épaisseur très limitée.

L’interaction entre une onde et son milieu de propagation est liée à la notion d’impédance acoustique. En acoustique, l’impédance  $Z$  d’un milieu est calculée comme le produit de sa masse volumique  $\rho$  par la vitesse de propagation du son  $c$  dans ce milieu (équation 2.5). Ainsi, plus l’impédance acoustique est élevée, moins le milieu en question empêchera le passage de l’onde acoustique.



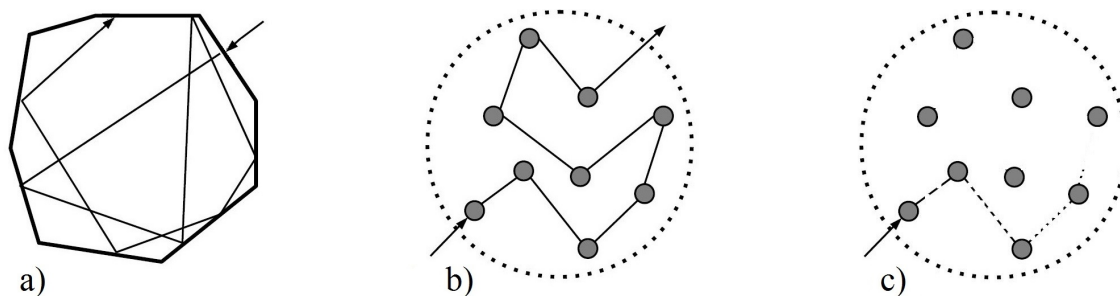


FIGURE 2.4 – Régimes de diffusion d'une onde acoustique : a) simple, b) multiple, c) d'atténuation [Zhang, 2013].

Considérons maintenant deux milieux différents A et B. Lorsque une onde circulant initialement dans le milieu A entre en contact avec le milieu B, une partie de cette dernière est réfléchiée à la frontière A-B vers le milieu A, une autre partie est effectivement transmise au milieu B. L'importance relative de la réflexion par rapport à la transmission dépend de l'écart d'impédance entre les deux milieux A et B.

$$Z = \rho c \quad (2.5)$$

Ainsi, dans le béton :

- l'écart entre les masses volumiques et les rigidités des granulats, de la pâte de ciment, et *a fortiori* de l'auréole de transition pâte-granat, constitue une rupture d'impédance qui, en régime de diffusion multiple, engendre réflexion et réfraction de l'onde aux interfaces ;
- la fissuration, qui représente la création d'une lame d'air à travers le matériau, provoque, du fait de son impédance acoustique relativement faible ( $\rho_{air} = 1,25 \text{ kg/m}^3$  et  $c_{air} = 340 \text{ m/s}$ ), la réflexion totale de toute onde se propageant dans le béton qui rencontre une fissure.

### 2.1.2 La production d'ultrasons

La production contrôlée d'ultrasons peut être réalisée, entre autres, en utilisant l'effet piézoélectrique. Cet effet a historiquement été mis en évidence sur un cristal de quartz, dont l'organisation atomique particulière lui confère la propriété de se polariser électriquement lorsqu'il est soumis à une contrainte mécanique (figure 2.5). Ce phénomène, appelé effet piézoélectrique direct, peut être utilisé pour la détection des ultrasons. Réciproquement, l'application, par l'intermédiaire d'électrodes, d'une tension électrique entre deux faces d'une lame de matériau piézoélectrique engendre une déformation de cette dernière. Ce phénomène, appelé effet piézoélectrique inverse, est exploité pour la production d'ultrasons.

Une succession d'allongements et de raccourcissements peut en effet être produite en appliquant une tension alternative aux bornes d'une lame piézoélectrique. La fréquence d'oscillation mécanique est alors identique à celle de l'excitation électrique. Si cette dernière

## SECTION 2.1 - Généralités

est supérieure au seuil d'audibilité, les oscillations mécaniques de la lame génèrent alors des ondes ultrasonores. Notons que la lame piézoélectrique peut, sous certaines fréquences particulières, entrer en résonance, ce qui permet d'augmenter d'un ordre de grandeur l'amplitude des oscillations mécaniques [Zarembowitch, 2003]. Le type d'onde (P ou S) produit par une lame piézoélectrique dépend de l'orientation de la coupe, pratiquée pour fabriquer cette dernière, par rapport au réseau cristallin (figure 2.5).

Les capteurs ultrasonores basés sur ce phénomène physique sont appelés transducteurs piézoélectriques et se composent classiquement (figure 2.6) :

- d'un connecteur externe permettant de relier le transducteur à un générateur ou un récepteur de signaux électriques ;
- d'un boîtier externe assurant la protection des composants du transducteur ;
- d'une enveloppe isolante servant à découpler le dispositif acoustique du boîtier externe ;
- d'un amortisseur, constitué d'un matériau dense, utilisé pour absorber l'énergie mécanique rayonnée vers l'arrière<sup>a</sup> lors du changement d'épaisseur de la lame piézoélectrique et pour contrôler les oscillations libres susceptibles de se produire au relâchement de l'excitation électrique ;
- d'une lame piézoélectrique encadrée de deux électrodes permettant la conversion de la tension électrique en une déformation mécanique (ou vice-versa) ;
- d'une lame adaptatrice dont le matériau est sélectionné de manière à réduire l'écart d'impédance avec le milieu étudié et dont l'épaisseur permet d'optimiser l'énergie mécanique transmise vers ce dernier. Cette lame protège également le dispositif acoustique de l'environnement extérieur.

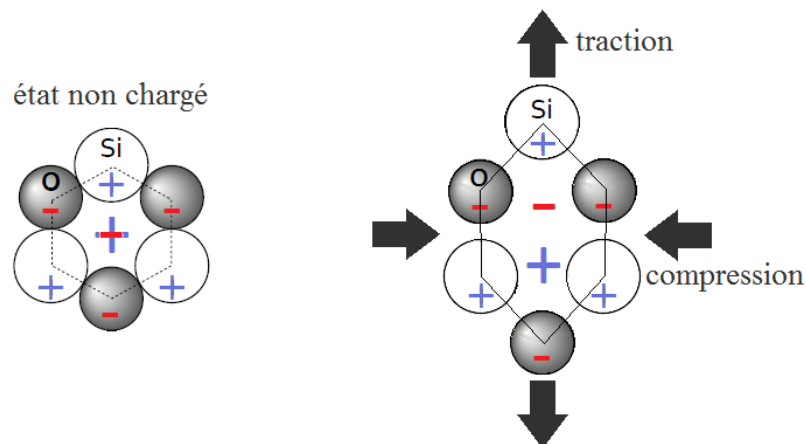


FIGURE 2.5 – Effet piézoélectrique direct pour le quartz.

Afin d'éviter la présence d'air entre la face avant du transducteur et le matériau étudié,

---

<sup>a</sup>. Par convention, on appelle face avant d'un transducteur la face couplée avec le milieu à étudier.

il convient d'utiliser un produit couplant permettant de chasser le milieu gazeux (figure 2.6). Le choix du couplant dépend entre autres :

- du type d'onde utilisé : les couplants liquides, compatibles avec la transmission d'ondes P, transmettent très mal les ondes S. Dans ce cas, un couplant très visqueux, de type SWC (Shear Wave Couplant), est alors nécessaire ;
- du type de matériau testé : le béton, par exemple, possède une structure interne poreuse qui a tendance à absorber le couplant. Outre la baisse de la qualité du couplage au cours du temps, cette absorption a également l'inconvénient de modifier localement la vitesse de propagation du son dans le matériau.
- de l'environnement de la mesure : les produits couplant sont souvent stables sur une certaine plage de température. Le couplant SWC par exemple, voit sa viscosité diminuer fortement au delà de 30 °C. Les couplants liquides sont quant à eux sensibles au séchage et/ou à l'évaporation.

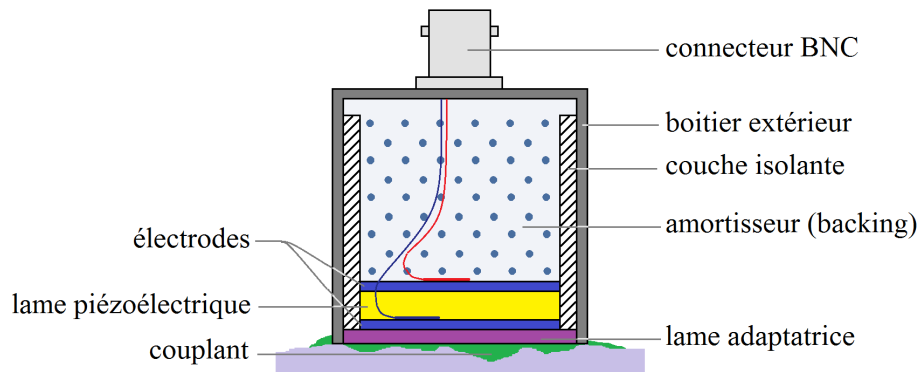


FIGURE 2.6 – Schéma de principe d'un transducteur piézoélectrique.

## 2.2 L'acoustique pour l'étude des matériaux

Au delà de la mesure d'épaisseurs et de la détection de défauts par contrôle non destructif, le lien entre la vitesse de propagation du son dans un matériau et ses propriétés physiques (raideur, hétérogénéité, fissuration...), rend l'acoustique adaptée pour l'étude de l'endommagement des matériaux en cours de chargement. Les paragraphes suivants introduisent quelques applications de l'acoustique pour l'étude des matériaux.

### 2.2.1 La mesure des constantes élastiques

La détermination de la vitesse de propagation des ondes P et S et la connaissance de la masse volumique  $\rho$  d'un matériau permettent de déterminer, sur la base des équations 2.2 et 2.3, les valeurs dynamiques du module d'Young  $E_{dyn}$  (équation 2.6) et du coefficient de Poisson  $\nu_{dyn}$  (équation 2.7). La valeur dynamique du module d'Young  $E_{dyn}$  est généralement supérieure à celle mesurée sous un chargement quasi-statique du fait, entre

## SECTION 2.2 - L'acoustique pour l'étude des matériaux

autres, de la vitesse de chargement rapide nécessaire à la production d'une onde acoustique ultrasonore.

$$E_{dyn} = \rho c_S^2 \frac{3c_P^2 - 4c_S^2}{c_P^2 - c_S^2} \quad (2.6)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{c_P^2 - 2c_S^2}{2c_P^2 - 2c_S^2} \quad (2.7)$$

### 2.2.2 Les émissions acoustiques

La technique des émissions acoustiques (EA) est une technique d'écoute, dite passive, utilisée pour le suivi en temps réel de la dégradation d'un matériau. Cette technique se base sur la détection, par un ou plusieurs transducteurs ultrasonores, des ondes acoustiques générées par le relâchement brutal de l'énergie élastique stockée par un matériau lors d'un réarrangement de sa structure interne (déformation plastique, micro-fissuration...). L'origine du signal acoustique n'est donc pas contrôlée mais issue des sources spontanées produites par l'endommagement et la rupture du matériau.

L'un des principaux avantages de la technique des EA est qu'elle permet, moyennant une détection par plusieurs transducteurs ultrasonores, de localiser la source de l'onde au sein du volume d'un échantillon instrumenté. Pour cela les transducteurs doivent être répartis de manière homogène sur la surface de l'échantillon (A et B, figure 2.7). La méthode de localisation est fondée sur la différence de temps ( $\Delta t$ , figure 2.7) nécessaire aux ondes issues d'une même source pour atteindre les transducteurs. Cette différence de temps est convertie en distance par l'intermédiaire de la vitesse de propagation du son, qui est considérée constante dans toutes les directions. La position de la source est alors obtenue par triangulation.

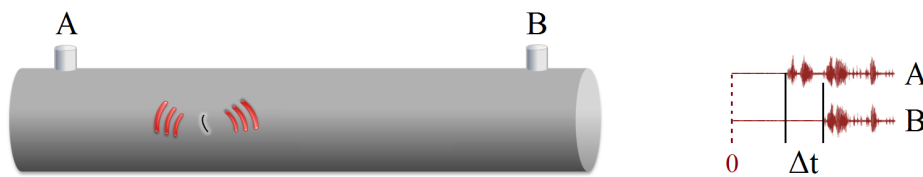


FIGURE 2.7 – Principe de localisation d'une émission acoustique.

Au delà de la localisation, la technique des EA se base également sur l'analyse de la forme d'onde associée à chaque source localisée. En cas de détection multiple (plusieurs transducteurs enregistrent un signal provenant d'une même source), on considère par convention la première onde détectée par un des capteurs comme étant représentative de l'EA. Différents paramètres permettant de caractériser cette onde, et, par exemple, d'établir une comparaison de cette dernière vis-à-vis d'autres sources, peuvent être définis (figure 2.8) [MISTRAS, 2011] :

- son pic d'amplitude : l'extremum positif ou négatif du signal ;

## CHAPITRE 2 - Notions d'acoustique

- sa durée : le temps entre le premier et le dernier franchissement du seuil de détection (défini par l'opérateur) ;
- le nombre de coups : c'est le nombre d'excursions du signal au delà du seuil de détection ;
- sa fréquence moyenne : elle est calculée en rapportant le nombre de coups à la durée du signal ;
- une valeur corrélée à son énergie : elle est obtenue par intégration du carré de la tension du signal.

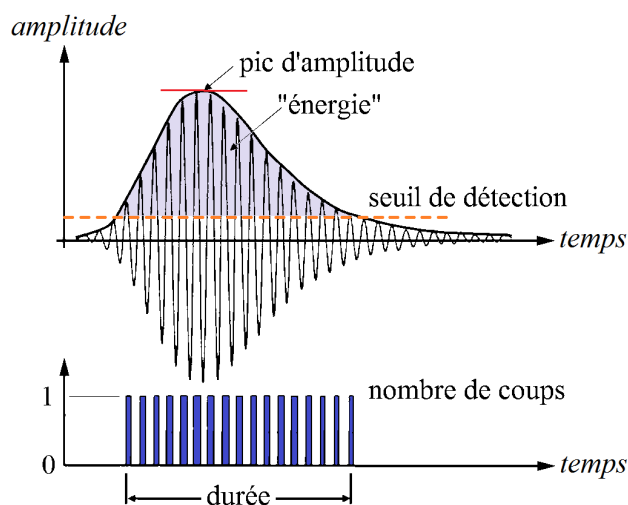


FIGURE 2.8 – Principaux paramètres d'une émission acoustique type.

La technique des EA a été utilisée pour diverses études consacrées au béton, armé ou non : suivi de la corrosion des armatures [Vervisch-Fortuné, 2009], couplage fluage-endommagement [Saliba, 2012], macro-fissuration d'éléments de structure [Sagar, 2017], phénomène de ségrégation dans le béton frais [Dzaye *et al.*, 2018]... Concernant l'adhérence a-b, Wang *et al.* [2016] ont utilisé la technique des EA pour suivre l'endommagement de l'interface a-b sous divers degrés de corrosion de l'armature.

La cartographie de la distribution des émissions acoustiques autour de l'armature (§ 6.1) ainsi que le suivi du niveau d'énergie acoustique produit par l'endommagement de l'interface a-b au cours de son chargement (§ 10.2.2) font partie des mesures réalisées dans le cadre du présent travail.

### 2.2.3 L'émission/réception

L'émission/réception est une technique de mesure dite active qui, contrairement à celle des émissions acoustiques, est basée sur l'émission contrôlée d'une onde ultrasonore. L'émission/réception est pratiquée à l'aide d'un ou plusieurs transducteurs ultrasonores.

Une configuration à deux transducteurs consiste, par exemple, à mesurer dans une zone saine du matériau le temps de vol correspondant à une distance fixe entre l'émetteur et le récepteur. La distance entre les transducteurs étant conservée, toute mesure d'un

## SECTION 2.2 - L'acoustique pour l'étude des matériaux

temps de vol supérieur dans une autre zone du matériau peut, par exemple, indiquer de la présence d'une fissure (figure 2.9-a) et renseigner sur sa longueur.

Une configuration à un transducteur consiste, par exemple, à mesurer dans une zone saine du matériau le temps d'arrivée correspondant à l'écho de fond (figure 2.9-b). La détection d'un écho avant cet écho de fond peut, par exemple, indiquer la présence d'un défaut et renseigner sur sa profondeur. Cette mesure nécessite toutefois une excitation électrique suffisamment brève pour ne pas se confondre avec les échos.

Une analyse en émission/réception est donc généralement menée de manière comparative en se rapportant à une mesure de référence réalisée sur une partie de la structure supposée saine. En dépit de ces précautions, il convient de garder à l'esprit que l'hétérogénéité du matériau à l'échelle de la structure (géométrie du ferrailage, arrangement granulaire, température et humidité...) ainsi que la problématique de la répétabilité du couplage entre le transducteur et la structure, influent de manière significative sur les résultats des mesures [Breysse, 2012].

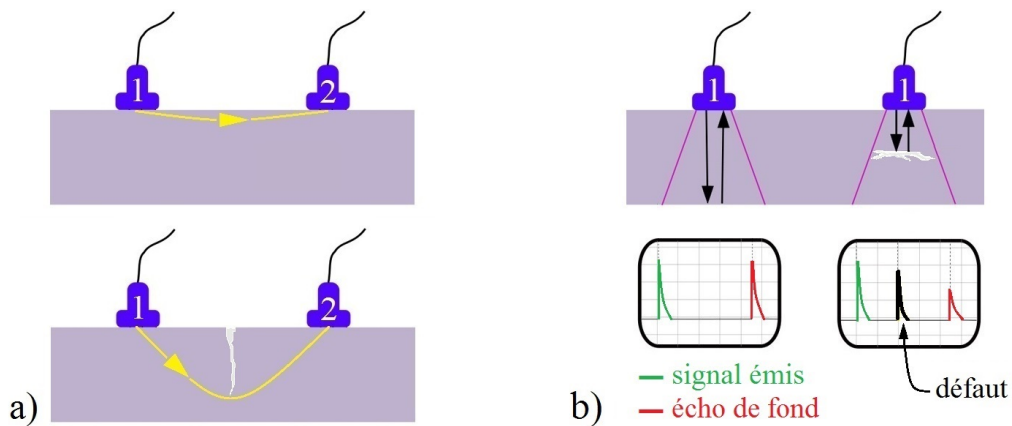


FIGURE 2.9 – Exemples de mesures en émission/réception.

En laboratoire, la technique d'émission/réception a par exemple été utilisée par Zhang *et al.* [2015] pour caractériser la prise du béton en exploitant les corrélations entre les propriétés élastiques du béton et la vitesse de propagation du son (équations 2.2, 2.3, 2.6 et 2.7). La prise peut alors être étudiée par une mesure de la variation du temps de vol à travers une épaisseur fixe de béton.

L'émission/réception sera utilisée dans le cadre du présent travail pour caractériser, au cours du chargement, le développement de l'endommagement de l'interface a-b en quantifiant l'atténuation (§ 2.1.1.4) et la variation du temps de vol (§ 2.1.1.3) induites par le passage des ondes acoustiques émises à travers la zone de contact entre l'armature et le béton.

### 2.2.4 L'interférométrie de la coda

Du fait de leurs différentes vitesses, les ondes acoustiques atteignent généralement une cible selon une chronologie particulière (figure 2.10) :

- arrivée des différents fronts d'ondes directs (ondes P, S et de surface) ;

## CHAPITRE 2 - Notions d'acoustique

- superposition des ondes multiples réfléchies (l'amplitude du signal augmente) ;
- atténuation progressive de l'amplitude du signal résultant de cette superposition.

Cette ultime partie du signal est appelée la coda (en référence aux dernières mesures d'une partition de musique). La technique d'interférométrie des ondes de la coda est une méthode issue de la sismologie, aujourd'hui étendue à la caractérisation de l'endommagement des matériaux, qui consiste à étudier le déphasage des ondes de la coda au cours du temps.

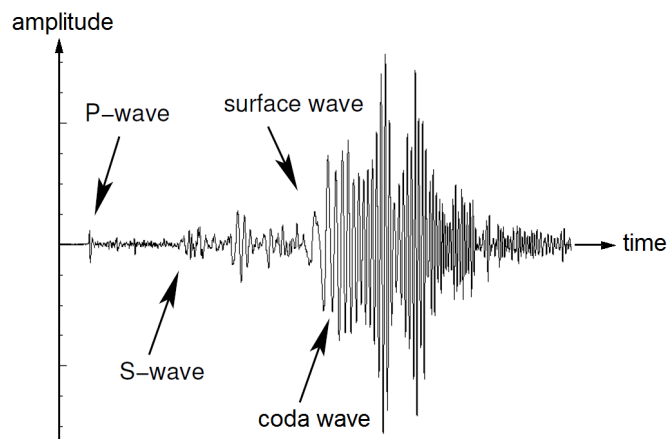


FIGURE 2.10 – Séquence d'arrivée type des ondes acoustiques [Grêt, 2004].

Contrairement aux fronts d'ondes P et S, la détermination des trajets acoustiques suivis par les ondes de la coda : rebonds sur les frontières du matériau, diffusion par interaction avec les hétérogénéités (figure 2.4) est, dans la plupart des cas, impossible. La forme d'onde de la coda s'apparente à du bruit aléatoire. Cependant, l'expérience montre que deux sismogrammes enregistrés à proximité d'un volcan suite au déclenchement, à deux semaines d'intervalle (c'est-à-dire dans des conditions du milieu pratiquement identiques), d'une source de vibration répétable, possèdent en fait une grande reproductibilité (fenêtres 1 et 2, figure 2.11-a). Pour cette raison, la coda s'apparente à la signature acoustique d'un milieu à un instant donné.

La figure 2.11-b, qui compare deux sismogrammes analogues à ceux concernés par la figure 2.11-a, obtenus après déclenchement de la même source de vibration mais cette fois-ci à un an d'intervalle, montre que :

- le début du signal (fenêtre 1, figure 2.11-b) est presque inchangé ;
- les ondes de la coda sont déphasées (fenêtre 2, figure 2.11-b).

En tant que signature acoustique du milieu à un instant donné, toute variation de la coda peut être rapprochée d'une modification de la vitesse du son dans le milieu par rapport à l'état de référence (potentiellement corrélée à une variation de température, d'humidité ou une déformation). La coda, produite par des ondes multiples réfléchies, a la propriété de cumuler les effets des petits changements subis par le milieu, ce qui les rend perceptibles. La sensibilité de la coda aux perturbations est donc d'autant plus grande que l'on s'intéresse à une fenêtre temporelle lointaine (qui correspond à des ondes

SECTION 2.2 - L'acoustique pour l'étude des matériaux

ayant parcouru une distance plus importante à travers le milieu). Ce gain de sensibilité se fait par contre au détriment de l'amplitude du signal.

Une estimation de la distance parcourue par les ondes de la coda peut être obtenue via l'équation 2.8 [Snieder, 2002; Zhang, 2013], qui donne la vitesse effective des ondes de la coda en tenant compte des conversions P/S multiples induites par la diffusion des ondes à travers le milieu.

$$c_{coda} = \frac{c_P c_S (2 c_P^2 + c_S^2)}{2 c_P^3 + c_S^3} \quad (2.8)$$

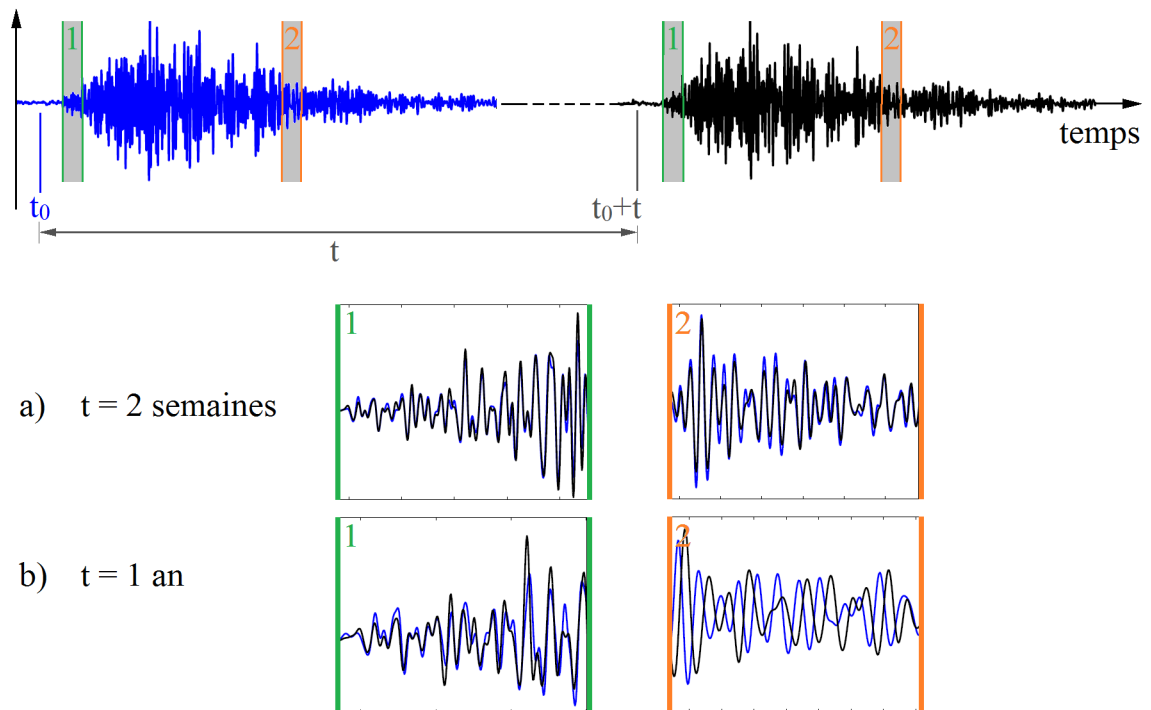


FIGURE 2.11 – Évolution de la signature acoustique d'un volcan : a) après deux semaines, b) après un an [Grêt, 2004]).

Au delà de l'aspect qualitatif, l'intérêt de l'interférométrie de la coda réside dans l'évaluation du déphasage des formes d'onde. Le décalage en temps  $\delta t$  entre les deux signaux peut, par exemple, être déterminé via un critère de maximisation du coefficient de corrélation croisée [Grêt, 2004], et ce, pour des fenêtres temporelles centrées sur des instants  $t$  successifs tout au long de la coda. On obtient ainsi une relation entre le décalage en temps  $\delta t$  des signaux et l'instant d'arrivée  $t$  des ondes de coda. En négligeant l'éventuelle variation de la distance parcourue par l'onde suite aux perturbations du milieu et en supposant l'homogénéité des changements subis par ce dernier, le décalage en temps  $\delta t$  peut être converti en décalage de vitesse de propagation du son  $\delta c$  puis rapproché, par exemple, d'une variation de la raideur du milieu (équations 2.2 et 2.3).



## CHAPITRE 2 - Notions d'acoustique

La sensibilité de la technique d'interférométrie de la coda à l'endommagement a, entre autres, permis de mettre en évidence une corrélation entre la vitesse de propagation du son dans le béton et l'état de contrainte de traction auquel il est soumis [Zhang *et al.*, 2012]; ou encore d'étudier le phénomène d'auto-cicatrisation d'un mortier [Liu *et al.*, 2016]. Dans le cadre de l'élasticité (i.e. pour un état de contrainte de l'ordre du tiers de la résistance du béton), Lillamand *et al.* [2010] se sont basés sur cette technique pour mettre en évidence une corrélation entre la vitesse de propagation du son dans le béton et l'état de contrainte de compression auquel il est soumis.

## Chapitre 3

# La ruine du béton en traction

Un béton conventionnel possède une résistance en traction de l'ordre du dixième de sa résistance en compression [NF-EN-1992, 2005]. Du fait de cet écart, la réponse d'un élément de béton partiellement tendu est largement influencée par l'endommagement et la rupture du béton situé dans les zones soumises à de la traction. Nous verrons dans le chapitre suivant que l'interaction a-b conduit au développement de contraintes de traction dans l'épaisseur de l'enrobage de béton qui entoure l'armature et que ces dernières influencent de manière significative le phénomène d'adhérence a-b.

Les concepts fondamentaux qui suivent, relatifs à la ruine du béton en traction lorsque ce dernier est étudié de manière isolée, seront utiles à l'analyse des mécanismes de ruine en jeu dans le cadre de l'interaction a-b :

- la notion de quasi-fragilité ;
- la localisation de la rupture ;
- la zone d'élaboration ;
- les contraintes cohésives (et plus généralement, celles dans le béton endommagé) ;
- l'énergie de rupture ;
- l'effet d'échelle des structures.

Ces thèmes, étroitement liés les uns aux autres, font l'objet de nombreux ouvrages [Bažant et Planas, 1997; Van Mier, 2012]. Nous aborderons dans les paragraphes suivants, de manière non exhaustive, les éléments clés relatifs à chacun de ces concepts à travers un éventail de travaux de référence. Les conclusions issues de ces études seront utilisées pour la modélisation de l'endommagement et de la rupture du béton d'enrobage ainsi que pour l'interprétation des résultats expérimentaux de ce travail.

### 3.1 La notion de quasi-fragilité

Le calcul réglementaire des structures en béton armé [NF-EN-1992, 2005] est basé sur la notion d'état limite. À l'échelle de l'élément structurel, une conception à l'état limite ultime (ELU) vise à s'assurer de la résistance mécanique de la pièce sous conditions exceptionnelles de chargement, juste avant sa ruine. Un dimensionnement mené à l'ELU tolère de ce fait un état d'endommagement proche de la ruine et donc l'exploitation de

## CHAPITRE 3 - La ruine du béton en traction

la réserve plastique des matériaux. Dans ce contexte, compte tenu de la ductilité des armatures en acier, la résistance limitée du béton en traction est généralement négligée.

Une conception à l'état limite de service (ELS) vise quant à elle à s'assurer du bon fonctionnement de l'élément structurel sous conditions normales de chargement. La fissuration du béton est considérée comme faisant partie intégrante du comportement normal du béton armé en service. Les critères de maîtrise de la fissuration imposés par la conception à l'ELS (§ 7.3.4 de la norme [NF-EN-1992 \[2005\]](#)) restreignent cependant le niveau d'endommagement du béton tendu. De même, la quantification de la déformation des pièces en béton armé (limitation des flèches, § 7.4.3 de la norme [NF-EN-1992 \[2005\]](#)) tient compte du comportement des pièces dans un état d'endommagement partiel. Dans ce contexte, la résistance en traction du béton ne peut être négligée. La compréhension du comportement mécanique du béton en traction représente donc un enjeu majeur vis-à-vis de la conception des structures en béton armé.

Malgré plus d'un siècle de travaux consacrés à l'étude du béton armé, le comportement du béton en traction reste un axe de recherche contemporain [[Weerheijm, 2013](#)]. Le comportement d'un matériau en traction peut être appréhendé expérimentalement par l'intermédiaire d'un essai de traction uniaxiale (ou directe), soumettant l'ensemble du volume d'intérêt de l'échantillon à un champ de contrainte homogène (figure 3.1-a). Un certain nombre de problématiques d'ordre technique compliquent cependant la réalisation d'un tel essai sur un béton :

- stabilité des paramètres contrôlant l'essai ;
- géométrie évasée de l'éprouvette ;
- fixation des extrémités dans les mors ;
- centrage de la charge appliquée...

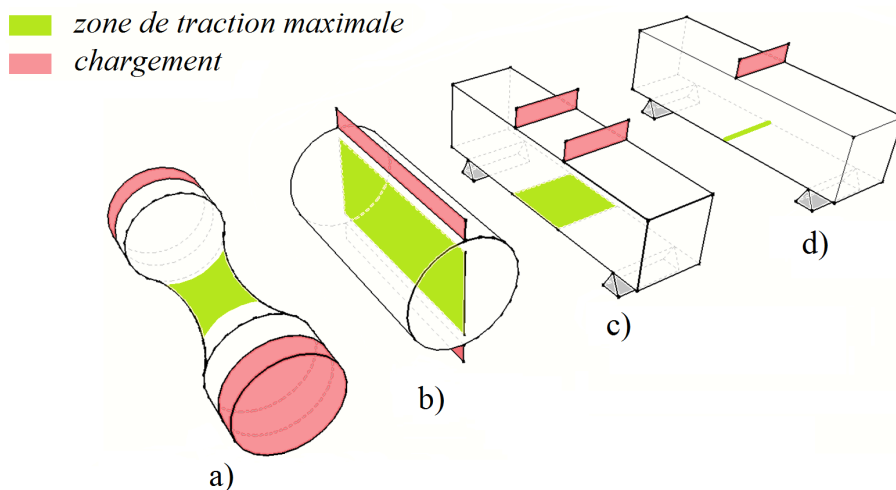


FIGURE 3.1 – Influence de l'hétérogénéité des contraintes de traction sur la zone de rupture : a) traction directe, b) fendage, c) flexion 4 points, d) flexion 3 points.

## SECTION 3.1 - La notion de quasi-fragilité

La réalisation systématique d'essais de traction directe sur des éprouvettes en béton est, de ce fait, peu répandue. Le recours aux essais de traction indirecte tels que le fendage et la flexion permettent d'estimer, par l'intermédiaire de corrélations empiriques (§ 3.1.2 et § 3.1.8 de la norme [NF-EN-1992 \[2005\]](#) et § 5.1.5.1 du code de calcul [MC2010 \[2013\]](#)), la résistance du béton en traction directe. Ces essais induisent cependant un champ de contrainte de traction plus ou moins hétérogène, qui influence le lieu de la rupture.

La figure 3.1 indique la zone de contrainte de traction maximale induite par les modes de chargement propres aux principaux essais de traction. Cette illustration permet de souligner la nature particulière de la zone de rupture associée à chaque type de procédure expérimentale :

- l'ensemble du volume d'intérêt pour la traction directe (figure 3.1-a) ;
- un plan au cœur du matériau pour le fendage (figure 3.1-b) ;
- un plan sur un bord libre pour la flexion quatre points (figure 3.1-c) ;
- un ligament sur un bord libre pour la flexion trois points (figure 3.1-d).

Cette analyse amène à discuter la représentativité de chacun de ces tests vis-à-vis du comportement réel du matériau béton. L'essai de traction directe (figure 3.1-a) s'avère proche d'un essai de caractérisation matériau. Par opposition, la flexion 3 points (figure 3.1-d) s'apparente nettement plus à un essai de structure. Les dispositifs expérimentaux intermédiaires peuvent être considérés comme des compromis : à dominante matériau pour le fendage (figure 3.1-b) ; à dominante structure pour la flexion 4 points (figure 3.1-c).

Les travaux pionniers réalisés par [Evans et Marathe \[1968\]](#) représentent une avancée significative dans la compréhension du comportement du béton en traction. En particulier, cette campagne d'essais de traction directe montre la nécessité :

- du pilotage en déplacement de la machine d'essai ;
- de l'utilisation d'un banc d'essai très rigide.

Le pilotage de l'essai en déplacement offre la possibilité de poursuivre le chargement au delà de l'atteinte du pic de résistance du matériau ; ouvrant ainsi la voie à une éventuelle mesure du comportement post-pic du béton. L'utilisation d'un banc d'essai très rigide rend possible le contrôle du chargement au delà du pic de résistance. La perturbation de la consigne en déplacement imposée par l'opérateur, induite par le retour élastique du bâti suite au dépassement de la contrainte maximale, reste ainsi limitée.

Ce travail expérimental a contribué à mettre en évidence d'une manière directe le comportement particulièrement complexe d'un élément de béton sollicité en traction. La figure 3.2, qui concerne trois bétons usuels aux ratios eau efficace/ciment variables, illustre les résultats expérimentaux de [Evans et Marathe \[1968\]](#). Les conclusions majeures de ce travail sont :

- le comportement pré-pic du béton en traction présente une non-linéarité prononcée pouvant s'amorcer dès l'atteinte de la moitié de la contrainte maximale ;
- la perte de linéarité pré-pic est attribuée au développement d'une microfissuration diffuse dans la zone de l'éprouvette où la contrainte de traction est maximale ;

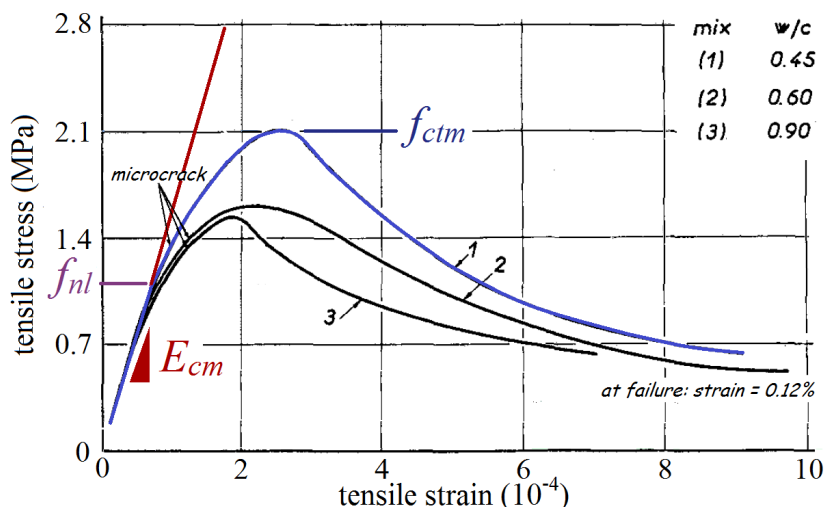


FIGURE 3.2 – Courbes contrainte-déformation du béton en traction uniaxiale [Evans et Marathe, 1968].

- l’atteinte du pic de résistance correspond à la coalescence d’un groupe de microfissures (i.e. interférence des parcours non interconnectés et tortueux des microfissures développées à travers la matrice cimentaire), localisant la déformation au sein d’une zone restreinte de l’éprouvette;
- le dépassement de la résistance maximale du matériau ne provoque pas un relâchement brutal des contraintes, mais un déchargement progressif;
- la macrofissure conserve une capacité à transmettre des contraintes jusqu’à une déformation supérieure d’environ un ordre de grandeur à celle de la limite de linéarité.

Le dépassement de la contrainte de traction maximale du béton est donc suivi d’une diminution graduelle de la capacité de résistance du matériau plutôt que d’un déchargement abrupt. Ce comportement, typique des matériaux quasi-fragiles, est qualifié d’adoucissant<sup>a</sup>. La compréhension d’une multitude de phénomènes physiques relatifs à l’étude du béton armé trouve sa source dans cette propriété adoucissante du béton. À l’échelle de la structure, elle influence la flèche ainsi que l’espacement des fissures des éléments armés [Perchat, 2013]. Au laboratoire, elle contribue à expliquer la différence notoire constatée entre les résistances ultimes du béton issues d’essais de traction par fendage ou par flexion [Guinea *et al.*, 2000; Murthy *et al.*, 2013].

### 3.2 La localisation de la rupture

Evans et Marathe [1968] associent le pic de résistance en traction du béton ( $f_{ctm}$ , figure 3.2) à la coalescence d’un groupe local de microfissures issues de la population diffuse développée au cours de la phase non linéaire de montée en résistance (entre  $f_{nl}$

<sup>a</sup>. Traduction française de l’anglais « softening », par opposition au « hardening » : le comportement durcissant (écrouissage) typique des aciers.

## SECTION 3.2 - La localisation de la rupture

et  $f_{ctm}$ , figure 3.2). À ce stade se produit localement une diminution de la contrainte potentiellement transmissible. Il s'amorce alors un déchargement global de l'éprouvette ayant pour effet de soulager les sections situées de part et d'autre de la zone où se produit la coalescence. Les processus d'endommagement se concentrent dans une fraction restreinte du volume de béton, préfigurant la formation de la macrofissure. On dit que la rupture se localise.

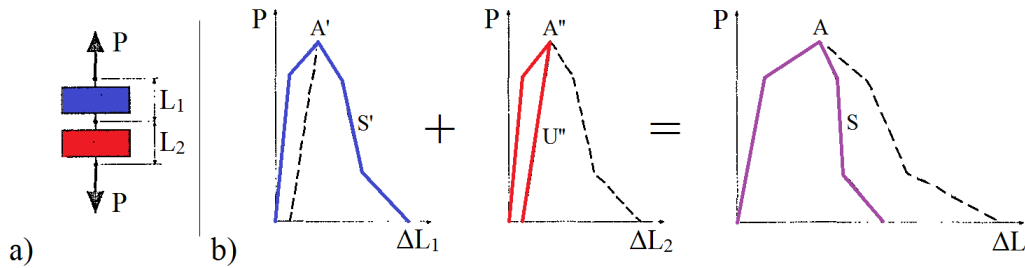


FIGURE 3.3 – Modélisation discrète de la localisation de la rupture : a) discrétisation, b) comportement [Bažant et Planas, 1997].

### 3.2.1 Le rôle fondamental des défauts

Bažant et Planas [1997] font état d'un modèle de comportement simple permettant d'identifier l'origine physique du phénomène de localisation de la rupture. Afin de détailler ce modèle, considérons une éprouvette de béton décomposée en deux éléments disposés en série, connectés entre eux au moyen d'une liaison infiniment rigide (figure 3.3-a). L'ensemble est chargé via un déplacement imposé  $\delta$  soumettant chaque élément du système à un même effort de traction  $P$ . Associons à chaque élément une loi de comportement non linéaire  $P - \Delta L$ , représentative de la réponse adoucissante du béton mise en évidence par Evans et Marathe [1968] (figure 3.2).

Étudions un premier cas, idéalisé, où les lois de comportement des deux tronçons de béton sont identiques. Pour tout niveau de chargement, l'élément 1 se trouve donc rigoureusement dans le même état que l'élément 2. La réponse globale de l'éprouvette est alors obtenue en multipliant par deux l'allongement associé à n'importe lequel des deux éléments (courbes enveloppes, figure 3.3-b).

Considérons maintenant une configuration plus réaliste où le pic de résistance  $A''$  du deuxième tronçon est légèrement supérieur à celui  $A'$  du premier élément. Dans ce cas l'atteinte de l'effort  $P = A'$  fait basculer l'élément 1 sur la branche adoucissante ( $\Delta L_1$  augmente) ; provoquant ainsi une diminution de l'effort  $P$ . Le tronçon 2, resté à un niveau inférieur à sa résistance  $A''$ , entame quant à lui un retour élastique ( $\Delta L_2$  diminue)<sup>b</sup>. Les

<sup>b</sup>. Dans le cadre d'un essai de traction directe piloté en déplacement (§ 3.1), ce retour élastique des sections non concernées par la localisation de la rupture provoque, au même titre que le retour élastique du bâti de chargement, une perturbation de la consigne en déplacement imposée à la machine d'essai. La perturbation induite par le retour élastique du matériau est cependant plus complexe à limiter car elle nécessite d'agir sur la géométrie de l'éprouvette (épaisseur, longueur), qui est normalement déterminée à

## CHAPITRE 3 - La ruine du béton en traction

comportements de chaque élément ainsi que celui du système global sont alors représentés sur la figure 3.3-b par un trait plein.

On constate que l'introduction d'une imperfection (associée au tronçon 1 dans la modélisation précédente), aussi infime soit-elle, engendre naturellement le phénomène de localisation de la rupture. Cette analyse peut être généralisée à une série de  $n$  éléments soumis à un effort de traction  $P$ , dont  $n - 1$  seront systématiquement amenés à suivre un retour élastique. Le caractère adoucissant du matériau est alors porté par le seul tronçon  $i$ , présentant l'imperfection la plus prononcée.

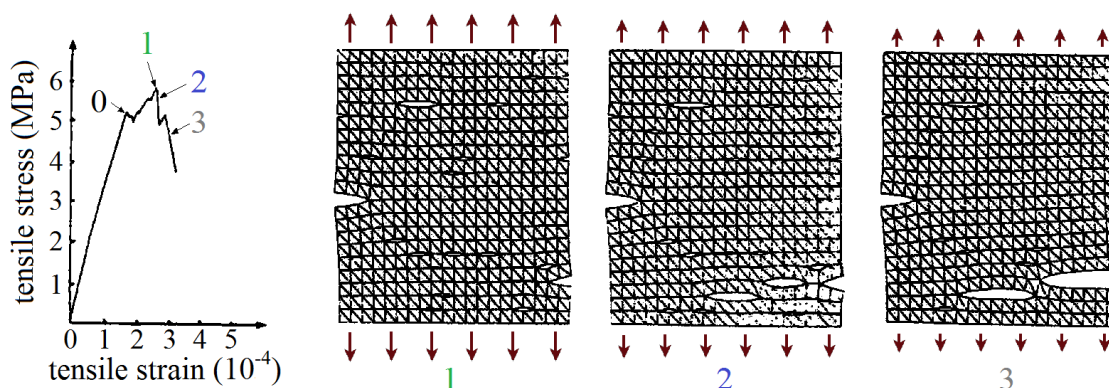


FIGURE 3.4 – Influence des défauts sur l'endommagement et la rupture du béton [Rossi et Richer, 1987].

### 3.2.2 Le cas des matériaux très hétérogènes

Le raisonnement précédent met l'accent sur le rôle primordial des défauts dans la ruine des matériaux. Le béton possède la particularité de présenter de nombreux défauts intrinsèques ; étroitement liés à sa composition hétérogène, son mode d'élaboration et aux processus physico-chimiques en jeu lors de la prise et du durcissement :

- inclusions souples : porosités bâties sur des bulles d'air entraînées lors du coulage ou sur la présence d'eau libre dans le béton frais ;
- inclusions rigides : les granulats (incluant eux-même un certain nombre de défauts intrinsèques, § 1.2.1.4) ;
- structure singulière de l'auréole de transition entre la pâte de ciment et les granulats (figure 1.9-a) ;
- état de contrainte initial imputable aux diverses sources de retrait (endogène, dessiccation, contraction thermique...).

En première approximation, la composition hétérogène du béton peut être assimilée à un ensemble de défauts et traduite par l'intermédiaire d'une distribution aléatoire des résistances locales. Cette approche, particulièrement adaptée au calcul numérique (on partira d'autres considérations (par exemple : un critère de volume élémentaire représentatif).

## SECTION 3.2 - La localisation de la rupture

attribue à chaque élément fini une résistance donnée), a été adoptée par de nombreux auteurs [Dominguez, 2005; Torre-Casanova, 2012].

Les résultats précurseurs obtenus par Rossi et Richer [1987] (figure 3.4) confirment que le processus d'endommagement s'initie sur la base de défauts et se développe, à partir d'eux, dans les zones de faiblesse de la structure. Le réseau de défauts est activé au delà d'un seuil de contrainte, se traduisant au niveau macroscopique par la sortie du domaine de comportement linéaire. L'augmentation de la sollicitation s'accompagne d'une croissance des défauts par microfissuration. La coalescence d'un groupe de microfissures conduit à la localisation de la rupture au voisinage du foyer de défauts le plus sensible, marquant l'atteinte de la résistance du matériau.

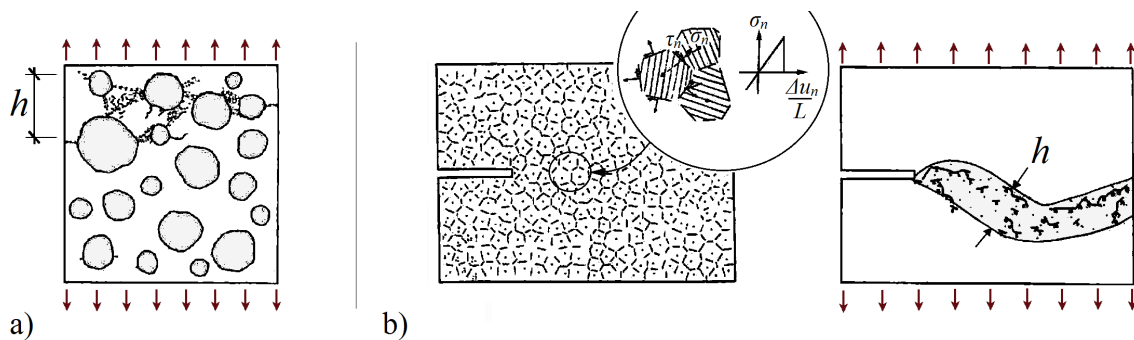


FIGURE 3.5 – Influence des granulats sur l'endommagement et la rupture du béton : a) Roelfstra et Sadouki [1986], b) Bažant [1986].

### 3.2.3 L'influence particulière des granulats

Bien qu'en mesure de reproduire le phénomène de localisation de la rupture, le recours à un « saupoudrage » de défauts ne permet cependant pas d'appréhender pleinement les mécanismes induits par la présence des granulats sur l'endommagement et la rupture du béton. Ces derniers, en tant qu'inclusions rigides, possèdent en effet une influence particulière non négligeable sur les processus d'endommagement.

Les modèles numériques développés par Roelfstra et Sadouki [1986] et Bažant [1986] intègrent la distribution des grains (figure 3.5). Leurs résultats montrent que :

- la présence de granulats distribués au sein de la pâte de ciment provoque arrêt, déviation et branchement des microfissures (figure 3.5-a) ;
- les microfissures se propagent très inégalement autour des granulats en fonction notamment de la taille des grains et de l'état de contrainte initial ;
- la localisation de la rupture s'étend à tout un volume de matériau, dont la largeur  $h$  est estimée à trois fois la dimension des plus gros granulats (figure 3.5) [Bažant, 1986].

Le squelette granulaire, relativement rigide, tend à donner une dimension volumique à l'endommagement et à influencer le trajet de la rupture. La tortuosité du parcours de



la fissure, résultant d'un jeu d'équilibre entre le trajet perpendiculaire à la contrainte de traction principale et le chemin préférentiel reliant un maximum de points de faiblesse, est une caractéristique des matériaux hétérogènes [Murthy *et al.*, 2009].

### 3.3 La zone d'élaboration

Tel que décrit plus haut, l'état actuel des connaissances sur l'endommagement et la rupture du béton conduit à postuler le scénario de ruine suivant :

1. activation du réseau de défauts initiaux au delà d'un seuil de contrainte ;
2. propagation de l'endommagement à partir des défauts par microfissuration ;
3. coalescence d'un groupe de microfissures à travers la matrice cimentaire ;
4. localisation de la rupture jusqu'à épuisement de la section macrofissurée.

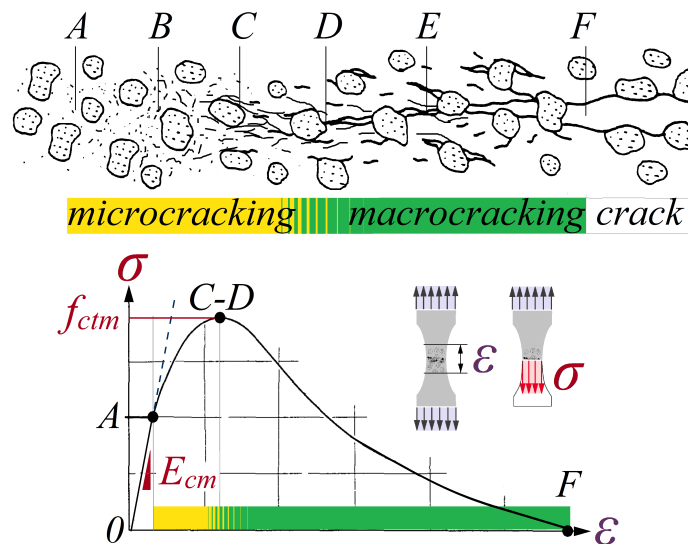


FIGURE 3.6 – Processus d'endommagement associés à la ruine du béton en traction [Wittmann et Hu, 1991].

Le développement d'une fissure à travers le béton est donc un phénomène multi-échelles qui s'initie au niveau microscopique et s'achève au niveau macroscopique. La séquence des mécanismes d'endommagement et de rupture suivante peut ainsi être adoptée (figure 3.6) :

- germination des défauts (A-B) ;
- microfissuration diffuse (B-C) ;
- coalescence des microfissures (C-D) ;
- rupture des ponts de matière (D-E) ;
- engrenement (E-F).

### 3.3.1 Modélisation de la zone d'élaboration

L'étape de coalescence marque la transition entre un processus d'endommagement diffus et le phénomène de localisation de la rupture, discret par définition. On appelle zone d'élaboration<sup>c</sup> le lieu du matériau où se concentrent les processus d'endommagement préfigurant la macrofissuration.

Trois modélisations de référence (figure 3.7), chacune associée à une description cinématique particulière, permettent de décrire la formation de cette zone d'élaboration au sein d'un élément de béton et de tenir compte de son impact sur le comportement global de ce dernier :

- une approche continue, déduite de constatations expérimentales (figure 3.7-a) ;
- une approche répartie, basée sur le modèle de la bande fissurée<sup>d</sup> (figure 3.7-b) ;
- une approche discrète, fondée sur le modèle de la fissure fictive<sup>e</sup> (figure 3.7-c).

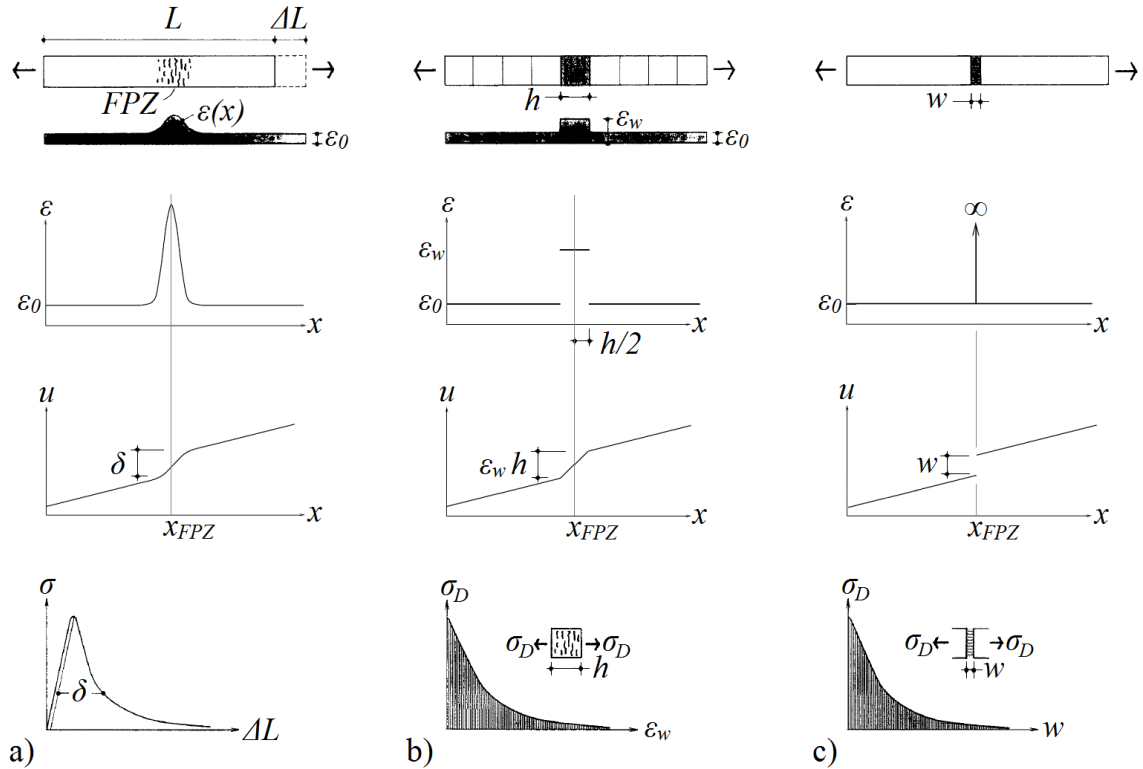


FIGURE 3.7 – Modélisation de la zone d'élaboration : a) approche continue, b) modèle de la bande fissurée [Bažant et Oh, 1983], c) modèle de la fissure fictive [Hillerborg *et al.*, 1976] (Mihashi et Nomura [1992]; Jirásek [2001]).

c. Fracture Process Zone (FPZ).  
d. Crack band model.  
e. Fictitious-crack model.

- **L'approche continue** (figure 3.7-a)

Fondée sur l'observation, elle considère comme son nom l'indique un champ de déformation continu. La zone d'élaboration, centrée sur l'abscisse  $x_{FPZ}$ , est caractérisée par une augmentation progressive, sur une certaine distance de part et d'autre de  $x_{FPZ}$ , des déformations  $\epsilon(x)$  par rapport au niveau de déformation moyen  $\epsilon_0$  du béton éloigné de la zone d'élaboration. Le champ de déplacement  $u$  associé à cette approche, ainsi que sa dérivée par rapport à la variable d'espace  $x$ , sont continus.

- **L'approche répartie** (figure 3.7-b)

Développée par Bažant et Oh [1983], elle attribue à la zone d'élaboration une largeur  $h$  associée à une déformation constante  $\epsilon_w$  supérieure à celle des sections courantes  $\epsilon_0$ . Le champ de déplacement  $u$  résultant, bien que marqué par la présence de ruptures de pente, reste continu. La dérivée de ce dernier par rapport à la variable d'espace  $x$  présente quant à elle deux discontinuités, liées aux sauts de déformation, matérialisant les limites de la zone d'élaboration.

- **L'approche discrète** (figure 3.7-c)

Développée par Hillerborg *et al.* [1976], elle concentre le phénomène de localisation dans une zone d'épaisseur nulle d'abscisse  $x_{FPZ}$ . Cette approche fait ponctuellement tendre la déformation  $\epsilon$  vers l'infini. L'endommagement localisé du matériau est pris en compte par l'introduction d'une variable  $w$ , homogène à une longueur et assimilable à l'ouverture d'une fissure fictive. Le champ de déplacement  $u$  issu de cette approche est marqué par la présence, au droit de l'abscisse  $x_{FPZ}$  de la zone d'élaboration, d'une discontinuité correspondant à l'ouverture  $w$  de la fissure fictive.

L'approche continue requiert l'identification de nombreux paramètres : allure, valeur maximale et bornes de la déformation localisée. La moyennisation introduite par le modèle de la bande fissurée permet d'en réduire le nombre. La définition d'une largeur  $h$  de la zone d'élaboration est cependant nécessaire. Rappelons que suivant Bažant [1986], la largeur de la zone de localisation peut être considérée égale à trois fois le diamètre des plus gros grains (figure 3.5). Le modèle de la fissure fictive permet de s'affranchir de la notion de largeur de la zone d'élaboration.

### 3.3.2 Limites de la zone d'élaboration

Murthy *et al.* [2009] soulignent dans leur état de l'art l'importance de la définition des limites de la zone d'élaboration.

On rappelle que les essais réalisés par Evans et Marathe [1968] montrent que l'atteinte du pic de résistance en traction  $f_{ctm}$  est précédé par un comportement non linéaire, associé au développement d'une microfissuration diffuse (figure 3.2). La contrainte  $f_{nl}$ , marquant la limite de linéarité, est estimée à 60% de la valeur au pic [Reinhardt et Weerheijm, 1991; Chen et Su, 2013].

L'extrapolation de ce comportement en traction, en vue d'analyser la formation d'une fissure selon la direction perpendiculaire à la contrainte principale de traction (mode I)

## SECTION 3.4 - Les contraintes dans le béton endommagé

dans une configuration plus complexe (par exemple : la flexion), soulève dès lors la question d'inclure ou non la phase durcissante de microfissuration diffuse à la zone d'élaboration (figure 3.8). Bien que la première hypothèse (cas 1, figure 3.8) serait justifiable du point de vue des mécanismes physiques (l'endommagement du béton s'amorce effectivement pour une contrainte  $f_{nl}$  inférieure à sa résistance en traction  $f_{ctm}$ ), il s'agit là d'un endommagement diffus précédant le phénomène de localisation de la rupture.

Par ailleurs, l'implémentation dans un modèle numérique d'une loi de comportement du béton endommagé mixte durcissante/adoucissante (cas 1, figure 3.8) ne permet pas de modéliser fidèlement la fissuration d'un élément de structure en béton sans imposer le parcours suivi par la zone d'élaboration [Bažant, 2002]. Une telle donnée d'entrée nécessite une connaissance en amont du faciès de fissuration ; ou implique de poser ce dernier *a priori*, ce qui constitue une hypothèse forte. De ce fait, il est généralement reproché à la loi mixte durcissante/adoucissante son manque d'objectivité [Bažant, 2002].

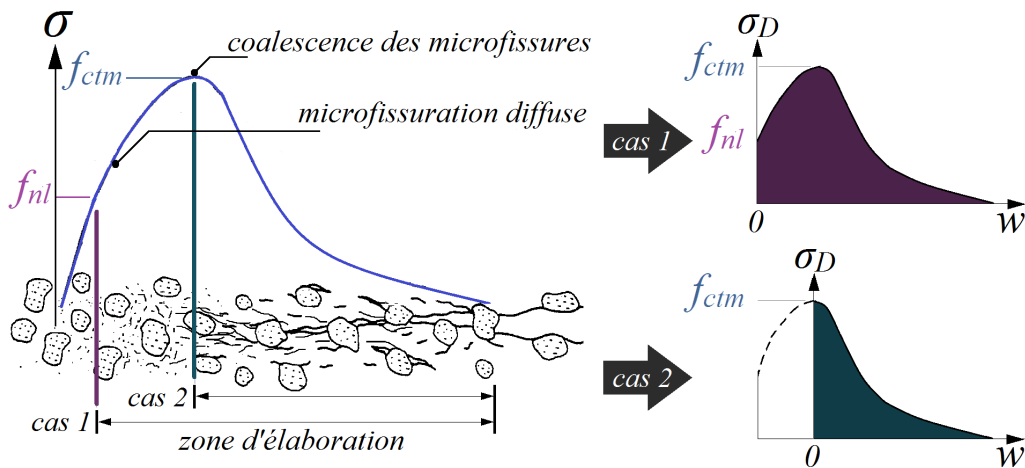


FIGURE 3.8 – Limites de la zone d'élaboration.

## 3.4 Les contraintes dans le béton endommagé

### 3.4.1 Après l'atteinte de la résistance en traction

À l'atteinte de la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$ , la coalescence des microfissures (C-D, figure 3.6) provoque la formation de la zone d'élaboration et amorce la transition micro-macro des mécanismes d'endommagement. Ce phénomène s'accompagne d'une diminution graduelle de la contrainte de traction que le béton est en mesure d'équilibrer. Les contraintes que la zone d'élaboration reste en mesure de transmettre, dites « cohésives », sont dues à une couture partielle des lèvres de la fissure en formation. Cette couture, favorisée par l'hétérogénéité du béton [Hillerborg *et al.*, 1976; Saouma et Natekar, 2002], est attribuable à l'existence de ponts de matière entre les deux lèvres de la zone d'élaboration <sup>f</sup>

<sup>f</sup>. Crack bridging.

(D-E, figure 3.6) et, à une plus large échelle, au phénomène d'engrènement<sup>g</sup> (E-F, figure 3.6). L'augmentation progressive du niveau d'endommagement de la zone d'élaboration annule graduellement l'efficacité de ces mécanismes jusqu'à aboutir à une séparation complète, au sens mécanique du terme, des lèvres de la fissure (au delà de F, figure 3.6).

Les modèles de la bande fissurée (figure 3.7-b) et de la fissure fictive (figure 3.7-c) permettent de simplifier la prise en compte de l'effet des contraintes cohésives dans le calcul de structure. Ces approches nécessitent l'introduction d'un modèle de comportement du béton endommagé décrivant l'intensité des contraintes cohésives  $\sigma_D$  en fonction de l'état de dégradation de la zone d'élaboration. Le suivi de la dégradation de la zone d'élaboration est réalisé à travers l'utilisation de variables différentes selon que l'on retient l'approche répartie [Bažant et Oh, 1983] ou discrète [Hillerborg *et al.*, 1976] de la localisation de la rupture. Dès lors, on utilisera respectivement :

- une déformation moyenne  $\epsilon_w$  répartie sur une largeur constante  $h$  (figure 3.7-b) ;
- une ouverture de fissure fictive  $w$  concentrée au droit d'une ligne d'épaisseur nulle ( $\epsilon \rightarrow \infty$ ) (figure 3.7-c).

Une grande variété de modèles de comportement adoucissant peut être retrouvée dans la littérature [Murthy *et al.*, 2009]. L'allure de la courbe adoucissante est calibrée par l'introduction de paramètres relatifs aux coordonnées de points particuliers situés sur cette dernière. Malgré une recherche très active menée depuis les dernières décennies, la caractérisation du comportement adoucissant du béton endommagé reste l'objet d'un nombre important de travaux [Wardeh et Ghorbel, 2015; Ghorbel et Wardeh, 2017]. On introduit par la suite deux résultats fondamentaux relatifs à cet axe de recherche qui seront exploités dans le cadre du présent travail.

**Résultat 1** - Dans le cadre d'une modélisation numérique intégrant un modèle de comportement adoucissant du béton endommagé, l'utilisation d'une loi bilinéaire et d'une loi en escalier grossière de même allure (figure 3.9-a) produisent des résultats comparables [Bažant, 2002]. De ce fait, la forme idéalisée des modèles de comportement adoucissant du béton endommagé ne doit en aucun cas être interprétée d'un point de vue strictement mathématique.

Ainsi, les modèles de comportement adoucissant calibrés par méthode inverse sur la base de résultats expérimentaux ne sont représentatifs que d'une tendance générale du comportement adoucissant réel du béton. On considère cependant à ce jour comme établie l'approximation globale du comportement adoucissant du béton endommagé par une tendance bilinéaire [Cedolin et Cusatis, 2008]. Ce profil est par ailleurs celui adopté par le code de calcul de la Fédération Internationale du Béton (fib) [MC2010, 2013].

**Résultat 2** - Guinea *et al.* [2000] ont mené une étude numérique portant sur la formation d'une unique fissure par l'intermédiaire de la simulation d'un test de flexion trois points réalisé sur des éprouvettes prismatiques de béton. Un modèle bilinéaire de comportement adoucissant du béton endommagé (figure 3.9-a) est implémenté dans leur modèle

---

*g.* Aggregate interlocking.

## SECTION 3.4 - Les contraintes dans le béton endommagé

numérique. Il découle de leur travail une « photographie » de l'étendue de la zone d'élaboration et du niveau d'endommagement du matériau à l'instant particulier où la structure atteint sa charge maximale admissible (figure 3.9-b). Cette étude montre que la charge maximale des structures fléchies en béton est atteinte pour un niveau d'endommagement du matériau relativement restreint (figure 3.9-b).

La distribution des contraintes le long de la zone d'élaboration en vient à être comparable à un comportement plastique parfait. Bažant [2002] aboutit, par un raisonnement indépendant basé sur l'effet d'échelle, à une conclusion similaire. La charge maximale des structures fléchies courantes, et par corollaire tous les états qui précèdent son atteinte, apparaissent conditionnés par une fraction réduite de la réponse adoucissante du béton endommagé.

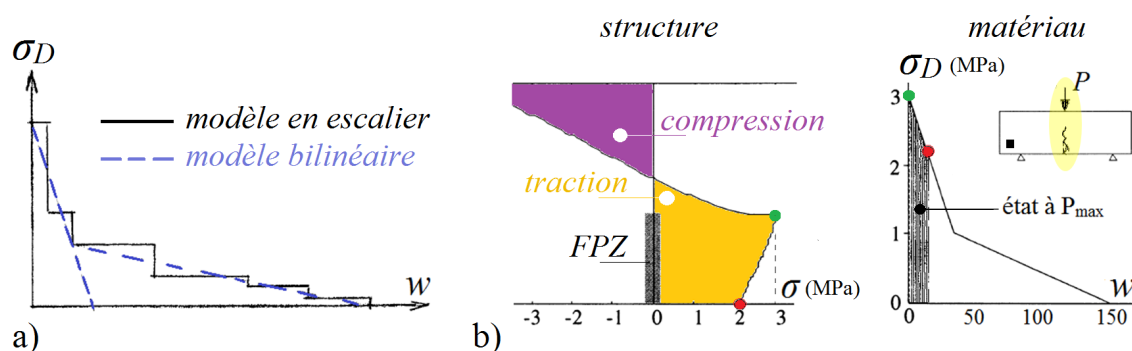


FIGURE 3.9 – Quelques travaux significatifs relatifs à l'étude des contraintes cohésives : a) [Bažant, 2002], b) [Guinea *et al.*, 2000].

### 3.4.2 Avant l'atteinte de la résistance en traction

Après la contrainte  $f_{nl}$  et avant l'atteinte de la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$  (figure 3.8), le comportement non linéaire du béton est attribué à la germination des défauts et à la microfissuration diffuse de la matrice cimentaire (respectivement A-B et B-C, figure 3.6).

À ce propos, il est intéressant de soulever que le phénomène de « crack bridging », généralement associé à la formation d'une fissure macroscopique dans le béton, a également été mis en évidence au sein de la matrice cimentaire [Higgins et Bailey, 1976]. À cette échelle, le pontage entre les lèvres des microfissures en formation est attribué à l'enchevêtrement des cristaux d'hydrates qui se forment à la surface des grains de ciment [op. cit.], ainsi qu'à la présence de grains de ciment anhydre sur le parcours de la microfissure [Cotterell et Mai, 1987]. De plus, l'étude expérimentale de Prokopski [1991] a montré que le développement de l'endommagement d'un mortier composé de sable 0/6,3 mm et de pâte de ciment Portland ordinaire est fortement dépendant du rapport eau efficace/ciment. D'une part, pour un rapport eau efficace/ciment courant (de l'ordre de 0,5 – 0,6), l'endommagement du mortier se produit principalement au niveau des interfaces entre les cristaux d'hydrates ; impliquant de nombreux branchements et un parcours tortueux à travers la pâte de ciment. D'autre part, pour un rapport eau efficace/ciment élevé (de l'ordre de 0,8

– 0,9), l’endommagement du mortier se développe essentiellement suivant des micropores qui se forment alors, de par l’excès d’eau, au sein de la matrice cimentaire ; ainsi qu’à l’interface pâte-granulat.

La modélisation de cette phase d’amorçage de l’endommagement n’est cependant pas clairement établie à ce jour. Par exemple, la figure 3.10-a illustre, pour des petites valeurs de  $w$  (i.e. pour un faible niveau d’endommagement du béton), l’écart entre la modélisation bilinéaire du comportement adoucissant du béton et son évolution probable. Dans l’objectif d’intégrer le stade d’amorçage de l’endommagement à la description du comportement d’une structure en béton, l’approximation bilinéaire du comportement adoucissant du béton peut être enrichie d’un segment horizontal à l’origine (figure 3.10-b). Ce complément d’apparence mineur, suggéré par de nombreux auteurs [Higgins et Bailey, 1976; Liaw *et al.*, 1990; Guinea *et al.*, 2000; Cusatis et Schaufert, 2009; Cusatis et Cedolin, 2007], améliore nettement la description de la réponse d’une structure au cours de la phase précédant l’atteinte de sa charge maximale admissible.

### 3.5 L’énergie de rupture

On s’intéresse à la formation d’une fissure dans un volume de béton au cours d’un essai où une partie au moins de ce volume est soumise à de la traction. On appelle énergie de rupture et on note  $G$  l’énergie nécessaire à la création d’une surface unitaire de matériau exempte de toute contrainte mécanique. L’énergie de rupture  $G$  peut être déterminée expérimentalement en divisant la quantité d’énergie nécessaire à la séparation des lèvres de la fissure, la plupart du temps déduite de l’aire située sous la courbe force-déplacement relative à un essai de flexion 3 points, par la surface de la fissure formée au cours de celui-ci. La surface d’une fissure est définie par la norme RILEM TC 50-FMC [1985] comme son aire projetée sur un plan parallèle à sa direction de propagation. L’énergie de rupture peut être idéalement divisée en deux contributions [Murthy *et al.*, 2009] :

- une énergie de création de surface, que l’on note  $G_P$ , nécessaire à la formation de la zone d’élaboration ;
- une quantité d’énergie additionnelle, notée  $G_F$ , nécessaire à la séparation complète des deux lèvres de la fissure.

La figure 3.11-a représente ces différentes énergies sur une courbe de traction idéalisée. La quantité  $G_P$  est généralement négligée devant  $G_F$ . Le terme  $G_F$  est égal à l’aire sous la courbe représentative du comportement adoucissant du béton endommagé [op. cit.] :

$$G \simeq G_F \qquad G_F = \int_0^{w \rightarrow \infty} \sigma(w) dw$$

La tendance bilinéaire du modèle de comportement du béton endommagé, représentée sur la figure 3.11-b, confirme le caractère multi-échelle des processus physiques d’endommagement représentés par la figure 3.6.

Le premier segment de la courbe, attribué à la coalescence des microfissures, montre une diminution rapide de l’intensité des contraintes cohésives avec la multiplication des

SECTION 3.5 - L'énergie de rupture

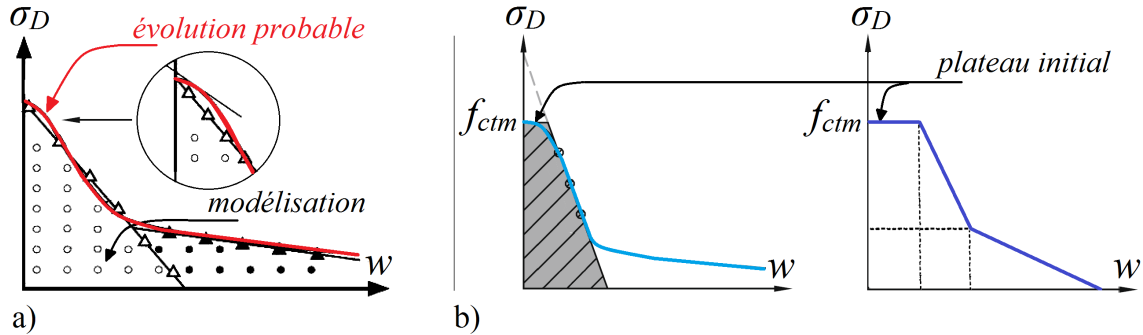


FIGURE 3.10 – Modélisation affinée du comportement du béton endommagé : a) [Cedolin et Cusatis, 2008], b) [Cusatis et Schauffert, 2009; Liaw *et al.*, 1990].

interférences entre les différents foyers isolés d'endommagement. Cette diminution se poursuit jusqu'à une valeur pivot d'ouverture de fissure fictive, notée  $w_1$ , associée à une fraction  $\psi$  de la résistance en traction.

Le deuxième segment, beaucoup moins abrupt, peut être rapproché des phénomènes macroscopiques d'endommagement : rupture des ponts de matière granulaire, engrenement. La neutralisation complète de ces liaisons résiduelles est associée à une ouverture de fissure que l'on note  $w_c$ , de l'ordre du critère de maîtrise de la fissuration aux états limites de service.

De nombreuses recherches ont été dédiées à l'identification des différents paramètres permettant de calibrer la modélisation bilinéaire du comportement adoucissant du béton [Bažant, 2002]. Le code de calcul MC2010 [2013] propose de les estimer par l'intermédiaire des relations empiriques suivantes :

$$f_{ct} = f_{ctm} \quad \psi = 0,20 \quad w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad w_c = \frac{5 G_F}{f_{ctm}}$$

Ces indicateurs ne font cependant pas l'objet d'un consensus. La figure 3.11-c confronte la courbe normative [MC2010, 2013] à un ensemble d'approximations bilinéaires pouvant être construites à partir des résultats de la littérature relatifs aux bétons courants [Bažant, 2002]. On note que la courbe préconisée par le code de calcul est proche d'une moyenne basée sur l'ensemble des observations expérimentales considérées. L'existence d'un plateau initial (figure 3.10-b) n'est, dans le cadre normatif, pas prise en compte.

Ce tracé montre également que la dispersion de la mesure se concentre essentiellement au niveau du pivot ( $w_1; \psi$ ) ainsi qu'autour de l'ouverture de fissure maximale  $w_c$ . La majorité de l'incertitude porte donc sur les contraintes cohésives résiduelles. Cette conclusion est en partie justifiée par le fait que l'énergie de rupture associée au deuxième stade de dégradation est influencée par les dimensions de la structure [Bažant et Yu, 2004] et très certainement sensible aux caractéristiques des granulats.

Par convention, on appelle énergie de rupture initiale et on note  $G_f$  l'aire située sous le premier segment de l'approximation bilinéaire, prolongé jusqu'à son intersection en  $w_0$



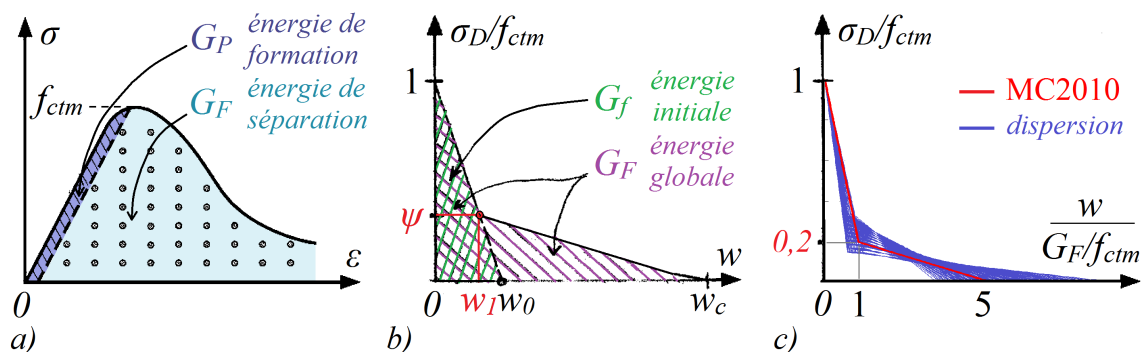


FIGURE 3.11 – Principaux paramètres relatifs à l'énergie de rupture : a) [Cedolin et Cusatis, 2008], b) et c) [Bažant, 2002].

avec l'axe des abscisses (figure 3.11-b). Ce paramètre peut être corrélé à l'énergie de rupture globale par la relation  $\frac{G_F}{G_f} = 2,5$  [Bažant, 2002]. Ce ratio est confirmé par l'analyse de 246 résultats expérimentaux issus de la littérature sur la base d'un réseau de neurones artificiels développé par Nikbin *et al.* [2017].

L'énergie initiale de rupture  $G_f$  est, contrairement à  $G_F$ , une quantité indépendante de la taille de l'échantillon [ibid.]. Ces deux définitions de l'énergie de rupture ont chacune leur domaine d'application propre [ibid.] :

- l'énergie de rupture initiale  $G_f$  conditionne le comportement d'une structure jusqu'à sa charge maximale admissible ;
- l'énergie de rupture globale  $G_F$  permet d'établir le bilan énergétique associé à la ruine complète d'une structure.

### 3.6 L'effet d'échelle des structures

La multiplication des essais de laboratoire sur différentes géométries d'éprouvettes en béton a permis de mettre en évidence une dépendance, au premier abord surprenante, entre les performances mécaniques du béton et la dimension de l'échantillon testé. On parle d'effet d'échelle des structures en béton. Les résultats de L'Hermitte [1973], basés sur un béton courant, suggèrent l'existence de deux phénomènes *a priori* distincts (figure 3.12) :

- une diminution de la résistance du matériau avec l'augmentation de la taille de l'échantillon (figure 3.12-a) ;
- une dépendance de la résistance du matériau<sup>h</sup> envers le mode de chargement de l'échantillon (figure 3.12-b).

<sup>h</sup>. Les résultats de la figure 3.12-b sont exprimés en termes de probabilité de rupture  $P_F$  en fonction de la contrainte de rupture  $\sigma_F$ . Si l'on effectue  $M$  fois le même type d'essai et si l'on ordonne par ordre croissant les  $M$  contraintes de rupture obtenues :  $\sigma_{F1} \leq \sigma_{F2} \leq \dots \leq \sigma_{Fi} \leq \dots \leq \sigma_{FM}$ , on peut alors définir la probabilité de rupture  $P_{Fi}$  associée à la  $i$ -ème contrainte de rupture  $\sigma_{Fi}$  par :  $P_{Fi} = \frac{i}{M+1}$ .

## SECTION 3.6 - L'effet d'échelle des structures

L'effet d'échelle semble donc être un phénomène couplé auquel il est possible d'attribuer deux origines :

- les dimensions de l'éprouvette, on parle « d'effet de volume » ;
- l'hétérogénéité des contraintes, ou « effet de gradient ».

L'effet d'échelle des structures en béton, de par ses conséquences non négligeables (les résistances du béton obtenues par traction directe et par flexion diffèrent d'un facteur supérieur à 2, figure 3.12-b), se doit d'être analysé. Une première approche, développée par Bažant [1986], consiste à associer les propriétés mécaniques du matériau à la taille du spécimen via l'utilisation de lois d'effet d'échelle. Mazars [1989] montre quant à lui que l'effet d'échelle peut être traité d'un point de vue physique, en tenant compte du caractère hétérogène de la structure interne du béton.

Pour un mode de chargement fixé (i.e. indépendamment de tout effet d'hétérogénéité des contraintes), l'effet de volume s'explique par le fait que plus la quantité de matériau mise en jeu augmente, plus la probabilité de présence de gros défauts est importante. Il en découle une diminution de la contrainte moyenne de rupture.

Cette interprétation s'avère confirmée par les modélisations numériques de Rossi et Richer [1987] qui intègrent la présence de défauts par l'intermédiaire d'une distribution aléatoire des résistances locales de chaque élément fini.

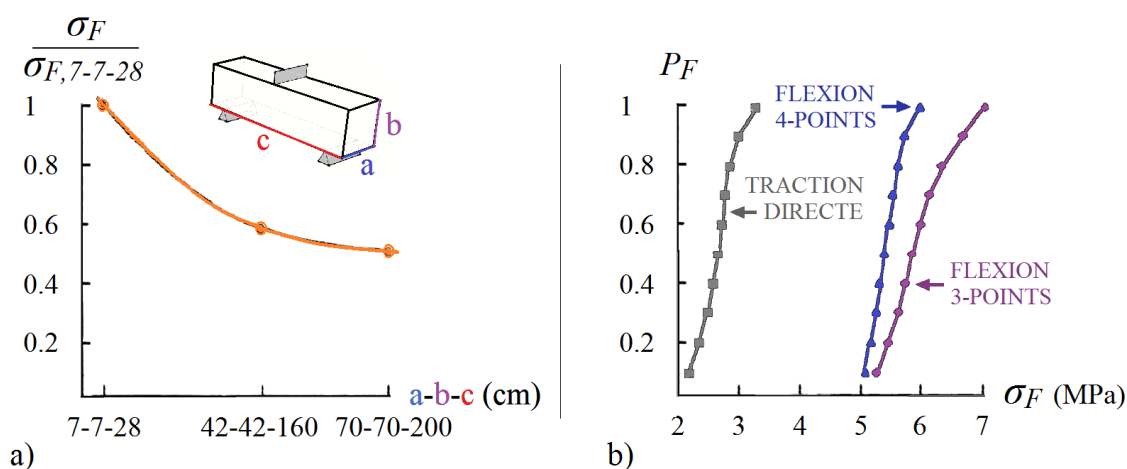


FIGURE 3.12 – Mise en évidence expérimentale de l'effet d'échelle : a) effet de volume, b) effet de gradient (ou d'hétérogénéité des contraintes) [L'Hermitte, 1973].

Pour une dimension d'éprouvette fixée (i.e. indépendamment de tout effet de volume), l'effet d'hétérogénéité des contraintes peut être assimilé à une diminution fictive du volume de l'éprouvette. Nous avons en effet vu que le mode de chargement d'un échantillon influence la position et l'étendue de la zone de rupture ; du fait d'un volume de plus en plus réduit astreint à la contrainte de traction maximale (figure 3.1).

Or, en accord avec l'origine physique de l'effet de volume, la probabilité de trouver un gros défaut dans le volume de matériau le plus sollicité est d'autant plus faible que

## CHAPITRE 3 - La ruine du béton en traction

ce volume est petit. Ce raisonnement est compatible avec l'augmentation observée de la résistance moyenne du béton avec l'hétérogénéité des contraintes (figure 3.12-b). Hormis d'éventuels phénomènes de redistribution des contraintes (§ 3.4 et figure 3.9-b), l'effet de gradient ne serait donc qu'une manifestation indirecte de l'effet de volume.

Citons pour terminer la conclusion de l'article de Mazars [1989] consacré à l'effet d'échelle dans les structures en béton : « [...] la notion d'effet d'échelle n'est pas un caractère intrinsèque des structures. Cette notion est en relation directe avec la modélisation qui la fait apparaître et met en évidence une carence des modèles vis-à-vis des phénomènes physiques qui sont à décrire. Le problème qui se pose pour le béton est le fait que la description habituelle du comportement s'effectue au moyen de la mécanique des milieux continus et homogènes, or le matériau est un milieu discontinu (car originellement microfissuré et poreux) et hétérogène (car comportant un squelette granulaire). ».

## Chapitre 4

# L'adhérence armature-béton

### 4.1 Généralités

#### 4.1.1 L'association armature-béton

Comme dit précédemment, le béton conventionnel est un matériau qui possède une résistance en compression moyenne  $f_{cm}$  supérieure d'environ un ordre de grandeur à sa résistance en traction moyenne  $f_{ctm}$ . Cette résistance en traction est insuffisante pour la réalisation de la majorité des éléments de structure du Génie Civil qui, pour la plupart, sont au moins partiellement tendus : poutres, dalles, murs de soutènement. Pour répondre à cette problématique, les zones tendues du béton doivent être renforcées (armées) par des barres en acier qui assurent un cheminement alternatif aux contraintes de traction après fissuration du béton. L'association a-b dépend principalement de :

- **la compatibilité thermique** : les coefficients de dilatation thermique du béton et de l'acier sont très proches, de l'ordre de  $10^{-5} \text{ K}^{-1}$  (§ 3.1.3 de la norme [NF-EN-1992 \[2005\]](#)). Cela limite fortement la dilatation différentielle, et donc l'endommagement de la liaison entre les deux matériaux sous l'effet des variations répétées de température ;
- **la compatibilité chimique** : les armatures, noyées dans le béton, bénéficient du pH basique de la solution interstitielle du béton. Ce pH de l'ordre de 13 assure, en l'absence de pathologie de l'enrobage<sup>a</sup> et sous réserve d'une fissuration d'origine mécanique maîtrisée, une protection contre la corrosion ;
- **la compatibilité mécanique** : pour fonctionner en tant que composite, un transfert de contraintes entre l'armature et le béton est indispensable. Pour cette raison, la géométrie des armatures a progressivement évolué des fers à béton lisses aux armatures en acier à la surface irrégulière, dites à haute adhérence (HA).

#### 4.1.2 La contrainte d'adhérence

Analysons dans un premier temps la zone tendue d'une poutre fléchie en béton armé (figure 4.1-a, l'effort tranchant n'y est pas montré). Cette figure montre que l'effort de

---

<sup>a</sup>. Par exemple : carbonatation, contamination par les chlorures, attaque sulfatique, gel-dégel, réactions alcali-granulats, lixiviation, bactéries...

traction  $F$  dans l'armature conduit au développement de contraintes tangentielles, dites d'adhérence et notées  $\tau$ , entre les fissures du béton et tout au long de l'interface a-b.

On s'intéresse maintenant à la condition d'équilibre d'un tronçon de l'armature. Considérons pour cela un tronçon élémentaire quelconque de la barre, d'abscisse  $z_0$ , de longueur  $dz$  et de diamètre  $d_{nom}$ , et réalisons un bilan des actions extérieures orientées selon  $z$  sur ce tronçon. La figure 4.1-b montre que tronçon d'armature est soumis à :

- une contrainte de traction d'intensité  $\sigma_s(z_0)$ , orientée selon  $-z$  ;
- une contrainte de traction d'intensité  $\sigma_s(z_0 + dz)$ , *a priori* différente de  $\sigma_s(z_0)$ , orientée selon  $z$  ;
- à une contrainte d'adhérence  $\tau(z_0)$ , *a priori* non nulle, orientée selon  $-z$  et supposée constante sur la longueur infinitésimale  $dz$ .

L'existence d'une contrainte radiale (orientée selon l'axe  $r$ , figure 4.1-b) sera discutée dans la suite de ce chapitre. L'équation d'équilibre selon  $z$  du tronçon élémentaire d'armature (équation 4.1) [Perchat, 2013] montre que la variation de la contrainte de traction  $\sigma_s(z_0)$  le long du tronçon d'armature est d'autant plus importante que la contrainte d'adhérence  $\tau(z_0)$  est élevée. Cette relation confirme le rôle clé de la contrainte d'adhérence dans le transfert des efforts entre le béton et l'armature au sein d'un élément en béton armé.

$$\tau(z_0) = \frac{d_{nom}}{4} \frac{d\sigma_s(z_0)}{dz} \quad (4.1)$$

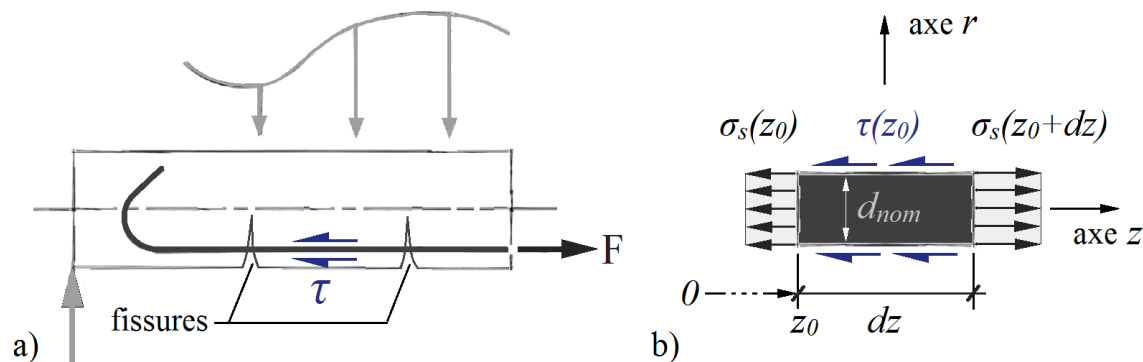


FIGURE 4.1 – La contrainte d'adhérence : a) zone tendue d'une poutre fléchie, b) équilibre d'un tronçon d'armature.

### 4.1.3 L'armature à haute adhérence

L'armature traditionnelle en acier est un produit industriel et sa conception fait donc l'objet de normes. Ce travail se concentre sur l'armature HA de type « barre » au sens de la norme NF-EN-10080 [2005] relative aux armatures du béton.

## SECTION 4.1 - Généralités

Le relief d'une armature HA, qui assure l'irrégularité de sa surface et donc une compatibilité mécanique optimale avec le béton, se présente sous la forme d'un marquage périodique constitué :

- soit de bosses dépassant du noyau (i.e. section pleine) de la barre, on parle alors de verrous ;
- soit de creux intégrés dans l'épaisseur du noyau de la barre, on parle alors d'empreintes.

L'armature à empreintes est généralement utilisée pour la réalisation d'éléments pré-contraints par pré-tension. L'armature à verrous, quant à elle, est utilisée pour la fabrication du béton armé et fait l'objet du présent travail.

La conception géométrique de la surface d'une armature HA (figure 4.2) est encadrée par de nombreuses prescriptions normatives [op. cit.], entre autres :

- les diamètres nominaux  $d_{nom}$  des barres HA sont normalisés ;
- une barre à verrous présente à minima deux rangées de verrous répartis de manière uniforme sur toute sa longueur ;
- la hauteur  $h$  des verrous (distance entre le point haut du verrou et la surface du noyau de l'armature, mesurée perpendiculairement à l'axe de la barre) doit être comprise entre  $0,03 d_{nom}$  et  $0,15 d_{nom}$  ;
- l'espacement  $e$  des verrous (distance entre les centres de deux verrous consécutifs, mesurée parallèlement à l'axe de la barre) doit être comprise entre  $0,4 d_{nom}$  et  $1,2 d_{nom}$  ;
- l'inclinaison  $\alpha$  du flanc des verrous (angle du flanc du verrou mesuré perpendiculairement à l'axe longitudinal du verrou) doit être supérieure à  $45^\circ$  ;
- l'inclinaison  $\beta$  des verrous eux mêmes (angle entre l'axe du verrou et l'axe longitudinal de la barre) doit être comprise entre  $35$  et  $75^\circ$ .

On construit à partir de ces caractéristiques géométriques le paramètre  $f_R$ , appelé surface relative des verrous. Il est défini comme le rapport entre, d'une part, l'aire issue de la projection de l'ensemble des verrous sur un plan perpendiculaire à l'axe de la barre (surface de butée, figure 4.2) et, d'autre part, le produit de l'espacement des verrous par la circonférence nominale de la barre (surface cisailée, figure 4.2) [NF-EN-10080, 2005; Perchat, 2013]. On montre, moyennant certaines hypothèses simplificatrices (annexe A), que la surface relative des verrous  $f_R$  est peu différente du rapport  $h/e$  entre la hauteur et l'espacement des verrous. Compte tenu des prescriptions normatives introduites précédemment, le paramètre  $f_R$  est donc susceptible de varier entre 0,025 et 0,375.

Les essais de Darwin et Graham [1993] consacrés à l'influence de la géométrie des verrous sur la plage  $0,05 \leq f_R \leq 0,20$  montrent que la capacité d'adhérence d'une barre HA est d'autant plus importante que le paramètre  $f_R$  est grand, ce qui suggère que l'adhérence a-b est d'autant plus efficace que les verrous sont hauts et/ou rapprochés. Si l'on s'intéresse à l'ensemble du domaine de définition de  $f_R$ , Tepfers et Olsson [1992] montrent cependant une baisse de la capacité d'adhérence au delà de  $f_R = 0,20$ . Cela suggère l'existence d'un rapport  $h/e$  seuil au delà duquel la capacité d'adhérence de l'armature diminue.

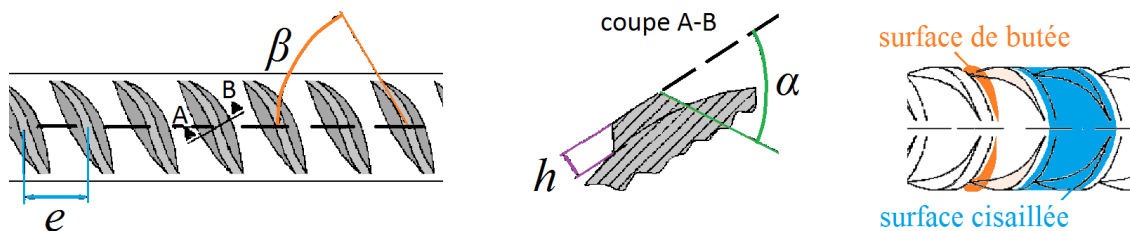


FIGURE 4.2 – Paramétrage de la géométrie d'une barre HA.

#### 4.1.4 Les échelles d'observation

La taille des verrous, de l'ordre du millimètre, donc proche de celle des grains de sable du béton, est très petite comparée à l'échelle de l'élément de structure en béton armé. Dans le cadre d'études numériques intégrant l'adhérence a-b, il est donc difficile de concilier :

- la prise en compte des phénomènes d'endommagement à petite échelle : qui nécessite un niveau de représentation fin de la géométrie de la barre et du comportement du béton ;
- la simulation du comportement de la structure à grande échelle : qui implique un volume considérable d'éléments, qu'ils soient finis ou discrets.

Pour pallier cette problématique résultant principalement d'une limitation imposée par la puissance de calcul, trois échelles d'observation de la liaison a-b, correspondant à trois niveaux de représentation, peuvent être adoptés en fonction de la nature du problème à résoudre [Dominguez, 2005] :

- **l'échelle de la nervure** (figure 4.3-a) : on y tient compte de la géométrie des verrous et, idéalement, de la structure interne du béton (granulats, pâte de ciment) [Daoud *et al.*, 2013]. L'interaction a-b peut, à cette échelle, être étudiée du point de vue des mécanismes physiques qui se produisent au voisinage de l'armature ;
- **l'échelle de la barre** (figure 4.3-b) : l'armature y est modélisée comme une barre lisse. Le comportement dû à l'interaction entre les verrous et le béton est alors pris en compte par un élément d'interface, disposé à la frontière entre l'armature et le béton, auquel on attribue une loi de comportement tenant compte de manière implicite des mécanismes physiques réellement à l'œuvre à l'interface a-b [Dominguez, 2005; Richard, 2010]. Cette approche est adaptée à la modélisation d'un élément de structure isolé (poutre, poteau) et permet, par exemple, de rendre compte de la macrofissuration du béton ;
- **l'échelle de la structure** (figure 4.3-c) : les armatures y sont modélisées par des éléments linéiques « acier » qui traversent un maillage tridimensionnel d'éléments « béton » de façon indépendante (maillages non coïncidents) [Torre-Casanova, 2012]. Ce niveau de modélisation est adapté à l'étude de la réponse d'ouvrages en béton armé composés de nombreux éléments structurels et donc une quantité importante de barres.

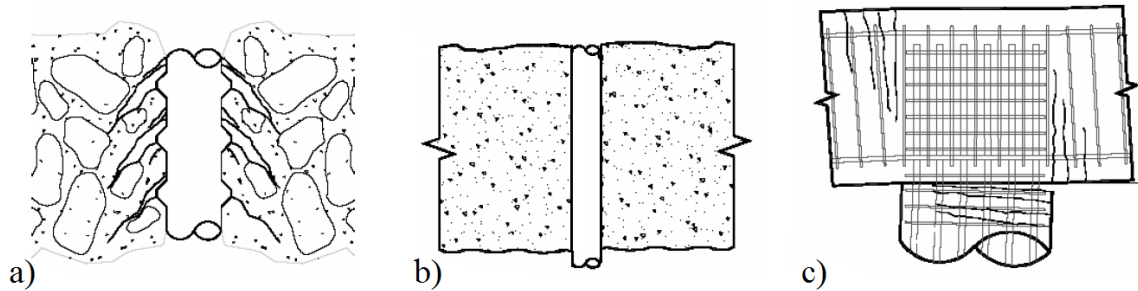


FIGURE 4.3 – Niveaux de représentation de la liaison a-b : a) échelle de la nervure, b) échelle de la barre, c) échelle de la structure [Dominguez, 2005].

#### 4.1.5 L'interface armature-béton

La petite surface de contact (surface de butée, figure 4.2) entre le béton et les verrous peut conduire localement au développement de contraintes de l'ordre de la résistance en compression du béton, et ce, même pour un effort de traction modéré dans la barre. Un endommagement sévère et localisé du béton sous les verrous est confirmé dans un rapport de la *fib*<sup>b</sup> sur l'état de l'art de l'adhérence a-b [FIB, 2000].

Ce rapport indique l'existence de trois mécanismes de rupture, dits locaux, observés à l'échelle de la nervure :

1. glissement à l'interface entre le flanc du verrou et le béton (figure 4.4-a) ;
2. formation d'un coin de béton pulvérisé, logé au creux du verrou (figure 4.4-b) ;
3. cisaillement du béton piégé entre les verrous de l'armature (figure 4.4-c).

Il est important de souligner que ces mécanismes locaux de rupture n'engendrent pas systématiquement, dès l'instant de leur apparition, une baisse de la capacité d'adhérence. On peut cependant associer à l'apparition de ces ruptures localisées une redistribution des contraintes au voisinage de l'armature, qui diffère selon la position et l'orientation des lignes de rupture. À chaque mécanisme local de rupture correspond en effet une surface de contact effective (lignes épaisses rouges, figure 4.4), où l'essentiel du transfert de contrainte entre l'armature et le béton se produit. Notons que le mécanisme local de rupture 1 est caractérisé par un contact acier-béton alors que le frottement béton-béton est prédominant pour ce qui est des mécanismes locaux de rupture 2 et 3.

Ces différentes constatations montrent que la géométrie de l'interface a-b, définie à l'état sain comme la frontière entre l'acier de l'armature et le béton (définition « matériau »), évolue en cours de chargement du fait de mécanismes d'endommagement très localisés au voisinage direct des verrous. Pour cette raison, dans le présent manuscrit, on désignera par interface a-b la frontière entre l'ensemble des particules « mobiles », solidaires du mouvement de la barre et celles « statiques », solidaires de la masse du béton d'enrobage.

<sup>b</sup>. Fédération Internationale du Béton, cette association est issue de la fusion, en 1998, du Comité Européen/Euro-international du Béton (CEB) et de la Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP).



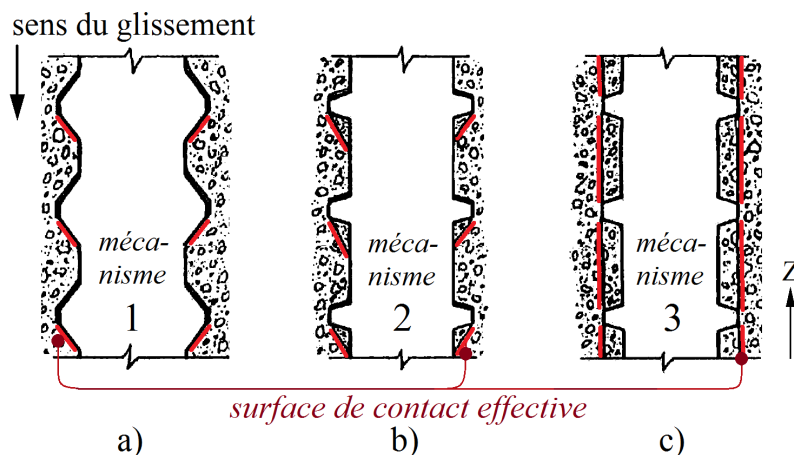


FIGURE 4.4 – Mécanismes locaux de rupture à l'interface a-b [FIB, 2000].

## 4.2 Comportement longitudinal

La surface irrégulière d'une barre HA permet au béton frais de se loger entre les verrous lors du coulage du béton, favorisant ainsi une intrication géométrique entre l'armature et le béton. Le durcissement du béton a pour effet de figer la position relative de l'armature par rapport au béton dans une configuration neutre du point de vue des contraintes d'adhérence ( $\tau = 0$ ). La mobilisation des contraintes d'adhérence  $\tau$  n'est alors possible qu'à condition de perturber cette configuration neutre; c'est à dire sous réserve d'un déplacement relatif, dit glissement et noté  $s$ , de l'armature par rapport au béton environnant.

On définit par convention comme longitudinale la direction  $z$  confondue avec l'axe de l'armature. On appelle comportement longitudinal de l'interface a-b la relation  $\tau - s$  entre la contrainte tangentielle parallèle à l'axe  $z$  qui se développe à l'interface a-b, dite d'adhérence (§ 4.1.2), et le glissement. Le comportement longitudinal de l'interface a-b influence de manière significative la réponse mécanique des éléments de structure en béton armé (résistance, rigidité, fissuration...) et fait donc l'objet de la majorité des études qui sont consacrées à l'adhérence a-b.

### 4.2.1 L'essai d'arrachement

#### 4.2.1.1 Dispositif expérimental

L'étude du comportement local de l'adhérence a-b est rarement menée dans des conditions réelles, c'est à dire à travers le test d'un élément de structure à l'échelle 1. En effet, bien que représentatif, la complexité technique et le coût d'un tel essai sont des facteurs rédhibitoires compte tenu :

- du nombre d'éprouvettes à réaliser du fait de la dispersion associée au phénomène ;
- de la quantité de variables d'intérêt (diamètre de la barre, épaisseur d'enrobage, type de béton...).

## SECTION 4.2 - Comportement longitudinal

Pour cette raison, différents tests de laboratoire, dont deux faisant l'objet de recommandations [RILEM-RC6, 1994; NF-EN-10080, 2005], ont été développés :

- l'essai de flexion, ou « *beam test* » (figure 4.5-a), possède l'avantage de recréer un environnement de béton tendu proche de celui dans lequel se trouve l'armature en conditions réelles. Sa mise en œuvre (environ 45 L de béton par éprouvette) reste cependant relativement complexe et onéreuse dans le cadre d'une étude multi-paramètres ;
- l'essai d'arrachement par traction <sup>c</sup>, ou « *pull-out test* » (figure 4.5-b), simple d'exécution et économique (environ 5 L de béton par éprouvette), est quant à lui adapté à l'aspect multi-paramètres précédemment évoqué. On reproche cependant à ce test sa configuration, qui diffère de celle dans laquelle se trouve une armature en situation réelle [Cairns et Plizzari, 2003; Tastani et Pantazopoulou, 2010].

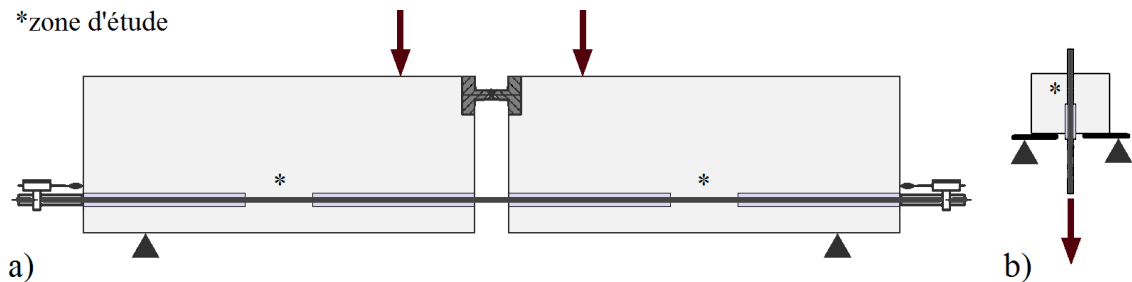


FIGURE 4.5 – Tests de laboratoire pour l'adhérence a-b : a) beam test, b) pull-out test.

L'essai d'arrachement par traction au sens des recommandations de la norme NF-EN-10080 [2005], qui constitue le point de départ du présent travail, propose de caractériser le comportement longitudinal  $\tau - s$  de l'interface a-b par la mesure de deux grandeurs (figure 4.6) :

- l'effort de traction  $F$  appliqué à l'extrémité chargée de l'armature ;
- le déplacement relatif entre l'armature et le béton (glissement), noté  $s$ , mesuré au niveau de l'extrémité libre de cette dernière.

La contrainte d'adhérence  $\tau_{nom}$  agissant à l'interface a-b (équation 4.2) est alors définie par la norme NF-EN-10080 [2005] comme le rapport entre l'effort de traction  $F$  appliqué à l'armature et l'aire nominale de sa zone d'ancrage, assimilée à une surface cylindrique de diamètre  $d_{nom}$  et de hauteur  $l_{adh}$  (figure 4.6). Cette définition normative de la contrainte d'adhérence sera discutée dans la suite de ce manuscrit.

$$\tau_{nom} = \frac{F}{\pi d_{nom} l_{adh}} \quad (4.2)$$

c. Qui sera abrégé « test d'arrachement ».

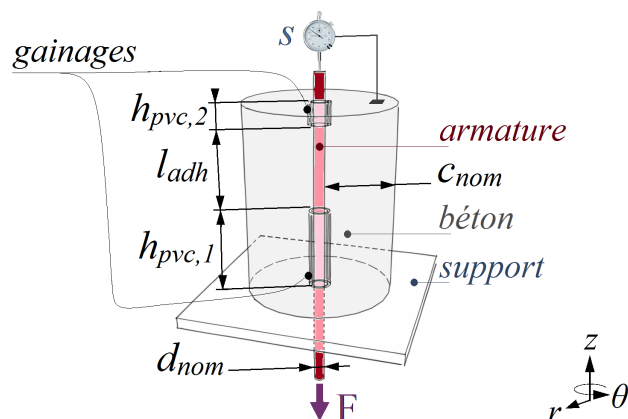


FIGURE 4.6 – Conception type d'une éprouvette d'essai d'arrachement.

#### 4.2.1.2 Uniformité de la contrainte d'adhérence

La répartition de l'effort de traction  $F$  sur l'interface a-b telle qu'exprimée par l'équation 4.2 suppose une contrainte d'adhérence uniformément répartie le long de l'interface. Or, en admettant une corrélation directe entre contrainte d'adhérence et glissement, une des conditions nécessaires à la validité de cette hypothèse est celle d'un glissement uniforme (i.e. déplacement rigide) de l'armature à travers le béton.

Cependant, l'effort de traction agissant dans l'armature, et donc sa déformation axiale, diminuent entre le point d'application de  $F$  et l'extrémité libre de l'armature (figure 4.6). De ce fait, pour un niveau de chargement donné, les points de l'interface a-b proches du point d'application de la charge  $F$  glissent plus que ceux qui en sont éloignés. Par conséquent, la contrainte d'adhérence  $\tau$  ne peut pas être répartie de manière parfaitement uniforme tout au long de l'interface a-b, mais diminue avec l'éloignement par rapport au point d'application de la charge  $F$ .

Afin de se rapprocher de l'hypothèse d'uniformité de la contrainte d'adhérence supposée par l'équation 4.2, il est donc nécessaire de limiter la différence de glissement entre les deux extrémités de l'interface a-b. Cet objectif peut être atteint en réduisant la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  de l'armature, ce qui offre le double bénéfice :

- à charge  $F$  constante : de limiter l'allongement total de l'armature ;
- à contrainte d'adhérence constante  $\tau$  : de diminuer la charge  $F$  nécessaire à l'arrachement.

*A contrario*, pour une question de représentativité des résultats, la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  doit également assurer la présence d'un nombre minimal de verrous de l'armature.

Pour ces raisons, une longueur d'ancrage de  $5 \times d_{nom}$  est recommandée par la norme NF-EN-10080 [2005]. La littérature suggère que cette prescription peut être étendue à des longueurs d'ancrage  $l_{adh}$  variant de  $3 \times d_{nom}$  [Malvar, 1992; Tepfers et Olsson, 1992] à  $7 \times d_{nom}$  [Tastani et Pantazopoulou, 2013].

### 4.2.1.3 Effets de bord au contact éprouvette/support

L'effort de traction  $F$  appliqué à l'armature au cours de l'essai d'arrachement est équilibré par l'appui de l'éprouvette sur un plateau rigide (figure 4.6). Il se développe donc au contact entre la face inférieure de l'éprouvette et le plateau d'appui :

- une contrainte de compression qui s'oppose à l'effort de traction  $F$  ;
- un frottement latéral de l'éprouvette dû au frottement entre le béton et le plateau.

Afin de limiter l'influence de ces contraintes sur le comportement de l'interface a-b, la zone d'ancrage de l'armature est généralement déportée via la mise en œuvre d'un gainage permettant, sur une distance maîtrisée, de neutraliser l'adhérence entre l'armature et le béton lors du coulage (figure 4.6). Un écart entre la zone d'ancrage et le plateau d'appui de  $5 \times d_{nom}$  est recommandé par la norme NF-EN-10080 [2005].

Notons pour finir que l'essai d'arrachement tel qu'introduit par la norme NF-EN-10080 [2005] est essentiellement voué à une approche comparative visant à tirer des conclusions sur l'efficacité relative de différents bétons ou types d'armatures. Cette vocation est par ailleurs confortée par une prescription qui impose l'épaisseur d'enrobage  $c_{nom}$  de l'armature (figure 4.6) à une valeur proche de  $5 \times d_{nom}$ , ce qui exclu donc toute possibilité d'étude de l'influence de ce paramètre sur l'adhérence a-b.

## 4.2.2 Courbe adhérence vs. glissement

La figure 4.7 représente la courbe  $\tau - s$  caractéristique du comportement longitudinal de l'interface a-b. Sous réserve d'une longueur d'ancrage  $l_{adh}$  courte permettant d'éviter la plastification de l'armature, deux mécanismes de rupture, dits globaux et conduisant (par opposition aux mécanismes locaux de rupture introduits au § 4.1.5) à l'épuisement de la capacité d'adhérence, sont susceptibles de se produire :

- une rupture quasi-fragile par **scission du béton d'enrobage** (*splitting-type failure*), qui se produit à travers le volume de béton entourant l'armature (repère [A], figure 4.7) ;
- une rupture ductile par **ruine de l'interface a-b** (*pull-out failure*<sup>d</sup>), qui se concentre dans une bande de quelques millimètres d'épaisseur située au voisinage direct de l'armature (repère [B], figure 4.7).

L'allure complexe de la courbe  $\tau - s$  est généralement décomposée en trois stades auxquels on attribue un mécanisme d'adhérence spécifique [FIB, 2000] :

- **l'adhésion chimique** : elle désigne la capacité de l'interface a-b à équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau$  sans un glissement  $s$  significatif. Ce stade correspond au segment relativement vertical de la courbe  $\tau - s$  (ligne en points, figure 4.7) ;
- **l'enchevêtrement mécanique** : il est associé à l'augmentation conjointe de la contrainte d'adhérence  $\tau$  et du glissement  $s$  jusqu'au pic de résistance. Ce stade

---

d. Aussi appelée « partial splitting ».

correspond à la branche ascendante inclinée (durcissante) de la courbe  $\tau - s$  (ligne pleine, figure 4.7) ;

- **le frottement** : il est associé à la diminution de la contrainte d'adhérence  $\tau$  avec l'augmentation du glissement  $s$  après l'atteinte du pic de résistance. Ce stade correspond à la branche descendante (adoucissante) de la courbe  $\tau - s$  (ligne en tirets, figure 4.7).

Notons que, suivant l'approche conventionnelle [FIB, 2000], le mécanisme de frottement est uniquement rencontré en cas de rupture globale ductile par ruine de l'interface a-b (repère [B], figure 4.7).

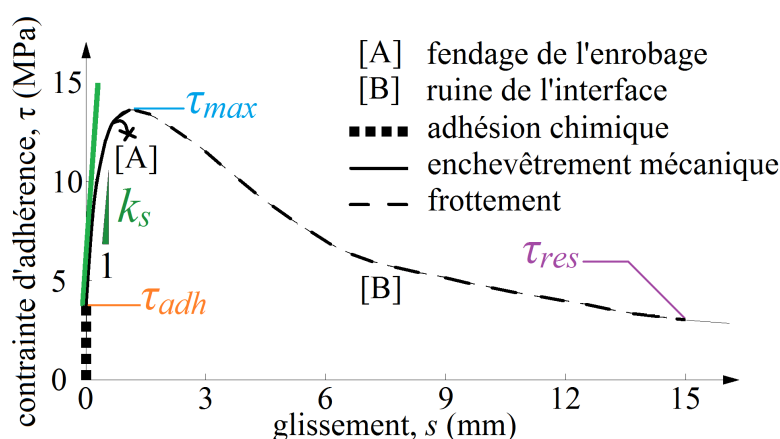


FIGURE 4.7 – Comportement longitudinal type de l'interface a-b.

Dans un but comparatif, les paramètres suivants peuvent être distingués (figure 4.7) [Chiriatti *et al.*, 2018] :

- **la résistance d'adhésion chimique**  $\tau_{adh}$  : la contrainte d'adhérence maximale obtenue au cours du stade d'adhésion chimique, juste avant l'amorçage d'un glissement notoire ;
- **la raideur tangentielle de l'interface a-b**  $k_s$  : la pente de la portion quasi-linéaire de la branche ascendante, juste après l'atteinte de  $\tau_{adh}$  ;
- **la contrainte d'adhérence ultime**  $\tau_{max}$  : la valeur maximale de la contrainte d'adhérence atteinte au cours du glissement ;
- **la contrainte d'adhérence résiduelle**  $\tau_{res}$  : la valeur quasi-constante de la contrainte d'adhérence obtenue après un glissement égal à plusieurs fois le diamètre de l'armature.

Ces paramètres seront utilisés dans le cadre du présent travail pour quantifier l'influence des différentes variables étudiées (épaisseur d'enrobage, type de béton) sur le comportement longitudinal de l'interface a-b.

## SECTION 4.2 - Comportement longitudinal

Soulignons enfin que l'aire sous la courbe  $\tau - s$  issue d'un essai d'arrachement quantifie le travail mécanique nécessaire à la ruine de l'adhérence a-b. La courbe  $\tau - s$  est donc représentative du bilan énergétique de l'association a-b selon la direction longitudinale  $z$ .

### 4.2.3 Outils calculatoires

Le comportement longitudinal de l'interface a-b est, à ce jour, modélisé de manière semi-empirique. Cette approche consiste, moyennant l'introduction de paramètres ajustés sur la base d'essais expérimentaux, à approcher l'allure réelle de la courbe  $\tau - s$  par une fonction mathématique. Cette fonction peut être (figure 4.8-a) :

- affine par morceaux : la précision du modèle dépend alors de la quantité de segments de droites que l'on utilise. Du fait de l'allure complexe de la courbe  $\tau - s$ , cette approche nécessite, pour être précise, l'introduction d'un nombre important de paramètres ;
- polynomiale : la précision peut être adaptée par l'intermédiaire du degré du polynôme (et donc du nombre de paramètres) ;
- issue d'une superposition : la courbe  $\tau - s$  est décomposée en différentes fonctions, dites élémentaires, chacune étant associée à un mécanisme d'adhérence particulier (adhésion chimique, enchevêtrement mécanique, frottement).

#### • Le Model Code 2010 de la *fib*

Le modèle actuellement retenu par le code de calcul MC2010 [2013], basé sur la campagne expérimentale de référence menée par [Eligehausen *et al.*, 1983], permet la description du comportement longitudinal de l'interface a-b dans son ensemble (figure 4.8-b).

La phase ascendante de la courbe (enchevêtrement mécanique) est approchée par une fonction puissance. Le pic de résistance, la phase adoucissante et le plateau final sont approchés par des segments de droites (équation 4.3). Les valeurs des paramètres  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ ,  $\alpha$ ,  $\tau_{max}$  et  $\tau_3$  sont données par le code de calcul MC2010 [2013] en fonction du mécanisme global de ruine de l'adhérence a-b (quasi-fragile : repère [A] ou ductile : repère [B], figure 4.7), de la qualité du bétonnage et de la résistance en compression du béton.

$$\begin{aligned}\tau &= \tau_{max} \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha && 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau &= \tau_{max} && s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau &= \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_3) \left( \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) && s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau &= \tau_3 && s \geq s_3\end{aligned}\tag{4.3}$$

La raideur tangentielle de l'interface a-b obtenue à partir de l'utilisation de la fonction puissance (équation 4.3), correspondant à la dérivée de cette dernière par rapport au glissement  $s$ , est sensible aux valeurs retenues pour les paramètres  $\tau_{max}$ ,  $s_1$  et  $\alpha$ .

Compte tenu de l'influence significative de la raideur tangentielle sur la rigidité d'ensemble et l'espacement des fissures des éléments en béton armé, le modèle semi-empirique

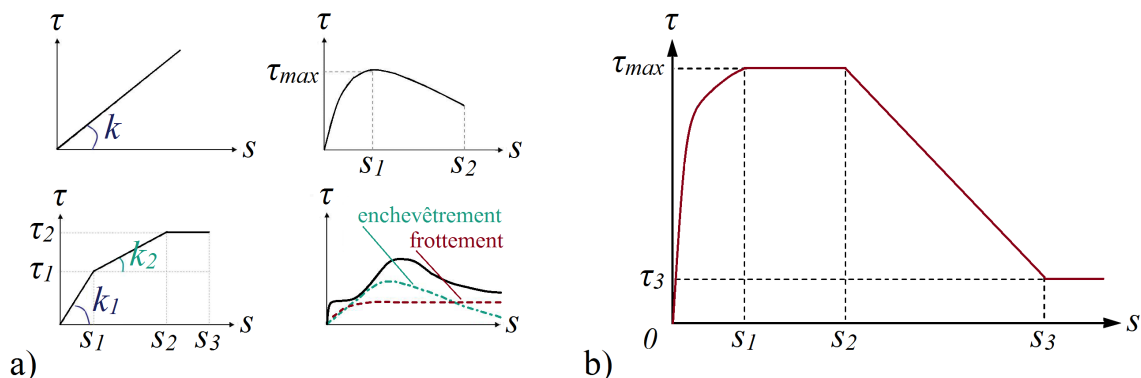


FIGURE 4.8 – Modélisation du comportement longitudinal de l'adhérence a-b : a) [Torre-Casanova, 2012], b) [MC2010, 2013].

du MC2010 [2013] constitue donc une ressource limitée dans le cadre d'études poussées de l'influence de l'adhérence a-b sur la réponse de ces derniers.

Notons que des expressions plus complexes, permettant de calculer la valeur de chaque paramètre de l'équation 4.3 en tenant compte de variables additionnelles (diamètre de la barre, épaisseur d'enrobage...), sont également proposées dans la littérature [Shen *et al.*, 2016]; notamment en ce qui concerne l'évaluation de la contrainte d'adhérence ultime  $\tau_{max}$ . L'utilisation de ces formules « améliorées » conduit cependant à l'introduction de nouveaux paramètres qu'il convient également d'ajuster via des essais expérimentaux.

De plus, Torre-Casanova [2012] met en évidence une perte de raideur tangentielle rapide entre la phase d'adhésion chimique (avant  $\tau_{adh}$ , figure 4.7), où elle est de l'ordre de  $10^{12}$  Pa/m; et la phase d'amorçage de l'enchevêtrement mécanique (juste après  $\tau_{adh}$ , figure 4.7), où  $k_s \simeq 10^{10}$  Pa/m (soit un facteur 100). Or l'équation proposée par le code de calcul MC2010 [2013] suppose une raideur continue entre  $\tau = 0$  et  $\tau = \tau_{max}$ .

#### • La norme Eurocode 2

Les prescriptions normatives de l'Eurocode 2 se limitent au calcul d'une contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd}$ , devant permettre d'éviter la « rupture d'adhérence » (§ 8.4.2 de la norme NF-EN-1992 [2005]), correspondant donc *a priori* à la contrainte  $\tau_{max}$  (figure 4.7). Suivant les conditions de bétonnage, cette contrainte  $f_{bd}$  est comprise, pour les barres de diamètre  $d_{nom} \leq 32$  mm, entre <sup>e</sup>  $1,57 \times f_{ctd}$  et  $2,25 \times f_{ctd}$ . Une application numérique pour un béton de structure courant C25/30 donne une contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd}$  comprise entre 1,9 et 2,7 MPa. Cette valeur réglementaire est très inférieure à la contrainte  $\tau_{max}$  observée expérimentalement, qui est de l'ordre de 10 à 15 MPa [Eligehausen *et al.*, 1983].

<sup>e</sup>. Le paramètre  $f_{ctd}$  désigne la valeur de calcul de la résistance en traction du béton. Elle est obtenue en divisant la résistance caractéristique en traction du béton (fractile 5 %)  $f_{ctk,0,05}$  par le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_C = 1,5$  tenant compte de la dispersion des caractéristiques mécaniques du béton.

## SECTION 4.3 - Comportement transversal

La valeur de la contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd}$  est utilisée pour le calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement à l'état limite ultime (§ 8.4 de la norme NF-EN-1992 [2005]). À l'état limite de service, outre les dispositions constructives générales, l'Eurocode 2 n'inclut aucune prescription visant à limiter l'endommagement de l'interface a-b.

### 4.3 Comportement transversal

#### 4.3.1 Origine et intérêt

Sous réserve de l'utilisation d'une armature HA, l'interface a-b possède la particularité de présenter une surface de contact macroscopiquement irrégulière avec le béton (figure 4.2). Cette géométrie particulière permet un enchevêtrement mécanique systématique (i.e. indépendamment du mécanisme local de rupture, figure 4.4) entre l'armature et le béton qui peut être dû :

- à la butée induite par l'orientation inclinée des lignes de rupture (figures 4.4-a et 4.4-b) ;
- à la rugosité du contact entre les surfaces de cisaillement formées à travers le béton (figure 4.4-c et § 3.2.3) [MC2010, 2013; Sun *et al.*, 2017].

Le glissement de l'armature nécessite dès lors un désenchevêtrement de l'interface a-b. L'armature, pour glisser selon la direction longitudinale  $z$ , tend donc à repousser l'enrobage de béton vers l'extérieur (i.e. dans la direction radiale  $r$ , figure 4.6). Au delà de la contrainte d'adhérence  $\tau$  introduite au § 4.2 précédent, l'interface a-b est donc également soumise à une contrainte normale radiale de compression  $\sigma$  due à la capacité de l'enrobage à s'opposer à la répulsion exercée par l'armature. Il en découle que la contrainte résultante agissant à l'interface a-b est généralement inclinée d'un angle qui dépend du rapport  $\sigma/\tau$  [Tepfers et Olsson, 1992].

En accord avec le repère représenté sur la figure 4.6, on définit comme transversale toute direction appartenant au plan  $(r, \theta)$  perpendiculaire à l'axe  $z$  de l'armature.

Dans la configuration de l'essai d'arrachement :

- le bilan des actions extérieures appliquées à la barre (figure 4.9-a) montre que l'effort d'arrachement  $F$  est équilibré par les contraintes d'adhérence  $\tau$ . Les contraintes radiales  $\sigma$  sont quant à elles auto-équilibrées ;
- le bilan des actions extérieures appliquées à l'enrobage (figure 4.9-b) montre que les contraintes d'adhérence  $\tau$  sont équilibrées par la réaction selon  $z$  du plateau supportant l'éprouvette. Les contraintes radiales  $\sigma$  sont, à nouveau, auto-équilibrées ;
- le bilan des actions appliquées à une coupe transversale d'un secteur circulaire de l'enrobage (figure 4.9-c) montre que les contraintes radiales de compression  $\sigma$  agissant à l'interface a-b sont équilibrées par le développement de contraintes normales circonférentielles de traction dans l'épaisseur du béton d'enrobage.

Cette traction circonférentielle peut, compte tenu de la relative faiblesse du béton en traction (chapitre 3), conduire au développement de fissures se propageant radialement depuis l'interface a-b jusqu'à l'extérieur de l'enrobage, et ce sur toute la longueur de la barre (figure 4.9-c). Ce type de fissures conduisant à la scission (i.e. fendage) de l'enrobage



a été expérimentalement observé [Malvar, 1992; Tepfers et Olsson, 1992] et sera nommé dans la suite de ce manuscrit « fissure de scission » (figure 4.9-c).

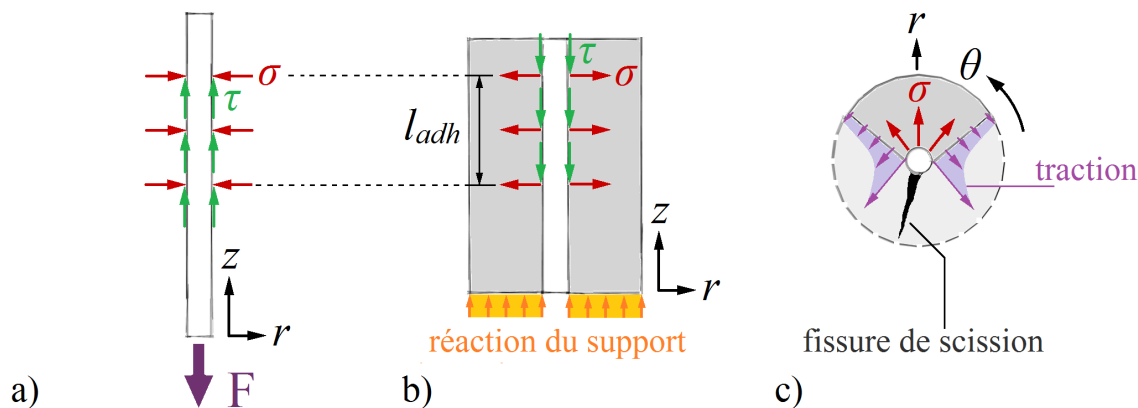


FIGURE 4.9 – Équilibre des forces dans une éprouvette d’essai d’arrachement : a) l’armature, b) l’enrobage (direction longitudinale), c) l’enrobage (direction transversale).

La résistance en traction du béton n’étant pas nulle, l’enrobage est en mesure d’équilibrer un certain niveau de traction circonférentielle, et donc, de compression radiale  $\sigma$  à l’interface a-b. Du fait du principe de l’action/réaction, cette contrainte radiale de compression peut être interprétée en adoptant deux points de vue :

- comme une poussée exercée par l’armature sur le béton d’enrobage (figure 4.9-b) ;
- comme une pression de confinement exercée par le béton d’enrobage sur l’armature (figure 4.9-a).

Les armatures longitudinales assurant la résistance à la flexion des poutres en béton armé sont systématiquement disposées à l’intérieur d’un réseau secondaire d’armatures formé d’une succession de cadres en acier dont l’espacement est de l’ordre de la dizaine de centimètres. Au premier abord, on pourrait donc penser que le confinement dû au béton d’enrobage est négligeable vis-à-vis de celui apporté par les cadres en acier.

L’étude menée par Maeda *et al.* [1995], sur la base d’une poutre en béton armé à l’échelle 1 dont les cadres ont été équipés de jauges de déformation, montre cependant que la mobilisation des cadres ne devient effective qu’à partir de la scission complète (i.e. fissure de scission traversante) de l’enrobage. Qui plus est, l’Eurocode 2 limite à 30 % le gain de contrainte ultime d’adhérence apporté par les cadres (coefficients  $\alpha_3$  et  $\alpha_4$ , équation 8.4 de la norme NF-EN-1992 [2005]). Enfin, la formation d’une fissure de scission traversante le long de la sous-face d’une poutre (et donc la perte substantielle d’adhérence a-b) va à l’encontre de l’hypothèse fondamentale du calcul des éléments en béton armé dite « d’adhérence parfaite » (§ 8.3.1 et § 9.1.1 de l’ouvrage de Ricotier [2012] pour respectivement les ELU et les ELS).

La réponse des éléments en béton armé (résistance, rigidité, fissuration...) est donc essentiellement conditionnée par le confinement de l’armature exercé par le béton d’enrobage.

### 4.3.2 Étude expérimentale

Nous avons vu que la mise en tension du béton d'enrobage induite par l'interaction a-b provoque, au delà d'un seuil de contrainte proche de la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$ , le développement de fissures de scission. En théorie, ces fissures s'initient le long de l'interface a-b (par exemple au coeur de l'éprouvette d'arrachement, figure 4.6) et se développent radialement vers la surface latérale du béton (figure 4.9-c).

Or, si l'on considère l'exemple courant des essais de flexion, le suivi de la fissuration du béton est traditionnellement réalisé à partir de ladite surface latérale du béton où, contrairement au cas de la fissuration de scission, l'ouverture de fissure est maximale.

De ce fait, pour ce qui est de l'adhérence a-b, de nombreux auteurs [Giuriani et Plizzari, 1998; Lura *et al.*, 2002; Dominguez, 2005; Tastani et Pantazopoulou, 2013] déplorent le manque de données expérimentales relatives au développement de la fissuration de scission avant qu'elle ne débouche à la surface du béton.

Des résultats expérimentaux issus de la littérature, relatifs au développement de la fissuration de scission à travers l'enrobage de béton, sont introduits dans les paragraphes suivants.

#### 4.3.2.1 L'étude de Plizzari et al.

Plizzari *et al.* [1998] ont étudié expérimentalement le développement de la fissuration de scission à travers un disque de béton ( $f_{cm} = 45$  MPa,  $E_{cm} = 26$  GPa,  $d_g = 8$  mm) de 60 mm de hauteur et de 210 mm d'épaisseur (figure 4.10-a). Le chargement, ayant pour objectif de simuler la contrainte radiale  $\sigma$  exercée par l'armature à l'interface a-b, consiste en une pression uniforme appliquée par déplacement imposé via un dispositif mécanique repoussant la paroi interne du disque de béton.

Le suivi de la fissuration est réalisé au moyen de 16 jauges de déformation de 40 mm de base collées sur le béton tout autour de la paroi interne du disque où le chargement est appliqué (figure 4.10-a). Les 4 premières jauges sont disposées à 90° l'une de l'autre et orientées selon la direction radiale  $r$  afin de suivre l'évolution du chargement via une mesure de la contrainte de compression agissant près de la paroi interne du disque. Les 12 autres jauges sont orientées selon la direction circonférentielle  $\theta$  afin de suivre le développement de la contrainte de traction et de la fissuration de scission.

Les résultats de cette étude (figure 4.10-b) mettent en évidence une première phase de comportement linéaire où les jauges orientées selon  $\theta$  s'allongent de manière similaire indépendamment de leur position autour de la zone centrale de chargement ; confirmant ainsi une distribution relativement uniforme de la contrainte de traction circonférentielle. Une différenciation des courbes est observée à l'approche d'une valeur de déformation circonférentielle correspondant à la résistance en traction  $f_{ctm}$  du béton testé. Deux comportements peuvent alors être identifiés (figure 4.10-b) :

- dans la zone de mesure de la jauge 11 : un retour élastique, indiquant un déchargement du béton ;
- dans la zone de mesure de la jauge 13 : une augmentation non linéaire de la déformation, caractéristique de l'endommagement du béton, indiquant la localisation de

la rupture (chapitre 3) préfigurant la formation d'une fissure de scission.

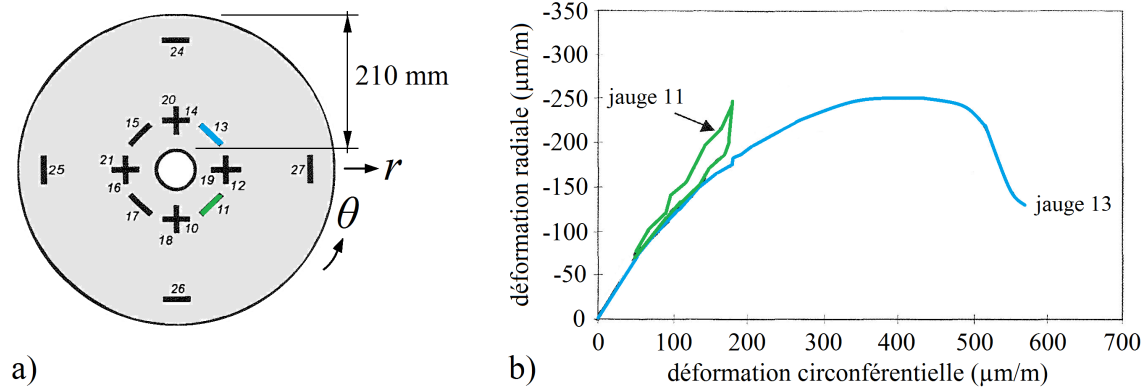


FIGURE 4.10 – Étude expérimentale de la fissuration de scission d'un disque de béton soumis à une pression interne : a) instrumentation de l'échantillon, b) comportement du disque [Plizzari *et al.*, 1998].

La géométrie de l'éprouvette et le chargement étant symétriques (figure 4.10-a), la localisation de la rupture peut donc être attribuée à la présence de défauts aléatoirement répartis dans le béton, qui conduisent à des faiblesses locales de sa résistance en traction. C'est alors l'hétérogénéité du béton qui justifie l'origine de la perte de symétrie observée à la rupture.

De nombreuses armatures européennes standardisées (dont fait partie le modèle utilisé dans le cadre du présent travail) sont conçues sur la base de deux rangées de verrous de hauteur variable en forme de « croissants » (figure 4.11-a). Le volet numérique de l'étude de Plizzari *et al.* [1998] confirme que l'utilisation de ce type d'armatures conduit à la formation de seulement deux fissures de scission qui se développent (figure 4.11-b) :

- à partir de l'armature ;
- selon la même direction (perpendiculaire à celle définie par l'axe passant par le sommet des verrous) ;
- dans un sens opposé.

Ce faciès de fissuration indique l'existence d'un plan préférentiel de rupture (PPR) et suggère donc que les armatures à deux rangées de verrous interagissent majoritairement avec le béton selon le plan principal de poussée défini par l'axe passant par le sommet des verrous (figure 4.11-b). Ce résultat sera illustré au chapitre 6 par un suivi des émissions acoustiques réalisé dans le cadre du présent travail.

Notons de plus que, dans une situation expérimentale, la formation d'un unique PPR lié à la géométrie des verrous de l'armature implique que l'influence de la non-uniformité du champ de contrainte de compression radiale  $\sigma$  autour de la barre est supérieure à l'influence de la distribution des défauts dans le béton mis en évidence précédemment. Ce point sera abordé au chapitre 7 dans le cadre d'une modélisation numérique.

## SECTION 4.3 - Comportement transversal

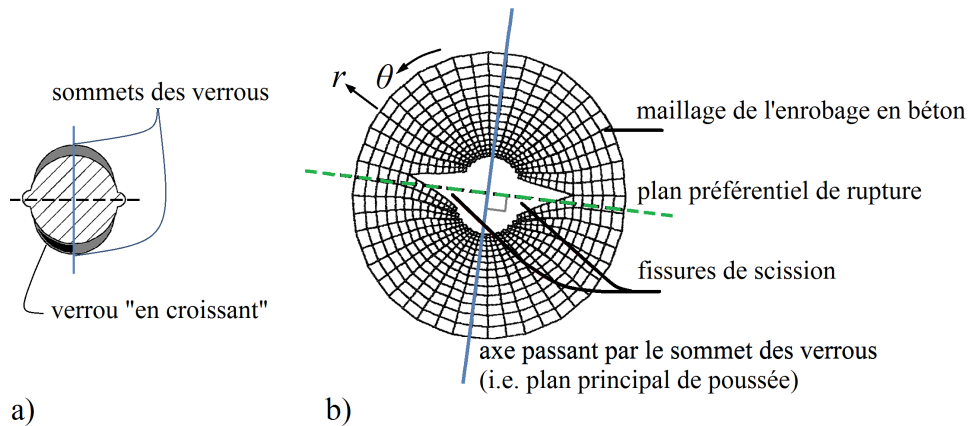


FIGURE 4.11 – Simulation numérique du faciès de fissuration de scission : a) géométrie de l'armature HA, b) faciès de fissuration [Plizzari *et al.*, 1998].

### 4.3.2.2 Les travaux de Ghandehari et al.

Ghandehari *et al.* [1999] ont effectué des travaux incluant une mesure expérimentale du développement de la fissuration de scission du béton d'enrobage, cette fois-ci provoquée par l'arrachement d'une armature HA. Cette mesure se base sur une technique d'interférométrie optique permettant, par détermination du champ de déplacement autour de l'armature avec une précision annoncée de l'ordre de  $10^{-7}$  m, de suivre l'évolution (figure 4.12-a) :

- de l'ouverture  $\delta_n$  de la fissure<sup>f</sup> de scission à l'interface a-b ;
- de la progression du front de fissuration de scission (i.e. de la longueur L de la fissure).

Afin de contrôler l'orientation du PPR, deux surfaces planes opposées diamétralement sont usinées le long de l'axe longitudinal de l'armature HA testée. L'armature est ancrée à proximité du bord d'un prisme rectangulaire de béton de 50 mm de hauteur ( $f_{cm} = 33$  MPa,  $E_{cm} = 25$  GPa,  $d_g = 8$  mm) de manière à ce qu'une seule fissure de scission ne se forme (figure 4.12-a). Un goujon en acier constitué de deux pans inclinés à  $13^\circ$  est testé dans les mêmes conditions que l'armature (figure 4.12-a) afin de servir d'étalon pour le calcul de la contrainte radiale agissant à l'interface a-b. Les figures 4.12-b, 4.12-c et 4.12-d permettent d'identifier différentes phases du comportement transversal de l'enrobage en fonction de la valeur  $\delta_n$  de l'ouverture de fissure :

- entre 0 et environ  $2 \mu\text{m}$  : le charge augmente sans impact mesurable sur l'ouverture de fissure  $\delta_n$  (figure 4.12-b et figure 4.12-d), ce qui peut être rapproché d'un état très peu endommagé du béton d'enrobage. L'adjectif « très peu » est ici employé du fait de la détection d'une progression de la fissure sur une distance de 15 mm (figure

<sup>f</sup>. Notons que le terme « ouverture de fissure » est ici, compte tenu du caractère micrométrique de la mesure, employé par abus de langage. Avant coalescence des microfissures, le déplacement mesuré correspond plutôt au cumul de déformations inélastiques locales issues de l'endommagement diffus du béton.

- 4.12-c), possiblement due à l'amorçage de la germination des défauts dans le béton (repère A-B, figure 3.6) ;
- entre environ  $2 \mu m$  et une quinzaine de micromètres : la charge augmente avec l'ouverture de fissure  $\delta_n$  de manière non proportionnelle (figure 4.12-b et figure 4.12-d). Ce comportement peut être associé à l'endommagement du béton : germination des défauts et microfissuration diffuse (repères A-B et B-C, figure 3.6) ;
- autour d'une quinzaine de micromètres : la charge atteint un pic (figure 4.12-b et figure 4.12-d) ;
- entre une quinzaine et quelques dizaines de micromètres : une nette diminution de la charge est observée (-30 %, figure 4.12-b et 4.12-d). De plus, l'absence de point de mesure de l'ouverture de fissure  $\delta_n$  entre 20 et 35  $\mu m$  (figure 4.12-c) peut indiquer, à fréquence d'acquisition des mesures constante, une augmentation momentanée de la vitesse de progression de la fissure. Ces deux observations peuvent être rapprochées du phénomène de localisation de la rupture suite à la coalescence des microfissures et à la rupture des ponts de matière (repères C-D et D-E, figure 3.6) ;
- au delà de quelques dizaines de micromètres : la charge diminue peu par rapport à l'augmentation de l'ouverture de fissure  $\delta_n$  (figure 4.12-b et figure 4.12-d). Cela peut être justifié par la mobilisation des sources macroscopiques de contrainte cohésive comme l'engrènement (repère E-F, figure 3.6).

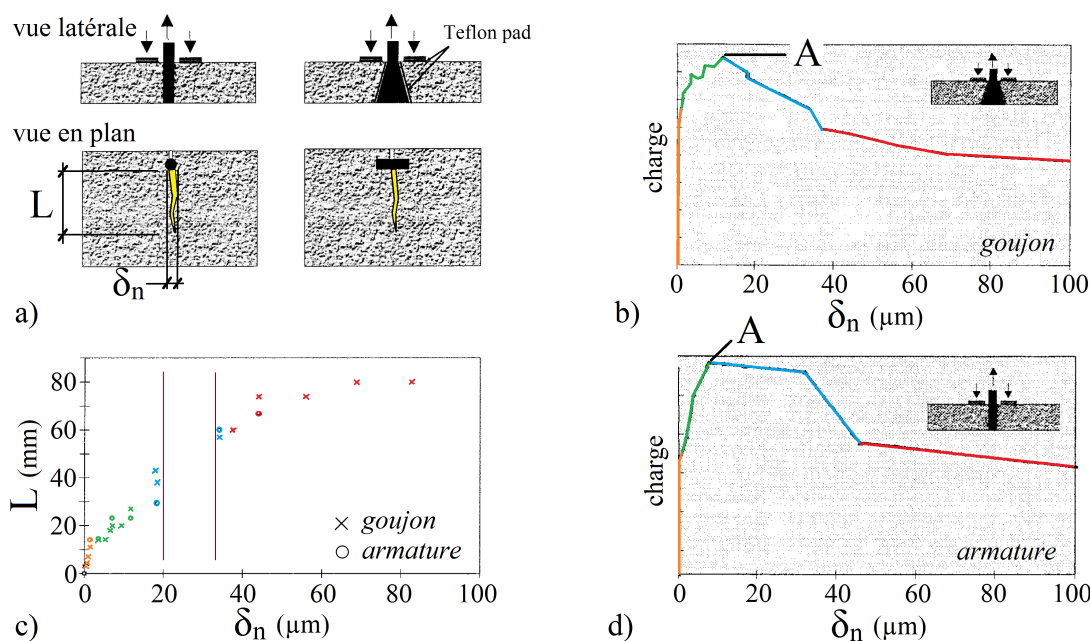


FIGURE 4.12 – Étude expérimentale du développement d'une fissure de scission induite par l'arrachement d'une armature HA [Ghandehari *et al.*, 1999].

Il est important de souligner que des mesures similaires réalisées sur des armatures HA, cette fois-ci disposées au centre des prismes rectangulaires en béton [Ghandehari *et al.*,

2000], n'ont pas abouti à des mesures expérimentales concluantes vis-à-vis du développement la fissuration de scission.

### 4.3.3 Modélisation analytique

Au delà des études expérimentales introduites précédemment, le développement de la fissuration de scission peut être étudié de manière analytique. On se base pour cela sur une analogie, dite hydraulique, qui consiste à établir un parallèle entre la contrainte radiale  $\sigma$  exercée par l'armature sur le béton et le cas d'école du tube rond soumis à une pression interne. En effet, ce rapprochement peut être justifié par la contrainte de traction circonférentielle qui se développe théoriquement dans l'épaisseur de la paroi du tube [Timoshenko et Goodier, 1951], analogue à celle mise en évidence dans le cadre d'un essai d'arrachement (§ 4.3.2).

Cette analogie hydraulique est à la base du modèle analytique du « double cylindre », développé par Tepfers [1973], qui permet de décrire l'évolution de la contrainte radiale de confinement  $\sigma$  agissant à l'interface a-b en fonction du niveau d'endommagement du béton d'enrobage (i.e. de la progression de la fissuration de scission). Dans le cadre du modèle du double cylindre, la distribution de la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b est supposée uniforme (i.e. constante sur tout le périmètre de l'interface a-b). La corrélation introduite au § 4.3.2.1 entre la géométrie des verrous et l'existence d'un plan principal de poussée, conduisant à la formation d'un PPR (figure 4.11), n'est donc pas introduite par le biais du chargement.

L'intégralité des développements mathématiques relatifs au modèle du double cylindre peut être retrouvée dans la littérature :

- les fondements du modèle [Tepfers, 1973, 1979] ;
- les développements basés sur une fissuration discrète (où chaque fissure est considérée en tant qu'entité) [Den Ujil et Bigaj, 1996; Talaat et Mosalam, 2007] ;
- les développements basés sur une fissuration répartie (où la fissuration est prise en compte de manière homogénéisée) [Nielsen et Bićanić, 2002; Wang et Liu, 2003].

Pour cette raison, et compte tenu de l'identification par Plizzari *et al.* [1998] d'un nombre précis de fissures de scission (§ 4.3.2.1), seules les hypothèses et les équations fondamentales relatives au modèle du double cylindre suivant l'approche discrète de la fissuration seront rappelées dans ce manuscrit.

Le modèle du double cylindre se focalise sur la contrainte normale radiale de compression  $\sigma_r(r)$  et la contrainte normale circonférentielle de traction  $\sigma_\theta(r)$  qui se développent dans l'épaisseur du tube (figure 4.13-a). Du fait de l'écart entre les résistances du béton en compression et en traction, la contrainte circonférentielle de traction  $\sigma_\theta(r)$  gouverne majoritairement l'endommagement et la rupture de l'enrobage. De plus, compte tenu du sens de variation de  $\sigma_\theta(r)$ , dont l'intensité diminue quand  $r$  augmente [Timoshenko et Goodier, 1951], il est supposé que la fissuration s'amorce au droit de l'interface a-b ( $r = r_s$ ) et s'étend radialement à travers l'épaisseur de l'enrobage, jusqu'à éventuellement atteindre la surface du béton ( $r = r_c$ ).

En supposant un comportement élastique linéaire du béton jusqu'à l'atteinte de sa résistance en traction  $f_{ctm}$ , l'ensemble du volume de béton d'enrobage reste dans le domaine élastique jusqu'à ce que la traction circonférentielle  $\sigma_\theta(r_s)$  au droit de l'interface a-b (où elle est maximale) atteigne la valeur  $f_{ctm}$ . En effet, bien que le béton soit soumis à un état de contrainte bi-axial (à la fois comprimé selon la direction radiale et tendu selon la direction circonférentielle), Talaat et Mosalam [2007] montrent via une analyse de sensibilité que l'influence de la contrainte de compression  $\sigma_r(r)$  est négligeable vis-à-vis de la contrainte de traction  $\sigma_\theta(r)$ .

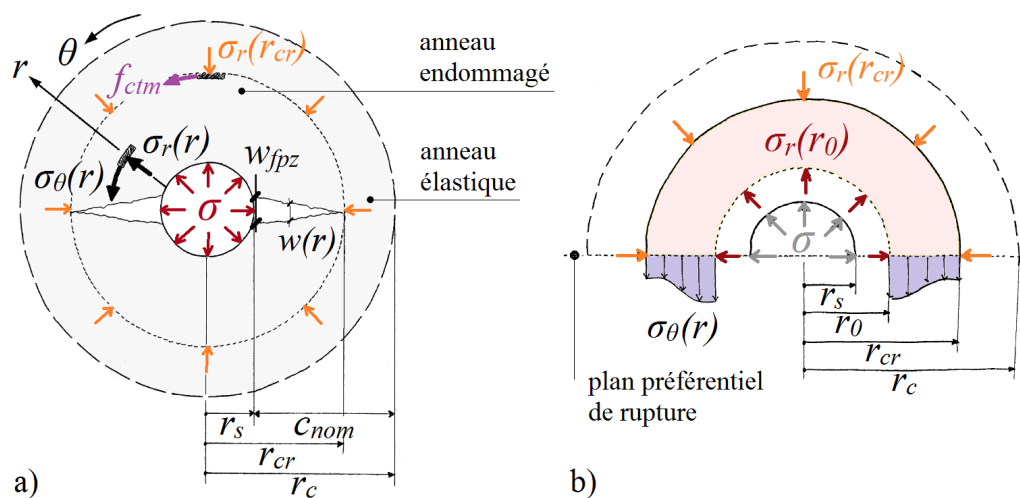


FIGURE 4.13 – Modèle du double cylindre : a) paramétrage, b) équilibre des forces appliquées à l'anneau interne endommagé.

Au delà du seuil  $\sigma_\theta(r_s) = f_{ctm}$  précédemment introduit, la progression de l'endommagement est modélisée en divisant l'enrobage de béton en deux anneaux (figure 4.13-a) :

- un anneau interne endommagé ( $r_s \leq r \leq r_{cr}$ ), dont la réponse est décrite par la théorie de l'endommagement et la mécanique de la rupture ;
- un anneau externe élastique ( $r_{cr} \leq r \leq r_c$ ), dont la réponse est décrite par les équations de la mécanique des matériaux [Timoshenko et Goodier, 1951].

La frontière entre ces deux anneaux est identifiée par le rayon  $r_{cr}$  ( $r_s \leq r_{cr} \leq r_c$ ) qui correspond à l'endroit où la traction circonférentielle  $\sigma_\theta(r_{cr})$  est égale à la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$ . Cette condition de raccordement permet de calculer la contrainte radiale de compression  $\sigma_r(r_{cr})$  (équation 4.4) [Den Ujil et Bigaj, 1996] agissant à la jonction entre l'anneau interne endommagé et l'anneau externe élastique (figure 4.13-b).

$$\sigma_r(r_{cr}) = \gamma_{cr} f_{ctm} \quad \text{avec} \quad \gamma_{cr} = \frac{r_c^2 - r_{cr}^2}{r_c^2 + r_{cr}^2} \quad (4.4)$$

Ainsi, il est possible de remplacer l'anneau externe élastique par la contrainte radiale de confinement  $\sigma_r(r_{cr})$  qu'il exerce sur l'anneau interne endommagé. La réponse de l'enrobage



## SECTION 4.3 - Comportement transversal

dans son ensemble peut alors être décrite par l'équilibre des forces appliquées à l'anneau interne endommagé. Un secteur circulaire arbitraire de l'anneau interne endommagé, défini par un rayon inférieur  $r_0$  donné ( $r_s \leq r_0 \leq r_{cr}$ ) et par son rayon supérieur  $r_{cr}$ , est alors soumis aux actions suivantes (figure 4.13-b) :

- une contrainte radiale de compression  $\sigma_r(r_0)$  agissant contre la paroi interne du tronçon d'anneau endommagé considéré ;
- une contrainte radiale de compression  $\sigma_r(r_{cr})$ , due au confinement exercé par l'anneau externe élastique ;
- une contrainte circonférentielle de traction  $\sigma_\theta(r)$  ( $r_0 \leq r \leq r_{cr}$ ), distribuée le long de l'épaisseur endommagée.

On déduit des conditions d'équilibre du secteur circulaire l'équation 4.5 [Den Ujil et Bigaj, 1996]. Elle exprime la contrainte radiale de compression  $\sigma_r(r_0)$  agissant contre la paroi interne du tronçon d'anneau endommagé considéré en fonction de la position  $r_{cr}$  du front de la fissuration de scission.

Il apparait que cette contrainte résulte de la somme de deux contributions :

- le confinement exercé par l'anneau externe élastique (premier terme de l'équation 4.5) ;
- l'effet de cerceau exercé par l'épaisseur endommagée (second terme de l'équation 4.5).

$$\frac{\sigma_r(r_0)}{f_{ctm}} = \frac{r_{cr}}{r_0} \gamma_{cr} + \frac{1}{r_0} \int_{r_0}^{r_{cr}} \frac{\sigma_\theta(r)}{f_{ctm}} dr \quad (4.5)$$

D'une part, l'équation 4.5 montre que la contrainte radiale de compression  $\sigma_r(r_0)$  dépend du profil de traction circonférentielle  $\sigma_\theta(r)$  qui varie selon la position  $r$  le long de l'épaisseur endommagée. D'autre part, nous avons vu au § 3.4 que les contraintes  $\sigma_D$  dans le béton endommagé peuvent être corrélées avec le paramètre  $w$  dit « d'ouverture de fissure fictive », de manière à modéliser l'endommagement du béton. Une relation linéaire entre les paramètres  $w$  et  $r$  (équation 4.6, où  $n$  est le nombre de fissures de scission), issue de la littérature [Den Ujil et Bigaj, 1996; Talaat et Mosalam, 2007], permet d'établir un lien entre la contrainte radiale de compression  $\sigma_r(r_0)$  et le comportement du béton endommagé en traction  $\sigma_D - w$ .

$$w(r) = \frac{2\pi}{n} \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} (r_{cr} - r) \quad (4.6)$$

Soulignons par ailleurs que la variation linéaire de l'ouverture de fissure le long de l'épaisseur endommagée de l'enrobage traduite par l'équation 4.6 est en adéquation avec la mesure expérimentale de la progression d'une fissure de scission réalisée par Ghandehari *et al.* [1999].



## 4.4 Couplage longitudinal/transversal

Nous avons vu que l'interaction a-b, intuitivement associée à la direction longitudinale  $z$  de la barre et bornée à la surface de l'interface a-b, mobilise également le volume de béton d'enrobage selon la direction transversale  $(r, \theta)$ . Cette constatation suggère un couplage entre le comportement longitudinal adhérence/glisement  $(\tau - s)$  de l'interface a-b (§ 4.2) et le comportement transversal confinement/progression de l'endommagement  $(\sigma - D)$  de l'enrobage (§ 4.3). Si l'on procède à un regroupement des grandeurs selon leur nature, il s'agit donc de coupler :

- la contrainte tangentielle d'adhérence  $\tau$  à la contrainte normale radiale de confinement  $\sigma$  ;
- le glissement  $s$  de l'interface a-b à une variable  $D$ , à définir (§ 4.4.2 à venir), corrélée à la progression de l'endommagement de l'enrobage.

### 4.4.1 Couplage des contraintes

#### 4.4.1.1 Le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Considérons deux prismes rectangulaires 1 et 2 (figure 4.14) maintenus serrés l'un contre l'autre par un effort vertical  $V$  constant produisant une contrainte normale  $\sigma$  à l'interface entre 1 et 2. Le prisme inférieur 1 est indéplaçable par rapport à un support. On applique progressivement au prisme supérieur 2 un effort horizontal  $H$  croissant produisant une contrainte tangentielle  $\tau$  à l'interface entre 1 et 2. Pour une certaine valeur de  $H$  (et donc de  $\tau$ ), un glissement entre les prismes 1 et 2 se produit. On reporte dans un diagramme  $\tau = f(\sigma)$  le point représentatif du couple de valeurs  $(\sigma, \tau)$  qui produit le glissement.

On répète cette expérience pour différentes valeurs de l'effort vertical  $V$  (et donc de  $\sigma$ )<sup>g</sup>. La courbe ainsi obtenue, qui matérialise l'ensemble des couples  $(\sigma, \tau)$  correspondant à la transition entre la staticité et le glissement, permet de séparer l'espace en deux zones :

- une zone de staticité, située sous la courbe, où le glissement ne se produit pas ;
- une zone dynamique, située au dessus de la courbe, où le glissement se produit.

Dans un cadre idéalisé, cette courbe a la forme d'une droite dont l'équation (équation 4.7) fait intervenir deux paramètres :

- la cohésion  $c$  : c'est l'ordonnée à l'origine de la fonction ( $\sigma = 0$ ), elle représente la capacité de l'interface à équilibrer une contrainte de cisaillement pur (i.e. supporter un effort horizontal  $H$  en l'absence d'effort vertical  $V$ ) ;
- le coefficient de frottement  $\mu$  : c'est la pente de la droite, ce coefficient (généralement positif) quantifie l'augmentation  $d\tau$  de la résistance au glissement de l'interface résultant d'une augmentation  $d\sigma$  de la contrainte normale. Le coefficient de frottement  $\mu$  peut être exprimé sous la forme d'un angle, appelé « angle de frottement » et noté  $\varphi$ , via l'équivalence  $\tan(\varphi) = \mu$ .

---

<sup>g</sup>. Cette introduction au critère de rupture de Mohr-Coulomb se limite au cas particulier mais courant où les propriétés mécaniques de chaque surface de contact sont identiques dans toutes les directions. Du fait de cette isotropie, on raisonnera donc uniquement sur la « droite de Coulomb », et non pas sur le cône, plus général.

## SECTION 4.4 - Couplage longitudinal/transversal

$$\tau = \mu \sigma + c \quad (4.7)$$

Nous avons vu au § 4.2 que le comportement longitudinal de l'adhérence a-b fait intervenir le glissement  $s$  entre l'armature et le béton. Compte tenu de l'analyse précédente et du fait que, vraisemblablement, la contrainte normale à l'interface a-b varie au cours du glissement, le glissement continu de l'armature peut être décomposé en une succession de petits pas de glissement dont chacun peut être interprété comme l'atteinte du critère de rupture de Mohr-Coulomb au niveau de l'interface a-b. Il est alors possible de rapprocher :

- la contrainte normale issue de l'effort vertical  $V$  à la contrainte radiale de confinement  $\sigma$  ;
- la contrainte tangentielle issue de l'effort horizontal  $H$  à la contrainte d'adhérence  $\tau$ .

Par la suite, quatre études appuyant la pertinence de l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb pour la description de l'interaction a-b sont introduites.

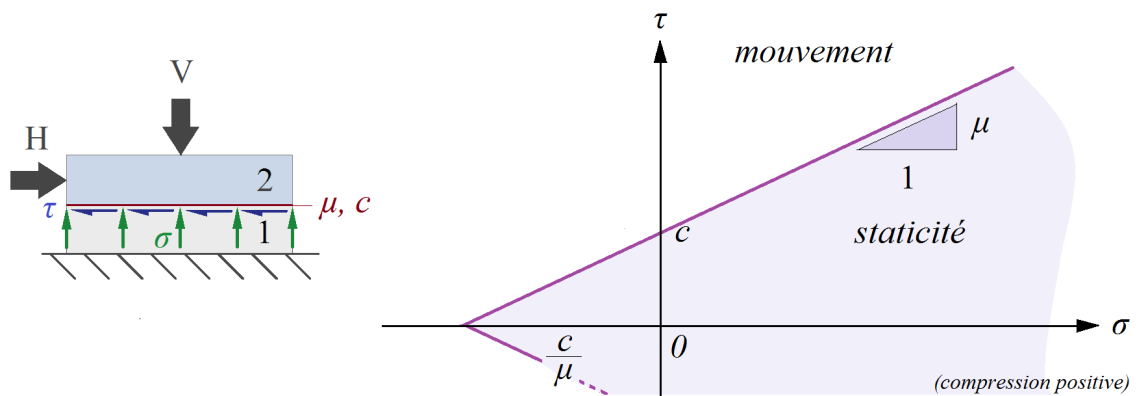


FIGURE 4.14 – Représentation du critère de rupture de Mohr-Coulomb.

### 4.4.1.2 Les travaux de Ghandehari et al. (suite)

Les travaux menés par Ghandehari *et al.* [1999, 2000], (déjà introduits en 4.3.2.2), ont permis d'estimer l'évolution conjointe de la contrainte d'adhérence  $\tau$  et de la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b. Pour cela, les résultats expérimentaux obtenus sur la base du goujon étalon (figure 4.12-a), où la contrainte radiale  $\sigma$  est contrôlée et la fissuration suivie, sont utilisés pour calibrer un modèle de comportement  $\sigma_D - w$  du béton endommagé (chapitre 3) via une simulation numérique de l'essai. Ce comportement  $\sigma_D - w$  est ensuite utilisé comme donnée d'entrée dans une simulation du test avec la barre HA. Ainsi, la pression radiale agissant à l'interface a-b peut être évaluée. Cette valeur est ensuite confirmée en vérifiant l'adéquation entre le développement de la fissure issu du modèle numérique et celui mesuré expérimentalement.

Certaines conclusions peuvent être tirées de ces études :

- une corrélation entre les évolutions, relativement linéaires, de la contrainte radiale  $\sigma$  (figure 4.15-a) et de la contrainte d'adhérence  $\tau$  (figure 4.15-b) durant la phase d'endommagement préfigurant la localisation de la fissure de scission (point A, figure 4.15) ;
- l'angle de frottement  $\varphi$  dépend de la position de l'armature par rapport au bord de l'enrobage. Les valeurs obtenues varient entre 20 et 65° mais se concentrent majoritairement autour de 40° ( $\mu = 0,84$ ) pour les barres situées au bord de l'enrobage et 60° ( $\mu = 1,73$ ) pour celles situées au centre [Ghandehari *et al.*, 2000].
- une relation linéaire, avant le point A (figure 4.15-c), entre le glissement  $s$  de l'armature et l'ouverture de fissure  $\delta_n$  à l'interface a-b. Le rapport  $\delta_n/s$  peut être estimé à 20  $\mu\text{m}/\text{mm}$ .

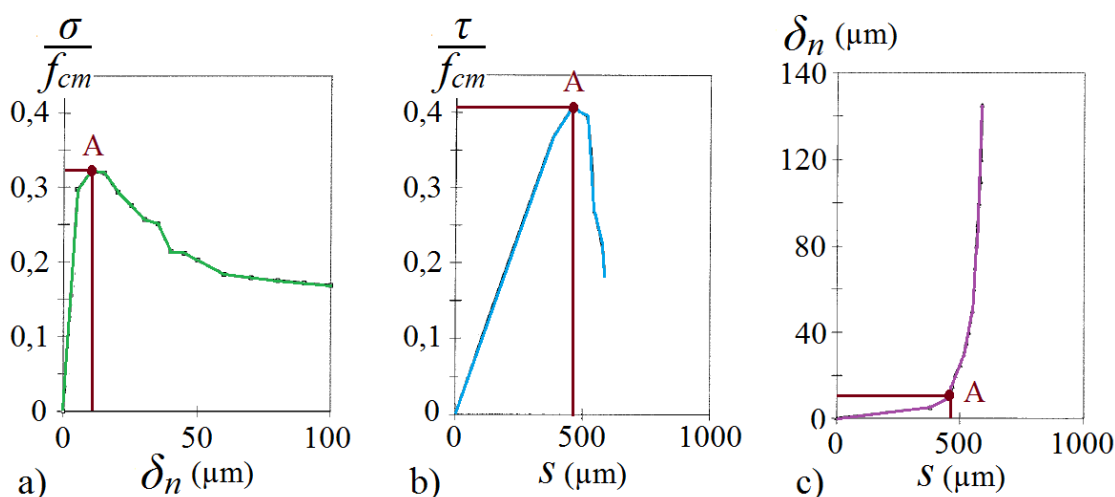


FIGURE 4.15 – Aperçu des résultats de [Ghandehari *et al.*, 1999].

#### 4.4.1.3 L'étude de Malvar

L'étude expérimentale menée par Malvar [1992] est basée sur la réalisation d'un essai d'arrachement modifié (figure 4.16-a). Une armature HA de 19 mm de diamètre conforme à la norme américaine ASTM-A615 est utilisée dans le cadre de cette étude. L'armature est noyée au centre d'un cylindre de béton ( $f_{cm} = 40$  MPa,  $f_{ctm} = 4,8$  MPa,  $w/c = 0,56$ ) de 75 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur. La longueur d'ancrage retenue est fixée de manière à ce que 5 verrous soient en contact avec le béton, soit environ 65 mm. Les éprouvettes d'arrachement sont disposées dans un anneau permettant d'appliquer, par l'intermédiaire d'un vérin, une pression de confinement constante sur la paroi extérieure de l'enrobage de béton.

L'arrachement de la barre est contrôlé en déplacement et effectué de manière monotone à une vitesse constante de 2 mm/min jusqu'à un glissement d'environ 12 mm. La contrainte radiale agissant à l'interface a-b ( $\sigma$ , figure 4.16-b) est déterminée par le calcul

## SECTION 4.4 - Couplage longitudinal/transversal

à partir de la pression externe de confinement.

Certaines conclusions peuvent être tirées de cette étude (figure 4.16-b) :

- à l'exception du test 5, les contraintes d'adhérence maximale  $\tau_{max}$  et résiduelles  $\tau_{res}$  sont d'autant plus importantes que la contrainte radiale  $\sigma$  à l'interface a-b est élevée. Un coefficient de frottement d'environ 0,3 ( $\varphi = 17^\circ$ ) peut être évalué à partir des différents couples  $(\tau_{max}, \sigma)$  et  $(\tau_{res}, \sigma)$  ;
- l'approche du pic du comportement longitudinal  $\tau - s$  est associée à une expansion de l'enrobage. Cette expansion tend à être d'autant plus réduite que la pression externe de confinement est élevée.
- une portion de la branche adoucissante du comportement longitudinal  $\tau - s$  est associée à une expansion de l'enrobage. Cette expansion est d'autant réduite que la pression externe de confinement est élevée (points A, B et C, figure 4.16-b) ;
- une portion de la branche adoucissante du comportement longitudinal  $\tau - s$  est associée à une contraction de l'enrobage. Cette contraction d'autant importante que la pression externe de confinement est élevée (points A, B et C, figure 4.16-b) ;
- la contraction de l'enrobage n'est jamais totale (i.e. expansion résiduelle), et ce, malgré un glissement d'une dizaine de millimètres.

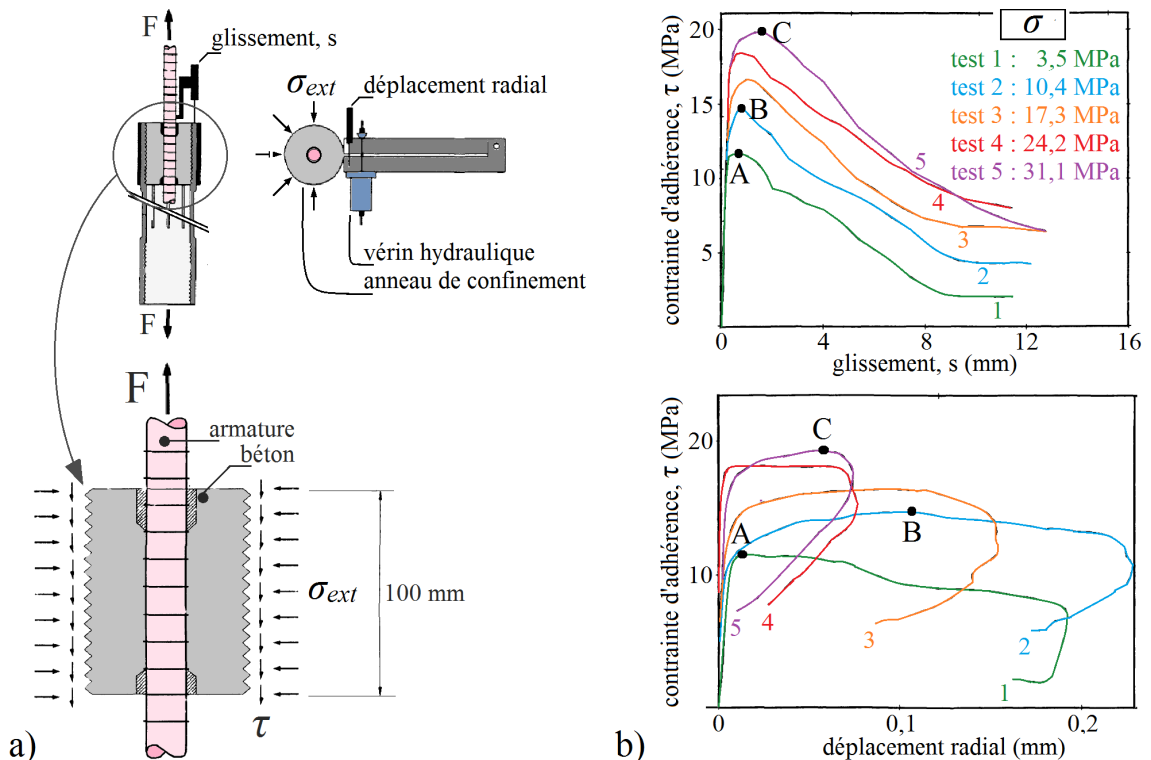


FIGURE 4.16 – Dispositif expérimental et aperçu des résultats de Malvar [1992].

4.4.1.4 Les travaux de Gambarova et al.

Dans le cadre des travaux de Gambarova *et al.* [1989b,a], le problème complexe que représente l'ancrage d'une armature HA dans le béton a été approximé en utilisant un spécimen constitué d'une barre HA de 18 mm de diamètre prise en étau entre deux blocs de béton ( $f_{cm} = 36$  MPa,  $f_{ctm} = 3,6$  MPa,  $w/c = 0,65$ ), désolidarisés l'un de l'autre et maintenus ensemble par l'application d'un effort de serrage (figure 4.17-a). Une armature standard européenne, similaire à celle utilisée par Plizzari *et al.* [1998] (figure 4.11-a), ancrée sur une longueur de  $3 \times d_{nom}$  correspondant à 5 verrous, est utilisée. Du fait de la non-uniformité des verrous en forme de croissants, la barre est disposée de manière à ce que le plan principal de poussée soit orienté vers la masse de béton ; le PPR est, de ce fait, confondu avec la fissure préformée par la ligne de séparation entre les deux blocs de béton indépendants (figure 4.17-a).

Les essais sont menés à ouverture de fissure (i.e écartement entre les deux blocs de béton qui ensèrent l'armature) constante, pour des niveaux d'ouverture de 0 à 0,3 mm par pas de 0,1 mm. Pour maintenir cet écartement, l'effort de serrage appliqué au deux blocs de béton est adapté manuellement en cours d'essai, ce qui implique un chargement par palier. Compte tenu de la complexité du dispositif expérimental (figure 4.17-a) et de la quantité de paliers à effectuer pour obtenir suffisamment de points de mesures, ces essais sont menés jusqu'à un glissement de 5 mm à une vitesse de chargement moyenne de 0,05 mm/h (et durent donc quelques jours).

La contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b est déterminée par le calcul à partir de l'effort de serrage contrôlé.

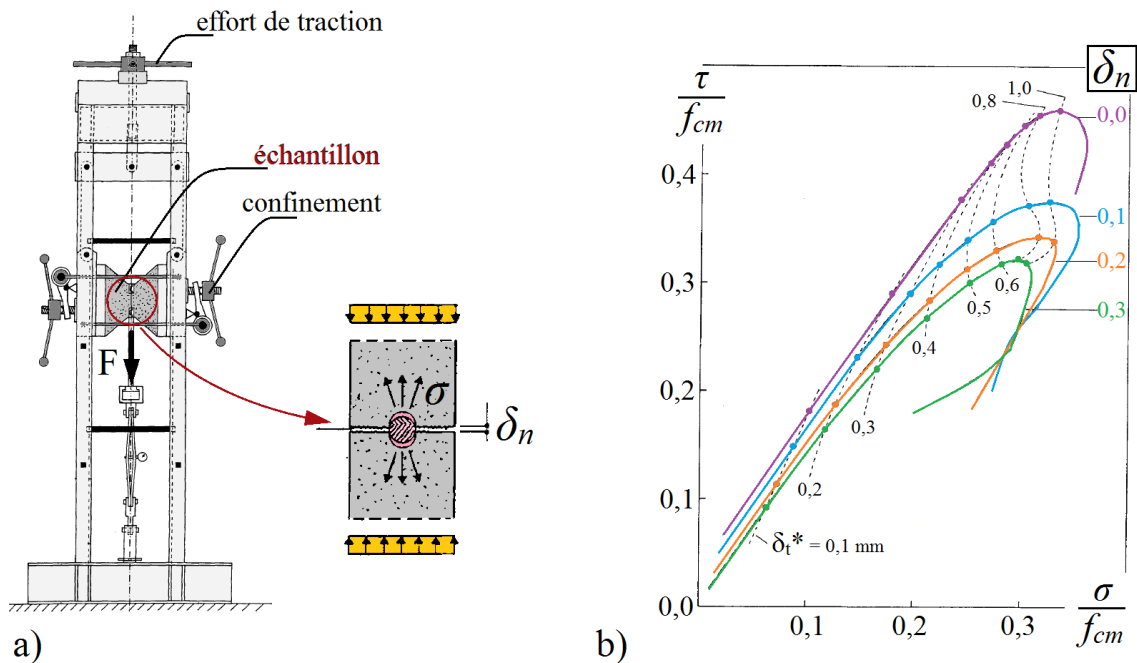


FIGURE 4.17 – Dispositif expérimental et aperçu des résultats de Gambarova *et al.* [1989b].

## SECTION 4.4 - Couplage longitudinal/transversal

Certaines conclusions peuvent être tirées de ces travaux :

- une corrélation linéaire entre la contrainte d'adhérence  $\tau$  et la contrainte radiale  $\sigma$  à l'interface a-b (figure 4.17-b). Les coefficients de frottement  $\mu$  issus de ces travaux varient entre 1,6 ( $\varphi = 58^\circ$ ) et 1,9 ( $\varphi = 62^\circ$ ) [Gambarova et Rosati, 1997].
- une corrélation linéaire entre le coefficient de frottement  $\mu$  de l'interface a-b et le diamètre  $d_{nom}$  de l'armature : le coefficient de frottement est d'autant plus élevé que le diamètre de la barre est grand [Gambarova et Rosati, 1997]. Les auteurs interprètent avec prudence cet effet comme pouvant résulter de l'espacement plus important entre les verrous des barres de grand diamètre ; ce qui laisse plus de place aux gros granulats pour s'intercaler, et s'opposer ainsi plus efficacement au glissement de la barre [op. cit.] ;
- le pic de la contrainte d'adhérence est atteint avant le pic de la contrainte radiale [Gambarova et al., 1989b].

### 4.4.1.5 L'étude de Tepfers et Olsson

L'étude de Tepfers et Olsson [1992] est, elle aussi, basée sur la réalisation d'un essai d'arrachement modifié, dit « ring test » (figure 4.18-a). Les éprouvettes de ring test testées se composent d'armatures HA Ks400 et Ks600 définies par la norme suédoise SIS 212 ainsi que de barres HA spécialement usinées afin d'étudier l'influence de l'espacement et de la hauteur des verrous. Chaque armature est noyée au centre d'un cylindre de béton ( $f_{cm} \simeq 25$  MPa,  $f_{ctm} \simeq 2,5$  MPa) de 114 mm de diamètre et de 48 mm de hauteur. La longueur d'ancrage de l'armature est de  $3 \times d_{nom}$ . Les éprouvettes sont coulées à l'intérieur d'un anneau en acier aux parois très fines et donc facilement déformables (0,65 mm d'épaisseur).

La contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b est déterminée par le calcul à partir des mesures d'allongement  $\epsilon$  renvoyées par deux jauges de déformation, opposées diamétralement, collées selon la direction circonférentielle sur la paroi extérieure de l'anneau en acier servant de coffrage au béton (figure 4.18-a).

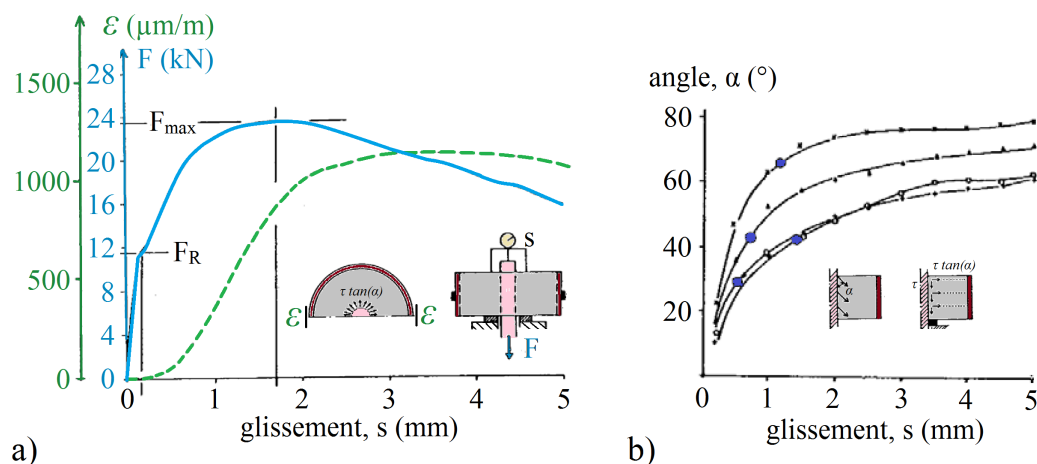


FIGURE 4.18 – Dispositif expérimental et aperçu des résultats de Tepfers et Olsson [1992].

Certaines conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- le pic de la contrainte d'adhérence  $\tau$  est atteint avant le pic de la contrainte radiale  $\sigma$  (figure 4.18-a), ce qui rejoint l'observation de [Gambarova et Rosati \[1997\]](#) précédemment introduite ;
- l'angle de frottement  $\varphi$  de l'interface a-b varie entre 70 à 80° en début d'essai et 20 à 40° après un glissement de 5 mm (figure 4.18-b). Ce résultat suggère une dégradation de la capacité d'adhérence de l'interface a-b au cours du glissement.

Les quatre approches présentées dans cette section indiquent toutes, via des dispositifs expérimentaux très différents en termes de géométrie, de chargement et de moyens de mesure, une corrélation entre la contrainte d'adhérence  $\tau$  et la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b. Le couplage entre ces contraintes, par l'intermédiaire d'un critère de Mohr-Coulomb via le paramètre physique du coefficient de frottement  $\mu$  caractérisant l'interface a-b, apparait adapté.

Il est cependant nécessaire de souligner l'importante dispersion des valeurs du coefficient de frottement issues de ces travaux. De plus ces mesures ont été réalisées :

- soit sur la base d'une configuration non représentative (figure 4.12-a) [[Ghandehari et al., 1999](#)];
- soit après scission complète du béton d'enrobage (i.e. existence de fissures de scission traversantes dès le début de l'essai) [[Malvar, 1992](#); [Gambarova et Rosati, 1997](#); [Tepfers et Olsson, 1992](#)].

L'extrapolation de ces résultats au comportement de l'interface a-b vis-à-vis du confinement exercé par l'enrobage de béton endommagé mais non fissuré n'est pas triviale ou doit, à minima, être confirmée. Une telle mesure sera réalisée dans le cadre du présent travail.

#### 4.4.2 Couplage cinématique

Dans le but de coupler le glissement longitudinal  $s$  de l'interface a-b à la progression de l'endommagement transversal  $D$  de l'enrobage, une relation linéaire entre le glissement  $s$  de l'interface a-b (côté armature) et le déplacement radial  $u_r$  de l'interface a-b (côté béton) a été introduite par [Den Ujil et Bigaj \[1996\]](#) et reprise par [Tastani et Pantazopoulou \[2013\]](#) (équation 4.8). Ce critère de couplage cinématique, représenté par la figure 4.19, correspond à une modélisation homogénéisée des irrégularités réelles présentes à l'interface a-b (figure 4.4).

$$s = a u_r \tag{4.8}$$

Cette hypothèse, implémentée par [Lura et al. \[2002\]](#) dans une modélisation par éléments finis de l'essai d'arrachement en appliquant l'équation 4.8 de compatibilité cinématique à deux nœuds voisins du maillage : l'un appartenant à l'armature, l'autre au béton ; a permis de rendre compte du développement des fissures de scission constaté expérimentalement.

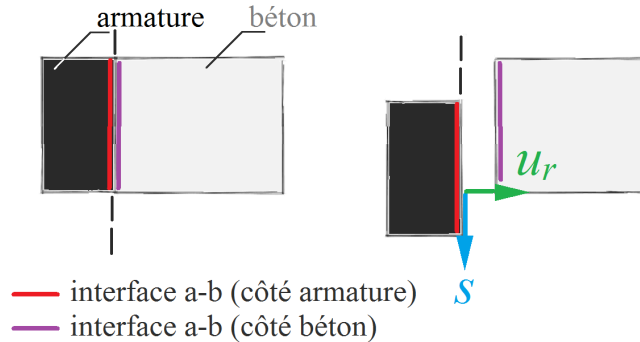


FIGURE 4.19 – Schématisation du critère de compatibilité cinématique.

#### 4.4.3 Le modèle de Tastani et Pantazopoulou

Un modèle analytique couplant le comportement longitudinal de l'interface a-b (§ 4.2) et le comportement transversal de l'enrobage (§ 4.3) via l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb (§ 4.4.1) et une condition de compatibilité cinématique (§ 4.4.2) a été développé par [Tastani et Pantazopoulou \[2013\]](#).

L'avantage principal de ce modèle, validé sur la base de quelques résultats expérimentaux, réside dans la variété des situations qu'il décrit. Son domaine d'application s'étend en effet au cas général et très courant des ancrages longs ( $l_{adh} > 7d_{nom}$ ) via la prise en compte :

- d'une distribution non uniforme de la contrainte d'adhérence de long de l'armature (due à la différence de glissement entre les différents points de l'armature le long de la zone d'ancrage, § 4.2.1) ;
- d'une éventuelle plastification de l'armature (qui s'ajoute aux deux mécanismes globaux de rupture introduits au § 4.2.2 pour les ancrages courts : scission du béton d'enrobage et ruine de l'interface).

Également, le modèle de [Tastani et Pantazopoulou \[2013\]](#) intègre, en plus du confinement apporté par l'enrobage, la contribution de diverses sources systématiquement rencontrées dans des situations de projet réelles comme par exemple l'effet de couture des fissures dû à la présence des cadres.

Ce modèle, principalement dédié à la description des ancrages longs, utilise cependant le comportement longitudinal  $\tau - s$  de l'adhérence a-b en tant que donnée d'entrée. Dans le but d'étudier les mécanismes sous-jacents dudit comportement  $\tau - s$ , l'approche couplée utilisée dans le modèle de [Tastani et Pantazopoulou \[2013\]](#) est réexploitée dans le cadre du présent travail.

## 4.5 État de l'art de la description phénoménologique

L'interprétation physique historique du comportement longitudinal de l'interface a-b fait état d'une succession de mécanismes d'endommagement. Pour l'essentiel, le scénario de ruine proposé à ce jour est fondé sur une reconstitution établie sur la base d'analyses



post-mortem d'échantillons de laboratoire [Goto, 1971; Giuriani, 1981; Eligehausen *et al.*, 1983] et de conclusions issues de modélisations numériques [Gambarova, 1987].

On associe généralement aux trois stades de dégradation de l'adhérence a-b introduits au § 4.2.2 (figure 4.7) les phénomènes physiques suivants :

- de  $\tau = 0$  à  $\tau = \tau_{adh}$

L'adhérence a-b est attribuée à la butée du flanc des verrous de l'armature contre le béton (figure 4.4-a). À ce stade, les déformations du béton induites par cette butée restent dans le domaine élastique, ce qui explique le très faible niveau de glissement observé [Dominguez, 2005]. Une contribution de l'interaction entre le béton et la rugosité microscopique de la surface en acier de l'armature, favorisée par le contact avec le béton frais lors du coulage, est également mentionnée [FIB, 2000].

Les contraintes de traction générées par ces deux mécanismes induisent, à l'atteinte de  $\tau_{adh}$ , la fissuration du béton suivant des surfaces coniques de révolution formant un angle de  $45^\circ$  avec la barre (figure 4.20-a) [Perchat, 1992]. Le développement de ces fissures au cours du glissement, confirmé expérimentalement par Goto [1971] et numériquement par Daoud *et al.* [2013], a tendance à être ralenti par l'augmentation de la surface cylindrique résistante de béton disponible en s'éloignant de l'axe de l'armature [Dominguez, 2005].

- pour  $\frac{d\tau}{ds} \simeq k_s$

Les troncs de cône en béton séparés par les fissures inclinées précédemment formées, assimilés à des bielles comprimées (au sens de l'Eurocode 2 [NF-EN-1992, 2005]), tendent à s'arc-bouter entre les verrous et la masse de béton sain éloignée de l'armature (effet d'encliquetage), et ainsi à s'opposer au glissement [Perchat, 1992].

L'augmentation de la contrainte de compression due au coincement entre les verrous et les bielles inclinées induit la formation, au creux des verrous, de coins de béton pulvérisé (mécanisme local de rupture 2, figure 4.4-b) [Eligehausen *et al.*, 1983].

L'effort de compression incliné transmis de l'armature au béton d'enrobage par l'intermédiaire des bielles tend à exercer, en plus de la composante longitudinale (axe  $z$ ) à l'origine de l'adhérence a-b, une poussée radiale. En référence à l'analogie hydraulique (§ 4.3.3), cette poussée radiale est équilibrée par le développement de contraintes circonférentielles de traction dans l'épaisseur de l'enrobage qui, à ce stade, restent inférieures à la résistance  $f_{ctm}$  du béton en traction (justifiant ainsi la linéarité de la courbe  $\tau - s$  associée à la raideur tangentielle  $k_s$ ).

- de  $\frac{d\tau}{ds} \simeq k_s$  à  $\tau = \tau_{max}$

La diminution de la rigidité de l'interface a-b est attribuée :

- à l'amorçage de la fissuration de scission de l'enrobage (i.e. atteinte de  $f_{ctm}$  du fait de la poussée radiale exercée par les bielles) [FIB, 2000] ;
- à la poursuite de l'écrasement du béton au voisinage des verrous de l'armature [Dominguez, 2005]. Tastani et Pantazopoulou [2010] font état, au fur et à mesure du glissement, d'une accumulation de béton pulvérisé au creux des verrous qui tend à modifier l'angle d'inclinaison de la butée ;

SECTION 4.5 - État de l'art de la description phénoménologique

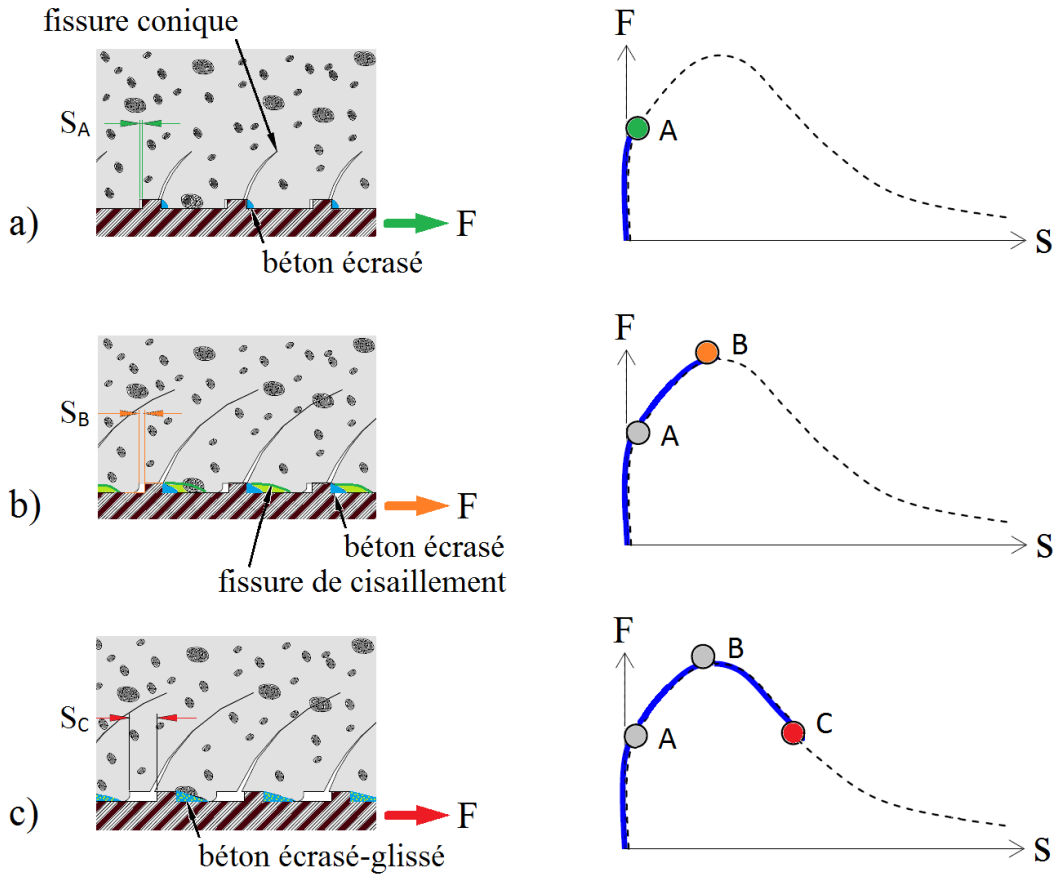


FIGURE 4.20 – Exemples de mécanismes d'endommagement associés au comportement longitudinal de l'adhérence a-b [Dominguez, 2005].

— à l'amorçage de la rupture en cisaillement du béton piégé entre les verrous (i.e. amorce du mécanisme local de rupture 3, figure 4.4-c) [Eligehausen *et al.*, 1983].

À ce stade, deux issues sont alors possibles :

- une rupture fragile par fendage du béton d'enrobage, due à la formation d'au moins une fissure de scission traversante (repère [A], figure 4.7) ;
- une rupture ductile par ruine de l'interface (repère [B], figure 4.7).

Pour ce dernier cas, l'interprétation du mécanisme d'endommagement correspondant à l'atteinte du pic de contrainte d'adhérence  $\tau_{max}$  ne fait pas l'objet d'un consensus. En effet, la diminution de la contrainte d'adhérence observée au delà de  $\tau_{max}$  est attribuée, selon les références <sup>h</sup> :

- au cisaillement complet du béton piégé entre les verrous (mécanisme local de rupture 3, figure 4.4-c) [Gambarova et Rosati, 1997; FIB, 2000; Gudonis *et al.*, 2014] ;

<sup>h</sup>. Les auteurs restent toutefois prudents quant à la validité de leurs conclusions.

## CHAPITRE 4 - L'adhérence armature-béton

- à la rupture en compression des bielles inclinées de béton [Perchat, 1992; Dominguez, 2005];
- à un mode mixte de cisaillement partiel du béton piégé entre les verrous (figure 4.20-b) [Eligehausen *et al.*, 1983].

- **au delà de  $\tau_{max}$**

L'adhérence est attribuée au frottement entre l'armature et le béton d'enrobage via la couche intermédiaire de béton pulvérisé formée suite aux différents mécanismes d'endommagement [Eligehausen *et al.*, 1983; Dominguez, 2005]. L'efficacité de ce frottement diminue de manière significative jusqu'à une valeur de glissement de l'ordre de l'espacement des verrous [ibid.]. Au delà, du fait de la périodicité du marquage de l'armature, le niveau d'usure de la couche de béton endommagé se stabilise et il subsiste un frottement résiduel quasi-constant.

Notons que, pour les barres ayant un paramètre  $f_R$  inférieur à 0,15 (i.e. aux verrous relativement espacés par rapport à leur hauteur, § 4.1.3), le cisaillement complet du béton piégé entre les verrous (mécanisme local de rupture 3, figure 4.4-c) est associé par Eligehausen *et al.* [1983] à un niveau de glissement égal à  $0,5 \times c$  (soit la moitié de l'espacement des verrous, figure 4.20-c).

Deuxième partie

**Modélisation théorique**



## Chapitre 5

# Modèle physique de l'adhérence armature-béton

Ce chapitre est dédié au développement d'un modèle physique couplé de l'adhérence a-b qui est fondé sur les aspects introduits dans les chapitres 3 et 4 qui précèdent. Nous aborderons successivement les fondements, les hypothèses et la mise en équation du modèle proposé.

### 5.1 Fondements du modèle

#### 5.1.1 Identification des limites actuelles

On détaille dans les points suivants les limites actuelles qui motivent le développement du modèle de comportement de l'adhérence a-b présenté dans ce chapitre.

- **La présence d'incertitudes dans l'interprétation physique du phénomène d'adhérence a-b.**

La multiplicité des mécanismes associés aux différentes étapes du comportement longitudinal de l'adhérence a-b (§ 4.5) suggère une compréhension incomplète des phénomènes physiques qui la gouvernent. Notamment, on note une absence de consensus concernant les descriptions phénoménologiques relatives à la diminution de la raideur tangentielle  $k_s$  de l'interface a-b et à l'atteinte du pic d'adhérence  $\tau_{max}$ . Ces deux aspects sont pourtant de première importance vis-à-vis d'une prise en compte de l'adhérence a-b dans le dimensionnement des éléments en béton armé.

Cette lacune peut être liée au fait que très peu des mécanismes invoqués dans l'interprétation physique du phénomène d'adhérence a-b ont effectivement été observés et caractérisés par des mesures en cours d'essai, et ce, notamment du fait de l'inaccessibilité de l'interface a-b à l'observation directe. Ce point justifie les récentes recherches encore consacrées à ce sujet [Daoud *et al.*, 2013; Leibovich *et al.*, 2016, 2018].

Cet obstacle d'ordre théorique se répercute sur l'aspect pratique de la prise en compte de l'adhérence a-b dans le calcul des structures en béton armé.

- **L'identification de certaines imprécisions dans les prescriptions normatives.**

Nous avons vu au § 4.2.3 les limitations de la modélisation semi-empirique proposée par le code de calcul MC2010 [2013], notamment vis-à-vis de la raideur tangentielle de l'interface a-b, qui joue pourtant un rôle clé dans le comportement des éléments en béton armé [Dominguez, 2005; Torre-Casanova, 2012].

Pour ce qui est de l'Eurocode 2, l'absence de prescription vis-à-vis de l'adhérence a-b à l'état limite de service (ELS) a été soulignée. Une perspective d'amélioration de la durabilité et de l'aptitude au service des structures en béton armé reste donc ouverte. Par exemple, et particulièrement pour les nouveaux bétons : une estimation plus fine de la flèche [Bai et Sun, 2010; Arezoumandi *et al.*, 2015] ainsi que de l'espacement des fissures et de leur ouverture [Ignjatović *et al.*, 2013; Arezoumandi *et al.*, 2015] semble nécessaire.

- **La quantité importante de paramètres ajustables dont dépendent les équations décrivant l'adhérence a-b.**

Qu'il s'agisse des prescriptions normatives [NF-EN-1992, 2005; MC2010, 2013] ou bien des résultats de la recherche scientifique [Shen *et al.*, 2016], la description de l'adhérence a-b est essentiellement fondée sur des formules semi-empiriques qui dépendent de nombreux paramètres libres qu'il convient d'ajuster via la réalisation d'essais. Une telle approche est cependant de moins en moins adaptée à la diversification croissante des bétons du fait du caractère chronophage et onéreux que représente le travail de réajustement des paramètres libres.

Il apparaît dès lors intéressant de travailler à l'élaboration d'un modèle alternatif de l'adhérence a-b en amont de l'étude de l'impact des GBR sur ce phénomène.

- **L'absence de consensus vis-à-vis de l'impact du recyclage sur l'adhérence a-b.**

Les outils d'analyse de l'adhérence a-b actuels ne permettent pas, à ce jour, d'aboutir à un consensus vis-à-vis de l'impact du remplacement des granulats naturels par des GBR sur l'efficacité de l'adhérence a-b. Les résultats de nombreuses études indépendantes indiquent en effet que l'utilisation des GBR peut être :

- bénéfique [Xiao et Falkner, 2007; Prince et Singh, 2013; Yang *et al.*, 2016b];
- préjudiciable [Yang *et al.*, 2016a; Pandurangan *et al.*, 2016];
- neutre [Kim et Yun, 2013, 2014; Breccolotti et Materazzi, 2013; Pour et Alam, 2016; Fernandez *et al.*, 2016; Prince *et al.*, 2017].

Le modèle développé dans ce chapitre a pour objectif de répondre, au moins partiellement, à ces différentes limites ; à savoir :

- être basé sur un mécanisme physique clairement identifié, dont la description peut être étayée par des mesures expérimentales en cours d'essai.
- limiter au minimum, voire s'affranchir, de paramètres libres. L'essentiel du modèle doit être fondé sur des paramètres physiques non ajustables et mesurables.

## SECTION 5.1 - Fondements du modèle

- pouvoir être utilisé dans le cadre d'une conception à l'ELS (limitation de flèche, maîtrise de la fissuration...) d'un élément de structure en béton armé;
- être prédictif vis-à-vis des conséquences du remplacement des granulats naturels par des GBR.

### 5.1.2 Parallèle avec la mécanique des roches

L'idée à la base de la modélisation proposée dans le cadre de ce travail est issue d'un parallèle avec la mécanique des joints rocheux, qui, entre autres, étudie le comportement des discontinuités existant au sein de massifs de roches. Il est en effet remarquable que la courbe résultant d'un essai de cisaillement <sup>a</sup> entre deux surfaces rocheuses (figure 5.1) possède une allure comparable « montée - descente - plateau » à celle de la courbe  $\tau - s$  issue d'un essai d'arrachement (figure 4.7). En effet, ces deux configurations sont *a priori* différentes.

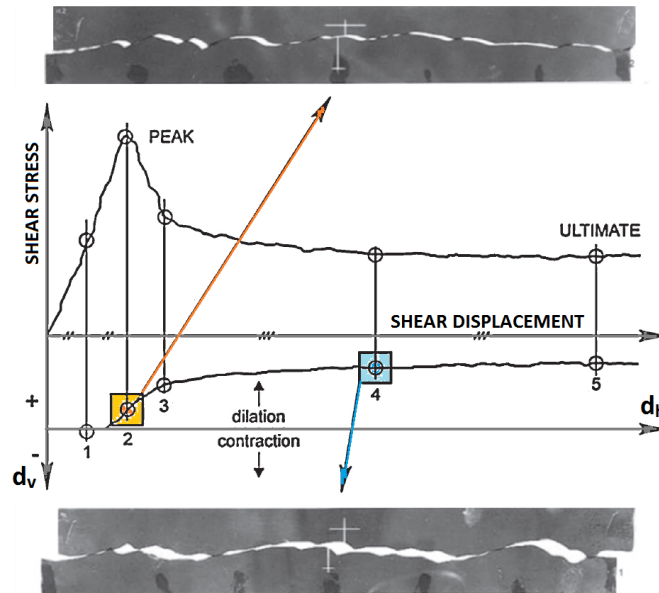


FIGURE 5.1 – Essai de cisaillement sur un joint rocheux [Barton, 2013].

Cette similitude invite à relativiser le rôle de la butée exercée par les verrous contre le béton via la formation d'un coin de béton pulvérisé (figure 4.4-b), généralement invoquée pour justifier la phase ascendante de la courbe  $\tau - s$  (enchevêtrement mécanique, figure 4.7). En effet, la rugosité naturelle de surfaces rocheuses, maintenues ensemble par une contrainte normale constante, semble être en mesure de produire un comportement comparable. Notons également que la figure 5.1 montre une phase de dilatance (i.e. éloignement des parois du joint au cours du glissement), qui peut être rapprochée du mécanisme de désenchevêtrement de l'interface a-b (§ 4.3.1), à l'origine du développement de contraintes radiales  $\sigma$ .

<sup>a</sup>. Pour rappel : dans un essai de cisaillement, la contrainte normale entre les deux surfaces testées est maintenue constante pendant toute la durée de l'essai. Pour plus de détails, se référer au § 4.4.1.1.



Bien que comparables du point de vue de la tendance, l'évolution quasi-trilinéaire du comportement d'un joint rocheux (figure 5.1) se différencie de l'allure arrondie de la courbe  $\tau - s$  (figure 4.7). Dans le but de conforter l'intérêt de ce parallèle avec la mécanique des roches, nous allons essayer de justifier cette différence.

L'essai de cisaillement, permettant de déterminer le comportement du joint rocheux pour un niveau de contrainte normale donné, peut être répété pour différents niveaux de contrainte normale dans le but de compléter la caractérisation du joint. De tels essais effectués sur des matériaux cimentaires montrent que l'augmentation de la contrainte normale :

- induit une augmentation de la contrainte tangentielle tout au long du glissement (figure 5.2-a). Cette observation est cohérente avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7) et peut également être rapprochée des résultats de Malvar obtenus dans le cadre de l'adhérence a-b (figure 4.16) ;
- peut modifier la raideur tangentielle du joint (droites rouges, figure 5.2-a) ainsi que les valeurs des glissements associés au pic et au début du plateau (respectivement les points violet et orange, figure 5.2-a).

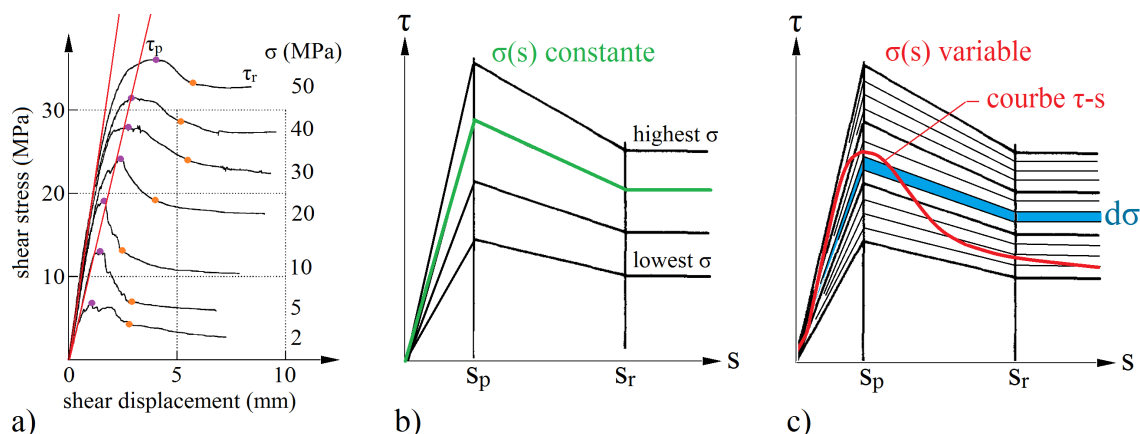


FIGURE 5.2 – Comportement d'un joint rugueux sous différents niveaux de contrainte normale : a) essai de cisaillement sur un coulis de ciment Portland ( $w/c = 0,4$ ) [Moosavi et Bawden, 2003], b) modélisation idéalisée [Saeb et Amadei, 1992], c) interprétation proposée ici vis-à-vis de l'adhérence a-b.

Ce comportement peut être idéalisé par le diagramme représenté sur la figure 5.2-b. Maintenant, si la contrainte normale est maintenue constante au cours du glissement, le comportement trilinéaire obtenu par Barton [2013] (figure 5.1) est bien reproduit.

Concernant l'adhérence a-b, nous avons vu que la contrainte radiale  $\sigma$  (i.e. normale à l'interface a-b) varie en fonction du glissement  $s$  du fait de l'endommagement du béton d'enrobage. Cette variation progressive de la contrainte normale pourrait alors permettre de « sauter » d'un critère de rupture trilinéaire à un autre au cours du glissement (figure 5.2-c), expliquant ainsi l'allure arrondie la courbe  $\tau - s$ .

## SECTION 5.1 - Fondements du modèle

Le dernier point que nous aborderons dans ce parallèle avec la mécanique des roches est celui d'une éventuelle variation de l'angle de frottement du joint (car mise en évidence par [Tepfers et Olsson \[1992\]](#) dans le cadre de l'adhérence a-b, § 4.4.1.5 et figure 4.18).

L'angle de frottement apparent  $\varphi_{app}$  d'un joint rocheux peut être défini comme la somme de deux contributions [\[Patton, 1966\]](#) :

- l'angle de frottement <sup>b</sup>  $\varphi$ , caractérisant le joint à l'état macroscopiquement lisse ;
- l'angle géométrique <sup>c</sup>  $i$  des aspérités à l'origine de la rugosité macroscopique du joint.

Ce modèle permet de formaliser mathématiquement, par une baisse de  $i$  (et donc de l'angle de frottement apparent  $\varphi_{app} = \varphi + i$ ), la diminution observée de la résistance au cisaillement d'un joint suite à un endommagement de ses aspérités.

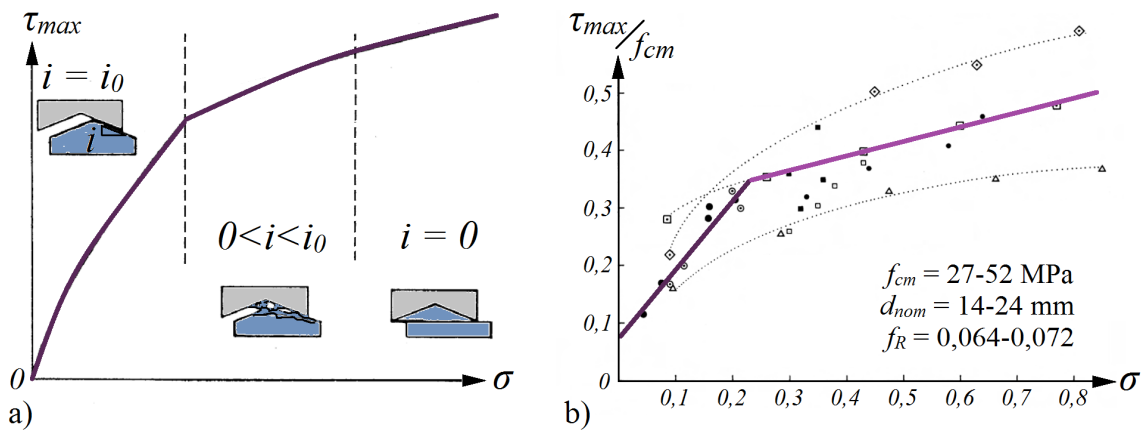


FIGURE 5.3 – Enveloppe des résistances au cisaillement sous différents niveaux de contrainte normale : a) pour un joint rocheux [\[Grasselli, 2001\]](#), b) pour l'interface a-b [\[Gambarova et Rosati, 1997\]](#).

La compréhension des mécanismes physiques qui gouvernent la ruine des aspérités d'un joint n'est à ce jour pas complète [\[Bahaaddini et al., 2016\]](#). Il est néanmoins possible d'identifier trois comportements déterminés selon la valeur mesurée de l'angle de dilataance <sup>d</sup>  $i$  du joint (valeur instantanée) par rapport à l'angle initial d'inclinaison des aspérités  $i_0$  (figure 5.3-a) :

- $i = i_0$ , les parois du joint glissent sur les aspérités. L'endommagement des aspérités est négligeable :  $\varphi_{app} = \varphi + i_0$  ;
- $0 < i < i_0$ , le glissement des parois du joint provoque l'usure des aspérités (effet de « labour » [\[Lafaye et al., 2006\]](#)), dont l'angle d'inclinaison moyen initial  $i_0$  diminue :  $\varphi_{app} = \varphi + x i_0$  avec  $(0 < x < 1)$  ;
- $i = 0$ , le glissement des parois du joint provoque un cisaillement de bloc de l'aspérité, ce qui annule totalement sa contribution au frottement apparent :  $\varphi_{app} = \varphi$ .

b. True local friction.

c. Geometrical friction.

d. L'angle de dilataance est calculé comme l'arc tangente du rapport entre le déplacement normal (ouverture) et le déplacement tangentiel (glissement) au joint (respectivement  $d_v$  et  $d_h$ , figure 5.1).

Comme indiqué par la figure 5.3-a, ces phénomènes d'endommagement sont corrélés à l'intensité de la contrainte normale à laquelle est soumis le joint. Or, un comportement similaire à la figure 5.3-a est observé dans le cas de l'adhérence a-b (figure 5.3-b).

Ce parallèle avec la mécanique des roches met en évidence de nombreux points de rapprochement entre l'étude du comportement au cisaillement des joints rocheux et le phénomène d'adhérence a-b. En conséquence, il semble envisageable d'étendre le mécanisme de frottement béton-béton, généralement restreint à la branche adoucissante de la courbe  $\tau - s$  (i.e. après  $\tau_{max}$ , figure 4.7), à l'ensemble de la plage de glissement (i.e. entre  $\tau_{adh}$  et  $\tau_{res}$ , figure 4.7).

## 5.2 Hypothèses du modèle

### 5.2.1 Concernant l'interface

Cao *et al.* [2014] ont développé une modélisation analytique de l'interaction entre une barre de renfort soumise à un effort d'arrachement  $F$  et le milieu qui l'entoure. Ledit milieu ainsi que la surface de contact entre la barre de renfort et ce milieu sont tous deux caractérisés par des paramètres de Mohr-Coulomb  $c$  et  $\varphi$ , *a priori* différents. Les développements mathématiques de Cao *et al.* [2014] aboutissent à des équations permettant de déterminer la contrainte d'adhérence nominale<sup>e</sup>  $\tau_{nom}^*$  correspondant aux mécanismes locaux de rupture 2 et 3 (figures 4.4-b et 4.4-c respectivement). Les paramètres pris en compte dans l'étude de Cao *et al.* [2014] sont notamment :

- la géométrie des verrous : hauteur  $h$ , espacement  $e$  (§ 4.1.3) ;
- les paramètres de Mohr-Coulomb du contact barre/milieu et du milieu entourant la barre : angle de frottement  $\varphi$ , cohésion  $c$  (§ 4.4.1.1) ;
- l'inclinaison effective des verrous, susceptible de changer, par exemple suite à l'accumulation de béton écrasé sous les verrous (figure 4.4-b) ;
- la contrainte radiale  $\sigma$  agissant perpendiculairement à la barre.

Sur la base de cette étude, on s'intéresse ici au mécanisme local de rupture 3 correspondant au cisaillement de bloc du béton piégé entre les verrous (figure 4.4-c). La contrainte d'adhérence  $\tau_{nom}^*$  associée à la rupture suivant ce mécanisme (figure 5.4-a) est donnée par l'équation 5.1 [Cao *et al.*, 2014]. Les paramètres  $c$  et  $\varphi$  désignent respectivement la cohésion apparente<sup>f</sup> du béton et son angle de frottement apparent (§ 5.1.2). Le paramètre  $\eta$  désigne la part de contact béton-béton le long de la surface de rupture cylindrique entourant la barre. À titre d'exemple, la valeur de  $\eta$  utilisée pour la barre de renfort étudiée par Cao *et al.* [2014] est de l'ordre de  $\frac{3}{4}$ .

e. (Pour rappel (§ 4.2.1 et équation 4.2), on désigne par nominale la contrainte d'adhérence  $\tau_{nom}$  obtenue en supposant une répartition uniforme de l'effort d'arrachement  $F$  sur l'ensemble de la surface cylindrique enveloppant l'armature.

f. L'adjectif « apparente » est utilisé ici pour établir une distinction par rapport à la cohésion des sols fins tels que les argiles, qui repose vraisemblablement sur un mécanisme physique très différent de celui ayant lieu au sein du béton.

## SECTION 5.2 - Hypothèses du modèle

Notons que, dans le cadre du mécanisme local de rupture 3, la contribution du contact relativement lisse entre l'acier du sommet des verrous et le béton peut être négligée devant la rugosité du contact béton-béton [op. cit.].

$$\tau_{nom}^* = \eta [c + \sigma \tan(\varphi)] \quad (5.1)$$

Compte tenu de l'écart important entre les résistances du béton en compression et en traction, la cohésion apparente  $c$  du béton (i.e. sa résistance au cisaillement pur, figure 5.4-b) est comparable à sa résistance en traction  $f_{ctm}$ . De ce fait, en l'absence de contrainte radiale ( $\sigma = 0$ ), la contrainte d'adhérence  $\tau_{nom}^*$  qui provoque la rupture suivant le mécanisme local 3 est, en accord avec l'équation 5.1, de l'ordre de la résistance en traction  $f_{ctm}$  du béton.

Or, la résistance d'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  (figure 4.7) déterminée expérimentalement suivant la définition de la contrainte d'adhérence nominale  $\tau_{nom}$  (équation 4.2) est également proche de la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$  [Torre-Casanova *et al.*, 2013].

Sur cette base, on émet ici l'hypothèse que l'atteinte de la résistance d'adhésion chimique ( $\tau_{adh}$ , figure 4.7) correspondrait à la formation d'une fissure cylindrique autour de l'armature suivant le mécanisme local de rupture 3 (figure 4.4-c).

Ainsi, dans le modèle proposé ici, l'origine de la branche ascendante de la courbe  $\tau - s$  (entre  $\tau_{adh}$  et  $\tau_{max}$ , figure 4.7), généralement attribuée à l'enchevêtrement mécanique entre les verrous et le béton, serait plutôt associée au phénomène de frottement (i.e. enchevêtrement mécanique entre les granulats du béton, figure 5.4-c) provenant de la rugosité des deux lèvres de la fissure cylindrique qui se développe à travers le béton (§ 5.1.8.4 du MC2010 [2013]) suite à l'atteinte de  $\tau_{adh}$ .

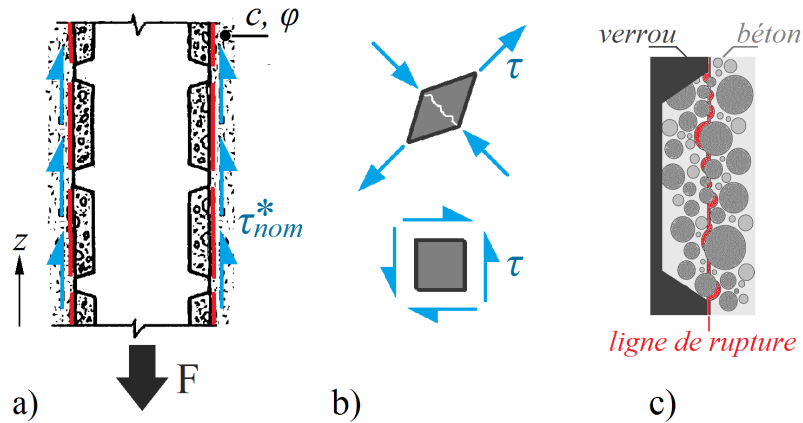


FIGURE 5.4 – Mécanismes d'endommagement associés à l'atteinte de la résistance dite d'adhésion chimique.

Notons pour finir que, du fait de l'uniformisation idéalisée par Cao *et al.* [2014], le coefficient  $\eta$  intervient dans l'équation 5.1. Or, s'il l'on s'intéresse à l'état de contrainte réel agissant au contact béton-béton (figure 5.4-c) - qui, selon l'approche développée ici,

gouverne l'adhérence a-b - alors le critère de rupture de Mohr-Coulomb tel que défini par l'équation 4.7 devrait se vérifier. Les équations 5.5 ( $\tau$ ) et 5.9 ( $\sigma$ ) qui seront développées respectivement aux § 5.3.1 et § 5.3.2 permettront, entre autres, de confirmer ce postulat.

## 5.2.2 Concernant l'enrobage

### 5.2.2.1 Nombre de fissures de scission

En accord avec les conclusions exposées au § 4.3.2.1, le nombre  $n$  de fissures de scission retenu dans le modèle proposé est de 2 (équation 5.2).

$$n = 2 \tag{5.2}$$

### 5.2.2.2 Comportement du béton endommagé en traction

Afin d'être en mesure de caractériser le comportement longitudinal adoucissant de l'interface a-b (entre  $\tau_{max}$  et  $\tau_{res}$ , figure 4.7), l'essai d'arrachement est, dans la majorité des cas, piloté en déplacement. Cependant nous avons vu que le glissement longitudinal de l'armature est à l'origine d'une contrainte radiale  $\sigma$  qui peut conduire à une rupture par scission de l'enrobage (et donc à la fin de l'essai). Ainsi, l'intensité de la contrainte radiale  $\sigma$  n'est, dans les conditions du test d'arrachement, pas contrôlée par l'expérimentateur, mais conditionnée par les mécanismes physiques de désenchevêtrement (i.e. dilatance) de l'interface a-b.

On en déduit que le pilotage en déplacement ne concerne que l'armature (dont le mouvement est effectivement contrôlé par la machine d'essai). Le pilotage de l'essai d'arrachement (qui s'apparente en fait à un test de l'enrobage de béton) est, quant à lui, indirectement, un pilotage en force. De ce fait, au cours d'un essai d'arrachement, l'enrobage de béton ne travaille jamais au delà de sa charge maximale admissible. Deux conséquences peuvent être tirées de cette conclusion :

- l'origine du comportement longitudinal adoucissant de l'interface a-b (entre  $\tau_{max}$  et  $\tau_{res}$ , figure 4.7) ne peut être attribuée qu'à la perte de capacité de l'interface a-b à exercer une contrainte radiale  $\sigma$  croissante (i.e. diminution de la « consigne indirecte » de chargement en force). Le pic d'adhérence  $\tau_{max}$  est donc lié à un épuisement de la capacité de résistance de l'interface a-b, et non pas à un éventuel comportement adoucissant du volume de béton d'enrobage fissuré ;
- avec l'appui des éléments introduits au § 3.4 (conclusions de [Liaw et al. \[1990\]](#) et [Guinea et al. \[2000\]](#)) relatifs à la flexion, et dans le cadre du modèle de la fissure fictive (§ 3.3.1), un comportement plastique parfait  $\sigma_D(w) = f_{ctm}$  peut être retenu ici pour décrire l'évolution des contraintes dans le béton endommagé  $\sigma_\theta(r)$  (figure 4.13-b) agissant entre les lèvres des deux fissures de scissions qui se développent le long de l'épaisseur endommagée de l'enrobage (équation 5.3).

$$\sigma_\theta(r) = f_{ctm} \quad (r_s \leq r \leq r_{cr}) \tag{5.3}$$

### 5.2.3 Critères de couplage

Le couplage entre la contrainte d'adhérence  $\tau$  et la contrainte radiale  $\sigma$  sera, compte tenu des éléments introduits au § 4.4.1, réalisé par l'intermédiaire du critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7).

$$\tau = \mu \sigma + c \quad (\text{rappel de l'équation 4.7})$$

Concernant le couplage cinématique, on retient, dans le cadre du modèle proposé, une condition de compatibilité entre l'ouverture de la fissure de scission  $w_{fpz}$  à l'interface a-b et le glissement  $s$  de l'armature (équation 5.4). Le coefficient de proportionnalité  $\psi$  sera désigné, en référence au vocabulaire introduit au § 5.1.2, par « taux de dilatance » de l'interface a-b. Bien qu'un couplage entre le glissement et le déplacement radial de l'interface a-b ait été suggéré (§ 4.4.2 et équation 4.8), le critère formulé par l'équation 5.4 a été retenu pour trois raisons :

- l'ouverture de fissure de scission à l'interface a-b apparaît être une grandeur mesurable d'une manière plus fiable (chapitre 8) que le déplacement radial  $u_r$  de l'interface a-b (équation 4.8) ou la position  $r_{cr}$  du front de fissuration (équation 4.5) ;
- l'équation 4.6 permet d'intégrer le paramètre d'ouverture de fissure de scission  $w_{fpz}$  retenu au modèle du double cylindre ;
- une linéarité entre l'ouverture d'une fissure de scission à l'interface a-b et le glissement de l'armature est suggérée par les résultats expérimentaux de [Ghandehari et al. \[1999\]](#) (§ 4.4.1.2 et figure 4.15-c).

$$w_{fpz} = \psi s \quad (5.4)$$

## 5.3 Expressions du modèle

### 5.3.1 Contrainte d'adhérence

Étant donnée l'approche retenue dans le modèle proposé, basée sur le frottement, la contrainte d'adhérence  $\tau$  agissant à l'interface a-b doit être évaluée de manière précise. Pour cela, on applique à la définition normative de la contrainte d'adhérence  $\tau_{nom}$  introduite au § 4.2.1 (équation 4.2) les modifications suivantes :

- on remplace la surface nominale de l'interface a-b par sa valeur effective via l'introduction du paramètre  $\eta$  représentatif de la part de contact béton-béton à l'interface a-b (§ 5.2.1) ;
- on tient compte de la diminution de la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  de l'armature au cours de son glissement  $s$ . En effet, seuls les verrous entre lesquels le béton frais s'est logé lors du coulage contribuent à la résistance de la barre à l'arrachement (5.2.1). La contribution des verrous propres, initialement situés dans la zone gainée au dessus de l'ancrage (figure 4.6), doit donc être négligée.

La prise en compte de ces deux aspects aboutit à l'équation 5.5 de la contrainte d'adhérence  $\tau$  agissant effectivement au droit de l'interface a-b (figure 4.6).

$$\tau = \frac{F}{\eta \pi d_{nom} (l_{adh} - s)} \quad (5.5)$$

### 5.3.2 Contrainte radiale

Les équations générales 4.5 et 4.6 fondées sur le modèle du double cylindre [Tepfers, 1973, 1979] combiné à l'approche de la fissure fictive [Hillerborg *et al.*, 1976] peuvent être réécrites :

- en tenant compte des équations 5.2 et 5.3 issues des hypothèses précédemment formulées (§ 5.2.2) ;
- en considérant la surface effective de contact béton-béton au niveau de l'interface a-b (coefficient  $\eta$ , § 5.2.1) ;
- en les évaluant pour un rayon  $r_0 = r_s$  correspondant à la position de l'interface a-b.

Ces trois points permettent d'aboutir aux équations 5.6 et 5.7 donnant respectivement la contrainte radiale  $\sigma$  et l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ<sup>g</sup>, toutes deux relatives à l'interface a-b (figure 4.13).

$$\frac{\sigma}{f_{ctm}} = \frac{1}{\eta} \left[ \frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) - 1 \right] \quad \text{avec } \gamma_{cr} = \frac{r_c^2 - r_{cr}^2}{r_c^2 + r_{cr}^2} \quad (5.6)$$

$$w_{fpz} = \pi \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} (r_{cr} - r_s) \quad (5.7)$$

Ces équations sont définies pour des valeurs de la position  $r_{cr}$  du front de la FPZ comprises entre  $r_s$  (le rayon de l'armature, i.e. enrobage 100 % élastique) et  $r_c$  (le rayon de l'enrobage, i.e. enrobage 0 % élastique). L'ouverture de la FPZ associée à la borne supérieure du domaine de définition  $r_c$  (i.e. dans le cas où le front de progression de l'endommagement atteint le bord libre de l'enrobage), notée  $w_{fpz}^{pl}$ , est donnée par l'équation 5.8.

$$w_{fpz}^{pl} = \pi c_{nom} \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (5.8)$$

La combinaison des équations 5.6 et 5.7 (annexe B.1) permet d'obtenir une relation analytique (équation 5.9) entre l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ et la contrainte radiale  $\sigma$ , toutes deux relatives à l'interface a-b.

---

*g.* Pour rappel, l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ désigne le déplacement résultant de l'endommagement circconférentiel du béton d'enrobage dans l'axe du PPR et au niveau de l'interface a-b.

SECTION 5.3 - Expressions du modèle

$$\frac{\sigma(w_{fpz})}{f_{ctm}} = \frac{\Sigma}{\eta} \quad \text{avec}$$

$$\Sigma = \frac{-r_s w_{fpz}^2 + 2\chi (r_c^2 - r_s^2) w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 - r_s^2)}{r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2)}$$

$$\chi = \pi \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (5.9)$$

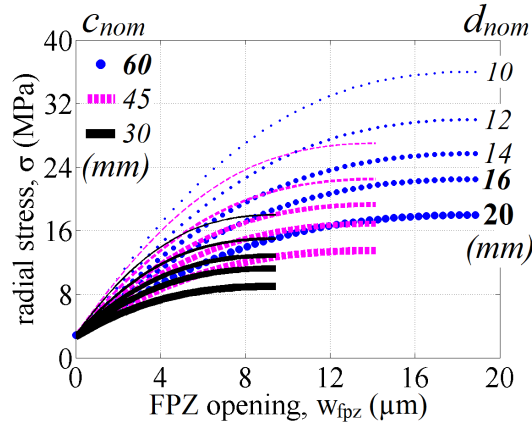


FIGURE 5.5 – Corrélations  $\sigma - w_{fpz}$  pour différents enrobages relatifs.

Soulignons le fait que l'équation 5.9 :

- est basée sur un nombre limité de paramètres physiques et géométriques non ajustables (i.e. non obtenus par un processus d'optimisation de paramètres libres pour ajuster un modèle empirique aux résultats expérimentaux) qui sont directement accessibles ou mesurables en laboratoire, ce qui rejoint les objectifs fixés au § 5.1.1 ;
- permet d'évaluer expérimentalement, par l'intermédiaire de la mesure de l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ, la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b du fait du confinement passif exercé par l'enrobage. Notons que l'évaluation de l'équation 5.9 pour la borne supérieure  $w_{fpz}^{pl}$  de l'ouverture de la FPZ (équation 5.8) permet de quantifier la valeur plafond de  $\sigma$  (i.e. le confinement maximal) qu'un enrobage donné est capable de fournir à une armature donnée.

L'objectif est alors d'utiliser conjointement l'équation 5.9 de  $\sigma$  et l'équation 5.5 de  $\tau$  afin de représenter dans le plan de Mohr  $\tau = f(\sigma)$  les états de contrainte successifs agissant à l'interface a-b au cours de l'essai d'arrachement. Les paramètres de Mohr-Coulomb  $c$  et  $\mu$  de l'interface a-b (qui, dans le modèle proposé, correspond à une interface béton-béton) pourront alors être déterminés à partir de l'analyse de l'arrangement des points  $(\sigma; \tau)$  dans ce plan. La pertinence de l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7) pour décrire le comportement de l'adhérence a-b pourra ainsi être discutée.



L'armature HA est un produit normalisé. De ce fait, les diamètres nominaux  $d_{nom}$  disponibles sont fixés et en nombre restreint (condition sur  $r_s$ , équation 5.9) [NF-EN-10080, 2005]. Pour les bétons normalisés, le ratio entre la résistance en traction  $f_{ctm}$  et le module d'Young  $E_{cm}$  peut être calculé à partir de la norme Eurocode 2. De plus, pour les bétons courants ( $f_{cm} \leq 50$  MPa), ce ratio est de l'ordre de  $10^{-4} \pm 10\%$  (condition sur  $\chi$ , équation 5.9) [NF-EN-1992, 2005].

Ainsi, en première approximation, l'équation 5.9 peut être représentée, pour différentes combinaisons de diamètre de barre  $d_{nom}$  et d'épaisseur d'enrobage  $c_{nom}$ , sous la forme d'un abaque (figure 5.5). Les asymptotes que l'on peut identifier sur cette figure correspondent, pour chaque disposition constructive ( $c_{nom}; d_{nom}$ ), à la valeur précédemment évoquée du confinement maximal que l'enrobage peut exercer sur l'armature.

### 5.3.3 Raideur tangentielle

En accord avec le § 4.2.2, la raideur tangentielle  $k_s$  de l'interface a-b est définie comme la pente de la portion quasi-linéaire de la branche ascendante de la courbe  $\tau - s$ , juste après l'atteinte de  $\tau_{adh}$  (figure 4.7). Du point de vue mathématique,  $k_{s,TH}$  correspond donc à la limite de la dérivée de la courbe  $\tau - s$  quand le glissement  $s$  tend vers 0 (équation 5.10).

$$k_{s,TH} = \lim_{s \rightarrow 0} \left\{ \frac{\partial \tau}{\partial s} \right\} \quad (5.10)$$

L'équation 5.11 est obtenue à partir de l'équation 5.10 en prenant en considération le critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7). Le coefficient de frottement  $\mu$  et la cohésion apparente  $c$  sont tous deux supposés constants par rapport au glissement  $s$  (chapitre 10).

$$k_{s,TH} = \mu \lim_{s \rightarrow 0} \left\{ \frac{\partial \sigma}{\partial s} \right\} \quad (5.11)$$

L'équation 5.12 est obtenue à partir de l'équation 5.11 en prenant en considération le critère de compatibilité cinématique entre le glissement  $s$  et l'ouverture de la FPZ  $w_{fpz}$  (équation 5.4).

$$k_{s,TH} = \mu \lim_{s \rightarrow 0} \left\{ \frac{\partial w_{fpz}}{\partial s} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}} \right\} \quad (5.12)$$

La solution de la première dérivée  $\frac{\partial w_{fpz}}{\partial s}$  est obtenue à partir de l'équation 5.4 et correspond au taux de dilatance  $\psi$ , qui est supposé constant par rapport au glissement  $s$  (chapitre 10). La solution de la deuxième dérivée  $\frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}}$  peut être calculée à partir de l'équation 5.9 (annexe B.3). L'expression analytique de la raideur tangentielle de l'interface a-b  $k_{s,TH}$  est donnée par l'équation 5.13.

$$k_{s,TH} = \frac{4 \mu \psi \gamma_{cvr} E_{cm}}{\eta \pi d_{nom}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{cvr} = \frac{r_c^2 (r_c^2 - r_s^2)}{(r_c^2 + r_s^2)^2} \quad (5.13)$$

## SECTION 5.4 - Synthèse du modèle

Le coefficient  $\gamma_{cvr}$  varie entre 0 (enrobage extrêmement fin :  $r_c \simeq r_s$ ) à 1 (enrobage extrêmement épais :  $r_c \gg r_s$ ). L'évolution de  $\gamma_{cvr}$  en fonction de l'enrobage relatif (ratio entre l'épaisseur d'enrobage  $c_{nom}$  et le diamètre nominal de l'armature  $d_{nom}$ ) montre que, pour des enrobages courants ( $\frac{c_{nom}}{d_{nom}} \geq 3$ ), l'erreur relative entre  $\gamma_{cvr}$  et 1 est proche ou inférieure à 5%. De ce fait, en première approximation,  $\gamma_{cvr}$  peut être considéré égal à 1 (équation 5.14).

$$k_{s,TH} \simeq \frac{4 \mu \psi E_{cm}}{\eta \pi d_{nom}} \quad (5.14)$$

L'équation 5.13 est, comme l'équation 5.9, basée sur un nombre limité de paramètres physiques et géométriques non ajustables. On distingue, dans l'équation 5.13 de  $k_{s,TH}$  :

- les caractéristiques des matériaux  $E_{cm}$  du béton et  $\eta$  et  $d_{nom}$  de l'armature. Ces dernières peuvent être déterminées indépendamment de l'essai d'arrachement ;
- le taux de dilatance  $\psi$  de l'interface a-b. Il peut être déterminé expérimentalement et de manière directe par une mesure conjointe de l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ et du glissement  $s$  au cours de l'essai d'arrachement (équation 5.4) ;
- le coefficient de frottement  $\mu$  de l'interface a-b. Ce dernier ne peut être déterminé que de manière indirecte par une mesure conjointe de  $\sigma$  et  $\tau$  au cours de l'essai d'arrachement (équation 4.7). En effet, contrairement à  $\tau$  dont la valeur peut être déduite de la mesure de l'effort d'arrachement  $F$  appliqué à l'armature (équation 5.5), la détermination de  $\sigma$  passe par l'intermédiaire de l'équation 5.9 et découle de la mesure de l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ.

La raideur tangentielle  $k_s$  de l'interface a-b est une grandeur qui peut être calculée à partir de la courbe  $\tau-s$  caractéristique de l'essai d'arrachement (figure 4.7). Sous condition d'en déterminer les paramètres précédemment évoqués (chapitres 9 et 10), l'équation 5.13 de  $k_{s,TH}$  peut donc faire l'objet, contrairement à l'équation 5.9 de  $\sigma$ , d'une validation expérimentale.

Notons pour finir que l'équation 5.9 de  $\sigma$  intervient dans le calcul du coefficient de frottement  $\mu$  que l'on retrouve dans l'équation 5.13 de  $k_{s,TH}$ . Ainsi la validation potentielle de l'équation 5.13 de  $k_{s,TH}$  supporterait indirectement la fiabilité de l'équation 5.9 de  $\sigma$ .

## 5.4 Synthèse du modèle

Le modèle physique de l'adhérence a-b proposé dans ce travail est issu d'un parallèle avec la mécanique des roches. L'établissement de ce parallèle est motivé, en particulier, par l'observation d'une similitude entre les réponses mécaniques au cisaillement de la liaison a-b et d'un joint rocheux (figures 4.7 et 5.1, respectivement). L'idée maîtresse à l'origine du modèle proposé consiste alors à transposer certaines conditions physiques propres à l'essai de cisaillement sur un joint rocheux (relativement bien identifiées, voire maîtrisées), au problème de l'adhérence a-b, où les mécanismes physiques en jeu sont relativement moins accessibles.

## CHAPITRE 5 - Modèle physique de l'adhérence armature-béton

On attribue ainsi à l'armature à haute adhérence le rôle « d'emporte-pièce » en supposant la formation précoce d'une fissure cylindrique autour de l'armature (figure 5.4-a). De ce fait, une discontinuité mécanique est créée entre, d'une part, le béton piégé entre les verrous (entraîné dans le glissement  $s$  de l'armature), et, d'autre part, le béton situé hors de l'emprise des verrous (figure 5.4-c). Dans ce cadre particulier, l'adhérence a-b est attribuée au frottement entre ces deux surfaces rugueuses de béton qui glissent l'une par rapport à l'autre. La résistance au cisaillement de la liaison a-b due à ce frottement (i.e. la contrainte d'adhérence  $\tau$ , équation 5.5) est, *a fortiori*, amplifiée par le développement d'une contrainte radiale  $\sigma$ , normale à l'interface a-b. Cette contrainte, imputable à la dilatance gênée des lèvres rugueuses de la fissure cylindrique enveloppant l'armature, tend à provoquer la scission du béton d'enrobage selon un plan préférentiel de rupture dont l'orientation est conditionnée par la géométrie des verrous de l'armature (§ 4.3.2). L'endommagement du béton associé à cette scission de l'enrobage est caractérisé par le paramètre  $w_{fpz}$  désignant l'ouverture de la FPZ au droit de l'interface a-b.

La figure 5.6 montre les différentes grandeurs physiques évoquées au cours du paragraphe précédent. Cette figure met en évidence, pour chaque direction d'étude du phénomène d'adhérence a-b considérée (longitudinale ou transversale), l'existence d'un couple contrainte-déplacement ( $\tau - s$  ou  $\sigma - w_{fpz}$ , respectivement). À ce jour, le comportement longitudinal  $\tau - s$  (§ 4.2), fondamental vis-à-vis de l'étude de la fissuration des structures en béton, est essentiellement décrit de manière empirique sur la base d'expérimentations menées depuis des décennies. *A contrario*, le comportement transversal  $\sigma - w_{fpz}$  (§ 4.3) peut être appréhendé de manière prédictive via un travail de modélisation, ici réalisé de manière analytique (équation 5.9).

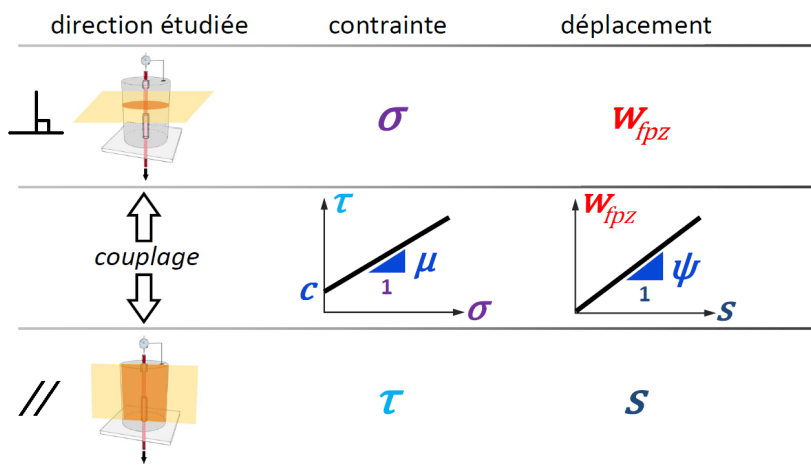


FIGURE 5.6 – Classification et couplage des grandeurs physiques du modèle analytique de l'adhérence a-b proposé.

Afin d'étendre le caractère prédictif de la description transversale  $\sigma - w_{fpz}$  du phénomène d'adhérence a-b à son comportement longitudinal  $\tau - s$ , deux critères de couplage (équations 4.7 et 5.4) sont proposés. Ces critères permettent d'associer deux à deux les

SECTION 5.4 - Synthèse du modèle

grandeurs de même nature rattachées à des directions d'étude orthogonales (figure 5.6). La figure 5.7 représente de manière graphique les articulations mathématiques établies entre les différentes grandeurs physiques relatives au phénomène d'adhérence a-b. Enfin, le modèle analytique proposé à l'avantage de permettre la détermination de l'équation 5.13 de la raideur tangentielle  $k_{s,TH}$  de l'interface a-b. Ce paramètre, au delà de son caractère crucial vis-à-vis de la fissuration des structures en béton [Dominguez, 2005; Torre-Casanova, 2012], pourra servir à la validation du modèle via une comparaison avec sa valeur expérimentale  $k_{s,XP}$  (figure 5.7).

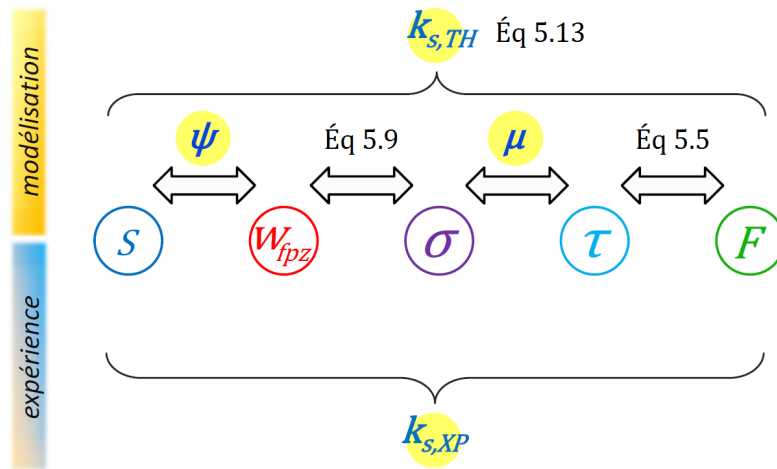


FIGURE 5.7 – Articulations entre les grandeurs physiques du modèle analytique de l'adhérence a-b proposé.

## CHAPITRE 5 - Modèle physique de l'adhérence armature-béton

Troisième partie

Études préliminaires



## Chapitre 6

# Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out

Ce chapitre présente des résultats expérimentaux intermédiaires en émissions acoustiques (EA) obtenus suite à une collaboration [Chiriatti *et al.*, 2018] avec Hamid Hafid, ingénieur R&D chez Mistras Group<sup>a</sup>, une entreprise spécialisée dans le contrôle non destructif (matériel, services et logiciels).

Ces résultats sont ensuite exploités afin de conforter les conclusions de Plizzari *et al.* [1998], introduites au § 4.3.2.1, qui attribuent aux armatures comprenant des verrous de hauteur variable (figure 4.11-a) un axe principal de poussée conduisant à la formation d'un PPR à travers l'enrobage (figure 4.11-b).

### 6.1 Suivi par émissions acoustiques

La mesure introduite dans cette section consiste en un suivi des EA réalisé au cours d'un essai d'arrachement mené selon les recommandations normatives introduites au § 4.2.1.

L'éprouvette testée (figure 6.1-b) est un cube de béton de 200 mm de côté. En accord avec les prescriptions de la norme NF-EN-10080 [2005], la zone d'ancrage est déportée de la surface de contact entre l'éprouvette et le plateau support via la neutralisation de l'adhérence a-b par gainage de l'armature. Toutefois, pour tenir compte de la précision de la localisation des EA ( $\pm 5$  mm), la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  de l'armature est augmentée de 5 à  $10 \times d_{nom}$  (140 mm). Le gainage de 60 mm est réalisé en revêtant la barre avec du ruban adhésif épais de manière à aplanir complètement le relief du marquage.

Une barre standardisée HA14 (propriétés fournisseur :  $f_y = 500$  MPa,  $E_s = 200$  GPa) comprenant deux rangées de verrous est utilisée pour ce test. La géométrie du marquage, similaire à celle de l'armature utilisée par Plizzari *et al.* [1998] (figure 4.11-a), est illustrée par la figure 6.1-a. Le béton entourant l'armature (propriétés à 28 jours :  $f_{cm} = 28,4 \pm 0,6$  MPa,  $f_{ctm} = 2,4 \pm 0,3$  MPa) est formulé à base de 100 % de GBR (remplacement total du sable et des petits et gros gravillons). La composition utilisée (100r-100R) est issue des formulations développées dans le cadre du PN RECYBETON et détaillée en annexe F.2.

---

a. [www.mistrasgroup.com](http://www.mistrasgroup.com)



## CHAPITRE 6 - Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out

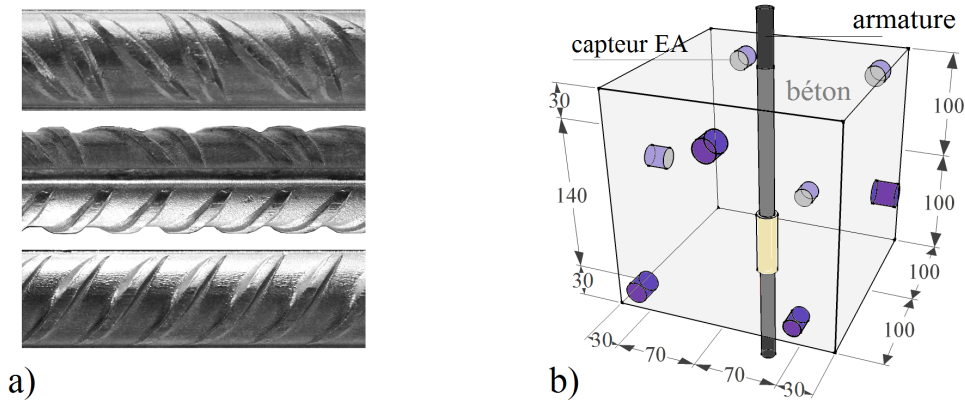


FIGURE 6.1 – Points de détails du dispositif expérimental : a) marquage de l'armature HA, b) répartition des capteurs ultrasonores.

L'arrachement de la barre est contrôlé en déplacement à une vitesse 0,5 mm/min. L'effort d'arrachement est mesuré par un capteur de force d'une capacité maximale de 150 kN et d'une précision de  $\pm 0,01$  kN. Le glissement est mesuré par un capteur de déplacement de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer) offrant une plage de mesure de 15 mm et une précision de  $\pm 5$  %.

L'instrumentation acoustique se compose de 8 capteurs piézoélectriques de 19 mm de diamètre répartis sur la surface du cube en béton (figure 6.1-b). La bande passante des capteurs se situe entre 75 et 150 kHz, soit une longueur d'onde de l'ordre de 25 à 50 mm supérieure à la taille des granulats du béton. L'acquisition du signal est effectuée à une fréquence de 1 MHz après un pré-traitement du signal :

- filtrage du bruit audible et des hautes fréquences par, respectivement, un filtre passe-haut fixé à 20 kHz et un filtre passe-bas fixé à 400 kHz ;
- préamplification du signal (multiplication de la tension du signal par 100).

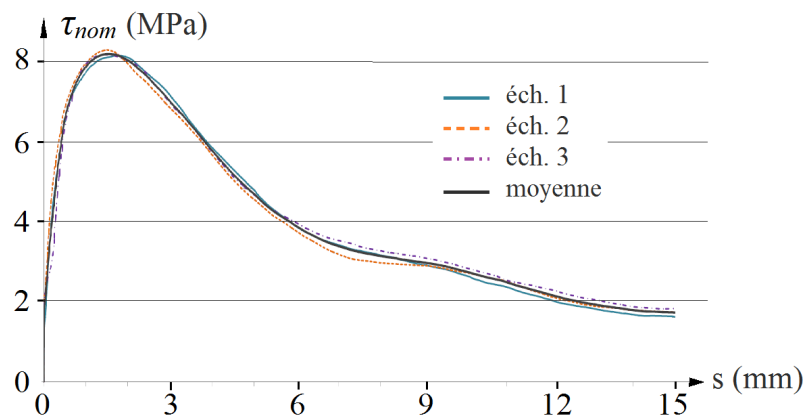


FIGURE 6.2 – Courbes  $\tau - s$  du béton 100 % recyclé instrumenté en EA.

SECTION 6.1 - Suivi par émissions acoustiques

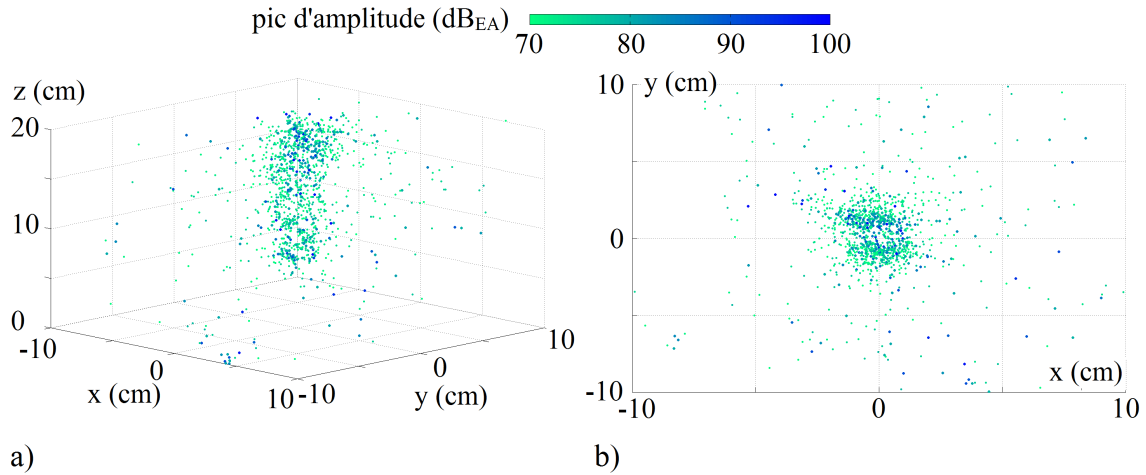


FIGURE 6.3 – Cartographie des EA : a) vue 3D, b) vue du dessus.

Les courbes  $\tau - s$  des 3 essais d'arrachement réalisés sont représentées sur la figure 6.2 et ont été obtenues sur la base de la définition normative de la contrainte d'adhérence (équation 4.2). On note que l'allure de la courbe  $\tau - s$  du béton 100 % recyclé est comparable à celle de la courbe type (figure 4.7, page 62), ce qui suggère une indépendance des mécanismes d'adhérence a-b vis-à-vis du remplacement, même total, des granulats naturels par des GBR.

La mesure en EA a été effectuée sur l'une des trois éprouvettes testées. La figure 6.3-a montre la cartographie 3D des EA enregistrées au cours de cet essai d'arrachement. Le volume représenté par le graphique est celui du cube de béton. La barre, centrée dans l'éprouvette, se situe sur la droite orientée selon  $z$  passant par le point de coordonnées  $(x = 0, y = 0)$ . Un code couleur est adopté est fonction de la valeur du pic d'amplitude de l'EA. Cette cartographie :

- confirme, par la quasi-absence d'EA pour  $0 < z < 60$  mm, l'efficacité du gainage de la partie basse de l'armature (figure 6.3-a) ;
- montre que les EA se concentrent majoritairement autour de l'armature et très peu dans le volume de béton. Notamment, on ne détecte pas le développement de fissures de scission à travers l'enrobage ;
- permet d'identifier une distribution non uniforme des EA autour de l'armature. Plus précisément, on observe la formation de deux groupes d'EA (figure 6.3-b).

Ces données ont été post-traitées afin de caractériser de manière plus fine la distribution des EA par rapport à la barre.

La figure 6.4-a montre l'évolution de l'amplitude acoustique globale en fonction de l'éloignement  $r$  par rapport à l'interface a-b. Elle est obtenue en divisant le cube de béton en 50 cylindres concentriques de 4 mm d'épaisseur centrés sur l'axe de l'armature (figure 6.4-a). L'amplitude globale associée à chaque volume cylindrique de béton est déterminée en additionnant les pics d'amplitude de toutes les EA qui se trouvent dans ce volume. Les

## CHAPITRE 6 - Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out

50 valeurs résultantes sont ensuite normalisées par rapport à la somme des pics d'amplitude de l'ensemble des EA détectées dans le cube.

Suivant la même logique, la figure 6.4-b montre l'évolution de l'amplitude acoustique globale en fonction de l'orientation  $\theta$  autour de l'armature. Elle est cette fois obtenue en divisant le cube de béton en 45 tranches verticales d'un angle d'ouverture de  $8^\circ$  (figure 6.4-b). La procédure de calcul de l'amplitude normalisée associée à chaque tranche est identique à celle utilisée pour la figure 6.4-a.

Ces deux graphiques montrent :

- que l'activité acoustique provient essentiellement du volume de béton situé entre l'interface a-b et une distance de l'ordre du diamètre du plus gros granulats (figure 6.4-a) ;
- une corrélation entre la hauteur des verrous et l'activité acoustique. La répartition de l'amplitude acoustique autour de l'armature est en effet comparable à une évolution périodique dont les extrema semblent coïncider avec la position des sommets des verrous (figure 6.4-b).

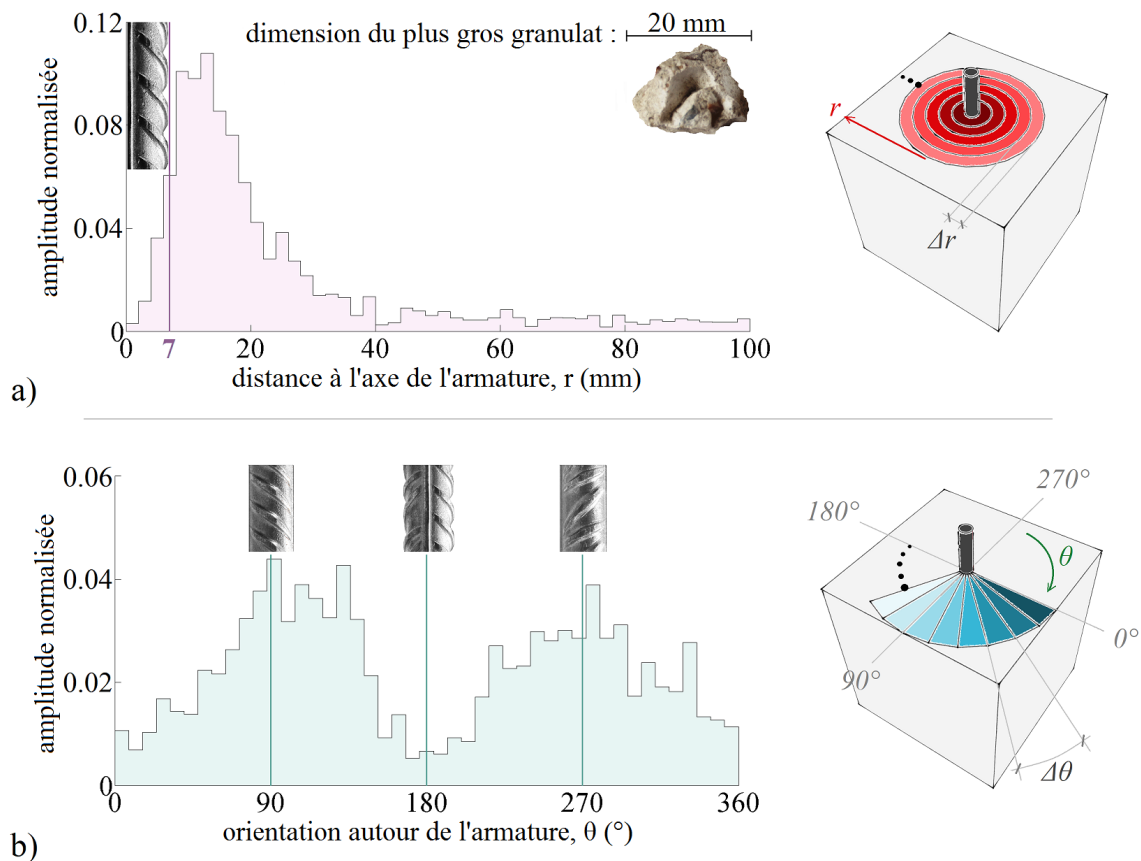


FIGURE 6.4 – Distribution des EA : a) dans l'épaisseur d'enrobage, b) autour de l'armature.

## 6.2 Analyse mécanique

L'objectif de cette section est de quantifier la corrélation constatée entre la hauteur des verrous et la répartition des EA autour de l'armature (figure 6.4-b) pour confirmer en somme l'existence de l'axe principal de poussée mis en évidence par Plizzari *et al.* [1998] (§ 4.3.2.1 et figure 4.11).

On développe dans ce but une approche théorique analogue à celle employée dans le cadre du calcul de la pression diamétrale entre un boulon et les bords d'un trou (vérification courante en charpente métallique), en y intégrant les hypothèses particulières de notre problématique de contact a-b.

### 6.2.1 Détermination du profil contrainte radiale

Considérons (figure 6.5-a) une armature à haute adhérence droite (hypothèse 1), noyée dans un massif en béton dont les dimensions sont grandes vis-à-vis du diamètre de la barre (hypothèse 2). La qualité du bétonnage est telle qu'aucune inclusion d'air notable ne perturbe le contact entre la surface de la barre et le béton (hypothèse 3).

- l'hypothèse 1 ramène la modélisation à un problème plan ;
- l'hypothèse 2 permet de s'affranchir des éventuelles perturbations dues aux effets de bord ;
- l'hypothèse 3, indique l'absence de jeu entre l'armature et le béton.

La forme complexe des verrous (figure 6.1-a) rend le contour de la section droite de la barre dépendant de la position du plan de coupe le long de son axe longitudinal  $z$ . La seule hypothèse de rectitude de la barre (hypothèse 1) ne suffit donc pas pleinement à justifier la géométrie plane à laquelle on souhaite rapporter notre problème. Une hypothèse supplémentaire, dite d'homogénéisation de l'enveloppe de l'armature, est en effet nécessaire. Deux méthodes sont ainsi envisageables :

- une approche basée sur une section circulaire équivalente ;
- une description tenant compte du caractère quasi-elliptique du contour de l'interface a-b (figure 4.11-a).

La première option requiert la formulation d'une hypothèse additionnelle, visant à se prononcer sur la nature du diamètre équivalent à retenir (nominal, enveloppe, moyen...). Moyennant l'introduction d'un paramètre, certes supplémentaire, mais facilement mesurable ; la deuxième approche, plus générale, offre l'avantage d'une description plus fine de la géométrie de l'interface a-b. Nous retiendrons par conséquent le caractère quasi-elliptique du contour des verrous dans le cadre des développements à venir.

Plaçons-nous dans un plan quelconque perpendiculaire à  $z$  (figure 6.5-a). On y note  $O$  (figure 6.5-b) la position du centre de la section droite de l'armature. La direction de l'axe  $(Ox)$  est définie comme étant celle du demi-grand axe de la section, supposée elliptique, de l'armature. L'axe  $(Oy)$ , orthogonal à  $(Ox)$ , suit par conséquent la direction de son demi-petit axe. La mesure des angles est définie par rapport à l'axe  $(Ox)$ , puis dans le sens trigonométrique. Nous qualifierons par la suite les axes  $(Ox)$  et  $(Oy)$  d'axes

« principaux » de la section de l'armature.

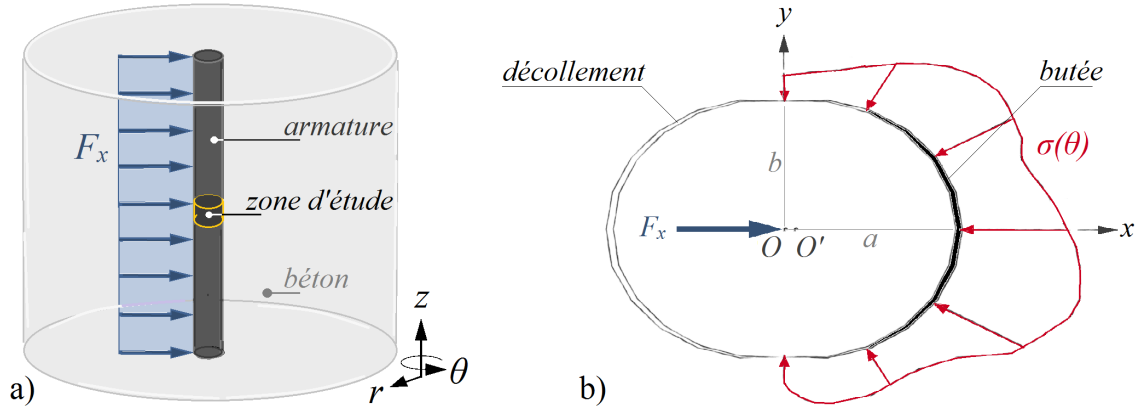


FIGURE 6.5 – Schématisation de la butée de l'armature contre le béton.

Supposons l'action d'un effort transversal  $F_x$ , appliqué en  $O$  et orienté selon  $x$  (figure 6.5-a). Cet effort, provoquant un déplacement du centre  $O$  en  $O'$ , tend à plaquer le côté droit de l'armature contre la paroi en béton et à en décoller son côté gauche. En l'absence de toute force d'adhésion s'opposant au décollement des deux parois (hypothèse 4), il résulte de ce déplacement une contrainte radiale  $\sigma(\theta)$ , générée par la butée de l'armature contre le massif de béton (figure 6.5-b). On cherche à déterminer l'allure de cette contrainte.

Compte tenu du rapport entre les modules d'élasticité de l'acier et du béton (200 GPa pour l'acier contre environ 30 GPa pour un béton courant), ainsi que du rapport entre leurs résistances à la compression (500 MPa pour l'acier contre environ 30 MPa pour un béton courant); l'armature peut être considérée, relativement à l'enrobage de béton, comme étant indéformable. L'effort  $F_x$  produit par conséquent un enfoncement de la section droite infiniment rigide de l'armature dans le béton.

Suivons un point  $M$  situé sur la surface de contact entre les deux matériaux après enfoncement. On remarque sur la figure 6.6 que le contour elliptique de la barre induit un enfoncement variable  $\delta(\theta)$  atteignant un maximum, noté  $\delta_{max}$ , en  $\theta = 0 \text{ rad}$ . On suppose le comportement du béton élastique (hypothèse 5). La contrainte radiale  $\sigma(\theta)$  exercée par le béton est donc proportionnelle à l'enfoncement  $\delta(\theta)$  de la section de la barre :

$$\sigma(\theta) = K\delta(\theta) \quad (6.1)$$

On définit le repère tournant  $(\vec{u}, \vec{v})$  où le vecteur  $\vec{u}$  suit la direction du vecteur  $\vec{OM}$  (figure 6.6). Exprimons alors les trois vecteurs  $\vec{OM}$ ,  $\vec{OO'}$  et  $\vec{O'M}$  par leurs composantes suivant  $(\vec{u}, \vec{v})$  pour un angle  $\theta$  quelconque donné.

*b.* Dans le cadre d'un essai d'arrachement, l'effort  $F_x$  peut vraisemblablement être généré par le désenchevêtrement des granulats du béton piégé entre les verrous de l'armature (figure 5.4-c). Cette hypothèse semble être en accord avec les émissions acoustiques détectées essentiellement auprès de l'armature (figure 6.4-a) et plus particulièrement de ses verrous (figure 6.4-b).

SECTION 6.2 - Analyse mécanique

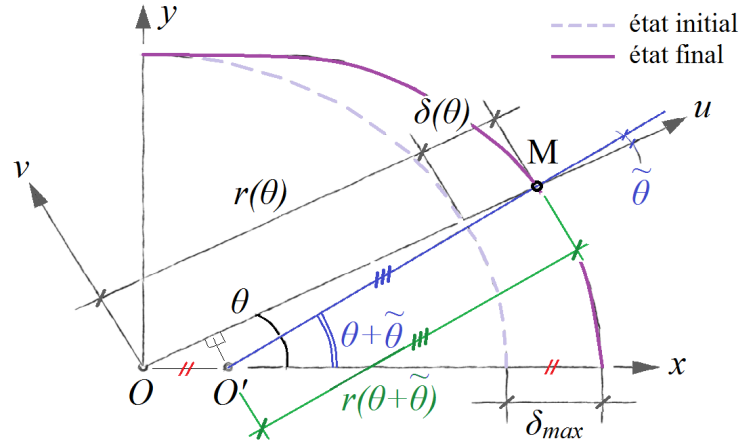


FIGURE 6.6 – Paramétrage de l'enfoncement de l'armature dans le béton.

$$O\vec{M} = \begin{pmatrix} r(\theta) + \delta(\theta) \\ 0 \end{pmatrix} \quad O\vec{O}' = \begin{pmatrix} \delta_{max} \cos(\theta) \\ -\delta_{max} \sin(\theta) \end{pmatrix} \quad O'\vec{M} = \begin{pmatrix} r(\theta + \tilde{\theta}) \cos(\tilde{\theta}) \\ r(\theta + \tilde{\theta}) \sin(\tilde{\theta}) \end{pmatrix}$$

La relation de Chasles  $O\vec{M} = O\vec{O}' + O'\vec{M}$  permet d'établir des relations entre les divers paramètres de la modélisation. Concentrons nous sur la composante dirigée selon  $\vec{u}$  (ligne 1), qui fait intervenir le terme  $\delta(\theta)$  :

$$\delta(\theta) = \delta_{max} \cdot \cos(\theta) + r(\theta + \tilde{\theta}) \cdot \cos(\tilde{\theta}) - r(\theta)$$

L'hypothèse d'élasticité (hypothèse 5) restreint cette étude au cadre des petites perturbations ce qui sous-entend un très faible écart entre les points  $O$  et  $O'$ . Ainsi, l'angle  $\tilde{\theta}$  est proche de 0 :  $\cos(\tilde{\theta}) \simeq 1$  et l'enfoncement  $\delta_{max}$  de l'armature est petit devant son rayon  $r(\theta)$  :  $\delta_{max} \ll r(\theta)$ . Par conséquent  $r(\theta + \tilde{\theta}) \simeq r(\theta)$ , d'où :

$$\delta(\theta) = \delta_{max} \cos(\theta) \tag{6.2}$$

Soit, en utilisant l'équation 6.1 :

$$\sigma(\theta) = K \delta_{max} \cos(\theta)$$

Apparaît le terme  $K \delta_{max}$  qui, en accord avec l'équation 6.1, n'est autre que la valeur maximale de la contrainte radiale  $\sigma_{max}$  générée par la butée du contour de l'armature sur l'enrobage en béton. Il vient dès lors :

$$\sigma(\theta) = \sigma_{max} \cos(\theta) \quad \text{avec } \sigma_{max} = K \delta_{max} \tag{6.3}$$

L'équation 6.3, issue de considérations cinématiques, suggère (en supposant la validité des hypothèses énoncées au cours du développement) qu'un déplacement solide « gêné » de la section quasi-elliptique de la barre génère une contrainte radiale de contact d'allure sinusoïdale à l'interface a-b. Le point de contrainte radiale maximale  $\sigma_{max}$ , atteint pour  $\theta = 0 \text{ rad}$ , est orienté selon l'axe ( $Ox$ ) de la butée.

L'équation 6.3 peut être décomposée selon les deux axes principaux ( $Ox$ ) et ( $Oy$ ) de l'armature. Les équations 6.4 et 6.5 résultant de cette décomposition permettent de représenter les contributions de chaque direction principale de la section de l'armature  $\sigma_x(\theta)$  et  $\sigma_y(\theta)$  à la contrainte radiale  $\sigma(\theta)$  agissant à l'interface a-b (figure 6.7). On identifie sur la figure 6.7 trois lobes de contrainte :

- un lobe principal, centré sur la direction  $x$  de la butée, variant selon le cosinus carré de l'angle ;
- deux lobes secondaires, orientés selon la direction  $y$  orthogonale à celle de la butée, évoluant comme la moitié du sinus de l'angle double (figure 6.7).

$$\sigma_x(\theta) = \cos^2(\theta) \sigma_{max} \tag{6.4}$$

$$\sigma_y(\theta) = \frac{\sin(2\theta)}{2} \sigma_{max} \tag{6.5}$$

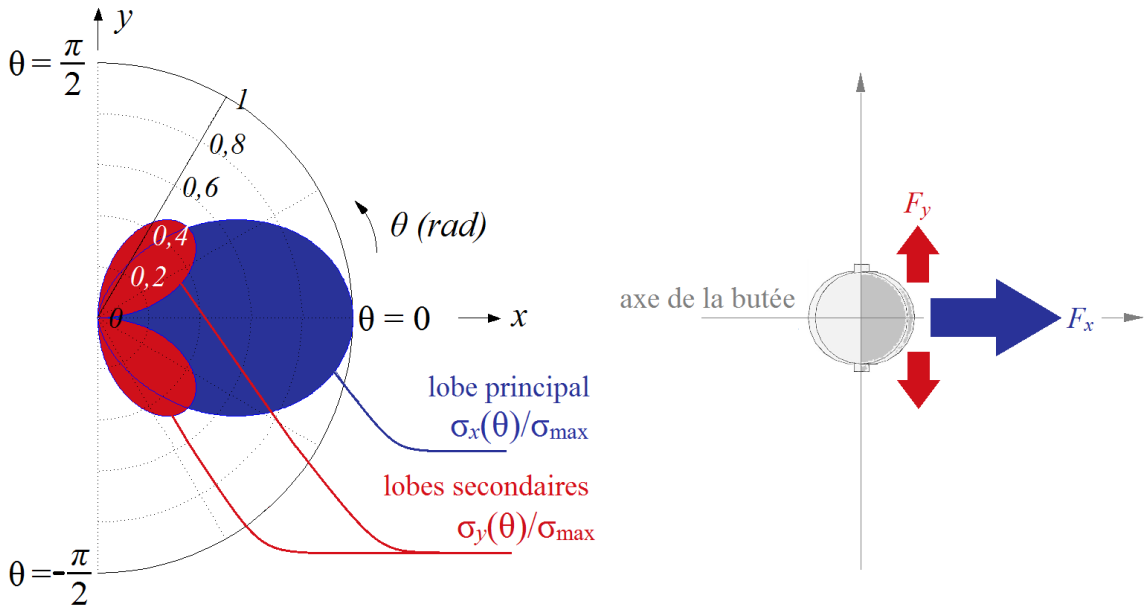


FIGURE 6.7 – Décomposition de la contrainte radiale selon les axes principaux de la section de l'armature.

Basons-nous maintenant sur l'équation 6.3 pour pousser plus loin l'analyse quantitative de la butée transversale de l'armature contre l'enrobage.

### 6.2.2 Évaluation des efforts transversaux

Soit  $L$  la hauteur du tronçon d'armature à laquelle il est possible d'étendre la description supposée plane de notre système. L'aire d'un petit élément de surface  $dS$  situé sur le périmètre de notre barre est alors donnée par  $dS = r(\theta)L d\theta$  (figure 6.8). On note  $d\Sigma$  l'effort infinitésimal résultant de l'application de la contrainte radiale  $\sigma(\theta)$  sur ce petit élément de surface :

$$d\Sigma = L \sigma(\theta) r(\theta) d\theta$$

Décomposons, comme indiqué sur la figure 6.8, le petit effort  $d\Sigma$  selon les directions principales de la section de l'armature :

$$d\Sigma_x = L \cos(\theta) \sigma(\theta) r(\theta) d\theta \quad d\Sigma_y = L \sin(\theta) \sigma(\theta) r(\theta) d\theta$$

Introduisons l'expression de  $\sigma(\theta)$  issue de l'équation 6.3 :

$$d\Sigma_x = L \cos^2(\theta) \sigma_{max} r(\theta) d\theta \quad d\Sigma_y = L \frac{\sin(2\theta)}{2} \sigma_{max} r(\theta) d\theta$$

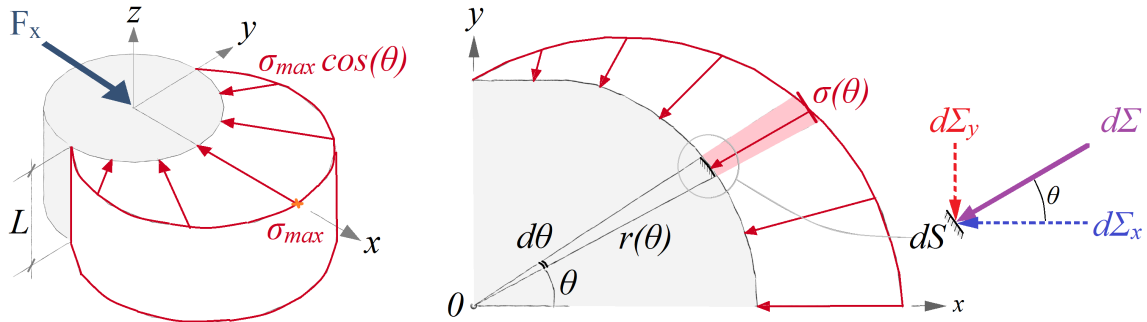


FIGURE 6.8 – Équilibre transversal de la section de l'armature.

Exploitions les conditions d'équilibre selon  $(Ox)$  et  $(Oy)$  entre, d'une part, l'effort transversal  $F_x$  et, d'autre part, la somme des contributions infinitésimales  $d\Sigma$  issues de l'application de la contrainte radiale sur l'interface a-b :

$$F_x = \int^{1/2 \text{ périmètre}} d\Sigma_x \quad 0 = \int^{1/2 \text{ périmètre}} d\Sigma_y$$

Sur la base des développements précédents et en tenant compte de la symétrie de notre système par rapport à l'axe  $(Ox)$  (figure 6.7), on obtient :

$$F_x = 2 L \sigma_{max} \int_0^{\pi/2} \cos^2(\theta) r(\theta) d\theta \quad F_y = \frac{1}{2} L \sigma_{max} \int_0^{\pi/2} \sin(2\theta) r(\theta) d\theta$$



## CHAPITRE 6 - Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out

La résolution de ces intégrales requiert l'expression  $r(\theta)$  du rayon de l'interface a-b dans un système de coordonnées polaires. Ouvrons par conséquent une parenthèse consacrée à un travail sur  $r(\theta)$ . Partons pour cela de l'équation cartésienne de l'ellipse. Les paramètres  $a$  et  $b$  désignent respectivement les longueurs du demi-grand axe et du demi-petit axe de l'ellipse :

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$$

Le changement de repère est réalisé en exprimant la correspondance entre le jeu de coordonnées cartésiennes  $(x; y)$  et le couple de coordonnées polaires  $(r; \theta)$  :

$$x = r \cos(\theta) \qquad y = r \sin(\theta)$$

Substituons les coordonnées  $x$  et  $y$  de l'équation cartésienne de l'ellipse par leurs équivalents polaires  $x(r; \theta)$  et  $y(r; \theta)$  :

$$\frac{r^2 \cos^2(\theta)}{a^2} + \frac{r^2 \sin^2(\theta)}{b^2} = 1$$

Il vient :

$$r^2 b^2 \cos^2(\theta) + r^2 a^2 \sin^2(\theta) = a^2 b^2$$

$$r = \sqrt{\frac{a^2 b^2}{b^2 \cos^2(\theta) + a^2 \sin^2(\theta)}}$$

On définit le paramètre  $R_d$  comme le rapport du demi-grand axe  $a$  sur le demi-petit axe  $b$  (équation 6.6). Introduisons ce paramètre dans notre expression polaire du rayon de l'ellipse.

$$R_d = \frac{a}{b} \quad (R_d \geq 1) \tag{6.6}$$

$$r = \sqrt{\frac{R_d^2 b^4}{b^2 [R_d^2 \sin^2(\theta) + \cos^2(\theta)]}}$$

$$r = b \sqrt{\frac{R_d^2}{R_d^2 \sin^2(\theta) + \cos^2(\theta)}}$$

Simplifions le dénominateur en tenant compte du fait que  $\cos^2(\theta) = 1 - \sin^2(\theta)$  :

$$r(\theta) = b \sqrt{\frac{R_d^2}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} \tag{6.7}$$

## SECTION 6.2 - Analyse mécanique

L'équation 6.7, définie sur  $[0; \frac{\pi}{2}]$ , vérifie bien les deux conditions de bord  $r(0) = a$  et  $r(\frac{\pi}{2}) = b$ . Reprenons alors le fil du raisonnement en intégrant au raisonnement notre expression de  $r(\theta)$  et en substituant à la longueur  $b$  du demi-petit axe l'expression  $\frac{d_{min}}{2}$ , intégrant ainsi le diamètre du cœur de l'armature au développement :

$$F_x = d_{min} L \sigma_{max} \int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{R_d^2 \cos^4(\theta)}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} d\theta$$

$$F_y = \frac{d_{min}}{4} L \sigma_{max} \int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{R_d^2 \sin^2(2\theta)}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} d\theta$$

Réorganisons les termes de manière à faire apparaître une expression de la forme  $F = S\sigma$ . Nous retiendrons, en accord avec notre modélisation, une surface de référence  $S = \frac{\pi d_{min} L}{2}$  correspondant au demi-périmètre de la section de l'armature. On aboutit finalement aux équations 6.8 et 6.9.

Les coefficients  $\eta_x$  et  $\eta_y$  peuvent être évalués par intégration numérique. Ces coefficients, inférieurs à l'unité, modulent la surface de référence  $S = \frac{\pi d_{min} L}{2}$  correspondant au demi-périmètre de la section de l'armature et, par voie de conséquence, l'intensité de l'effort transversal associé à chaque axe principal de la section de la barre.

$$F_x = \eta_x \frac{\pi d_{min} L}{2} \sigma_{max} \quad \text{avec } \eta_x = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{R_d^2 \cos^4(\theta)}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} d\theta \quad (6.8)$$

$$F_y = \eta_y \frac{\pi d_{min} L}{2} \sigma_{max} \quad \text{avec } \eta_y = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{R_d^2 \sin^2(2\theta)}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} d\theta \quad (6.9)$$

On introduit pour terminer le coefficient  $R_F$  défini comme le rapport entre :

- l'effort  $F_x$  agissant symétriquement par rapport à l'axe ( $Oy$ ) (figure 6.7) selon la direction de la butée;
- l'effort  $2F_y$  agissant symétriquement par rapport à l'axe ( $Ox$ ) (figure 6.7) selon la direction orthogonale à celle de la butée.

On déduit des équations 6.8 et 6.9 le coefficient  $R_F$  (équation 6.10). Une analyse graphique (figure 6.9) montre que l'inégalité  $R_F \geq 1$  est vérifiée pour toute valeur de  $R_d$ . L'effort transversal agissant selon la direction de la butée s'avère donc systématiquement supérieur à celui agissant selon la direction orthogonale à celle de la butée.

$$R_F = \frac{\eta_x}{2\eta_y} \quad (6.10)$$

Le caractère elliptique relativement restreint des barres HA permet de linéariser la fonction  $R_F = f(R_d)$  pour de petites valeurs de  $R_d$  (figure 6.9). On pourra utiliser  $R_F \simeq 0,37 R_d + 1,20$  pour des valeurs de  $R_d$  comprises entre 1 et 1,25 (coefficient de corrélation de 0,99).

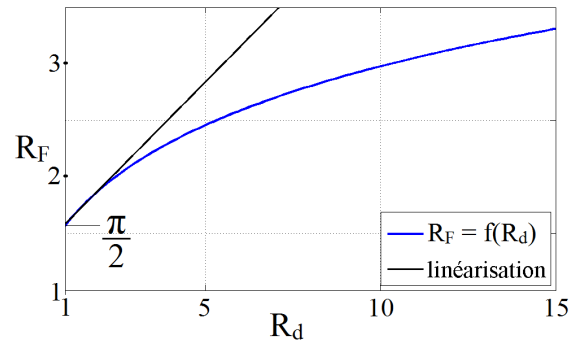


FIGURE 6.9 – Évolution du paramètre  $R_F$  selon l'ellipticité de la section de l'armature.

Appliquons les outils précédents à la caractérisation d'une armature de type HA12. Cette barre peut être définie par son diamètre hors-tout  $d_{max} = 12,9$  mm et par le diamètre de son noyau  $d_{min} = 11,3$  mm. En découle un coefficient  $R_d = 1,14$ , conduisant, après intégration, aux coefficients  $\eta_x = 0,55$  et  $\eta_y = 0,17$ . On aboutit à un coefficient  $R_F$  d'environ 1,62, proche de  $\frac{\pi}{2}$ , indiquant que la butée d'une armature HA12 contre l'enrobage de béton conduit à un effort transversal 62 % plus important selon la direction de la butée que selon celle qui lui est orthogonale.

Le tableau 6.1 permet de quantifier l'impact des hypothèses relatives à la géométrie du contour de l'interface (elliptique ou circulaire) et à l'allure du profil de contrainte radiale (sinusoïdale ou uniforme). On y retrouve les valeurs du coefficient  $\eta_x$  (rattaché à la direction de la butée) pour les différents couples d'hypothèses envisageables. Les formules complémentaires permettant de déterminer les valeurs relatives à la distribution uniforme de la contrainte radiale (ligne 2 du tableau 6.1) sont démontrées en annexe C.

Les écarts renseignés montrent que le choix portant sur la distribution de la contrainte radiale  $\sigma(\theta)$  est plus sensible que celui visant à caractériser le contour de l'interface  $r(\theta)$ . On notera la tendance de l'erreur à se compenser en cas de cumul de deux hypothèses « erronées ».

TABLE 6.1 – Sensibilité de  $\eta_x$  aux hypothèses du modèle.

	contour elliptique	contour circulaire	écart
distribution sinusoidale	0,55	0,50	9%
distribution uniforme	0,69	0,64	-
écart	-25%	-	-16%

### 6.2.3 Bilan

D'une part, une forte corrélation entre la hauteur des verrous et la distribution des amplitudes associées aux EA a été mise en évidence au § 6.1. D'autre part, nous sommes

## SECTION 6.2 - Analyse mécanique

en mesure, grâce aux outils développés dans le § 6.2, d'associer à la butée transversale de l'armature contre le béton le développement d'une contrainte radiale d'allure sinusoïdale le long de l'interface a-b.

La figure 6.10, qui représente sous la forme d'un graphique polaire les résultats en EA de la figure 6.4-b ainsi que l'équation 6.3 de la contrainte radiale  $\sigma(\theta)$ , montre que les distributions des amplitudes associées aux EA et de la contrainte radiale sont comparables. De ce fait, sous réserve de l'existence d'une corrélation entre amplitude des EA et intensité de la contrainte radiale de compression, cette correspondance confirme l'existence d'un axe principal de poussée orienté selon l'axe passant par le sommet des verrous.

Cette conclusion appuie l'hypothèse du développement de deux fissures de scission (équation 5.2) établie sur la base des résultats de Plizzari *et al.* [1998].

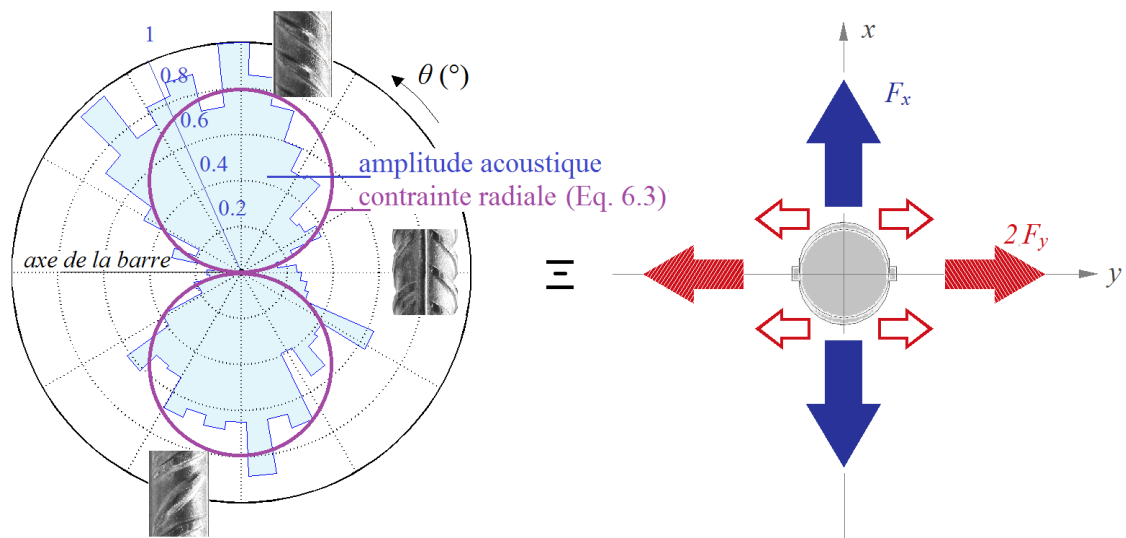


FIGURE 6.10 – Interprétation de l'enregistrement des EA.

## CHAPITRE 6 - Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out

## Chapitre 7

# Simulations numériques exploratoires

Ce chapitre rassemble des résultats obtenus à partir de deux modélisations numériques par éléments finis réalisées sous Cast3M. On s'intéressera dans un premier temps au comportement longitudinal de l'adhérence a-b (§ 4.2) à travers une simulation de l'essai d'arrachement. On étudiera dans un deuxième temps le comportement transversal de l'adhérence a-b (§ 4.3), et plus particulièrement le développement de la fissuration de scission à travers l'enrobage.

Les conclusions tirées de ce chapitre seront utilisées dans le cadre de la conception du montage expérimental qui sera abordée au chapitre 8.

### 7.1 Aspects liés à la contrainte d'adhérence

Nous avons vu au § 4.2.1 traitant de la conception normative de l'essai d'arrachement que :

- la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  recommandée de l'armature est de  $5 \times d_{nom}$  pour des raisons d'uniformité de la contrainte d'adhérence le long de l'interface a-b ;
- la hauteur de gainage  $h_{pvc,1}$  recommandée entre le support de l'éprouvette et la zone d'ancrage est de  $5 \times d_{nom}$  pour éviter une perturbation des mécanismes d'adhérence a-b par les effets de bord produits au contact support-éprouvette.

Un premier modèle numérique a été développé dans le but d'apporter plus de précisions concernant ces deux aspects principalement liés à la contrainte d'adhérence  $\tau$ . Pour cette raison, on ne considère pas dans ce modèle la contrainte radiale  $\sigma$  qui se développe à l'interface a-b selon la direction normale à cette dernière.

Tout d'abord, nous analyserons l'impact de la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  sur la distribution de la contrainte d'adhérence  $\tau$ . Puis, nous étudierons l'influence de la hauteur de gainage  $h_{pvc,1}$  sur la distribution de la contrainte  $\sigma_z$  produite par la réaction du support (figure 4.9-b).

### 7.1.1 Description du modèle numérique

L'essai d'arrachement présente une symétrie de révolution par rapport à l'axe de l'armature (figure 4.6). De ce fait, cette modélisation de l'essai d'arrachement est développée sur la base d'une hypothèse d'axisymétrie dans un repère plan  $(O, r, z)$ ; où  $z$ , conformément à la convention suivie dans le cadre de ce manuscrit, est la direction définie par l'axe de l'armature.

Le modèle, schématisé par la figure 7.1-a, se compose de deux ensembles principaux : l'armature en acier et le béton, tous deux maillés par des quadrangles à 8 noeuds (interpolation quadratique). Afin de tenir compte du glissement relatif qui se produit entre l'armature et le béton, on interpose entre les deux matériaux un élément intermédiaire appelé « joint ».

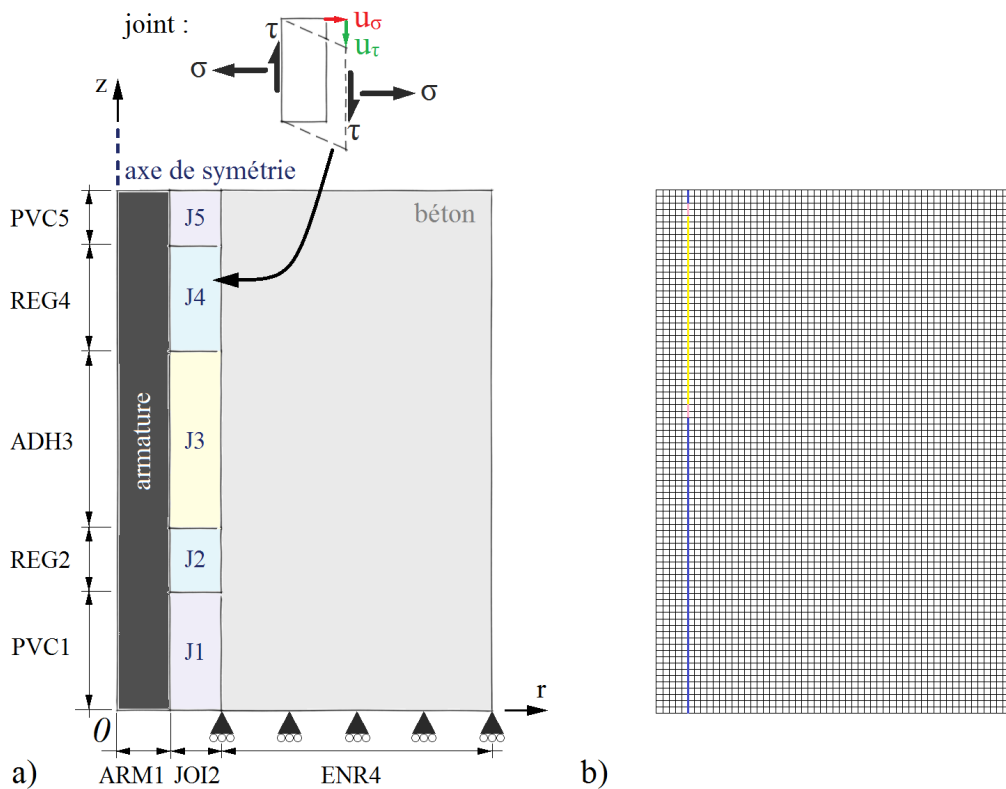


FIGURE 7.1 – Coupe longitudinale de l'éprouvette d'arrachement a) paramétrage, b) maillage.

Cet élément joint est caractérisé par deux raideurs (figure 7.1-a) exprimées en Pa/m :

- une raideur normale, notée  $K_\sigma$ , qui relie la contrainte normale  $\sigma$  (traction ou compression) appliquée au joint à son déplacement normal  $u_\sigma$  ;
- une raideur tangentielle, notée  $K_\tau$ , qui relie la contrainte de cisaillement  $\tau$  appliquée au joint à son déplacement tangentiel  $u_\tau$ .

## SECTION 7.1 - Aspects liés à la contrainte d'adhérence

Afin de prendre en compte l'influence d'éventuelles zones gainées ( $h_{pvc,1}$  et  $h_{pvc,2}$ , figure 4.6), le joint disposé entre l'armature et le béton est divisé en 5 zones dont les longueurs peuvent être paramétrées (figure 7.1-a). On distingue trois types de joints :

- le joint à l'interface a-b, J3, dont la raideur tangentielle  $K_\tau$  doit être déterminée à partir de courbes  $\tau - s$  issues d'essais d'arrachement ou par des résultats de la littérature ;
- les joints simulant les gainages, J1 (côté support) et J5 (côté bord libre), dont la raideur tangentielle est fixée à 0 ;
- les joints J2 et J4 assurant le raccord entre les joints des zones gainées J1 et J5 et celui de la zone d'ancrage J3. La raideur tangentielle de J2 et J4 varie linéairement entre 0 et  $K_\tau$  de manière à assurer une continuité de la raideur tangentielle sur toute la hauteur de l'éprouvette.

La raideur normale  $K_\sigma$  de tous les joints est fixée à  $10^{11}$  Pa/m (i.e. l'ordre de grandeur de la raideur tangentielle  $K_\tau$ ) afin d'éviter l'interpénétration des maillages de l'armature et du béton.

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes (figure 7.1-a) :

- blocage horizontal (selon  $r$ ) des nœuds de l'armature situés le long de l'axe  $(0, z)$  afin de prendre en compte l'hypothèse d'axisymétrie ;
- blocage vertical (selon  $z$ ) des nœuds de béton situés le long de l'axe  $(0, r)$  afin de simuler la réaction du support, ici supposé infiniment rigide.

Le chargement (i.e. l'arrachement de l'armature), est simulé par un déplacement imposé des nœuds de l'armature situés le long de l'axe  $(0, r)$  de 1 mm (de l'ordre du glissement  $s$  correspondant à la contrainte d'adhérence ultime  $\tau_{max}$  [Eligehausen *et al.*, 1983]), dirigé vers  $-z$ . Compte tenu de la taille du modèle (tableau 7.1), la finesse du maillage est fixée à 1 élément/mm (figure 7.1-b).

Le calcul est mené en élasticité linéaire en adoptant pour les propriétés des matériaux des valeurs de l'ordre de celles mesurées dans le cadre du présent travail (chapitres 9 et 10) ou, le cas échéant, des valeurs courantes. Ainsi, on retient les modules d'Young et coefficients de Poisson suivants :

- pour l'armature en acier :  $E_s = 200$  GPa et  $\nu_s = 0,3$  ;
- pour le béton d'enrobage :  $E_{cm} = 30$  GPa et  $\nu_c = 0,2$  ;
- ainsi qu'une raideur tangentielle de l'interface a-b ( $K_\tau$  de J3) de 50 MPa/mm (cohérente avec les mesures de Torre-Casanova [2012]).

Les valeurs des paramètres géométriques (figure 7.1) communs aux deux analyses qui suivent sont indiquées dans le tableau 7.1. Le maillage résultant est illustré par la figure 7.1-b.



TABLE 7.1 – Géométrie du modèle numérique 1.

paramètre	unité	valeur	remarque
ARM1	mm	5	armature HA10
JOI2	mm	$\rightarrow 0$	joint d'épaisseur nulle
ENR4	mm	50	$5 \times d_{nom}$
REG2	mm	$\rightarrow 0$	cf. Note
REG4	mm	$\rightarrow 0$	cf. Note
PVC5	mm	$\rightarrow 0$	cf. Note

Note : Cas le plus défavorable vis-à-vis des paramètres étudiés.

### 7.1.2 Distribution de la contrainte d'adhérence le long de l'interface

Dans cette analyse, la distance PVC1 (figure 7.1-a) de gainage entre le support et la zone d'ancrage (i.e.  $h_{pvc,1}$ , figure 4.6) est fixée à 50 mm ( $5 \times d_{nom}$ , valeur recommandée par la norme NF-EN-10080 [2005]). Les trois longueurs d'ancrage ADH3 (i.e.  $l_{adh}$ ) étudiées sont :

- $3 \times d_{nom}$  [Gambarova *et al.*, 1989b; Tepfers et Olsson, 1992; Malvar, 1992];
- $5 \times d_{nom}$  [NF-EN-10080, 2005];
- $10 \times d_{nom}$  (longueur adoptée lors de l'essai instrumenté en EA, § 6.1).

Les résultats obtenus à partir de ces hypothèses sont montrés sur la figure 7.2. Elle représente, pour les différentes longueurs d'ancrage étudiées (i) en traits pleins : les répartitions de la contrainte d'adhérence le long de l'interface a-b; (ii) en trait pointillés : les valeurs moyennes associées à chaque répartition uniforme de la contrainte d'adhérence. Cette figure montre que :

- la non-uniformité inévitable de la contrainte d'adhérence introduite au § 4.2.1 est perceptible, bien que très faible, même pour une longueur d'ancrage très courte de  $3 \times d_{nom}$  ;
- l'hypothèse d'uniformité de la contrainte d'adhérence le long de l'interface a-b généralement adoptée (équations 4.2 et 5.5) est d'autant plus erronée que la longueur d'ancrage est importante.

Soulignons que ces résultats sont valides pour les raideurs des matériaux et de l'interface a-b énoncées précédemment, relatives au contexte expérimental du présent travail.

Le calcul de l'écart-type de chaque profil de la contrainte d'adhérence permet de quantifier l'erreur relative par rapport à une hypothèse de répartition uniforme. Les valeurs obtenues pour les différentes longueurs d'ancrage de 3 - 5 et  $10 \times d_{nom}$  sont respectivement de 2 - 4 et 11 %.

Ces conclusions seront prises en considération pour déterminer la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  qui sera retenue dans le cadre de la campagne expérimentale du présent travail (chapitre 8).

## SECTION 7.1 - Aspects liés à la contrainte d'adhérence

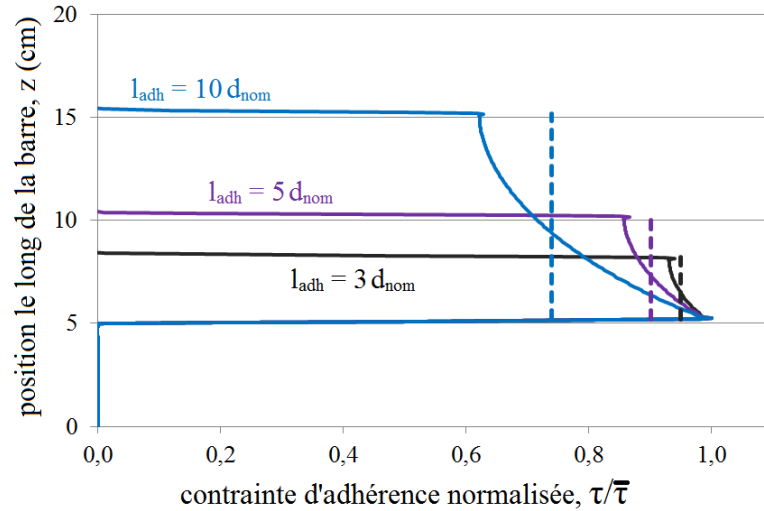


FIGURE 7.2 – Distribution de la contrainte d'adhérence le long de l'interface a-b.

### 7.1.3 Influence de la hauteur de gainage sur la réaction du support

Dans cette analyse, on s'intéresse à la réaction suivant  $z$  du support sur lequel l'éprouvette est posée, qui s'oppose à l'effort d'arrachement vertical descendant appliqué à l'armature (figure 4.9-b). L'objectif est d'étudier la distribution de la contrainte normale suivant  $z$  le long du support en fonction de la hauteur de gainage PVC1.

Pour cela, la longueur d'ancrage ADH3 est fixée, dans un premier temps, à  $3 \times d_{nom}$ . La distribution de la contrainte  $\sigma_z$  le long du support est déterminée par calcul numérique pour des hauteurs de gainage PVC1 successives de 2 - 10 - 20 - 30 - 40 - 50 - 60 - 70 et 80 mm. Ces hauteurs sont rapportées à l'épaisseur d'enrobage ENR4 (i.e.  $c_{nom}$ ) qui est un paramètre constant de cette analyse. Les différentes hauteurs de gainage étudiées correspondent alors aux rapports  $\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}}$  suivants : 0,05 - 0,2 - 0,4 - 0,6 - 0,8 - 1,0 - 1,2 - 1,4 et 1,6.

La figure 7.3 illustre, pour  $l_{adh} = 3 \times d_{nom}$ , les différents profils de la contrainte de compression  $\sigma_z$  agissant le long du support selon la hauteur de gainage relative  $\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}}$ . Les valeurs de la contrainte  $\sigma_z$  sont normées par rapport à la valeur moyenne  $\bar{\sigma}_z$  correspondant à une répartition uniforme de la réaction du support. Cette figure montre que :

- la répartition de  $\sigma_z$  est, d'une manière générale, non uniforme ;
- $\sigma_z$  est d'autant plus élevée que l'on est proche de l'armature ;
- une très faible valeur de  $h_{pvc,1}$  induit une concentration de  $\sigma_z$  ;
- l'augmentation de  $h_{pvc,1}$  permet d'uniformiser la répartition de  $\sigma_z$  sur le support.

La contrainte  $\sigma_z$  agissant au droit du support tend donc à se régulariser lorsque la zone d'ancrage s'en éloigne. Cette régularisation peut être quantifiée, par exemple, en calculant pour chaque rapport  $\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}}$  le ratio entre la valeur maximale  $\sigma_{z,max}$  de la contrainte  $\sigma_z$  et sa valeur moyenne  $\bar{\sigma}_z$  (i.e. répartition uniforme). La figure 7.4 illustre les courbes issues

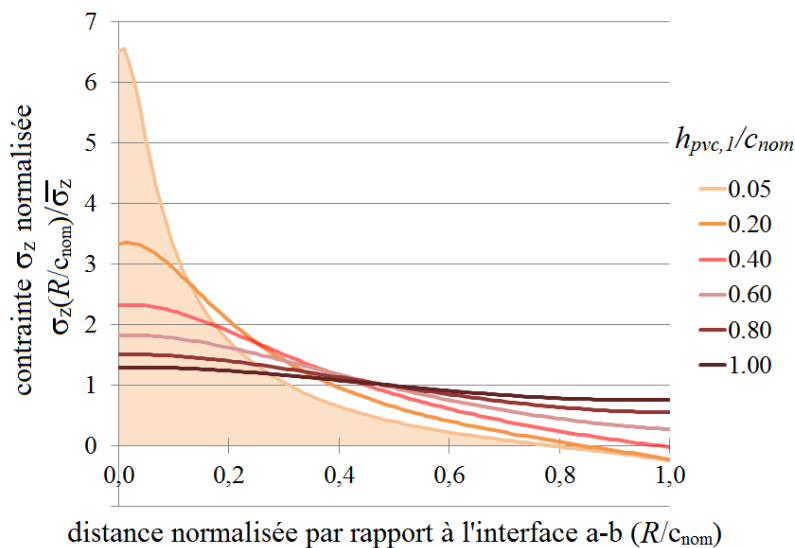


FIGURE 7.3 – Distribution de la contrainte  $\sigma_z$  le long du support de l'éprouvette pour  $l_{adh} = 3 \times d_{nom}$ .

de cette procédure, appliquée pour les trois longueurs d'ancrage étudiées dans l'analyse précédente. Elle montre que la régularisation (i.e.  $\frac{\sigma_{z,max}}{\bar{\sigma}_z} \rightarrow 1$ ) :

- augmente rapidement avec le rapport  $\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}}$  ;
- est, à rapport  $\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}}$  constant, d'autant plus importante que la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  est grande ;
- est effective, indépendamment de  $l_{adh}$ , à partir d'un rapport  $\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}}$  égal à 1,4 (écart inférieur à 5 % par rapport à une répartition uniforme).

Faisant suite à cette étude, il est possible d'établir un critère objectif quant à la hauteur du gainage nécessaire pour limiter les perturbations de la zone d'ancrage par la réaction du support. Ces conclusions seront prises en considération au chapitre 8 pour la détermination de la hauteur de gainage  $h_{pvc,1}$  qui sera retenue pour la campagne expérimentale menée dans le cadre du présent travail.

## 7.2 Aspects liés à la contrainte radiale

Nous avons vu au § 4.3 et dans le chapitre 6 traitant du comportement transversal de l'adhérence a-b que l'armature standard européenne utilisée dans le cadre du présent travail tend à interagir avec l'enrobage selon un plan principal de poussée (§ 4.3.2.1 et § 6.2, figures 4.11 et 6.10). L'existence de ce plan principal de poussée oriente l'endommagement et la rupture selon un plan préférentiel qui lui est orthogonal. Par conséquent, sous réserve du type d'armature utilisé (figures 4.11-a et 6.1-a), le développement de deux fissures de scission est attendu.

## SECTION 7.2 - Aspects liés à la contrainte radiale

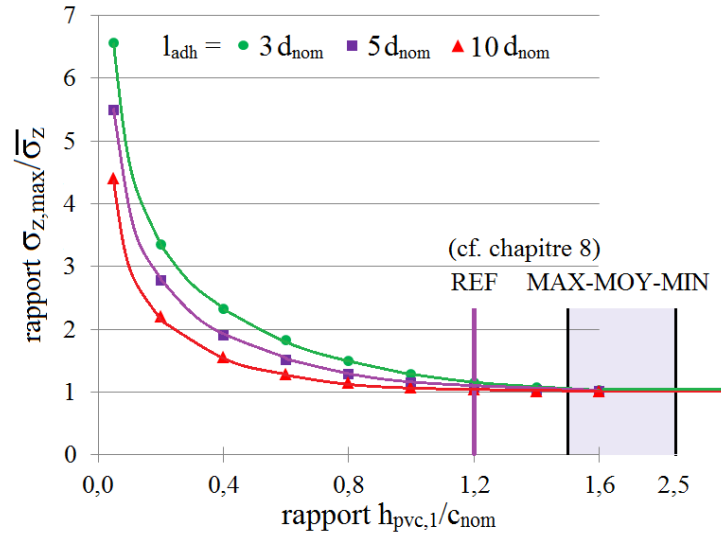


FIGURE 7.4 – Régularisation de la réaction du support suivant le rapport gainage/enrobage.

Ce second modèle numérique a pour objectif d'étudier le développement de ces fissures de scission à travers le béton d'enrobage. En principe, on considère que ces fissures sont principalement induites par la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b. Pour cette raison, on ne considère pas dans ce deuxième modèle la contrainte d'adhérence  $\tau$  agissant selon la direction orthogonale.

### 7.2.1 Description du modèle numérique

En accord avec le modèle du double cylindre (§ 4.3.3) et les simulations de Plizzari *et al.* [1998] (figure 4.11-b), les fissures de scission s'initient au niveau de l'interface a-b (sur toute la hauteur de l'armature) et progressent radialement vers le bord de l'enrobage. On ramène donc l'étude de ce phénomène à un problème plan en considérant une section transversale de l'éprouvette d'arrachement et en supposant une extrapolation des résultats à toute sa hauteur. Conformément à la convention suivie dans le cadre de ce manuscrit, on adopte un système de coordonnées  $(O, r, \theta)$  centré sur l'axe de l'armature.

En accord avec la géométrie de l'éprouvette d'arrachement qui sera introduite au chapitre 8, le modèle (figure 7.5-a), représente le béton comme un cylindre creux dont l'épaisseur est celle de l'enrobage et dont le trou central correspond à la section de l'armature (initialement circulaire).

L'armature, quant à elle, est prise en compte par l'effet du chargement (i.e. la contrainte radiale) qu'elle exerce sur le béton. Cet effet est modélisé par un déplacement imposé décrivant, en accord avec les éléments introduits au § 6.2 et dans l'équation 6.2, un profil sinusoïdal. Cette condition permet de piloter le chargement le long de tout le périmètre de l'interface a-b par une action sur la seule valeur maximale du profil sinusoïdal (i.e. en

faisant varier un seul paramètre).

Les déplacements imposés à tous les nœuds du périmètre du trou (i.e. à tous les nœuds de l'interface a-b), constituent également les conditions aux limites du modèle.

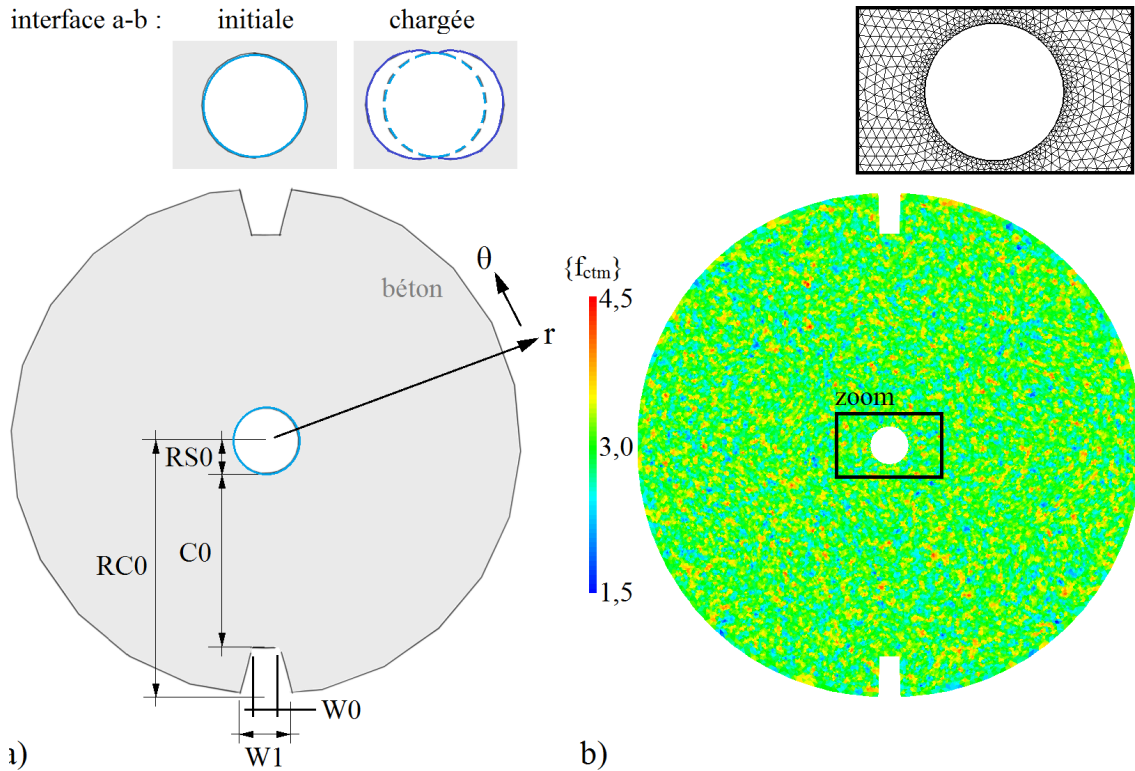


FIGURE 7.5 – Coupe transversale de l'éprouvette d'arrachement a) paramétrage, b) maillage.

Étant donné le but qualitatif de cette modélisation, le comportement du béton est supposé élastique linéaire ( $E_{cm} = 30$  GPa et  $\nu_c = 0,2$ ). Afin d'étudier le développement des fissures de scission dans ce contexte, on attribue à chaque élément de l'enrobage une résistance en traction  $f_{ctm}$  en générant un champ de résistance en traction  $\{f_{ctm}\}$ .

Pour conforter l'idée que la non-uniformité du chargement (qui tend à produire un PPR dépendant de l'orientation des verrous de l'armature, figure 6.10) l'emporte sur le caractère hétérogène du matériau (§ 4.3.2.1), on retient une distribution des résistances en traction aléatoire gaussienne de valeur moyenne 3 MPa et d'écart-type 20 % (limite haute étudiée dans le cadre des travaux de Dominguez [2005]).

L'algorithme de calcul pas-à-pas suivant est alors adopté :

1. application du niveau de chargement  $j$  (profil sinusoïdal de déplacement imposé à l'interface a-b) ;
2. calcul du champ de déplacement solution ;
3. calcul des champs des contraintes principales  $\{\sigma_I\}$  et  $\{\sigma_{II}\}$  associés ;

## SECTION 7.2 - Aspects liés à la contrainte radiale

4. calcul du champ  $\{P\}$  de la pression moyenne :  $\{P\} = \frac{\{\sigma_I\} + \{\sigma_{II}\}}{2}$  ;
5. calcul de  $\{f_{ctm}\} - \{P\}$  ;
6. suppression<sup>a</sup> des éléments qui vérifient  $f_{ctm} - P < 0$  ;
7. application du niveau de chargement  $j + 1$
8. retour à l'étape 2.

Cet algorithme impose, pour un développement progressif de la fissuration, l'utilisation de pas de chargement très petits ; le risque étant, pour un incrément de déplacement de l'interface a-b trop important, que le critère de rupture soit atteint par un trop grand nombre d'éléments simultanément. Le pas de chargement retenu est un déplacement de la valeur maximale du profil sinusoïdal imposé à l'interface a-b de  $0,05 \mu\text{m}$ . De plus, afin d'éviter la suppression des nœuds situés sur l'interface a-b où le chargement est appliqué, le critère de rupture introduit précédemment n'est pas pris en compte sur une épaisseur très fine (1 % du rayon de l'armature) du béton entourant le périmètre chargé.

Les valeurs des paramètres géométriques retenus pour la modélisation (tableau 7.2) correspondent à la géométrie des éprouvettes MAX testées dans le cadre du présent travail (chapitre 8). Le maillage du béton, constitué de triangles à 3 nœuds (interpolation linéaire), est représenté sur la figure 7.5-b.

TABLE 7.2 – Géométrie du modèle numérique 2.

paramètre	unité	valeur	remarque
RS0	mm	7	armature HA14
RC0	mm	93	-
C0	mm	72	-
W0	mm	7	-
W1	mm	8	-

### 7.2.2 Développement de la fissuration de scission

Dans cette analyse, on s'intéresse au développement de la fissuration de scission à travers l'enrobage. La figure 7.6, issue de l'utilisation de l'algorithme de fissuration introduit précédemment, montre que :

- la rupture de l'enrobage se produit effectivement selon le PPR mis en évidence par [Plizzari et al. \[1998\]](#) (figure 4.11) ;
- la fissuration de scission devient traversante pour un déplacement  $u = 7,5 \mu\text{m}$  de la valeur maximale du profil sinusoïdal imposé à l'interface a-b.

---

<sup>a</sup>. Compte tenu du phénomène de fissuration que l'on souhaite étudier, le critère de rupture (basé ici sur la pression moyenne), aurait également pu être défini à partir de la seule traction maximale du champ des contraintes principales (i.e.  $\{P\} = \max(\{\sigma_I\}, \{\sigma_{II}\})$ ).

- les deux fissures de scission progressent de manière synchronisée de part et d'autre de l'armature ;

Cette dernière observation est particulièrement intéressante. En effet, on pourrait penser que la fissuration, une fois amorcée d'un côté du PPR, se développe principalement selon ledit côté du fait de la faiblesse créée par fissure. *A fortiori*, le comportement modélisé par l'algorithme de fissuration est celui d'un béton fragile en traction.

Également, ce modèle numérique a montré que le confinement exercé par l'enrobage sur l'armature augmente, passe par un maximum, puis diminue au cours de la fissuration. Ce résultat contre-intuitif peut être expliqué par l'équation 4.5 issue de l'analogie hydraulique. Dans le cas d'un béton fragile (i.e.  $\sigma_\theta(r) = 0$ , équation 4.5 et figure 4.13-b), ce qui est notre cas dans le contexte de cette analyse, cette équation montre que le développement de la contrainte radiale  $\sigma_r(r_0 = r_s)$  à l'interface a-b est conditionné par la contrainte radiale de confinement  $\sigma_r(r_{cr})$  (équation 4.4 et figure 4.13-b) exercée par l'anneau externe élastique. Or deux effets se superposent lors de la progression du front de la fissuration de scission (i.e. augmentation de  $r_{cr}$ ) :

- une diminution de l'intensité de la contrainte radiale de confinement  $\sigma_r(r_{cr})$  (induite par la diminution de l'épaisseur de l'anneau élastique) ;
- une augmentation de la surface où cette contrainte  $\sigma_r(r_{cr})$  est mobilisée (induite par l'augmentation du rayon de l'anneau élastique).

Ce jeu de compensation entre  $r_{cr}$  et  $\gamma_{cr}$  (équation 4.5) permet alors à la contrainte radiale d'augmenter (dans un premier temps) malgré la propagation de la fissuration de scission à travers l'enrobage.

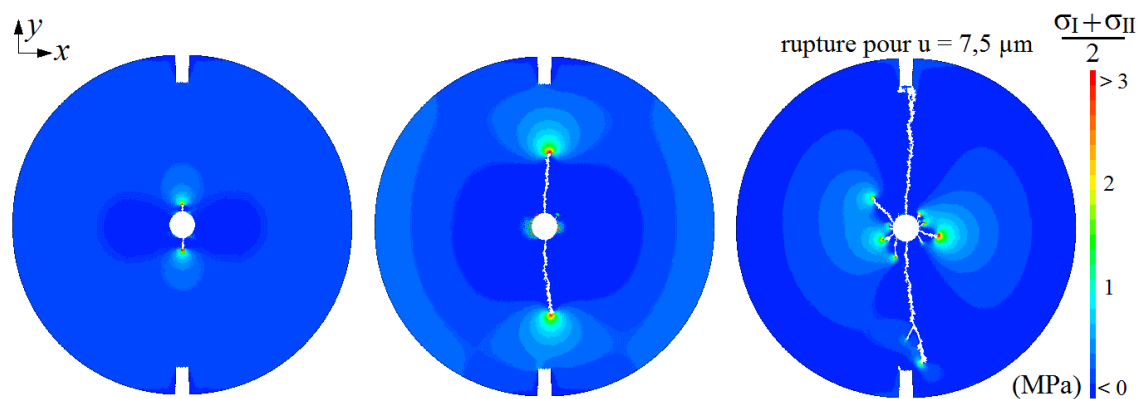


FIGURE 7.6 – Simulation numérique du développement de la fissuration de scission.

### 7.2.3 Concentrations de contraintes à l'interface

À présent, la modélisation précédente est utilisée sans l'algorithme simulant la fissuration (i.e. sans les étapes 5 à 8, § 7.2.1). On s'intéresse alors plus en détails au champ de la pression moyenne  $\{P\}$  agissant transversalement dans l'épaisseur de l'enrobage. La figure 7.7 montre qu'il se développe des concentrations de contraintes aux voisinages des

## SECTION 7.2 - Aspects liés à la contrainte radiale

deux intersections entre l'interface a-b et le PPR. Cet important niveau de contrainte local peut justifier l'influence prépondérante du chargement par rapport à l'hétérogénéité du matériau sur le développement de la fissuration de scission.

Le phénomène de concentration de contraintes est généralement associé à l'étude d'une plaque trouée soumise à de la traction uniaxiale. La compréhension de l'endommagement des matériaux dans le cadre du précédent « cas d'école » fait toujours l'objet de nombreuses recherches, principalement en vue d'applications dans le domaine de l'aéronautique<sup>b</sup>. L'étude expérimentale réalisée dans le cadre du présent travail peut être rapprochée de ces travaux, dans le contexte très différent du béton armé où des trous dans le béton sont sollicités par le glissement d'armatures.

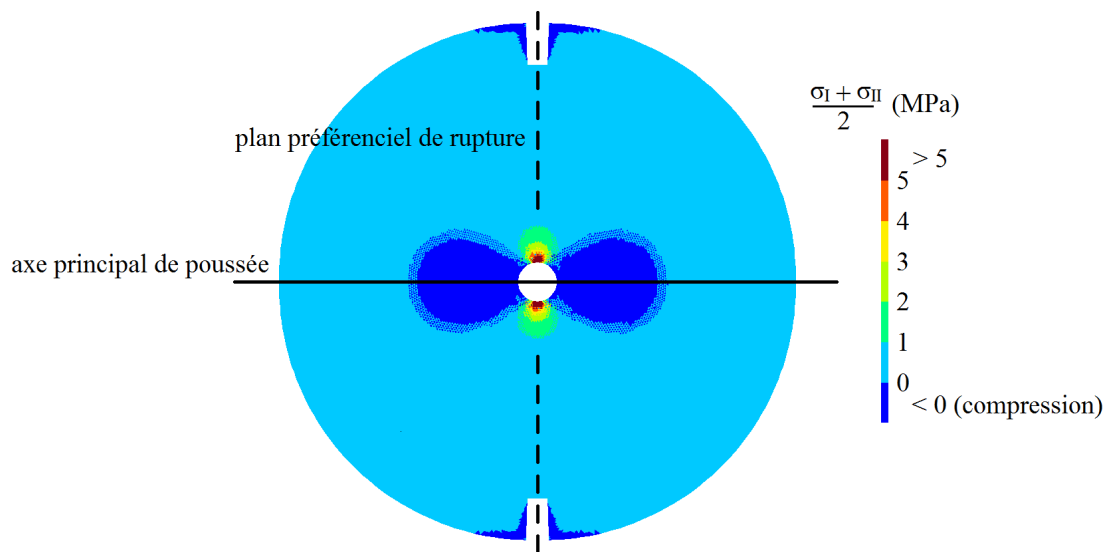


FIGURE 7.7 – Champ de la pression moyenne dans l'épaisseur d'enrobage.

---

<sup>b</sup>. Voir la vidéo *Les yeux en face des trous* de Alexis Villain, 2018 [en ligne]. Disponible sur <https://lejournai.cnrs.fr/videos/la-si-delicate-physique-des-trous> (consultée en mai 2018).



CHAPITRE 7 - Simulations numériques exploratoires

Quatrième partie

**Cadre expérimental**



## Chapitre 8

# Développement d'un montage expérimental

Ce chapitre présente les différents montages expérimentaux qui ont permis le développement de la campagne d'essais d'arrachement au cœur de cette thèse. La première section met en évidence les limites posées par la géométrie conventionnelle des éprouvettes d'arrachement vis-à-vis de l'étude du comportement transversal de l'adhérence a-b. La deuxième section traite de la conception d'un nouveau type d'éprouvette d'arrachement, permettant de caractériser par des mesures expérimentales le comportement couplé de l'adhérence a-b. La dernière section détaille le protocole expérimental définitif à l'origine des résultats qui seront discutés dans le chapitre 10 de ce manuscrit.

### 8.1 Adaptation des grandeurs mesurées

#### 8.1.1 Base normative

L'essai d'arrachement à la base du volet expérimental du présent travail a été entièrement développé dans le cadre de la thèse. Le banc d'essai a été conçu de manière à s'adapter à une machine d'essai de traction/compression électromécanique INSTRON 3384, déjà en place dans le laboratoire, dont les principales contraintes sont les suivantes :

- une force maximale de 150 kN (limite de la machine d'essai) ;
- une ouverture des mors limitant le type d'armature utilisable à des HA14 ;
- une distance maximale entre les mors de 550 mm (en conservant un débattement de 100 mm pour l'application du chargement).

Le bâti destiné à la réalisation d'essais d'arrachement a été conçu en tenant compte de ces contraintes géométriques et des possibilités qui en découlent vis-à-vis des sollicitations mécaniques. Il est également surdimensionné de manière à offrir un support rigide à l'éprouvette d'arrachement et à ne pas s'endommager suite aux essais. Les plans d'exécution des différentes pièces ont été réalisés sur AutoCAD pour être envoyés à une entreprise d'usinage <sup>a</sup>.

---

a. <http://www.schwebel-industries.com/>

## CHAPITRE 8 - Développement d'un montage expérimental

Le bâti, en plus de la visserie nécessaire, se compose des pièces principales suivantes (figure 8.1-a) :

- deux plateaux en acier ( $f_y \geq 1\ 000$  MPa) de 18 mm d'épaisseur ;
- quatre tiges filetées en acier 8.8 ( $f_y = 640$  MPa) permettant de relier entre-eux les deux plateaux ;
- un « goujon » en acier ( $f_y \geq 1\ 300$  MPa) permettant d'accrocher le plateau supérieur du bâti au mors supérieur de la machine d'essai.

L'éprouvette d'arrachement est placée sur le plateau inférieur dont le perçage central permet de faire passer l'armature (figure 8.1-a). L'armature est serrée dans le mors inférieur, bloquant ainsi l'ensemble de l'éprouvette. L'effort d'arrachement est alors généré par le déplacement vertical ascendant du mors supérieur de la machine d'essai qui entraîne, via le goujon puis le plateau supérieur puis les tiges d'assemblage, le plateau inférieur sur lequel est posée l'éprouvette.

L'efficacité du bâti a été validée par la réalisation d'une première campagne de 12 essais d'arrachement incluant 4 types de bétons, dont 1 béton de granulats naturels et 3 bétons de GBR. Ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes d'arrachement cubiques dont chacune se compose d'une armature HA14 ancrée sur une longueur  $l_{adh}$  de 140 mm au centre d'un cube de béton de 200 mm de côté (figure 8.1-b). Les résultats obtenus à partir de ce premier montage (montage I), complétés par la mesure en émissions acoustiques introduite au § 6.1, ont permis d'appuyer la corrélation étudiée par [Plizzari \*et al.\* \[1998\]](#) entre la géométrie des verrous de l'armature et l'existence d'un axe principal de poussée qui lui est associé [[Chiriatti \*et al.\*, 2018](#)].

### 8.1.2 Mesure du gonflement

Comme introduit au § 4.2.1, l'essai d'arrachement selon la norme [NF-EN-10080 \[2005\]](#) est essentiellement voué à une approche comparative. La courbe  $\tau - s$  issue de cet essai ne caractérise en effet que le comportement longitudinal de l'adhérence a-b. L'analogie hydraulique (§ 4.3.3) fournit un cadre théorique pour l'étude du comportement transversal de l'adhérence a-b et permet de prédire un déplacement radial (i.e. gonflement) des parois latérales du béton d'enrobage sous l'effet de la contrainte radiale  $\sigma$  exercée à l'interface a-b lors de l'arrachement de la barre.

Sur la base de mêmes éprouvettes que celles utilisées pour le montage I, un second montage (montage II) est développé dans le but de mesurer ce gonflement. Pour cela, deux capteurs de déplacement de type LVDT, disposés à l'horizontale (i.e. transversalement à l'armature, figure 8.2-a), ont été ajoutés à l'instrumentation du montage I. Concernant la position de ces LVDT, deux points particuliers ont été considérés du fait que l'éprouvette :

- effectue un mouvement vertical ascendant lors de l'essai. Les LVDT doivent donc idéalement être fixés sur le bâti afin de suivre ce mouvement. Pour s'affranchir d'une éventuelle rotation due à la flexion du plateau supportant l'éprouvette, chaque LVDT a été fixé à une tige filetée reliant les plateaux du bâti (figure 8.2-a) ;

## SECTION 8.1 - Adaptation des grandeurs mesurées

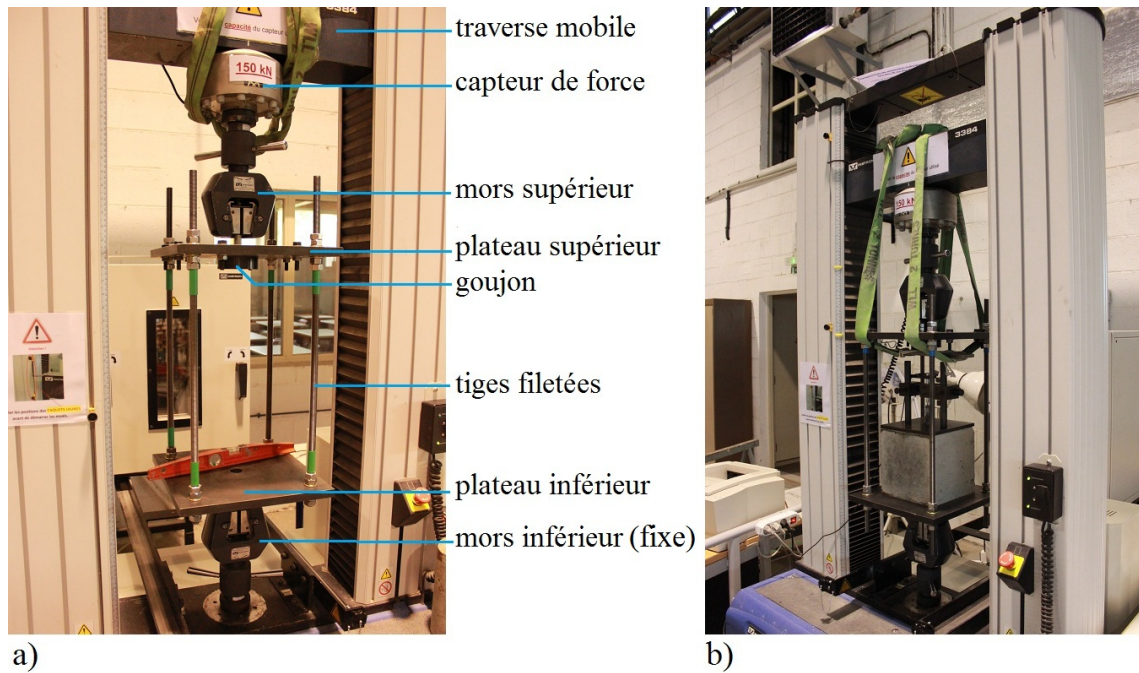


FIGURE 8.1 – Conception du banc d'essai d'arrachement : a) mise en place du bâti, b) aperçu du montage I.

- est susceptible de se déplacer latéralement en bloc rigide (i.e. déplacement sans déformation), par exemple, pour des raisons de mise en place suite à l'application du chargement. Afin de compenser ce mouvement qui n'est pas dû au gonflement, les LVDT ont été placés en vis-à-vis, au contact de deux parois opposées du cube de béton. Ainsi, le calcul de la somme algébrique des mesures  $g_1$  et  $g_2$  renvoyées par les deux LVDT compense le déplacement  $\delta$  de bloc (figure 8.2-b).

En plus de ces mesures mécaniques additionnelles, une mesure acoustique en émission-réception (chapitre 2) est mise en place dans le but d'étudier l'endommagement de l'éprouvette.

Pour cela, deux transducteurs ultrasonores d'ondes P et de fréquence centrale 54 kHz (i.e. longueur d'onde d'environ 75 à 85 mm) sont disposés en vis-à-vis sur les deux faces latérales opposées et encore libres du cube de béton (figure 8.2-a).

Le signal électrique émis est produit par un générateur de fonction sous la forme d'une unique période sinusoïdale d'amplitude 10 V (amplitude maximale de l'appareil) et de fréquence 54 kHz (i.e. fréquence centrale du transducteur).

L'acquisition du signal reçu est réalisée avec un oscilloscope numérique DPO2024B dont les principales caractéristiques sont une fréquence d'échantillonnage de 1 GHz et une quantification sur 8 bits (i.e. 256 valeurs de tension). À ce stade, les transducteurs sont couplés au béton avec de la graisse et le déclenchement des captures du signal est effectué manuellement.

## CHAPITRE 8 - Développement d'un montage expérimental

La figure 8.3-a représente les évolutions simultanées du gonflement (ligne pleine violette, axe de gauche) et de l'effort d'arrachement (ligne pointillée bleue, axe de droite) au cours du temps de l'essai. Elle montre que :

- la rupture de l'adhérence a-b s'est produite de manière ductile suite à la ruine de l'interface a-b (i.e. pull-out, § 4.2.2) ;
- le gonflement est fortement corrélé à l'effort d'arrachement ;
- le gonflement maximal est de l'ordre de 0,7 mm.

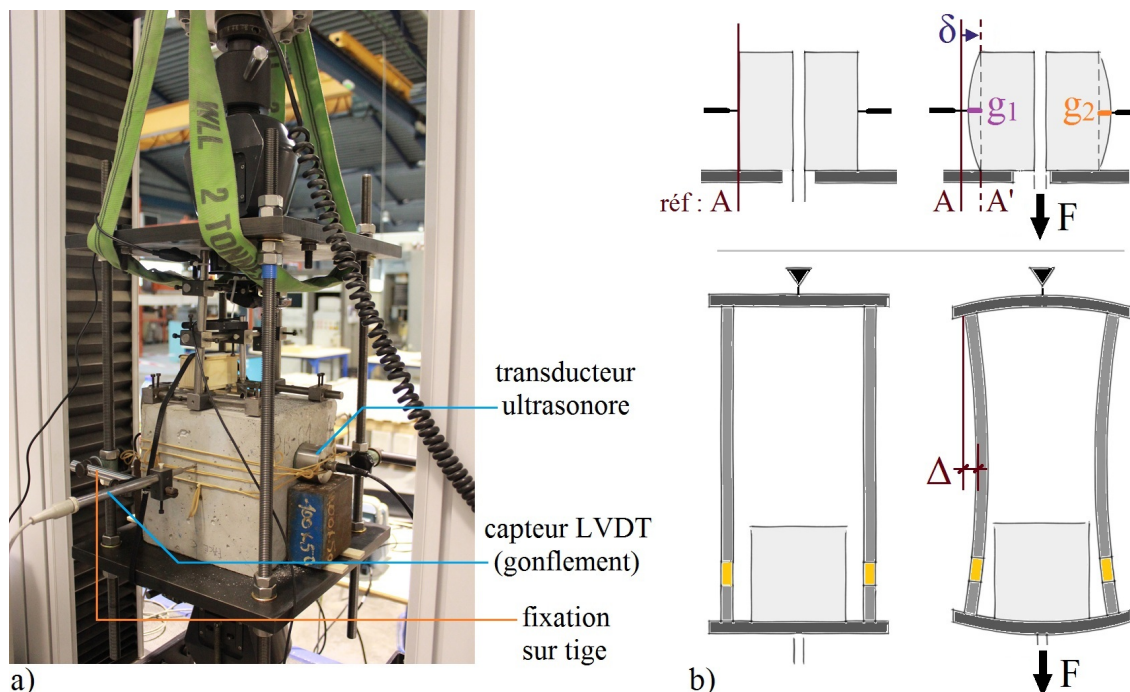


FIGURE 8.2 – Instrumentation complémentaire de l'essai d'arrachement : a) aperçu du montage II, b) problématiques rencontrées.

La valeur maximale du gonflement mesurée semble très importante compte tenu de son origine, à savoir, la déformation du béton en traction. De plus, cette forte corrélation avec l'effort d'arrachement tout au long de l'essai, y compris après le pic, devait être questionnée.

Un mouvement des supports des LVDT fixés sur les tiges filetées du bâti a été identifié comme la cause plausible de ce biais. En effet, la légère flexion des plateaux supérieur et inférieur pourrait vraisemblablement courber les tiges filetées par les rotations d'extrémités qu'elle impose (figure 8.2-b). Ce phénomène explique non seulement la valeur importante du gonflement, mais aussi la forte corrélation entre le gonflement et l'effort d'arrachement (qui traduit une réponse élastique du bâti vis-à-vis de l'effort d'arrachement qui le sollicite).

Faisant suite à cette conclusion, le positionnement des supports des LVDT destinés à la mesure du gonflement a été modifié.

## SECTION 8.1 - Adaptation des grandeurs mesurées

La figure 8.3-b représente l'intégralité des signaux acoustiques reçus enregistrés avant et après l'essai d'arrachement. Elle donne donc un aperçu de la forme d'onde résultant des réflexions multiples à travers le volume de l'éprouvette (y compris la zone d'ancrage de l'armature). Une analyse visuelle montre que le signal reçu a été influencé par l'endommagement du béton d'enrobage suite à l'application du chargement (i.e. perturbation des ondes de coda, § 2.2.4). Ce résultat confirme la capacité des méthodes acoustiques à obtenir des informations sur l'intégrité du béton dans le cadre d'un essai d'arrachement.

Faisant suite à cette première mesure acoustique, de nombreux points d'amélioration ont été mis en évidence.

En particulier, les nécessités :

- d'augmenter la sensibilité de la mesure aux phénomènes qui se produisent à l'échelle des granulats et de l'armature en rapprochant, par une augmentation de la fréquence du signal émis, la longueur d'onde (qui, pour rappel, est de 75 à 85 mm pour une émission à 54 kHz) de la taille des gros granulats du béton et du diamètre de l'armature : soit 15 à 20 mm ;
- de numériser plus finement le signal reçu. La quantification sur 8 bits de l'oscilloscope numérique utilisé s'est avérée insuffisante pour avoir de la précision sur les ondes de très faible amplitude (typiquement : la première émergence du signal), et, en même temps, la capacité d'enregistrer l'intégralité des ondes d'amplitude maximale ;
- de travailler à une procédure d'acquisition du signal automatisée assurant un intervalle de temps fixe entre deux enregistrements consécutifs.

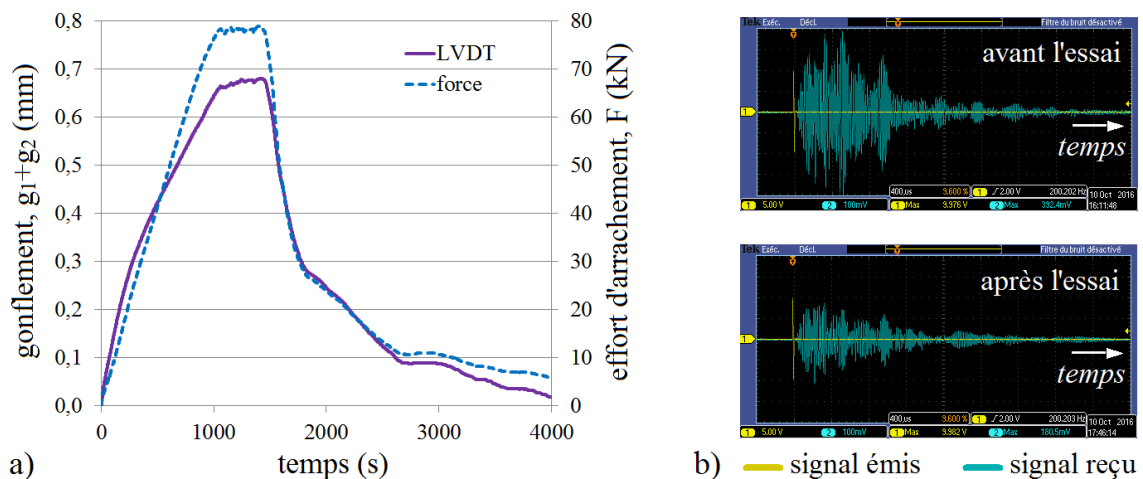


FIGURE 8.3 – Résultats expérimentaux relatifs au montage II : a) mécaniques, b) acoustiques (aperçu de la coda ultrasonore).



## 8.2 Adaptation de l'éprouvette d'arrachement

### 8.2.1 Conception

Faisant suite aux constatations issues des montages I et II introduits ci-dessus, une proposition d'adaptation de la géométrie de l'éprouvette d'arrachement, favorisant l'étude des mécanismes physiques liés à l'adhérence a-b, est détaillée dans cette section. Pour cela, un coffrage métallique a été conçu et dessiné. À nouveau, les plans d'exécution des différentes pièces ont été réalisés sur AutoCAD pour être envoyés à une entreprise d'usinage. On détaille dans les paragraphes suivants les différents aspects qui ont été considérés pour la conception du coffrage.

#### 8.2.1.1 Orientation de l'armature

La direction du bétonnage par rapport à l'armature a une grande influence sur l'adhérence a-b. Deux cas de figure peuvent être envisagés selon l'orientation de l'armature par rapport à la direction du coulage :

- armature horizontale (i.e. disposée perpendiculairement à la direction du coulage), c'est le cas des poutres et des dalles ;
- armature verticale (i.e. dans la direction du coulage), c'est le cas des murs et des poteaux.

Dans le cadre de l'essai d'arrachement, la première configuration (figure 8.4-a) présente des avantages pratiques considérables vis-à-vis :

- du maintien de l'armature (qui dépasse alors des faces latérales du coffrage) ;
- de la vibration et du stockage de l'éprouvette (la face inférieure du coffrage est plane, ce qui permet, entre autres, l'utilisation d'une table vibrante).

Cependant, du point de vue mécanique, la position horizontale de l'armature induit une anisotropie du béton d'enrobage et de l'interface a-b. Plus précisément, deux effets parasites sont susceptibles de se produire lors du coulage :

- d'une part, le mouvement descendant des plus gros granulats (ségrégation) provoque une accumulation de ces derniers sur la face de l'armature dirigée vers le haut et leur raréfaction sous la face de l'armature dirigée vers le bas [Khayat, 1998; Soylev et François, 2003] ;
- d'autre part, le mouvement ascendant de l'eau et des bulles d'air (ressuage) provoque une accumulation de ces dernières sous la face de l'armature dirigée vers le bas et leur raréfaction sur la face de l'armature dirigée vers le haut [op. cit.].

Notons que ces deux phénomènes sont d'autant plus préjudiciables que l'épaisseur de béton entre l'armature et le fond du coffrage est importante [Soylev et François, 2003].

La deuxième configuration (figure 8.4-b) est techniquement plus compliquée. En effet, l'armature dépasse :

- de la face inférieure du coffrage (ce qui nécessite de poser l'éprouvette sur une surface surélevée du sol et percée),

## SECTION 8.2 - Adaptation de l'éprouvette d'arrachement

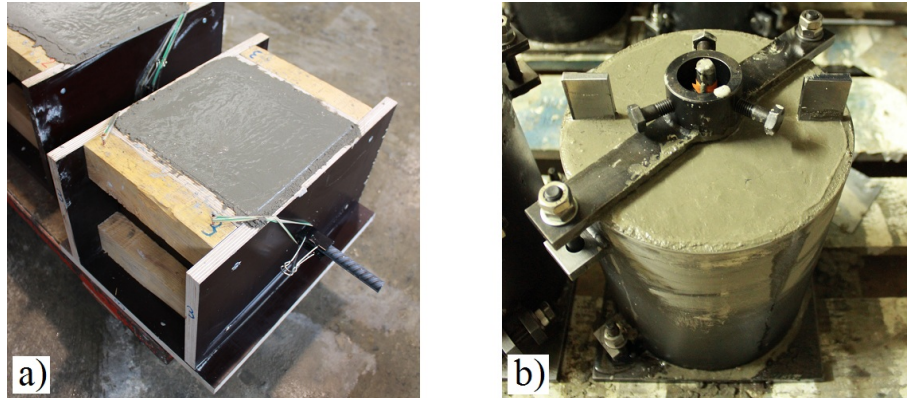


FIGURE 8.4 – Coulage des éprouvettes d'arrachement : a) armature horizontale, b) armature verticale.

- de la face supérieure du coffrage, ouverte pour permettre le bétonnage (ce qui complique le maintien de l'armature dans sa position verticale).

Cependant, du point de vue mécanique, la configuration verticale à l'avantage de permettre une répartition homogène du béton autour de l'armature, ce qui limite significativement les problématiques de ségrégation et de ressuage évoquées précédemment.

Le présent travail se concentre sur les mécanismes physiques de l'adhérence a-b. Pour cette raison, l'aspect mécanique a été privilégié. La solution retenue est donc celle d'une armature verticale (i.e. disposée dans la direction du coulage, figure 8.4-b).

### 8.2.1.2 Longueur d'ancrage

Nous avons vu au § 4.2.1 que la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  de l'armature recommandée par la norme NF-EN-10080 [2005] est de  $5 \times d_{nom}$ . On rappelle que cette longueur est le résultat d'un compromis entre l'uniformité de la contrainte d'adhérence (qui nécessite un ancrage court), et la représentativité de la géométrie du marquage (qui nécessite un nombre minimal de verrous en contact avec le béton).

Nous avons cependant vu au chapitre 4 que le phénomène d'adhérence a-b ne peut pas être restreint à la seule interface a-b, mais qu'il est le produit d'une interaction avec une épaisseur non négligeable du béton d'enrobage. Pour cette raison, il semble nécessaire de tenir également compte de la représentativité du béton.

En raisonnant sur une seule dimension, la longueur nécessaire à un comportement représentatif du béton est estimée à 5 fois le diamètre  $d_g$  du plus gros granulat entrant dans sa composition [Van Mier, 2012]. Pour la définition de la longueur d'ancrage, la prise en compte simultanée des critères de représentativité de l'armature et du béton est formulée par l'équation 8.1.

$$l_{adh} = \max [5 d_{nom}; 5 d_g] \quad (8.1)$$

## CHAPITRE 8 - Développement d'un montage expérimental

En ce qui concerne les résultats qui seront présentés aux chapitres 9 et 10, compte tenu de l'utilisation d'une armature HA12 ( $d_{nom} = 12$  mm) et de bétons dont le diamètre  $d_g$  du plus gros granulat ne dépasse pas 20 mm, une longueur d'ancrage de 100 mm a été retenue (zone 3, figure 8.5).

Soulignons également que, afin de maîtriser la longueur d'ancrage tout au long de l'essai d'arrachement, le marquage de l'armature a été supprimé sur une longueur de 30 mm en amont de la zone d'ancrage par meulage (zone 4, figure 8.5). Cette disposition, justifiée au § 5.3.1, est prise en compte pour le calcul de la contrainte d'adhérence  $\tau$  (équation 5.5).

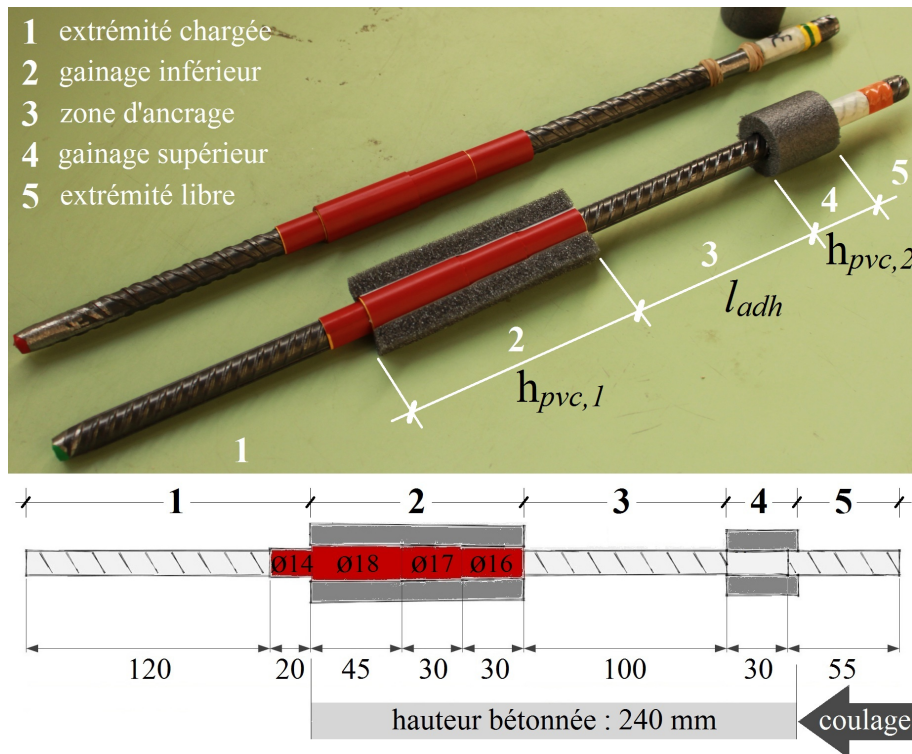


FIGURE 8.5 – Disposition constructives relatives à l'ancrage de l'armature.

### 8.2.1.3 Hauteurs de gainage

L'importance du gainage de l'armature sur une hauteur  $h_{pvc,1}$  (figure 8.6-a) permettant d'éloigner le support de l'éprouvette de la zone d'ancrage a été introduite au § 4.2.1 et étudiée au § 7.1.3. Sur la base des résultats du § 7.1.3 (figure 7.4) et de contraintes techniques liées à l'espace disponible entre les mors de la machine d'essai (§ 8.1.1), un critère (équation 8.2) liant la hauteur de gainage  $h_{pvc,1}$  et l'épaisseur d'enrobage  $c_{nom}$  a été établi.

Le gainage inférieur est réalisé en revêtant la barre avec du ruban adhésif épais de manière à aplanir complètement le relief du marquage (zone 2, figure 8.5). Cela permet de réduire l'épaisseur du gainage par rapport à un fourreau en plastique de type tube en PVC, en épousant la forme quasi-elliptique de la section de l'armature. Ainsi la recommandation

## SECTION 8.2 - Adaptation de l'éprouvette d'arrachement

de la norme [NF-EN-10080 \[2005\]](#) visant à limiter l'épaisseur du gainage à un maximum de 3 mm est satisfaite.

Notons que l'efficacité du ruban adhésif a été démontrée par les résultats obtenus en émissions acoustiques (§ [6.1](#)). Par précaution, pour anticiper un éventuel évasement de l'enveloppe en ruban adhésif susceptible de gêner le glissement, trois diamètres de gainage différents sont mis en œuvre sur la hauteur  $h_{pvc,1}$  (zone 2, figure [8.5](#)).

Bien qu'absente des recommandations de la norme [NF-EN-10080 \[2005\]](#), une hauteur de gainage entre la zone d'ancrage et l'arase supérieure de l'éprouvette (zone 4, figure [8.5](#)) a été mise en œuvre dans le cadre du présent travail.

Cette disposition a été adoptée :

- pour éviter toute perturbation de la zone d'ancrage lors de l'arase de la surface libre du béton après le coulage. En effet, lors du passage de la truelle, les granulats situés juste sous la surface du béton risquent d'être réarrangés. Il est donc important qu'ils ne se trouvent pas dans la zone d'ancrage ;
- pour éloigner la zone d'ancrage de la couche la plus haute du béton, où les effets de la ségrégation des granulats, du ressuage de l'eau et des bulles d'air ainsi que de la dessiccation sont les plus prononcés.

Sur la base de ces considérations, un critère conventionnel (équation [8.2](#)) liant la hauteur de gainage  $h_{pvc,2}$  entre la zone d'ancrage et la surface de l'éprouvette et le diamètre  $d_g$  du plus gros granulats du béton a été établi.

$$\frac{h_{pvc,1}}{c_{nom}} \geq 1,2 \qquad \frac{h_{pvc,2}}{d_g} \geq 1,5 \qquad (8.2)$$

En ce qui concerne les résultats qui seront présentés aux chapitres 9 et 10, compte tenu de l'épaisseur d'enrobage  $c_{nom}$  maximale de 87 mm et du diamètre  $d_g$  du plus gros granulats de 20 mm, des hauteurs de gainage  $h_{pvc,1}$  et  $h_{pvc,2}$  de respectivement 105 et 35 mm ont été retenues (zones 2 et 4, figure [8.5](#)).

### 8.2.1.4 Aménagement du plan préférentiel de rupture

La présence des zones gainées, bien qu'indispensable afin de s'affranchir des phénomènes parasites évoqués précédemment, génère un volume de béton important (zones gainées, figure [8.6-a](#)), qui n'est pas sollicité directement par la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b (zone d'ancrage, figure [8.6-a](#)). Par contre, on conçoit intuitivement <sup>b</sup> que ce béton entourant les zones gainées contribue au confinement de l'interface a-b. Ce confinement « excessif » :

- perturbe la mesure de gonflement réalisée en surface et biaise ainsi la caractérisation du comportement transversal de l'adhérence a-b ;
- est également susceptible de perturber le phénomène d'adhérence a-b lui-même, en restreignant le développement de la fissuration de scission à travers l'enrobage (équations [4.5](#) et [5.9](#)) dans la zone d'ancrage étudiée (figure [8.6-a](#)).

---

b. Cette intuition sera confirmée par des mesures expérimentales au chapitre 10.

## CHAPITRE 8 - Développement d'un montage expérimental

Pour limiter au maximum ces effets parasites, la géométrie conventionnelle de l'éprouvette d'arrachement a été modifiée.

On s'appuie pour cela sur le fait que l'endommagement du béton d'enrobage se concentre essentiellement selon le PPR, imposé par l'orientation des verrous en croissants de l'armature HA utilisée (§ 4.3.2.1 et § 7.2.2, figures 4.11 et 7.6). Or, nous avons vu que l'endommagement du volume de béton d'enrobage constitue un des mécanismes fondamentaux qui gouverne l'adhérence a-b (§ 4.3). De ce fait, une séparation mécanique du volume de béton entourant les zones gainées selon le seul PPR est proposée afin de neutraliser le confinement excessif qu'il exerce sur l'interface a-b (figure 8.6-b).

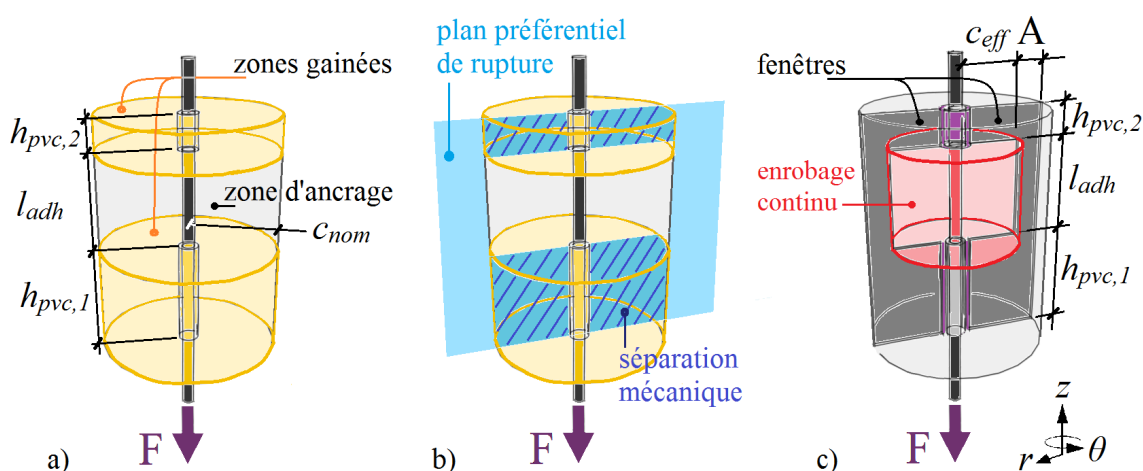


FIGURE 8.6 – Adaptation de l'éprouvette d'arrachement : a) confinement excessif, b) solution proposée, c) disposition constructive.

Deux options permettant de scinder le béton entourant les zones gainées en deux volumes distincts peuvent être envisagées :

- le sciage du béton après durcissement ;
- le moulage lors du coulage du béton.

Le sciage n'est pas adapté à la réalisation des angles vifs qui se trouvent à la jonction entre la zone gainée (où le béton doit être scié) et la zone d'ancrage (où le béton doit être conservé). De plus, les chocs et vibrations induits par le sciage risquent d'endommager le béton et l'interface a-b. Pour cette raison, l'option du moulage a été retenue.

La séparation mécanique du volume de béton entourant les zones gainées est réalisée par la mise en place, dans le coffrage et le long du PPR, de deux plaques. Ces plaques, disposées en amont du coulage et appelées « fenêtres », n'autorisent la continuité de l'enrobage que sur la hauteur  $l_{adh}$  de la zone d'ancrage de l'armature (figure 8.6-c).

Par ailleurs, la lame d'air créée après le retrait des fenêtres (au démoulage) joue également en faveur des mesures acoustiques. En effet, l'obstacle que représentent ces lames d'air au passage des ondes sonores (chapitre 2) contraint les ultrasons à se propager par



## SECTION 8.2 - Adaptation de l'éprouvette d'arrachement

la zone d'ancrage de l'armature, où les phénomènes physiques liés à l'adhérence a-b se produisent.

Compte tenu de la position des fenêtres, confondues avec le PPR, l'épaisseur d'enrobage  $c_{nom}$  peut alors être ajustée en modulant uniquement la largeur de l'ouverture créée par la fenêtre ; on parlera donc d'enrobage efficace  $c_{eff}$  (figures 8.7-a et 8.6-c). De cette manière, trois types d'éprouvettes MIN, MOY et MAX, d'enrobages efficaces respectifs 42 - 57 et 72 mm (soit  $3,50 - 4,75$  et  $6,00 \times d_{nom}$ ), ont été étudiés (figure 8.7-b).

La géométrie des fenêtres est également modifiée de manière à prendre en compte l'ensemble des aspects introduits précédemment (pour les tirets suivants, se référer aux figures 8.7-a et 8.6-c) :

- la hauteur du gainage inférieur  $h_{pvc,1}$  (§ 8.2.1.3) conditionne la hauteur de l'aile inférieure de la fenêtre ;
- la longueur d'ancrage  $l_{adh}$  (§ 8.2.1.2) conditionne la hauteur d'ouverture de la fenêtre ;
- la hauteur du gainage supérieur  $h_{pvc,2}$  (§ 8.2.1.3) conditionne la hauteur de l'aile supérieure de la fenêtre ;
- la longueur des vis de fixation de la fenêtre au fût du coffrage conditionne la largeur de sa partie pleine (cote A, figure 8.6-c).

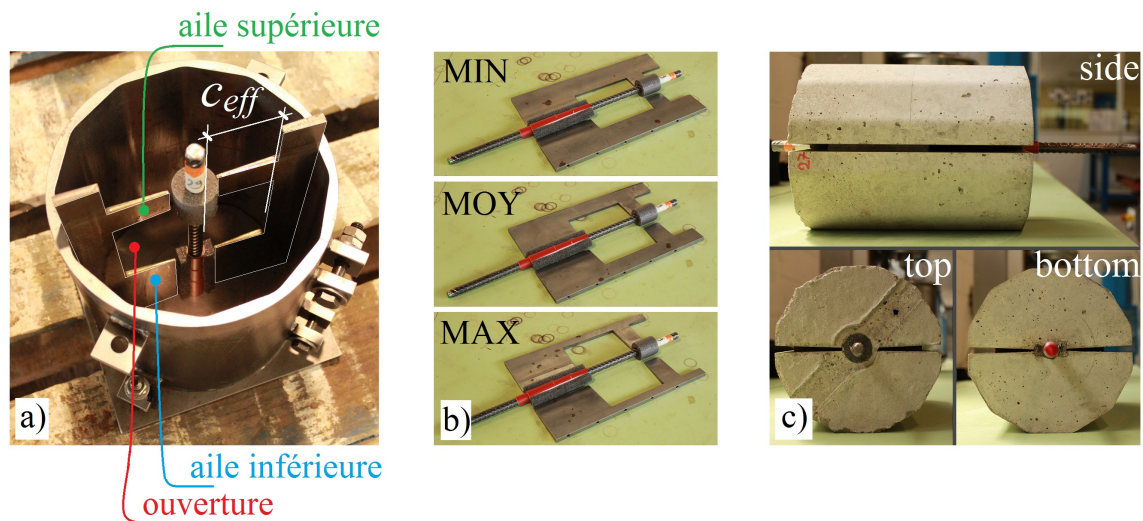


FIGURE 8.7 – Adaptation de l'éprouvette d'arrachement : a) coffrage, b) fenêtres, c) éprouvette.

Pour des raisons techniques, un petit espace existe entre les extrémités des ailes des fenêtres et les zones gainées de l'armature (figure 8.7-a). Afin d'assurer une séparation mécanique totale du PPR (à l'exception de la zone d'ancrage), ce petit espace est comblé avec de la mousse dont la présence permet d'empêcher la continuité du bétonnage

Compte tenu de l'inclinaison de la résultante de la contrainte d'adhérence  $\tau$  et de la contrainte radiale  $\sigma$ , dirigée vers le support de l'éprouvette (§ 4.4.1.5), deux dispositions

différentes sont adoptées selon la position de l'espace à combler par rapport à la zone d'ancrage (figures 8.5, 8.7-a et 8.7-b) :

- en dessous de la zone d'ancrage, où le béton est sollicité par la contrainte résultante inclinée issue de l'interface a-b, l'espace armature-fenêtre est comblé avec deux bandes de mousse situées hors de l'axe principal de poussée de l'armature (qui est perpendiculaire aux fenêtres) ;
- au dessus de la zone d'ancrage, où le béton n'est pas sollicité par la contrainte résultante inclinée issue de l'interface a-b, l'espace armature-fenêtre est comblé avec un tube en mousse entourant l'armature.

TABLE 8.1 – Dimensions des éprouvettes d'arrachement.

dimension	type d'éprouvette			
	MIN	MOY	MAX	REF
$l_{adh}$		100		
$h_{pvc,1}$		105		
$h_{pvc,2}$		35		
$c_{eff}$	42	57	72	87
fenêtres	oui	oui	oui	non

Note : Unité : mm.

### 8.2.1.5 Section du fût du coffrage

Nous avons introduit aux § 4.3.2.1, § 7.2 et au chapitre 6 l'existence d'axes privilégiés liés à la géométrie du marquage de l'armature (plan principal de poussée, PPR, figures 4.11 et 7.7). Chacun de ces axes est caractérisé par une contrainte dominante de signe différent (compression pour l'axe de poussée, traction pour l'axe de rupture). Compte tenu de la sensibilité des ultrasons à la contrainte mécanique et à l'endommagement (chapitre 2), il a été jugé important, dans le cadre de la conception de l'éprouvette d'arrachement, d'avoir la possibilité de réaliser des mesures acoustiques selon différents angles de travail par rapport à ces axes.

Les ondes acoustiques étant affectées par la distance parcourue dans le milieu de propagation (chapitre 2), une épaisseur de béton constante autour de l'armature (i.e. section d'éprouvette cylindrique) est préférable afin de pouvoir comparer les résultats de mesures acoustiques obtenues selon les différents angles de travail. Cependant, le couplage des transducteurs ultrasonores sur une surface courbe n'est pas optimal pour, entre autres, des raisons de stabilité du capteur et de convergence/divergence des ondes ultrasonores.

Pour ces raisons, une section d'éprouvette en forme de dodécagone, à la fois très proche d'un cylindre et offrant de nombreuses faces planes, a été retenue (figure 8.7-a). Une cinématique illustrant la procédure de décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée est donnée en annexe D.

La figure 8.7-c montre l'éprouvette d'arrachement modifiée type obtenue grâce au coffrage définitif (ici équipé des fenêtres) retenu dans le cadre du présent travail. Le fût

## SECTION 8.2 - Adaptation de l'éprouvette d'arrachement

du coffrage peut également être utilisé sans fenêtre. Dans ce cas, l'éprouvette obtenue, dite de « référence » (REF), s'apparente à celle définie par la norme [NF-EN-10080 \[2005\]](#). L'épaisseur d'enrobage correspondant aux éprouvettes de type REF est de 87 mm (soit  $7,25 \times d_{nom}$ ). Le tableau [8.1](#) récapitule les dimensions des éprouvettes modifiées. La figure [8.7-c](#) fournit une correspondance graphique avec les données de ce tableau.

### 8.2.2 Validation

Le montage III (figure [8.8-a](#)) correspond à un essai d'arrachement réalisé avec les éprouvettes adaptées précédemment introduites. Ses objectifs sont les suivants :

- valider la conception des éprouvettes d'arrachement adaptées ;
- effectuer une nouvelle mesure du gonflement avec un autre support pour les capteurs LVDT (se référer au § [8.1.2](#)) ;
- compléter la mesure du gonflement par une mesure de l'ouverture du PPR ;
- réaliser une mesure acoustique avec une longueur d'onde de l'ordre de la taille des gros granulats du béton et du diamètre de l'armature (i.e. 15 à 20 mm, se référer au § [8.1.2](#)).

Le bon déroulement de l'essai d'arrachement (jugé, entre autres, par la conformité des courbes  $\tau - s$  vis-à-vis du comportement type introduit au § [4.2.2](#)) a permis de valider la conception des éprouvettes adaptées (figure [8.7](#)). Concernant le béton d'enrobage, une répartition homogène des granulats le long du PPR a été visuellement confirmée (figure [8.9-a](#)). Concernant l'armature, des indices confirmant l'occurrence du mécanisme local de rupture 3 (figures [4.4-c](#) et [5.4](#)), à la base du modèle analytique de l'adhérence a-b développé dans le cadre du présent travail (chapitre 5), ont pu être observés :

- cisaillement de bloc du béton piégé entre les verrous (figure [8.9-b](#)) ;
- intégrité du béton piégé entre les verrous, qui peut être séparé de l'armature sous la forme de « copeaux » (figure [8.9-c](#)).

Du fait du problème de flexion des tiges du bâti rencontré avec le montage II, les LVDT horizontaux utilisés pour la mesure du gonflement ont été cette fois-ci fixés à un support disposé sur l'éprouvette (figure [8.8-a](#)). Afin de s'affranchir d'éventuelles perturbations liées au gonflement de l'éprouvette (i.e. éloignement des deux moitiés de l'enrobage cylindrique), le support des LVDT est appuyé de manière à suivre la translation horizontale d'une seule des deux moitiés de l'enrobage. Par précaution, 3 LVDT sont utilisés de chaque côté du PPR, soit 6 points de mesure du gonflement.

Le modèle analytique développé au chapitre 5 lie la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b à l'ouverture de la fissure de scission  $w_{fpz}$  (équation [5.9](#)). Une mesure directe de l'ouverture du PPR a donc été mise en place. On utilise pour cela 4 extensomètres à pointes (2 par fissure de scission), disposés à cheval sur le PPR (figure [8.8-a](#)). Ces extensomètres sont constamment maintenus plaqués contre la face supérieure de l'éprouvette par des axes métalliques verticaux munis de ressorts qui permettent d'absorber l'allongement des tiges du bâti au cours du chargement.



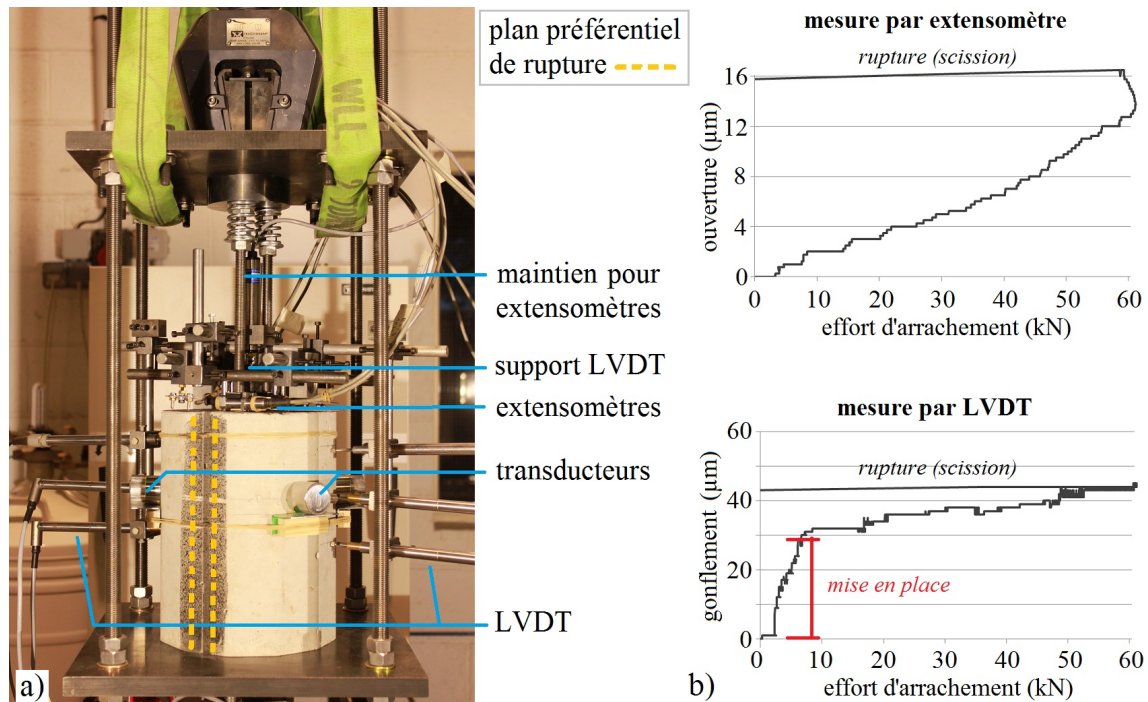


FIGURE 8.8 – Validation des éprouvettes adaptées : a) aperçu du montage III, b) mesures de déplacement.

Les déplacements issus de ces deux mesures du comportement transversal de l'adhérence a-b, représentés sur la figure 8.8-b, sont du même ordre de grandeur (quelques micromètres). Cependant, la mesure du gonflement par les LVDT apparaît plus sensible aux perturbations que celle réalisée avec les extensomètres (« mise en place », figure 8.8-b). La meilleure performance des extensomètres peut être expliquée par :

- leur emplacement. Les extensomètres sont situés sur le PPR, où se concentre l'endommagement de l'enrobage en traction. *A contrario*, le gonflement de l'éprouvette mesuré par les LVDT selon le plan principal de poussée est un phénomène global, certes maximal sur le plan en question, mais qui résulte de la sollicitation de l'ensemble du volume de béton d'enrobage ;
- la complexité du support des LVDT (capteurs en porte-à-faux, nombreux assemblages, défauts de rectitude).

Pour cette raison, il a été décidé de se concentrer sur la mesure de l'ouverture du PPR, permettant l'évaluation de la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b (équation 5.9).

Concernant les mesures ultrasonores (§ 8.3.2), les objectifs formulés suite au retour d'expérience du montage II (§ 8.1.2) ont été atteints. Notamment (§ 10.2), les points suivants ont pu être confirmés :

- la faisabilité d'une mesure avec des transducteurs piézoélectriques à ondes P de fréquence centrale 250 kHz (correspondant à une longueur d'onde entre 15 et 20

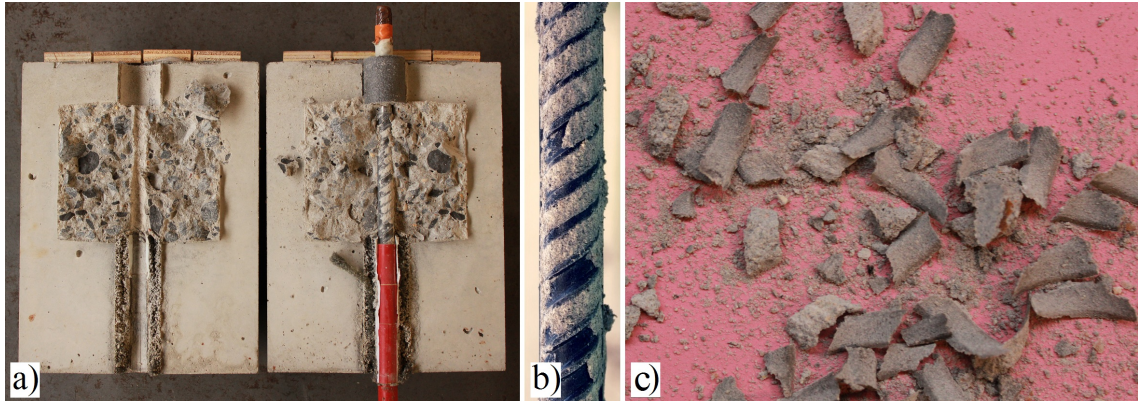


FIGURE 8.9 – Observations post-mortem de l'éprouvette d'arrachement : a) PPR, b) armature, c) béton piégé entre les verrous.

mm) ;

- la sensibilité de l'instrumentation acoustique à l'endommagement du béton d'enrobage ;
- l'automatisation du processus d'acquisition des données ;
- l'intérêt de la géométrie dodécagonale de la section de l'éprouvette.

## 8.3 Protocole expérimental définitif

### 8.3.1 Mesures mécaniques

#### 8.3.1.1 Vitesse de déplacement de l'armature

L'arrachement de l'armature est piloté par le déplacement vertical de la traverse mobile sur laquelle est fixé le mors supérieur de la machine d'essai (figure 8.1-a) à une vitesse de  $10 \mu\text{m/s}$ . Ce déplacement entraîne le bâti sur lequel l'éprouvette est posée. Le déplacement de l'armature ancrée dans l'éprouvette est empêché par son serrage dans le mors inférieur fixe de la machine d'essai. L'arrachement est alors produit par le déplacement relatif entre le béton d'enrobage, entraîné par le mouvement ascendant du bâti, et l'armature, maintenue en place par le mors inférieur de la machine d'essai.

Dans ces conditions, la vitesse de déplacement de l'armature au niveau de l'interface a-b n'est, sauf cas particulier, pas égale à la consigne en déplacement de  $10 \mu\text{m/s}$  imposée à la traverse de la machine d'essai. En effet, du fait de l'effort d'arrachement, de nombreuses pièces intermédiaires se déforment où bougent (glissement dans les mors, flexion des plateaux et allongement des tiges du bâti, allongement de l'armature).

De plus, du fait de la variation de l'effort d'arrachement au cours de l'essai, l'écart entre la vitesse de déplacement de l'armature au niveau de l'interface a-b et celle de la traverse de la machine d'essai n'est pas constant. Quatre stades peuvent être distingués (figure 8.10) :

- lors de la phase dite d'adhésion chimique (avant  $\tau_{adh}$ , figure 4.7), la vitesse de déplacement de l'armature (mesurée à partir du glissement de l'extrémité libre de l'armature, § 8.3.1.3) est quasi-nulle. La rupture d'adhésion chimique est repérée sur la graphique par la discontinuité de la vitesse de déplacement (zone A, figure 8.10) ;
- après rupture de l'adhésion chimique et jusqu'à l'atteinte de la contrainte d'adhérence ultime (entre  $\tau_{adh}$  et  $\tau_{max}$ , figure 4.7), la vitesse de déplacement de l'armature est d'environ  $2 \mu\text{m/s}$ , soit 20 % de la consigne appliquée à la traverse (zone B, figure 8.10) ;
- à l'atteinte de  $\tau_{max}$  jusqu'au début du plateau de la contrainte d'adhérence, la vitesse de déplacement de l'armature augmente jusqu'à dépasser la consigne (maximum : 140 % de la vitesse de chargement imposée). Ce dépassement peut s'expliquer par la restitution de l'énergie élastique stockée dans le bâti (zone C, figure 8.10) ;
- sur le plateau de la contrainte d'adhérence résiduelle, la vitesse de déplacement de l'armature converge vers la consigne en déplacement de la traverse (zone D, figure 8.10).

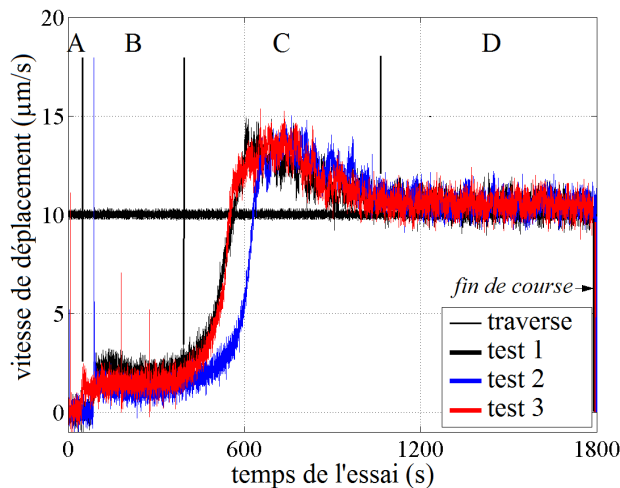


FIGURE 8.10 – Comparaison des vitesses de déplacement de la traverse et de l'armature au cours de l'essai d'arrachement.

Cette dernière observation sera exploitée pour étendre la mesure du glissement de l'armature au delà de la course maximale du capteur de déplacement dédié. D'une manière générale, au cours des essais d'arrachement menés dans le cadre du présent travail, la vitesse de déplacement de l'armature est restée comprise dans un intervalle de 0 à  $15 \mu\text{m/s}$ .

### 8.3.1.2 Effort d'arrachement

L'effort d'arrachement a été mesuré avec un capteur de force d'une capacité maximale de 150 kN et d'une précision de  $\pm 0,01 \text{ kN}$ . Le capteur de force est disposé en série

## SECTION 8.3 - Protocole expérimental définitif

au niveau du mors supérieur de la machine d'essai (figure 8.1). Une courbe montrant la précision du capteur pour de faibles charges est donnée en annexe E.

### 8.3.1.3 Glissement de l'extrémité libre de l'armature

Le glissement de l'extrémité libre entre l'armature et le béton est mesuré par un capteur de déplacement de type LVDT (figure 8.11-a). Le palpeur du LVDT est disposé sur l'extrémité non chargée de l'armature. Le support trépied du capteur LVDT est appuyé sur le béton à une distance de 35 mm de l'axe de l'armature.

La course maximale du LVDT est de 15 mm et sa précision de  $\pm 5\%$ . Au delà de la course du LVDT, suite à l'observation introduite au § 8.3.1.1 (figure 8.10), la mesure du glissement est réalisée à partir du déplacement de la traverse de la machine d'essai. Les courbes d'étalonnage du LVDT pour les plages de déplacement 0 à 10  $\mu\text{m}$  - 10 à 100  $\mu\text{m}$  - 0,1 à 1,0 mm et  $> 1$  mm sont données en annexe E.

### 8.3.1.4 Glissement de l'extrémité chargée de l'armature

Le glissement de l'extrémité chargée entre l'armature et le béton est mesuré par corrélation d'images numériques. Pour cela, deux plaquettes métalliques mouchetées sont utilisées. Le mouchetis est réalisé par pulvérisation de peinture noire. La plus grande dimension de chaque plaquette est mesurée avec une précision de 0,1 mm afin de servir de base pour la détermination du champ des déplacements.

La première plaquette, placée sur une tige filetée, est fixée le long de l'extrémité chargée de l'armature avec un collier (figure 8.11-b et 8.11-c). Elle peut ainsi être déportée de l'armature de manière à se trouver dans le même plan focal que la deuxième plaquette. La deuxième plaquette est maintenue contre le béton d'enrobage avec des élastiques (figure 8.11-b). Ses appuis (deux pointes et un plat glissant, respectivement repères I et J, figure 8.11-c) sont conçus de manière à suivre la translation du béton situé à la hauteur de l'extrémité chargée de l'interface a-b (repère K, figure 8.11-b), c'est-à-dire au dessus de la zone gainée inférieure de l'armature ( $h_{pvc,1}$ , figure 8.7).

Le déplacement entre les points de fixation des deux plaquettes mouchetées est évalué par corrélation d'images numériques (CIN). Ce déplacement, qui inclut l'allongement de l'armature sur la distance (connue) entre les deux plaquettes mouchetées, est corrigé par le calcul de cet allongement à partir de la mesure de l'effort d'arrachement. On remonte ainsi au glissement de l'extrémité chargée de l'armature.

### 8.3.1.5 Ouverture du plan préférentiel de rupture

La mesure de l'ouverture du PPR, réalisée avec des extensomètres à pointes dans le cadre du montage III (§ 8.2.2), a été adaptée pour des capteurs de type LVDT.

Les deux raisons de ce changement sont :

- la difficulté de mise en place de l'axe équipé d'un ressort permettant de maintenir l'extensomètre plaqué contre le béton (figure 8.8-a) ;
- le risque d'abîmer les extensomètres lors de la rupture par scission (brusque) de l'enrobage. En effet, la course des extensomètres à pointes utilisés est limitée à 0,4



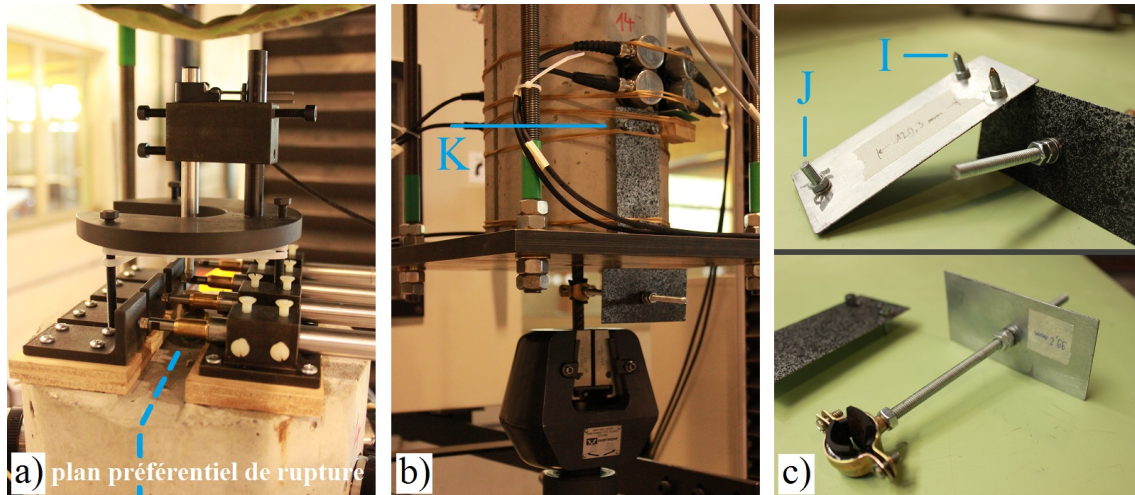


FIGURE 8.11 – Mesures de déplacement : a) glissement de l'extrémité non chargée et ouverture du PPR, b) et c) glissement de l'extrémité chargée.

mm. Or lors de la propagation dynamique de la fissure de scission et du retour élastique du bâti suite au relâchement de l'effort, un écart de plusieurs millimètres peut se créer entre les deux moitiés de l'enrobage.

Les quatre LVDT utilisés en remplacement sont fixés sur la face supérieure de l'éprouvette par l'intermédiaire de dés métalliques, eux mêmes vissés sur des plaquettes en bois collées au silicone sur la surface du béton (figure 8.11-a). En face (i.e. sur l'autre moitié de l'enrobage), des tronçons de cornière métallique servant de butées aux palpeurs des LVDT sont également vissés sur des plaquettes en bois collées au silicone sur la surface du béton. À l'échelle du micromètre, la surface métallique des cornières ne s'enfonce pas sous l'effet de la légère pression exercée par le palpeur du LVDT. La tare est donc stable durant le déroulement de l'essai.

Chaque plaquette est collée indépendamment de sa voisine. L'espacement entre les axes des capteurs est de 40 mm. Chaque fissure de scission est équipée de deux LVDT (figure 8.11-a). Le premier est placé à proximité de l'interface a-b, à 20 mm de l'axe de l'armature. Le deuxième est placé à 60 mm de l'axe de l'armature. Ce montage permet d'éviter tout risque d'abimer les capteurs en cas de rupture par scission de l'enrobage. Ces LVDT ont été étalonnés sur une plage de 0 à 20  $\mu\text{m}$  sur laquelle leur précision est de  $\pm 1,2 \mu\text{m}$ . Les courbes d'étalonnage sont données en annexe E.

### 8.3.2 Instrumentation acoustique

#### 8.3.2.1 Disposition des transducteurs

Trois transducteurs piézoélectriques sont utilisés pour la mesure acoustique. Leur principales caractéristiques sont :

- la production d'ondes P;
- une fréquence centrale de 250 kHz (i.e. une période centrale de 4  $\mu\text{s}$ );

### SECTION 8.3 - Protocole expérimental définitif

- un diamètre de 25 mm ;

Un des transducteurs est utilisé pour l'émission du signal acoustique. Les deux autres sont utilisés en récepteurs. Les transducteurs sont disposés sur les faces latérales de l'enrobage, à mi-hauteur de la zone d'ancrage de l'armature. Pour assurer leur stabilité, les transducteurs sont posés sur des supports collés au béton et maintenus par des élastiques. Un couplant de type SWC a été utilisé pour des raisons détaillées au § 2.1.2. La figure 8.12<sup>c</sup> précise la répartition des transducteurs autour de l'armature :

- l'émetteur E1 est placé sur une des deux faces latérales de l'enrobage qui se trouvent dans l'axe principal de poussée de l'armature ;
- le premier récepteur, R1, est placé sur la face opposée à celle où se trouve E1 (i.e toujours dans l'axe principal de poussée mais de l'autre côté du PPR) et enregistre donc le signal transmis à travers l'éprouvette. La distance entre E1 et R1 est de 186,6 mm (cote A, figure 8.12-b) ;
- le deuxième récepteur, R2, est placé sur une face latérale de l'enrobage adjacente à celle de l'émetteur E1 (i.e. du même côté du PPR) et a pour objectif d'enregistrer le signal rétro-diffusé.

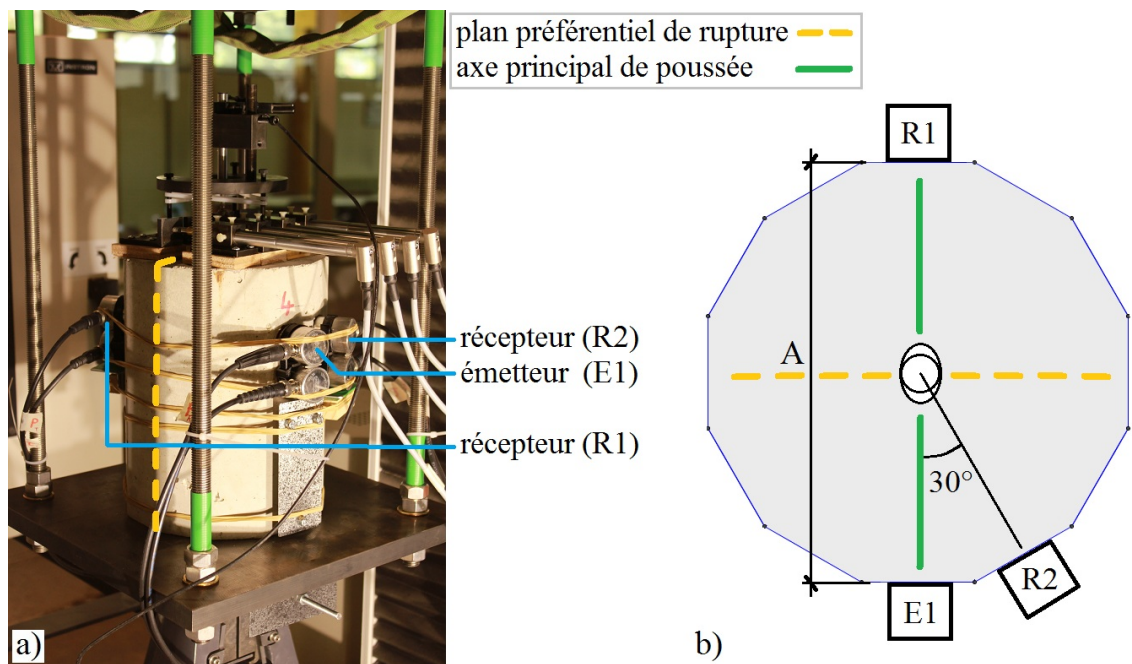


FIGURE 8.12 – Disposition des transducteurs : a) vue d'ensemble, b) répartition autour de l'armature.

c. Les trois transducteurs non repérés sur la figure 8.12 produisent des ondes S. Les données obtenues par ces capteurs ne seront pas exploitées dans le cadre du présent travail.

### 8.3.2.2 Émission

Le signal acoustique émis est déclenché au moyen d'un signal électrique produit par un générateur de fonction sous la forme d'un unique tir sinusoïdal d'amplitude 10 V et de fréquence de 250 kHz, soit une période de 4  $\mu\text{s}$  (figure 8.13). Ce signal électrique, de fréquence identique à la fréquence centrale des capteurs ultrasonores utilisés, est converti par le transducteur E1 via l'effet piézoélectrique direct en une vibration mécanique amortie. Un temps de propagation de l'onde à travers la lame adaptatrice (figure 2.6) de 25  $\mu\text{s}$  a été mesuré. Ce laps de temps est pris en compte pour la détermination des grandeurs  $t_{vol}$ ,  $t_{0-1}$  et  $t_{0-2}$  (§ 8.3.2.4).

Compte tenu de la vitesse de propagation du son dans le béton, d'environ 4000 m/s, la longueur d'onde du signal acoustique émis dans le béton, de l'ordre de 15 à 20 mm, est proche de la dimension du plus gros granulats du béton ( $d_g = 20$  mm) ainsi que du diamètre nominal de l'armature ( $d_{nom} = 12$  mm). La fréquence de répétition de chaque tir émis par le générateur de fonction est de 100 Hz, soit un tir chaque 10 ms (figure 8.13).

### 8.3.2.3 Réception

La réception du signal acoustique est réalisée par les transducteurs R1 et R2. La vibration mécanique de la surface du béton est convertie en un signal électrique via l'effet piézoélectrique inverse. Du fait du retour d'expérience de la mesure en émissions acoustiques introduite au § 6.1, le signal électrique reçu est pré-traité en amont du système d'acquisition :

- filtrage du bruit audible et des hautes fréquences par, respectivement, un filtre passe-haut (PH) fixé à 20 kHz et un filtre passe-bas (PB) fixé à 400 kHz ;
- préamplification du signal (multiplication de la tension du signal par 100).

La fréquence d'échantillonnage du système d'acquisition est fixée à 5 MHz, soit un point enregistré chaque 0,2  $\mu\text{s}$ . Compte tenu de la période du signal électrique émis (4  $\mu\text{s}$ ), cette fréquence d'échantillonnage permet l'enregistrement d'environ 20 points par période et donc une reconstruction fidèle du signal acoustique. La quantification du signal est effectuée sur 14 bits (i.e. 16384 valeurs de tension). Chaque enregistrement comprend 25 000 points de mesure, soit une durée totale de 5 ms (i.e. la moitié du temps qui s'écoule entre deux tirs successifs du générateur de fonction, figure 8.13).

### 8.3.2.4 Grandeurs mesurées

On distingue généralement la méthode de mesure active, dite de l'émission-réception, où la source de vibration est contrôlée par l'opérateur (§ 2.2.3) ; de la méthode de mesure passive, dite des émissions acoustiques, où la source provient de l'endommagement du matériau (§ 2.2.2). On se propose, dans le cadre du présent travail, de réaliser ces deux types de mesures de manière simultanée.

Le problème qui se pose est alors celui de la superposition, au niveau des récepteurs R1 et R2 :

- du signal résultant de l'émission contrôlée via le transducteur E1 ;

SECTION 8.3 - Protocole expérimental définitif

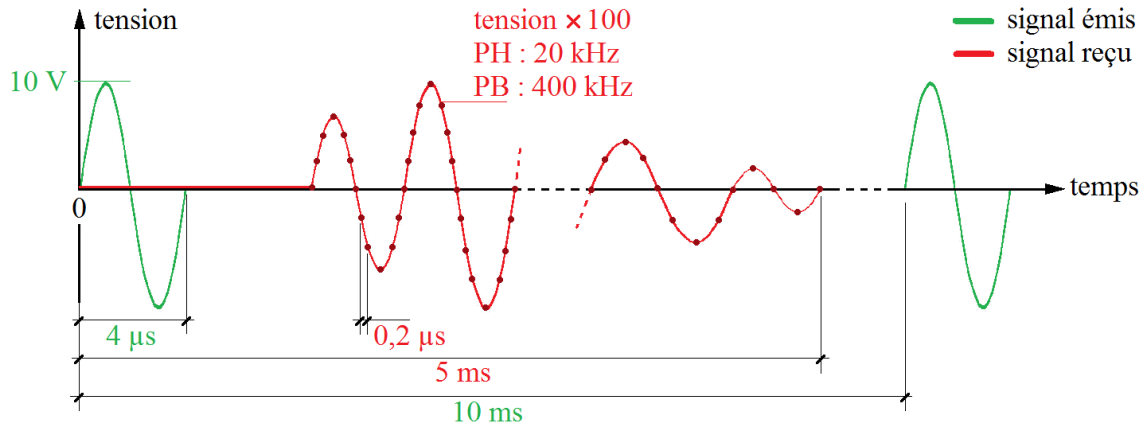


FIGURE 8.13 – Représentation schématique des signaux électriques émis et enregistrés.

— des émissions acoustiques spontanées provenant de l’endommagement du béton.

Une réponse à cette problématique peut consister à réaliser un chargement par palier (i.e. succession de montées en charge et de pauses où la charge est maintenue constante, [Lillamand *et al.*, 2010]). La mesure en émission acoustique est alors réalisée pendant les phases de montée en charge : quand l’endommagement se produit. La mesure en émission-réception est quant à elle réalisée pendant les paliers, après un laps de temps permettant l’atténuation des émissions acoustiques. Le fluage et la relaxation des matériaux sont cependant susceptibles de se produire pendant ces paliers de charge, ce qui peut remettre en question la représentativité de la mesure vis-à-vis d’un comportement sous chargement monotone.

La méthode adoptée au cours de ce travail permet de conserver le caractère monotone du chargement. La distinction entre les signaux superposés issus des deux types de sources est réalisée par post-traitement des données.

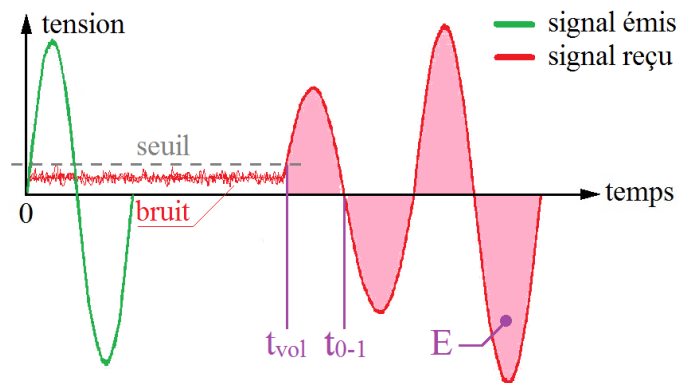


FIGURE 8.14 – Paramétrage du front d’onde.



### • Volet émission-réception

L'analyse en émission-réception nécessite d'isoler la partie du signal acoustique résultant de l'émission contrôlée via le transducteur E1. Pour cela, il est nécessaire de retirer du signal toutes les ondes « parasites » issues des émissions acoustiques. On s'appuie alors sur le caractère irrégulier des émissions acoustiques qui se manifestent de manière aléatoire et possèdent chacune une forme d'onde singulière.

En effet, si on considère deux formes d'ondes successives enregistrées à 10 ms d'intervalle (la fréquence de répétition de chaque tir), la partie du signal due à l'émission contrôlée ne varie que très peu entre ces deux instants. Les émissions acoustiques, très brèves, produisent quant à elles deux signaux très différents en termes d'amplitude, de fréquence, et de position le long de la fenêtre temporelle d'acquisition de 5 ms. De ce fait, la réalisation d'une moyenne entre les deux signaux superposés espacés de 10 ms tend à conserver la forme d'onde régulière, liée à l'émission contrôlée, et à annuler les signaux irréguliers, issus des émissions acoustiques.

Cette procédure est d'autant plus performante que le nombre de formes d'ondes utilisées pour réaliser la moyenne est important. Cependant, le temps consacré à l'acquisition des signaux pour réaliser cette moyenne doit être suffisamment petit pour que la variation du signal dû à l'émission contrôlée reste négligeable (cet impératif est à l'origine, entre autres, de la vitesse de chargement adoptée pour notre essai d'arrachement).

Il s'agit donc de trouver un juste milieu qui, dans le cadre de ce travail, s'est traduit par la réalisation d'une moyenne toutes les 5 secondes, sur la base de 250 signaux enregistrés. On obtient alors, toutes les 5 secondes, les deux formes d'ondes reçues par R1 et R2 qui, du fait du traitement, correspondent uniquement au signal contrôlé émis par E1.

Les caractéristiques du signal traité extraites pour chaque récepteur et pour chaque pas de temps de 5 secondes sont les suivantes (figure 8.14) :

- le temps  $t_{vol}$  écoulé entre l'émission et la première émergence du signal reçu. Pour déterminer ce temps, on calcule la moyenne et l'écart-type du bruit de la mesure en isolant une fenêtre temporelle située avant l'arrivée du front d'onde (figure 8.14). La valeur moyenne du bruit, si elle est non nulle, est systématiquement soustraite à l'ensemble du signal. Le temps  $t_{vol}$  est associé au premier dépassement d'un seuil fixé à 5 fois l'écart-type du bruit.
- le temps  $t_{0-1}$  écoulé entre l'émission et le premier passage à 0 du signal reçu. Le passage à 0 est identifié lorsque le produit de deux valeurs de tensions reçues consécutives devient négatif. On réalise ensuite une interpolation linéaire entre les deux points de signes opposés précédemment identifiés.

### • Volet émissions acoustiques

L'analyse des émissions acoustiques nécessite d'isoler la partie du signal acoustique résultant des émissions spontanées. On enregistre pour cela l'intégrale  $E_{tot}$  du carré de l'amplitude de chaque signal enregistré (i.e. pour chaque récepteur et pour chaque pas de temps de 10 ms). La valeur enregistrée de cette intégrale peut être divisée en deux composantes :

### SECTION 8.3 - Protocole expérimental définitif

- l'aire  $E_{E1}$  sous la partie du signal dû à l'émission contrôlée, dont la valeur varie de manière graduelle en fonction de l'endommagement de la zone située entre l'émetteur et le récepteur ;
- l'aire  $E_{EA}$  associée aux émissions spontanées se produisant dans l'ensemble du volume de l'échantillon, très variable, qui s'ajoute à la composante continue.

On a donc  $E_{tot} = E_{E1} + E_{EA}$ .

La procédure adoptée pour isoler la composante  $E_{EA}$  provenant des émissions acoustiques consiste à se baser sur la stabilité relative de la composante continue  $E_{E1}$  issue de l'émission contrôlée (figure 8.15).

Pour comprendre cette procédure, considérons un point de mesure quelconque (i.e. une valeur de  $E_{tot}$  à un instant donné  $t$ ). On cherche à déterminer  $E_{E1}$  pour en déduire  $E_{EA}$  par différence. Pour cela, on calcule la valeur moyenne de  $E_{tot}$  au voisinage de cet instant  $t$  (i.e.  $\pm 4 \mu\text{s}$ , soit 20 valeurs de  $E_{tot}$  de part et d'autre de l'instant  $t$  considéré). Les valeurs de  $E_{tot}$  supérieures à 1,03 fois cette moyenne locale sont considérées comme correspondant à des émissions spontanées. On répète ce calcul de moyenne, pour le même voisinage, en éliminant du calcul les valeurs de  $E_{tot}$  précédemment identifiées. On obtient alors une nouvelle valeur moyenne qui se rapproche un peu plus du niveau  $E_{E1}$  de la composante continue. On répète ce processus itératif jusqu'à converger vers une valeur moyenne stable qui correspond à la composante continue  $E_{E1}$  à l'instant  $t$ . On en déduit  $E_{EA}$ .

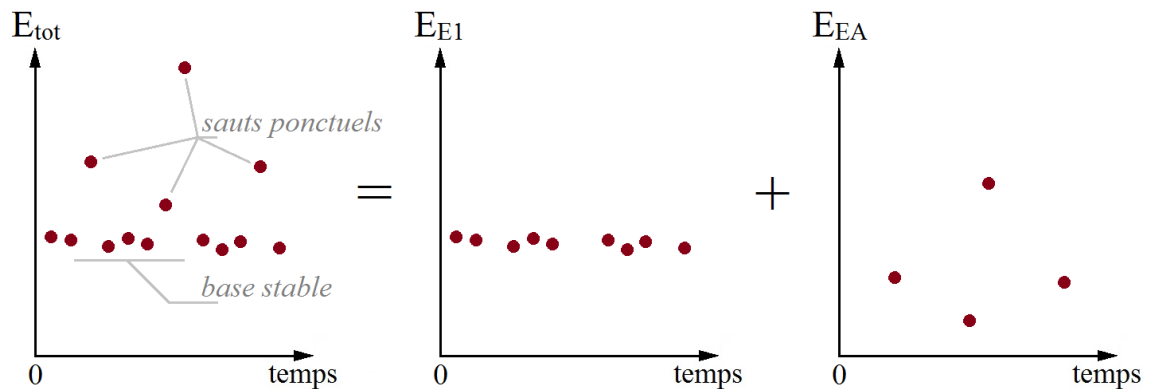


FIGURE 8.15 – Procédure d'identification des sources acoustiques spontanées.

Notons que l'analyse des émissions acoustiques réalisée dans le cadre de ce travail ne représente qu'une version restreinte de la méthode originale telle qu'introduite en 2.2.2 et utilisée en 6.1. En effet, pour des raisons matérielles, l'enregistrement que nous réalisons (25 000 points à 5 MHz, soit une durée de 5 ms) ne représente que la moitié du temps qui s'écoule entre chaque tir (10 ms). Les émissions acoustiques produites au cours de la moitié restante, soit 50 % des éventualités, ne sont donc pas enregistrées. Cependant, bien que partiel, cet échantillonnage offre une représentation statistique des variations de l'activité acoustique spontanée au cours de l'essai d'arrachement.

## CHAPITRE 8 - Développement d'un montage expérimental

Cinquième partie

**Résultats et discussion**



# Chapitre 9

## Caractérisation des matériaux

Ce chapitre récapitule les principales propriétés mécaniques des bétons et de l'armature entrant dans la fabrication des éprouvettes d'arrachement. Ces propriétés seront utilisées pour identifier certains paramètres du modèle développé au chapitre 5 ainsi que pour l'interprétation des résultats sur l'adhérence a-b discutés au chapitre 10.

### 9.1 Les bétons

#### 9.1.1 Formulations

Un béton de granulats naturels et deux bétons de GBR ont été étudiés. Le béton de granulats naturels est noté 0r-0R (i.e. taux de remplacement du sable et des gravillons égal à 0). Le premier béton de GBR, noté 0r-100R, est basé sur la conservation du sable naturel (i.e. 0r) et un remplacement total des petits et gros gravillons naturels par des GBR (i.e. 100R). Le deuxième béton de GBR, noté 100r-100R, est un béton où l'ensemble des granulats sont des GBR (sable et gravillons).

Les formulations utilisées proviennent du projet national RECYBETON et ont été retenues pour les raisons suivantes :

- ces formulations sont le résultat de travaux d'accompagnement du projet RECYBETON (thème 0, § 1.1.2) et ont donc fait l'objet d'études spécifiques par des groupes dédiés ;
- ces bétons ont été conçus pour offrir des résistances en compression comparables, indépendamment du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR. Ce point présente un intérêt fort pour l'interprétation des résultats ;
- compte tenu de la participation de notre groupe au projet RECYBETON, les constituants nécessaires à la fabrication des bétons étaient déjà disponibles au laboratoire. De plus, nous avons une expérience de la réalisation de ces bétons en amont du présent travail.

Les granulats naturels et les GBR sont séparés en trois coupures granulaires : sable, petits gravillons et gros gravillons. Pour chaque coupure, le tableau 9.1 donne la masse volumique réelle des granulats  $\rho_{rd}$  ainsi que leur coefficient d'absorption d'eau à 24 h  $WA_{24}$

## CHAPITRE 9 - Caractérisation des matériaux

[NF-EN-1097-6, 2001]. Les données du tableau 9.1 sont cohérentes avec les distributions statistiques introduites au chapitre 1 (figure 1.7).

TABLE 9.1 – Principales propriétés des granulats utilisés dans les bétons.

type de granulat	coupure	$\rho_{rd}$ (kg/m <sup>3</sup> )	WA <sub>24</sub> (%)
naturel	0/4	2580	1,1
	4/10	2740	0,9
	6,3/20	2700	0,5
GBR	0/4	2070	9,9
	4/10	2320	5,9
	10/20	2340	5,4

Les granulats ont été stockés dans un environnement intérieur (figure 9.1) à la température et l'hygrométrie stables ( $T = 24 \pm 2$  °C et  $HR = 55 \pm 5$  %).

Durant la période de fabrication des bétons, la teneur en eau de chaque coupure granulatoire a été mesurée deux fois par semaine suivant les prescriptions de la norme NF-EN-1097-5 [2008] (annexe F.1). La teneur en eau des granulats naturels se révèle très faible, de l'ordre de 0,2 %. Celle des GBR est plus élevée : 2,5 à 3,5 % pour les gravillons recyclés et 5 % pour le sable recyclé. Cette eau contenue dans les granulats a été prise en compte dans l'ajustement de la quantité d'eau des formulations de béton.



FIGURE 9.1 – Zone de stockage des granulats.

L'objectif de classe de résistance visé est celui d'un béton C25/30 au sens de l'Eurocode 2 [NF-EN-1992, 2005] (i.e. 25 MPa de résistance caractéristique en compression mesurée sur cylindre après 28 jours de cure normalisée).

Les trois formulations de béton (détaillées en annexe F.2) ont en commun l'utilisation d'un ciment Portland composite CEM II/A 45,5N [NF-EN-197-1, 2012]. Le rapport eau efficace/ciment des formulations 0r-0R et 0r-100R est de 0,67. Celui du béton 100r-100R, entièrement constitué de GBR, est de 0,61.

Un filler calcaire *Betocarb HP OG* est ajouté au mélange. Différentes proportions d'adjuvants superplastifiant *MC PowerFlow 3140* et retardateur de prise *Centrament Retard*

## SECTION 9.1 - Les bétons

370 sont utilisées afin d'atteindre une ouvrabilité adéquate et l'objectif de résistance en compression.

avec fenêtres (MIN, MOY ou MAX), x3

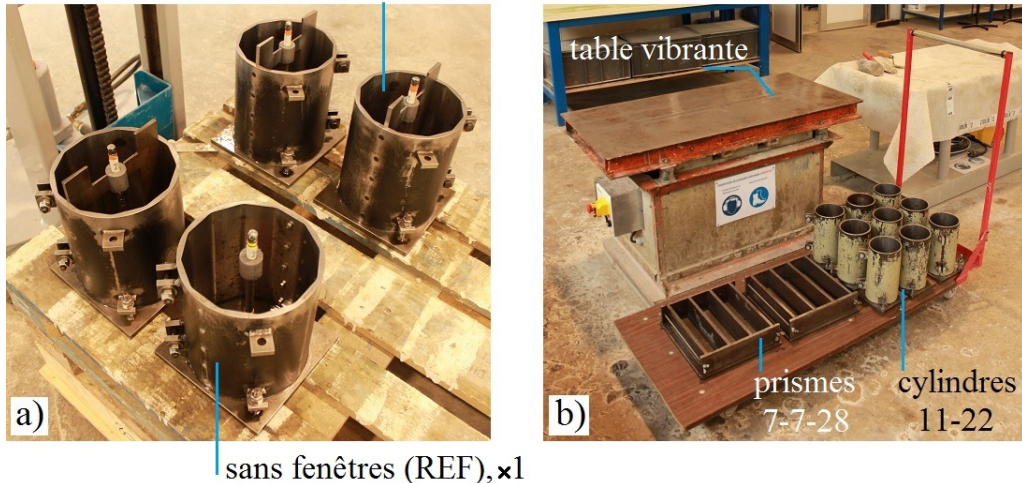


FIGURE 9.2 – Coffrages utilisés pour chaque gâchée : a) éprouvettes d'arrachement, b) éprouvettes pour caractériser le béton.

### 9.1.2 Fabrication

On souhaite étudier le comportement de l'adhérence a-b en considérant 3 épaisseurs d'enrobage (i.e. fenêtres MIN, MOY et MAX, figure 8.7-b et tableau 8.1), ainsi qu'une éprouvette de référence (i.e. sans fenêtre), soit 4 géométries différentes. 3 éprouvettes par géométrie, soit 12 éprouvettes d'arrachement par type de béton, ont été fabriquées.

Pour des raisons de coût, 4 coffrages ont pu être usinés. 3 gâchées de béton sont donc nécessaires pour réaliser les 12 éprouvettes planifiées par type de béton. Compte tenu des trois types de bétons que l'on souhaite étudier, 9 gâchées de béton ont donc été réalisées au total (soit 36 éprouvettes d'arrachement). Les types d'éprouvettes d'arrachement confectionnées au cours de chaque gâchée sont donnés dans le tableau 9.2.

Bien que, pour un même type de béton, les proportions ne varient pas d'une gâchée à l'autre, il a été choisi de réaliser un seul type d'éprouvette d'arrachement modifiée (i.e. MIN ou MOY ou MAX) par gâchée (figure 9.2-a et tableau 9.2). Cette précaution permet, en cas de fort écart entre deux gâchées d'une même formulation de béton, de garantir la validité du résultat pour chaque type de fenêtre.

Afin de caractériser le béton de chaque gâchée, les éprouvettes suivantes sont coulées en plus des éprouvettes d'arrachement (figure 9.2-b) :

- 3 cylindres 11-22 pour la résistance en compression  $f_{cm}$  ;
- 3 cylindres 11-22 pour la résistance en traction par fendage  $f_{ctm,sp}$  ;
- 3 cylindres 11-22 pour le module d'élasticité en compression statique  $E_{cm}$  ;



## CHAPITRE 9 - Caractérisation des matériaux

- 3 prismes rectangulaires 7-7-28 pour la résistance en traction par flexion  $f_{ctm,fl}$  ;
- 3 prismes rectangulaires 7-7-28 pour étudier la formation d'une fissure de flexion.

TABLE 9.2 – Types d'éprouvettes d'arrachement par gâchée.

numéro de gâchée	type de béton	type d'éprouvette			
		MIN	MOY	MAX	REF
1		0	0	3	1
2	0r-0R	0	3	0	1
3		3	0	0	1
4		0	0	3	1
5	0r-100R	0	3	0	1
6		3	0	0	1
7		0	0	3	1
8	100r-100R	0	3	0	1
9		3	0	0	1

Pour chaque gâchée, les éprouvettes d'arrachement nécessitent environ 25 L de béton. L'ensemble des éprouvettes nécessaires à la caractérisation du béton représente le même volume. Le volume total de béton coulé atteint donc environ 450 L, soit près d'une tonne de béton.

La réalisation des éprouvettes peut être décomposée en 5 étapes :

### (i) Préparation (1/2)

Les différents constituants du béton sont pesés suivant les proportions données en annexe F.2 et stockés dans des fûts hermétiques (figure 9.3-a). Les armatures des éprouvettes d'arrachement sont également préparées :

- nettoyage à la brosse métallique ;
- meulage de certains verrous (zone 4, figure 8.5) ;
- réalisation du gainage inférieur et des raccords en mousse (zones 2 et 4, figure 8.5) ;
- fixation dans le coffrage, contrôle de l'orientation (vis-à-vis du PPR attendu, figures 4.11 et 6.10) et de la verticalité.

La régularité entre les armatures a été estimée en comparant leur masse linéique après mise en œuvre de ces dispositions. On obtient, en considérant les 36 armatures de l'étude, un écart relatif maximal de 2,8 % par rapport à leur masse linéique moyenne. La production peut donc être jugée régulière.

### (ii) Coulage

Les différents constituants du béton sont mélangés dans un malaxeur (figure 9.3-b). Le béton est ensuite réparti dans les différents coffrages puis vibré.

## SECTION 9.1 - Les bétons

- les cylindres et les prismes servant à la caractérisation du béton sont vibrés à la table vibrante (figure 9.2-b) ;
- les éprouvettes d'arrachement, du fait de la présence de l'armature qui dépasse du fond du coffrage (figure 9.2-a), sont vibrées à l'aiguille vibrante.

La régularité entre le béton des éprouvettes servant à la caractérisation du béton et les éprouvettes d'arrachement, vibrées par un moyen différent, a été estimée en comparant leur masse volumique à l'état durci. On obtient, en considérant les 36 éprouvettes d'arrachement de l'étude, un écart relatif maximal de 1,6 % entre le béton des cylindres 11-22 et le béton des éprouvettes d'arrachement.

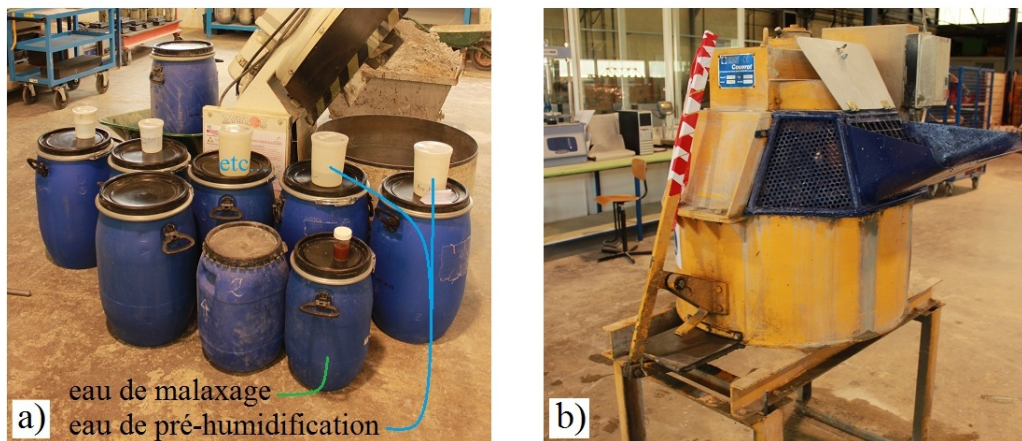


FIGURE 9.3 – Fabrication du béton : a) préparation des constituants, b) malaxeur SKAKO utilisé pour le mélange.

### (iii) Décoffrage

Les éprouvettes sont décoffrées entre 2 et 4 jours après le coulage (exceptionnellement 5 ou 6 jours, annexe F.3). Elles sont ensuite stockées dans une salle de conservation ( $T = 22 \pm 1$  °C et  $HR = 72 \pm 5$  %) jusqu'au moment des essais. Après chaque décoffrage, les moules sont nettoyés et graissés en vue du prochain coulage.

### (iv) Préparation (2/2)

Quelques jours avant les essais, un ragréage (sable, ciment et eau) de la face supérieure de l'éprouvette d'arrachement est mis en œuvre (figure 9.4-b). Cette étape a pour but d'aplanir la rainure créée par la présence de la pince qui maintient l'armature dans le coffrage (figure 9.4-a) et ainsi de permettre un collage optimal des plaquettes en bois sur lesquelles sont fixés les LVDT qui suivent l'ouverture du PPR (figure 9.4-c). Compte tenu de la précision micrométrique de cette mesure, cette étape doit faire l'objet d'un soin très particulier.

(v) Essais

Pour chaque gâchée, l'ensemble des essais (caractérisation du béton et essais d'arrachement) est effectué sur une durée maximale de deux jours et entre 27 et 29 jours après le coulage (exceptionnellement entre 29 et 30 jours, annexe F.3). Le calendrier précis de la réalisation de chaque gâchée et des tests associés est donné en annexe F.3.



FIGURE 9.4 – Préparation des éprouvettes d'arrachement : a) décoffrage, b) ragréage, c) collage des plaquettes support des LVDT.

Concernant le malaxage du béton, la quantité totale d'eau du mélange, calculée à partir de l'équation 9.1, est introduite en deux fois. On distingue en effet l'eau de pré-humidification de l'eau de malaxage (figure 9.3-a). L'eau de pré-humidification est définie par l'équation 9.2. Son objectif est double :

- saturer la porosité ouverte des granulats afin de limiter l'effet de succion de l'eau lors du mélange des constituants ;
- pré-humidifier la surface des granulats, ce qui limite leur abrasion par frottement au cours du malaxage.

L'eau de malaxage est calculée comme la différence entre l'eau totale et l'eau de pré-humidification. Les adjuvants sont mélangés à cette eau de malaxage.

$$\begin{aligned}
 \text{eau totale} &= \text{eau efficace}^a \\
 &+ \text{eau potentiellement absorbée par les granulats}^b \\
 &- \text{eau déjà absorbée par les granulats}^c \\
 &- \text{eau contenue dans les adjuvants}^d
 \end{aligned} \tag{9.1}$$

$$\begin{aligned}
 \text{eau de pré-humidification} &= \text{eau potentiellement absorbée par les granulats} \\
 &- \text{eau déjà absorbée par les granulats} \\
 &+ \text{eau forfaitaire}^e
 \end{aligned} \tag{9.2}$$

## SECTION 9.1 - Les bétons

Le mélange des constituants du béton est alors réalisé en appliquant le protocole suivant :

- mélange des granulats et de leur eau de pré-humidification dans les fûts (1') ;
- introduction des granulats humides et du filler dans le malaxeur → malaxage (30") ;
- introduction du ciment → malaxage (1') ;
- introduction de l'eau de malaxage mélangée aux adjuvants → malaxage (2' 30").

### 9.1.3 Caractérisation

Les propriétés mécaniques des bétons suivantes ont été déterminées à partir de mesures expérimentales. On fait figurer entre parenthèses le nombre et le type d'échantillons à la base de la mesure :

- la masse volumique apparente  $\rho_c$  (9 cylindres 11-22) [NF-EN-12390-7, 2012] ;
- la résistance en compression  $f_{cm}$  (3 cylindres 11-22) [NF-EN-12390-3, 2012] ;
- la résistance en traction par fendage  $f_{ctm,sp}$  (3 cylindres 11-22) [NF-EN-12390-6, 2012]. La figure 9.5 donne un aperçu macroscopique de la structure interne des bétons étudiés suite à leur rupture par fendage ;
- la résistance en traction par flexion  $f_{ctm,fl}$  (3 prismes 7-7-28) [NF-EN-12390-5, 2012] ;
- le module d'élasticité sécant en compression statique  $E_{cm}$  (3 cylindres 11-22) [NF-EN-12390-13, 2014] ;

TABLE 9.3 – Principales propriétés mécaniques des bétons.

propriété	unité	0r-0R	0r-100R	100r-100R
$\rho_c$	kg/m <sup>3</sup>	2350 (6)	2203 (11)	2076 (10)
$f_{cm}$	MPa	27,2 (0,7)	25,7 (1,1)	25,7 (2,5)
$f_{ctm}$	MPa	2,3 (0,2*)	1,9 (0,1*)	1,9 (0,3*)
$E_{cm}$	GPa	31,4 (0,6)	26,6 (0,5)	18,9 (1,0)
$E_{c,dyn}$	GPa	45,4 (0,6)	35,4 (0,9)	29,5 (0,9)
$\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$	-	1,44 (0,02)	1,33 (0,02)	1,56 (0,04)
$c_{P,c}$	m/s	4633 (31)	4226 (72)	3971 (58)

*Note* : Les écart-types marqués d'une \* sont calculatoires (i.e. liés à la dispersion des différentes approches de calcul utilisées pour la détermination indirecte de la résistance  $f_{ctm}$  en traction du béton.

Le tableau 9.3 rassemble les principales propriétés de chaque type de béton (écart-types entre parenthèses). Les résultats pour chaque gâchée sont donnés en annexe F.4. Les

- a. i.e. eau du rapport eau/ciment, annexe F.2.
- b. déterminée à partir du coefficient d'absorption d'eau  $WA_{24}$ , tableau 9.1.
- c. déterminée à partir de la teneur en eau, annexe F.1.
- d. déterminée à partir de l'extrait sec de l'adjuvant [NF-EN-480-8, 2012].
- e. fixée à 1 % de la masse sèche des granulats.

résistances en compression des différents bétons sont comparables (écart maximal de 6 % entre le béton de granulats naturels et les deux bétons de GBR), ce qui est conforme à l'objectif du thème 0 du projet RECYBETON (§ 1.1.2).

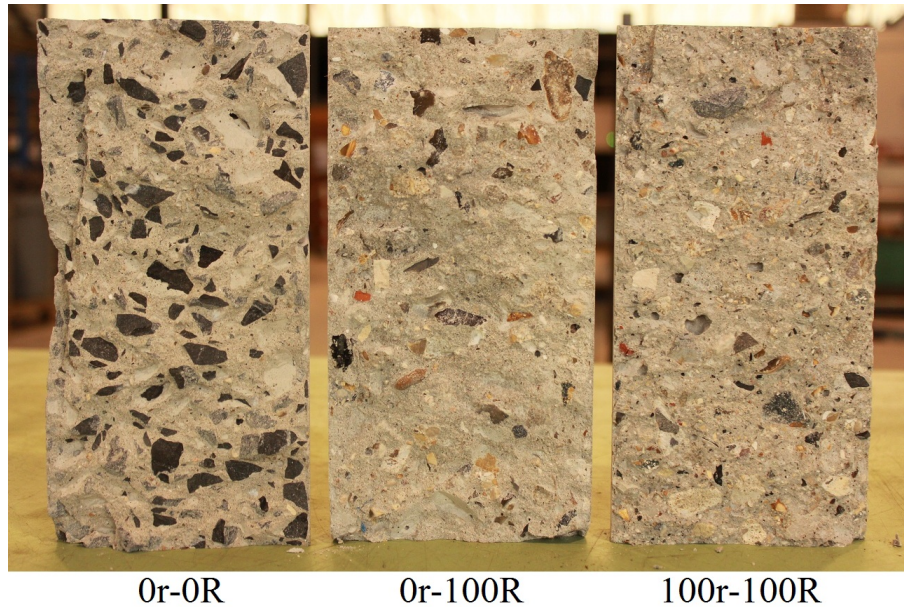


FIGURE 9.5 – Surfaces de rupture par fendage des bétons étudiés (de gauche à droite : 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R).

Parmi les propriétés des bétons listées dans le tableau 9.3, la vitesse de propagation des ondes P  $c_{P,c}$ , le module d'élasticité dynamique  $E_{c,dyn}$  et la résistance en traction directe  $f_{ctm}$  ont été déterminés de manière indirecte. Les paragraphes suivants apportent des détails concernant les méthodes qui ont été employées.

#### 9.1.3.1 Vitesse des ondes P et module d'élasticité dynamique

Les deux transducteurs (un émetteur et un récepteur) utilisés pour l'estimation de  $c_{P,c}$  sont identiques à ceux de l'essai d'arrachement (chapitre 8). L'émetteur et le récepteur sont disposés en vis-à-vis, chacun sur une face du cylindre 11-22.

- la distance retenue pour le trajet acoustique de l'onde P la plus rapide est la longueur du trajet direct entre l'émetteur et le récepteur mesurée après rectification des faces de l'éprouvette cylindrique (soit environ 22 cm) ;
- la mesure du temps de vol de l'onde P est effectuée avec un oscilloscope numérique DPO2024B.

On détermine  $c_{P,c}$  à partir de ces deux données expérimentales et de l'équation 2.4. Le module d'élasticité dynamique du béton  $E_{c,dyn}$  est ensuite calculé à partir de l'équation 2.2 en utilisant la valeur de  $c_{P,c}$  (tableau 9.3) et en supposant  $\nu_{dyn} = 0,2$ .



## SECTION 9.1 - Les bétons

La figure 9.6-a, qui représente les rapports  $\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$  des trois bétons étudiés, montre que, contrairement à la majorité des propriétés du tableau 9.3, la valeur de ce ratio n'est pas corrélée avec le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR.

Analysons plus finement cette observation. On adopte pour cela comme référence le rapport  $\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$  du béton 0r-0R. On souligne également que les deux modules d'élasticité, statique et dynamique, analysés séparément, diminuent systématiquement avec l'augmentation du taux de remplacement (tableau 9.3). À partir de ces considérations :

- le rapport  $\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$  plus faible du béton 0r-100R indique que, par rapport au béton de granulats naturels, le remplacement des gravillons naturels par des gravillons recyclés induit une baisse plus importante du module dynamique que du module statique ;
- le rapport  $\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$  plus élevé du béton 100r-100R indique que, par rapport au béton de granulats naturels, le remplacement de l'ensemble des granulats par des GBR induit une baisse plus importante du module statique que du module dynamique.

En raisonnant pas-à-pas (i.e. de 0r-0R à 0r-100R puis de 0r-100R à 100r-100R) , on arrive à la conclusion :

- que le remplacement des gravillons impacte plus sévèrement le module dynamique (- 22 % pour  $E_{c,dyn}$  contre - 15 % pour  $E_{cm}$ ) ;
- que le remplacement du sable impacte plus sévèrement le module statique (- 29 % pour  $E_{cm}$  contre - 17 % pour  $E_{c,dyn}$ ).

Afin de justifier cette observation, on propose une interprétation basée sur la nature différente, mécanique et acoustique, des deux mesures du module d'élasticité.

Le module d'élasticité dynamique  $E_{c,dyn}$  dépend de la vitesse de propagation du son  $c_{P,c}$  et donc du temps mis par l'onde la plus rapide pour traverser le béton (équations 2.4 et 2.2). Or, dans un béton, la raideur des granulats est supérieure à celle de la pâte de ciment (§ 1.2.2). De ce fait, il est probable que l'onde la plus rapide soit celle qui suit le parcours distance/raideur optimisé (figure 2.3-c), passant donc majoritairement par les gros granulats. De ce fait, une fois que les gros granulats ont été remplacés, la baisse significative de  $E_{c,dyn}$  aurait eu lieu. En effet, le remplacement du sable aurait un impact mineur sur  $E_{c,dyn}$  car ce dernier ralentirait le passage direct du son seulement au niveau des jonctions entre deux gros granulats. Ce caractère « filaire » de la mesure acoustique (figure 9.6-b) pourrait justifier la sensibilité relativement plus importante de  $E_{c,dyn}$  au remplacement des gravillons qu'à celui du sable.

*A contrario*, le module d'élasticité statique  $E_{cm}$  est déterminé à partir d'une mesure de déformation d'un volume de béton cylindrique de 11 cm de diamètre et 10 cm de hauteur. L'ensemble du volume étant chargé, cette mesure de la raideur du béton prend en compte la contribution de chacun de ses constituants (granulats, matrice cimentaire, pores). La raideur du mortier liant les gros granulats jouerait donc un rôle plus important que dans le cas de la mesure acoustique. Ce caractère « volumique » de la mesure mécanique (figure 9.6-b) pourrait justifier la sensibilité relativement plus importante de  $E_{cm}$  au remplacement du sable qu'à celui des gravillons.

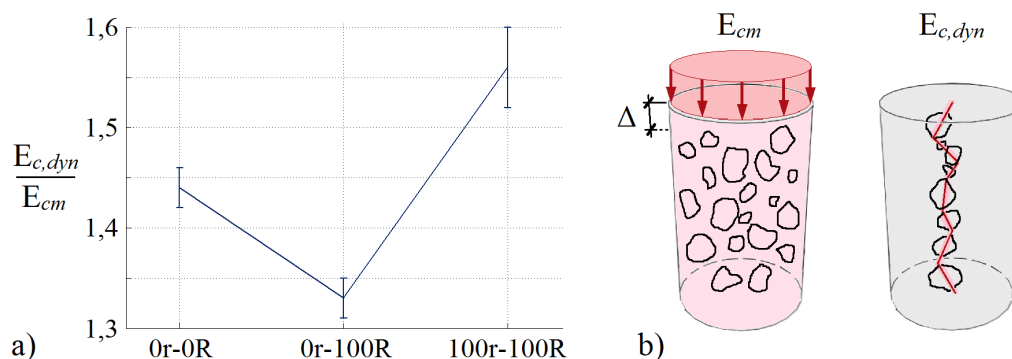


FIGURE 9.6 – Influence du taux de remplacement sur rapport entre les modules dynamique et statique : a) représentation, b) interprétation.

### 9.1.3.2 Résistance en traction directe

La résistance en traction directe du béton  $f_{ctm}$  constitue un paramètre fondamental du modèle analytique développé au chapitre 5. Elle est en effet nécessaire à l'estimation de la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b (équation 5.9). De par sa nature, la détermination expérimentale de  $f_{ctm}$  s'avère complexe (§ 3.1). De ce fait, la résistance en traction directe du béton  $f_{ctm}$  est estimée de manière indirecte. Compte tenu du caractère crucial de ce paramètre, quatre approches différentes sont utilisées :

- une corrélation avec la résistance en traction par fendage  $f_{ctm,sp}$  (§ 3.1.2 de la [NF-EN-1992 \[2005\]](#)) ;
- une corrélation avec la résistance en traction par flexion  $f_{ctm,fl}$  (§ 3.1.8 de la [NF-EN-1992 \[2005\]](#)). Soulignons que, dans le cadre de l'essai de flexion 3 points, la rupture de l'échantillon ne se produit pas nécessairement dans sa section médiane où le moment fléchissant est maximal. Ce comportement s'explique par l'hétérogénéité de la résistance en traction du béton. Pour tenir compte de ce phénomène, on utilise dans la corrélation de l'Eurocode 2 une valeur  $f_{ctm,fl,modif}$  calculée à partir du moment fléchissant agissant à l'abscisse où la rupture de l'échantillon s'est effectivement produite ;
- une autre corrélation avec la résistance en traction par flexion  $f_{ctm,fl}$  (§ 5.1.5.1 du [MC2010 \[2013\]](#)). Comme pour le point précédent, on considère  $f_{ctm,fl,modif}$  au lieu de  $f_{ctm,fl}$ .
- une identification expérimentale de la contrainte  $f_{ctm,nl}$  correspondant à l'instant de la sortie du comportement linéaire (point A, figure 9.8) d'un échantillon testé en flexion 3 points. Cette mesure est détaillée au § 9.1.3.3.

La résistance en traction directe du béton  $f_{ctm}$  du tableau 9.3 est calculée comme la moyenne des estimations issues des quatre approches précédentes.

### 9.1.3.3 Suivi de la formation d'une fissure de flexion

Trois prismes 7-7-28 ont été réalisés par gâchée afin d'étudier la formation d'une fissure de flexion dans un échantillon de béton. Les éprouvettes sont testées en flexion 3 points (figure 9.7-a). Pour pallier l'hétérogénéité du béton et s'assurer du développement de la fissure de flexion à mi-portée (§ 9.1.3.2), une entaille de 5 mm de profondeur a été réalisée en trois passes avec une scie sur table à lame diamantée de 1 mm d'épaisseur.

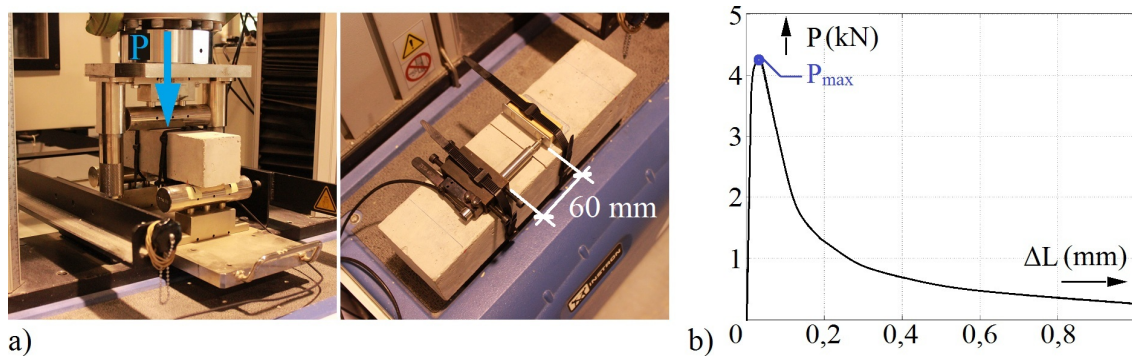


FIGURE 9.7 – Étude de la formation d'une fissure de flexion à travers un prisme 7-7-28 de béton : a) montage, b) courbe type.

Le même LVDT que celui utilisé pour mesurer le glissement  $s$  de l'extrémité non chargée de l'armature lors du test d'arrachement (annexe E.2) est utilisé pour mesurer l'allongement  $\Delta L$  de la zone de 60 mm de longueur dans laquelle se situe l'entaille (figure 9.7-a). Le même capteur de force que celui utilisé pour mesurer l'effort de traction  $F$  appliqué à l'armature lors du test d'arrachement (annexe E.1) est utilisé pour mesurer l'effort  $P$  appliqué à mi-portée de l'échantillon.

La courbe type issue de cet essai de flexion 3 points (figure 9.7-b) peut être interprétée à partir des éléments concernant la ruine du béton en traction introduits au chapitre 3. Pour des raisons propres au cadre de notre essai d'arrachement, détaillées au § 5.2.2.2, on s'intéresse uniquement au comportement du béton avant le pic de résistance  $P_{max}$  de l'échantillon (figure 9.8).

On observe sur la figure 9.8 relative à notre essai de flexion 3 points un comportement analogue à celui mis en évidence par Evans et Marathe [1968] lors d'un essai de traction directe (figure 3.2) :

- un comportement linéaire jusqu'à un effort  $P_{nl}$ , associé à une ouverture  $\Delta L_{nl}$  du LVDT ;
- un comportement non linéaire durcissant jusqu'à la charge maximale  $P_{max}$ , associée à une ouverture  $\Delta L_{max}$  du LVDT.

La sortie du domaine de comportement linéaire est associée à l'atteinte de la résistance en traction directe du béton  $f_{ctm}$  au niveau de la fibre inférieure de la section entaillée.



La contrainte correspondant à l'effort  $P_{nl}$ , utilisée au § 9.1.3.2 pour une des estimations ( $f_{ctm,nl}$ ) de la résistance du béton en traction directe  $f_{ctm}$ , est calculée en supposant une répartition linéaire des contraintes dans la section droite de l'échantillon. Les valeurs de  $\Delta L_{nl}$  et de  $P_{nl}$  sont identifiées à partir des mesures expérimentales au moyen d'une approximation linéaire de la courbe  $P - \Delta L$  dont l'écart par rapport aux efforts  $P$  mesurés est inférieur à 3 %.

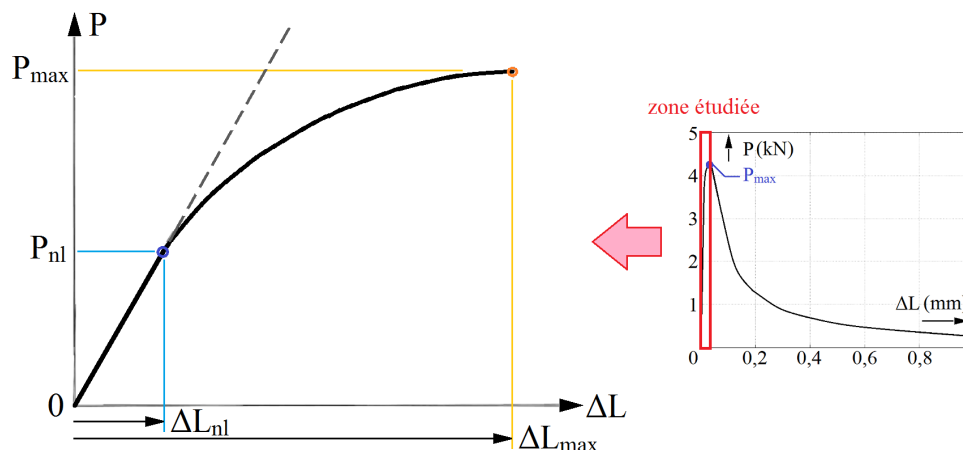


FIGURE 9.8 – Comportement type du prisme 7-7-28 avant l'atteinte de sa charge maximale et hypothèses de calcul.

Au delà de  $P_{nl}$ , l'endommagement du béton s'initie et se développe jusqu'à l'atteinte de la charge maximale  $P_{max}$  (figure 9.8). On note  $a_{\Delta L}$  le rapport  $\Delta L_{max}/\Delta L_{nl}$  et  $a_P$  le rapport  $P_{max}/P_{nl}$ . Le tableau 9.4 rassemble les valeurs des paramètres précédemment introduits, ainsi que leurs écart-types entre parenthèses, pour les trois bétons étudiés. Ces données seront utilisées pour l'interprétation des résultats issus des essais d'arrachement (chapitre 10).

TABLE 9.4 – Suivi de la formation d'une fissure de flexion.

propriété	unité	0r-0R	0r-100R	100r-100R
$\Delta L_{nl}$	$\mu\text{m}$	7,1 (1,0)	7,3 (0,6)	7,5 (0,7)
$\Delta L_{max}$	$\mu\text{m}$	27,8 (4,7)	28,6 (7,3)	34,5 (6,1)
$a_{\Delta L}$	-	3,9 (0,6)	4,0 (1,0)	4,6 (1,0)
$P_{nl}$	kN	2,1 (0,3)	1,9 (0,2)	1,5 (0,3)
$P_{max}$	kN	4,0 (0,4)	3,5 (0,3)	3,1 (0,6)
$a_P$	-	1,9 (0,4)	1,9 (0,2)	2,1 (0,3)

On peut extraire du tableau 9.4 les observations suivantes :

- pour tous les bétons étudiés et compte tenu des écart-types associés, les déplacements  $\Delta L_{nl}$  sont proches (écart relatif maximal des valeurs moyennes d'environ 5 %) ;

## SECTION 9.2 - L'armature

- selon le type de béton, la coalescence de microfissures (i.e. atteinte de  $P_{max}$ ) se produit pour un déplacement  $\Delta L_{max}$  de l'ordre de 25 à 40  $\mu m$  ;
- les déplacements  $\Delta L_{max}$  des bétons 0r-0R et 0r-100R sont relativement proches (écart relatif des valeurs moyennes d'environ 3 %). Concernant le béton 100r-100R, une nette augmentation (environ 20 %) de  $\Delta L_{max}$  est observée par rapport à la valeur correspondant au béton de granulats naturels. Cette observation suggère que, vis-à-vis de l'endommagement du béton en traction, le remplacement du sable naturel par des GBR possède un impact plus important que le remplacement des petits et gros gravillons uniquement. Elle est également appuyée par le paramètre  $a_{\Delta L}$  qui semble indiquer une ductilité plus importante du béton 100r-100R entièrement recyclé par rapport aux bétons 0r-0R et 0r-100R ;
- les efforts  $P_{nl}$  et  $P_{max}$  tendent tous deux à diminuer avec l'augmentation du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR. Le paramètre  $a_P$  montre cependant que la charge maximale  $P_{max}$  de l'échantillon est de l'ordre du double de la charge  $P_{nl}$  qui provoque la sortie du domaine linéaire, et ce, indépendamment du taux de remplacement.

## 9.2 L'armature

Une armature HA12 du commerce est utilisée pour la campagne expérimentale faisant l'objet des résultats et de la discussion du chapitre 10. L'armature utilisée comprend deux rangées de verrous séparées par deux nervures longitudinales opposées diamétralement (figure 9.9-a). Chaque rangée de verrous possède un marquage qui lui est propre :

- un marquage régulier d'inclinaison  $\beta_{reg} \simeq 60^\circ$  et de périodicité spatiale  $\Lambda_{reg}$  égale à l'espacement  $e_{reg} = 7$  mm des verrous ;
- un marquage alterné d'inclinaisons  $\beta_{alt,1} \simeq 50^\circ$ ,  $\beta_{alt,2} \simeq 70^\circ$  et de périodicité spatiale  $\Lambda_{alt}$  égale à la somme des espacements  $e_{alt,1} = 4$  mm et  $e_{alt,2} = 8$  mm, soit 14 mm.

On déduit de ces mesures les propriétés suivantes :

$$\beta_{reg} \simeq \frac{\beta_{alt,1} + \beta_{alt,2}}{2} \qquad \Lambda_{reg} \simeq \frac{\Lambda_{alt}}{2} \qquad (9.3)$$

Concernant la section de l'armature (figure 9.9-b), le diamètre du noyau de l'armature, noté  $d_{min}$ , est d'environ 11,3 mm. La hauteur des verrous est variable autour du périmètre de l'armature (verrou « en croissant »). La hauteur maximale des verrous est d'environ 0,8 mm. La distance entre les sommets des deux rangées de verrous, notée  $d_{max}$ , est donc proche de 12,9 mm.

La surface occupée par béton piégé entre les verrous par rapport à la surface nominale de l'armature (figure 9.9-c) a été estimée à 70 % au moyen d'une procédure graphique basée sur la géométrie du marquage de l'armature. On retient donc un coefficient  $\eta = 0,7$  (§ 5.2.1).

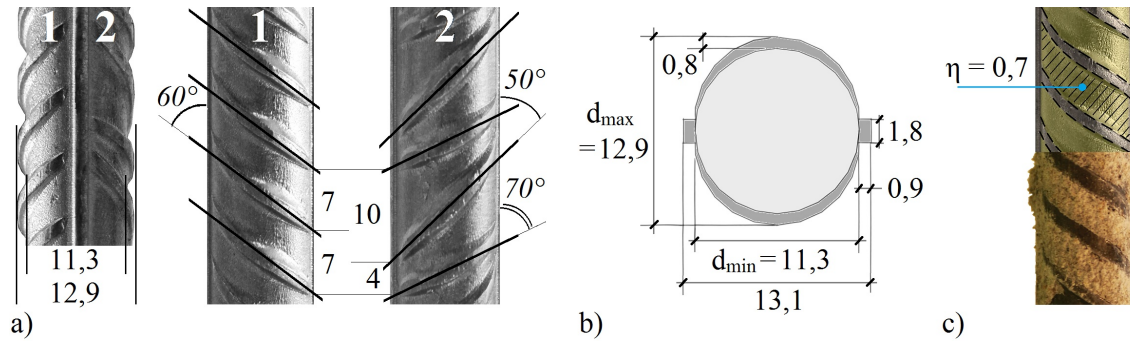


FIGURE 9.9 – Géométrie d’une armature HA12 : a) marquages, b) section c) « rendement ».

Les principales caractéristiques mécaniques de l’armature sont rassemblées dans le tableau 9.5 (écart-types entre parenthèses). La masse volumique de l’acier  $\rho_s$  a été déterminée par pesée hydrostatique sur la base de trois échantillons. Le module d’élasticité statique  $E_s$  et la limite d’élasticité  $f_y$  proviennent de données du fournisseur. La vitesse de propagation  $c_{P,s}$  des ondes P dans l’acier a été mesurée en suivant le même protocole que pour le béton (§ 9.1.3.1).

TABLE 9.5 – Principales propriétés mécaniques de l’acier de l’armature.

propriété	unité	valeur
$\rho_s$	kg/m <sup>3</sup>	7794 (18)
$f_y$	MPa	500
$E_s$	GPa	200
$c_{P,s}$	m/s	5589 (59)

# Chapitre 10

## Caractérisation de l'adhérence

Suivant le programme expérimental introduit au chapitre précédent, 36 essais d'arrachement (PO1 à PO36, tableau G.1) ont été réalisés. Le tableau G.1 donné en annexe G récapitule le mode de ruine associé à chaque essai d'arrachement. Notamment, ce tableau indique que :

- 4 essais d'arrachement ont suivi un comportement éloigné de celui de la grande majorité des 36 essais. Par précaution, les mesures correspondant à ces 4 essais ne seront pas considérées dans l'interprétation des résultats ;
- comme escompté, toutes les éprouvettes de type REF (i.e. confinement excessif, § 8.2.1.4) ont suivi une rupture de type « pull-out » (rupture ductile par ruine de l'interface a-b, § 4.2.2).

### 10.1 Mesures mécaniques

#### 10.1.1 Glissement de l'armature

Nous avons vu au § 8.3 que deux techniques différentes de mesure du glissement de l'armature ont été mises en œuvre (figure 8.11) :

- la mise en place d'un capteur de déplacement de type LVDT pour le glissement de l'extrémité libre de l'armature ;
- l'utilisation de la corrélation d'images numériques (CIN) pour le glissement de l'extrémité chargée de l'armature ;

La figure 10.1-a montre, pour une éprouvette type de béton 0r-0R, les courbes  $\tau - s$  obtenues à partir de ces deux types de mesures. L'allure des deux courbes est bien similaire. De plus, le décalage entre les courbes confirme que le glissement de l'extrémité chargée de l'armature (courbe bleue, figure 10.1-a) est supérieur à celui de son extrémité libre (courbe rouge, figure 10.1-a). La différence de glissement entre ces deux courbes correspond, en théorie, à l'allongement de l'armature provoqué par l'effort d'arrachement.

La mesure expérimentale de cet allongement est représentée par la courbe en pointillés bleus de la figure 10.1-b pour la phase ascendante de la courbe  $\tau - s$  (i.e. de  $\tau = 0$  à

$\tau = \tau_{max}$ ). On rappelle (figure 4.6) que la barre est uniquement soumise à un effort de traction appliqué à une de ses extrémités. La contrainte de traction agissant le long de l'armature varie donc entre un maximum au niveau de son extrémité chargée et 0 au niveau de son extrémité libre. La courbe pleine noire de la figure 10.1-b représente l'allongement théorique de l'armature dans le cas idéalisé où la contrainte de traction agissant au niveau de son extrémité chargée (i.e. la contrainte maximale) serait constante tout au long de l'interface a-b. Il apparaît que l'allongement obtenu par différence entre la mesure par CIN et celle par LVDT est supérieure à cette limite théorique surévaluée.

Cette incohérence peut être imputable au dispositif expérimental relatif à la CIN (figure 8.11). En effet, une rotation, même légère, de la tige filetée sur laquelle est fixée la plaquette mouchetée peut induire un déplacement parasite de cette dernière, et donc une erreur de mesure. Des courbes analogues à la figure 10.1 pour les bétons 0r-100R et 100R-100R sont disponibles en annexe G et conduisent à la même observation.

Compte tenu de cette observation, la mesure du glissement de l'extrémité chargée de l'armature par CIN ne sera pas exploitée dans la suite de ce chapitre. Notons que cette mesure a été mise en œuvre uniquement dans le but de compléter la mesure du glissement par LVDT. En effet, en accord avec les recommandations de la norme NF-EN-10080 [2005], seule la mesure du glissement de l'extrémité libre de l'armature est nécessaire.

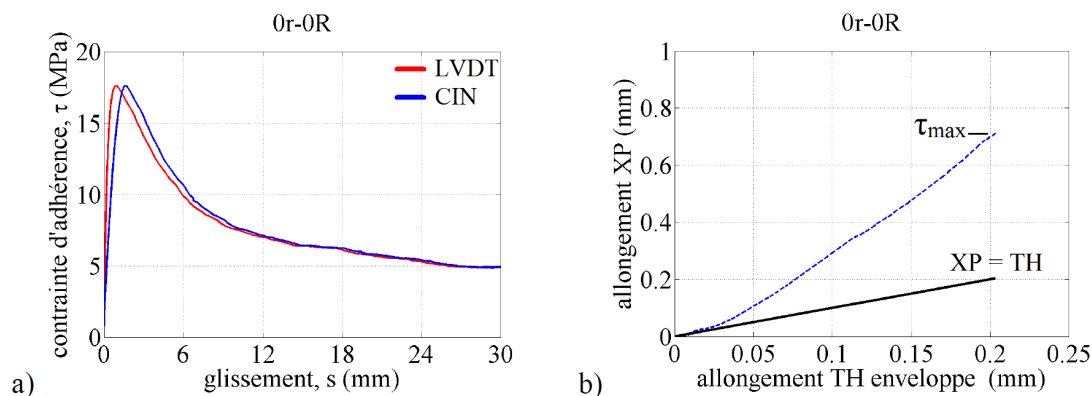


FIGURE 10.1 – Mesures types du glissement de l'armature : a) courbes  $\tau - s$ , b) analyse des mesures.

### 10.1.2 Courbe caractéristique

On s'intéresse dans cette section aux courbes caractéristiques  $\tau - s$  de chaque essai d'arrachement (figures 10.3, 10.4 et 10.5). La valeur de la contrainte d'adhérence  $\tau$  a été calculée suivant l'équation 5.5. Compte tenu de la plage importante de la mesure du glissement ( $s$  varie de 0 à 30 mm), différentes plages de glissement sont représentées :

- $s = 0$  à  $6 \mu m$  (figure 10.4) : plage de l'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  et de l'amorçage du glissement ;

SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

- $s = 0$  à 1,5 mm (figure 10.5) : plage pré-pic/pic incluant la branche ascendante indicative de la raideur tangentielle  $k_s$  de l'interface a-b et la contrainte d'adhérence ultime  $\tau_{max}$  ;
- $s = 0$  à 30 mm (figure 10.3) : plage de mesure complète illustrant la branche adoucissante et la contrainte d'adhérence résiduelle  $\tau_{res}$  associée au plateau final.

Le tableau 10.1 rassemble :

- les valeurs expérimentales des paramètres  $\tau_{adh}$ ,  $k_s$ ,  $\tau_{max}$  et  $\tau_{res}$  (§ 4.2.2) relevées sur les différentes courbes ;
- la valeur du glissement  $s(\tau_{max})$  à l'atteinte de  $\tau_{max}$  ;
- pour chaque gâchée, le décompte des types de ruptures des éprouvettes d'arrachement.

Les résultats de ce tableau sont également illustrés par la figure 10.2.

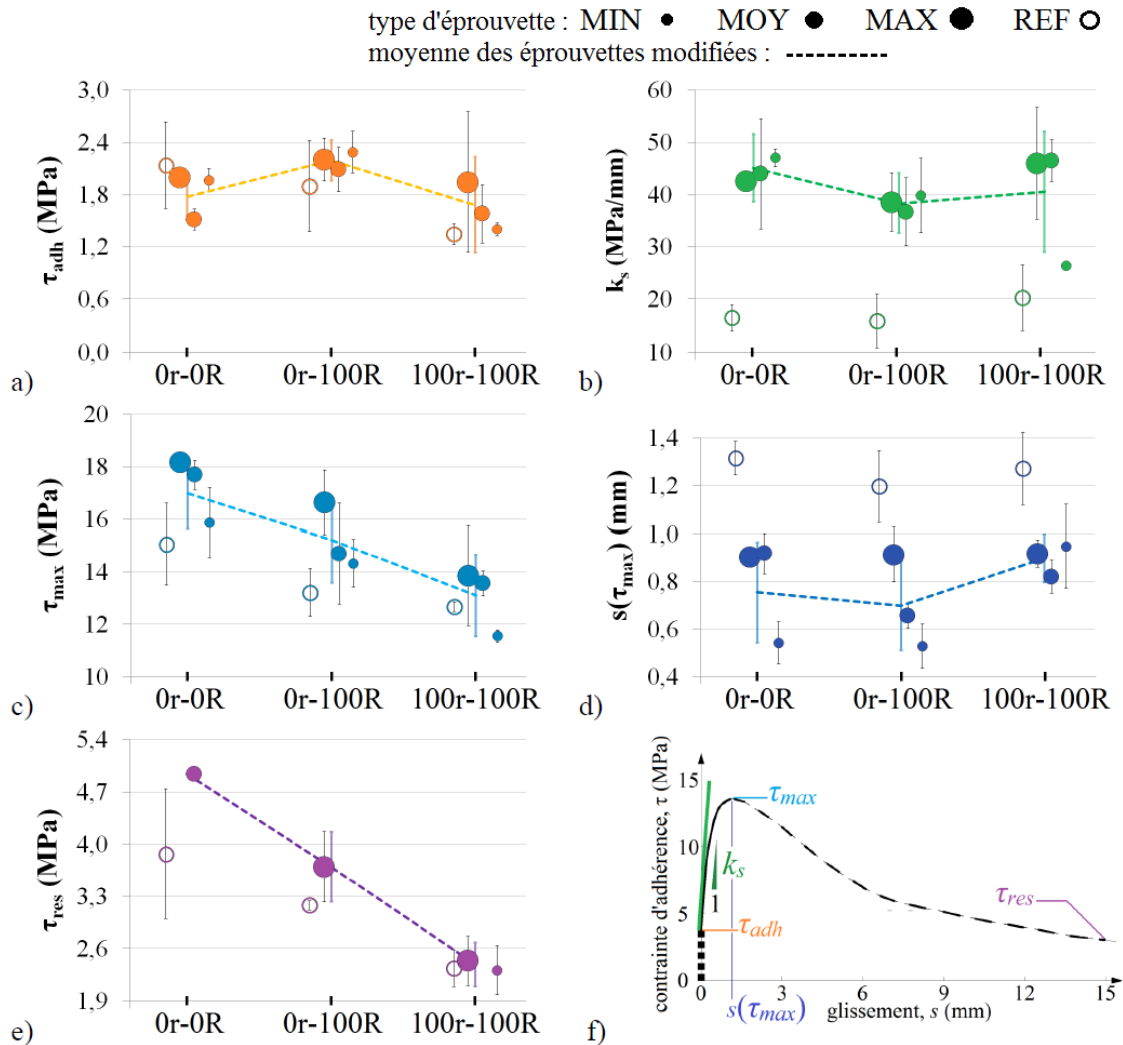


FIGURE 10.2 – Paramètres expérimentaux d'adhérence.

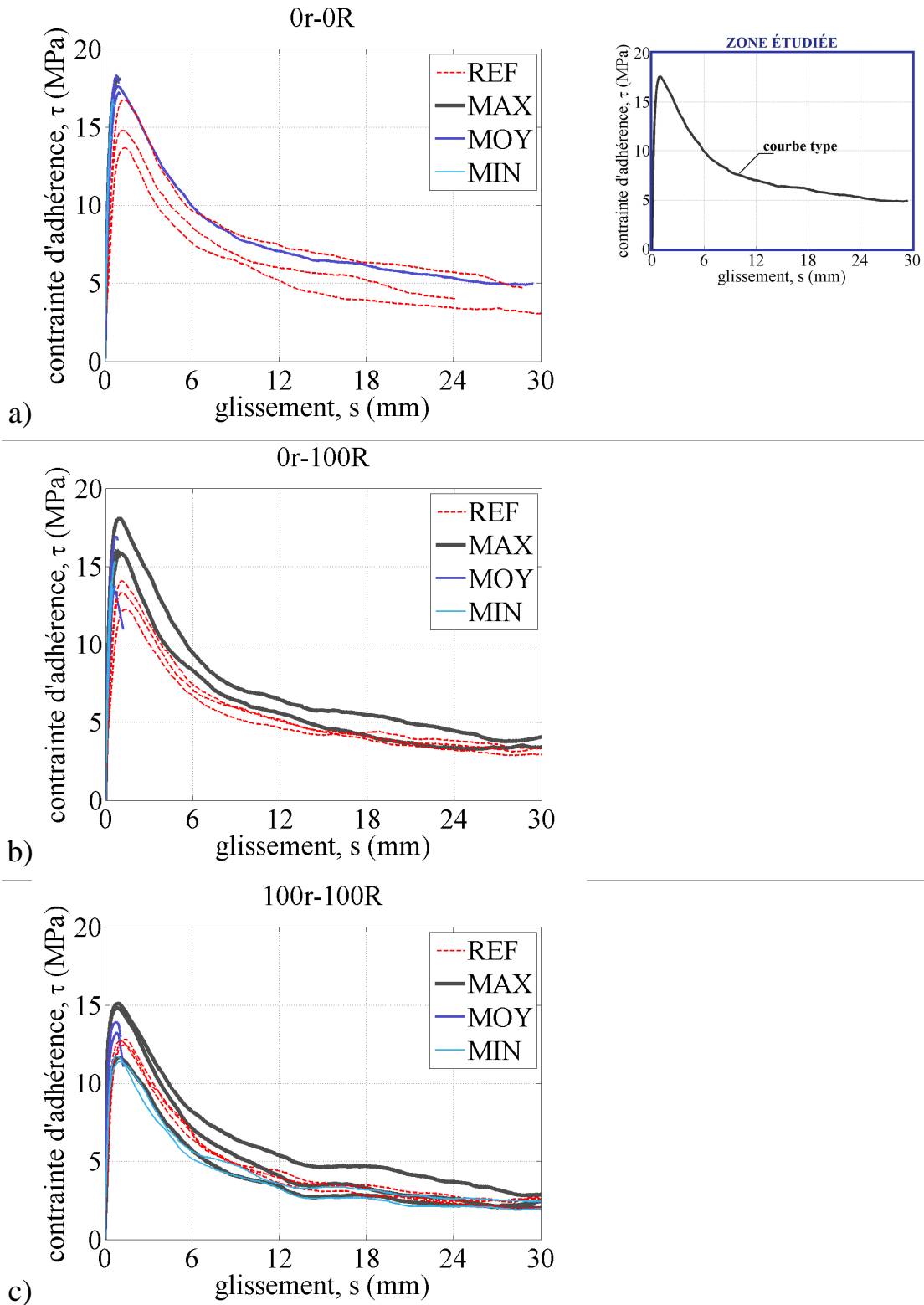


FIGURE 10.3 – Courbes expérimentales  $\tau - s$ , plage de mesure complète.

## SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

TABLE 10.1 – Paramètres d’adhérence.

béton	enrobage	$\tau_{adh}$ (MPa)	$k_s$ (MPa/mm)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_{res}$ (MPa)	$s(\tau_{max})$ (mm)	Nb. SP	Nb. PO
0r-0R	MIN	2,0 (0,1)	47,0 (1,7)	15,9 (1,3)	- (-)	0,54 (0,09)	3	0
	MOY	1,5 (0,1)	44,0 (11)	17,7 (0,6)	4,9 (-)	0,92 (0,09)	2	1
	MAX	2,0 (-)	42,5 (-)	18,2 (-)	- (-)	0,90 (-)	1	0
	REF	2,1 (0,5)	16,4 (2,6)	15,0 (1,6)	3,9 (0,9)	1,32 (0,07)	0	3
0r-100R	MIN	2,3 (0,2)	39,8 (7,2)	14,3 (0,9)	- (-)	0,53 (0,09)	3	0
	MOY	2,1 (0,3)	36,7 (6,5)	14,7 (1,9)	- (-)	0,65 (0,05)	3	0
	MAX	2,2 (0,2)	38,6 (5,6)	16,6 (1,2)	3,7 (0,5)	0,91 (0,11)	1	2
	REF	1,9 (0,5)	15,8 (5,0)	13,2 (0,9)	3,2 (0,1)	1,20 (0,15)	0	3
100r-100R	MIN	1,4 (0,1)	26,4 (0,4)	11,5 (0,2)	2,3 (0,3)	0,95 (0,18)	0	2
	MOY	1,6 (0,3)	46,5 (4,0)	13,6 (0,5)	- (-)	0,82 (0,07)	2	0
	MAX	1,9 (0,8)	46,0 (11)	13,8 (1,9)	2,4 (0,3)	0,92 (0,06)	0	3
	REF	1,3 (0,1)	20,3 (6,3)	12,7 (0,2)	2,3 (0,2)	1,27 (0,15)	0	3

Note : SP = split (i.e. rupture quasi-fragile par scission du béton d’enrobage. PO = pull-out (i.e. rupture ductile par ruine de l’interface a-b.

### 10.1.2.1 La résistance d’adhésion chimique $\tau_{adh}$

La figure 10.4 montre que, pour les trois bétons étudiés, deux stades peuvent être distingués.

1. de  $s = 0$  à environ  $2 \mu m$  : la contrainte d’adhérence augmente, d’abord sans glissement significatif ( $s \simeq 0$ ), puis de manière non proportionnelle ;
2. au-delà d’environ  $2 \mu m$ , relativement au stade précédent, la contrainte d’adhérence augmente très peu par rapport au glissement.

Le premier stade, habituellement attribué à l’adhésion chimique acier-béton (§ 4.2.2), peut être interprété, compte tenu de l’approche introduite dans le cadre du présent travail (§ 5.1.2), par la sollicitation en cisaillement du béton piégé entre les verrous. Le faible niveau de « glissement » (à cette échelle, le terme général de déplacement relatif est plus adapté) peut être attribué à la déformation de cisaillement du béton. La non-proportionnalité qui s’ensuit peut, quant à elle, indiquer l’endommagement du béton préfigurant la formation de la surface de rupture en cisaillement (mécanisme local de rupture 3, figure 4.4-c). La raideur tangentielle correspondant à ce stade est, en accord avec l’observation de Torre-Casanova [2012], de l’ordre de  $10^{12}$  Pa/m (figure 10.4).

Le deuxième stade correspond à la sortie du domaine des déformations et à l’amorçage du glissement de l’armature (i.e. déplacement relatif des surfaces du béton préalablement cisailé). Entre 2 et  $10 \mu m$ , la contrainte d’adhérence augmente peu par rapport au glissement (figure 10.4). Pour cette raison, la résistance d’adhésion chimique  $\tau_{adh}$  est déterminée comme la contrainte d’adhérence agissant pour une valeur conventionnelle du glissement de  $5 \mu m$ .



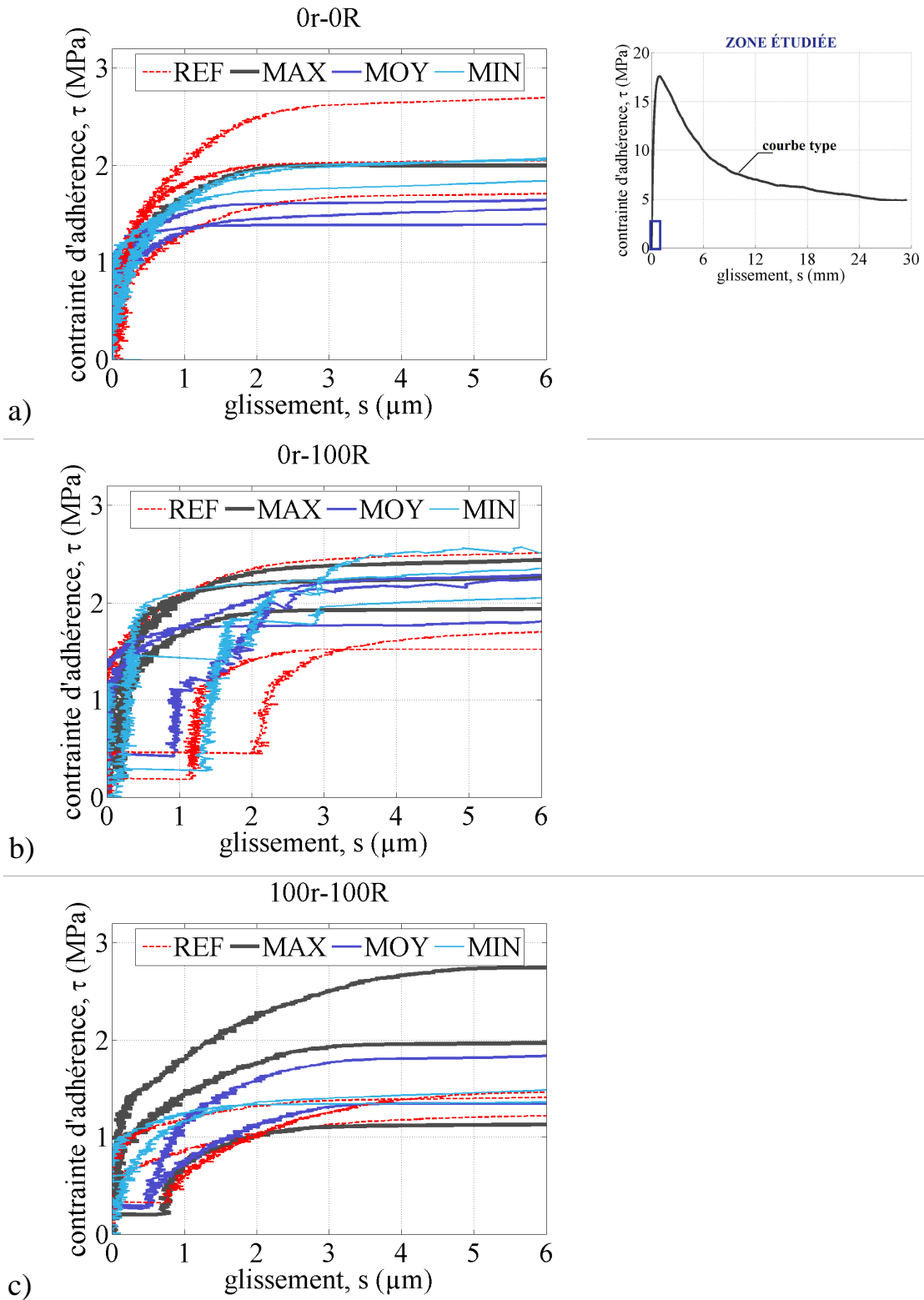


FIGURE 10.4 – Courbes expérimentales  $\tau - s$ , plage de l'adhésion chimique.

## SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

La résistance d'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  (tableau 10.1) est, pour les trois bétons étudiés, comparable à la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$  (tableau 9.3). En effet, les écarts entre  $\tau_{adh}$  (moyenne sur toutes les éprouvettes testées) et  $f_{ctm}$  sont de -19, +6 et -17 % pour respectivement les bétons 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R. Au moins deux raisons peuvent expliquer l'écart observé entre la résistance d'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  et la résistance en traction du béton  $f_{ctm}$  :

- premièrement, la structure interne du béton piégé entre les verrous, qui conditionne  $\tau_{adh}$ , diffère de celle du béton « de masse » utilisé pour la détermination de  $f_{ctm}$ . En effet, l'espacement entre les verrous de l'armature, de l'ordre de quelques millimètres, ne favorise pas la présence de gros granulats. Ainsi la structure interne du béton piégé entre les verrous se rapproche plus de celle d'un mortier [Tixier, 2013], dont les propriétés peuvent s'écarter de celles du béton de masse.
- deuxièmement, l'état de cisaillement pur que l'on suppose agir à l'interface a-b avant la rupture du béton piégé entre les verrous n'est pas identique à un état de contrainte correspondant à de la traction directe ; même si, compte tenu de l'écart entre les résistances du béton en compression  $f_{cm}$  et en traction  $f_{ctm}$ , il s'en rapproche (figure 5.4-b). Pour du béton, cette conclusion est confirmée (§ 12.32 de l'ouvrage de Perchat [2013]) par une corrélation entre la résistance en traction du béton et sa résistance au cisaillement (évaluée entre 0,6 et  $0,8 \times f_{ctm}$ ).

Cette proximité entre  $\tau_{adh}$  et  $f_{ctm}$  appuie l'hypothèse de l'occurrence du mécanisme local de rupture 3 à l'atteinte de  $\tau_{adh}$  (figure 5.4). Notons que le taux de remplacement n'impacte pas nécessairement de manière négative la résistance d'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  (figure 10.2-a, basée sur les données du tableau 10.1).

Enfin, la figure 10.4 montre que la résistance d'adhésion chimique est indépendante, non seulement de l'épaisseur d'enrobage (éprouvettes MIN, MOY et MAX, tableau 10.1), mais aussi du confinement excessif apporté par le béton entourant les zones gainées (éprouvettes REF, tableau 10.1). Ces deux observations suggèrent :

- que les mécanismes physiques à l'origine de la résistance d'adhésion chimique se produisent au voisinage direct de l'armature ;
- que le confinement radial apporté par le béton d'enrobage ne contribue pas, ou seulement de manière mineure, à la résistance d'adhésion chimique.

Ces conclusions supportent l'hypothèse de contrainte radiale nulle formulée au § 5.2.1 et, par voie de conséquence, l'occurrence du mécanisme local de rupture 3 à l'atteinte de  $\tau_{adh}$  (figure 5.4) qui constitue la base de la modélisation analytique de l'adhérence a-b développée dans le cadre du présent travail.

### 10.1.2.2 La raideur tangentielle de l'interface $k_s$

La raideur tangentielle  $k_s$  de l'interface a-b est déterminée par régression linéaire (coefficient de corrélation supérieur à 0,98) des mesures situées entre des valeurs conventionnelles de glissement de 50 et 200  $\mu m$  (portion sensiblement rectiligne de la courbe  $\tau - s$  jusqu'à environ 50 % de  $\tau_{max}$ , figure 10.5).

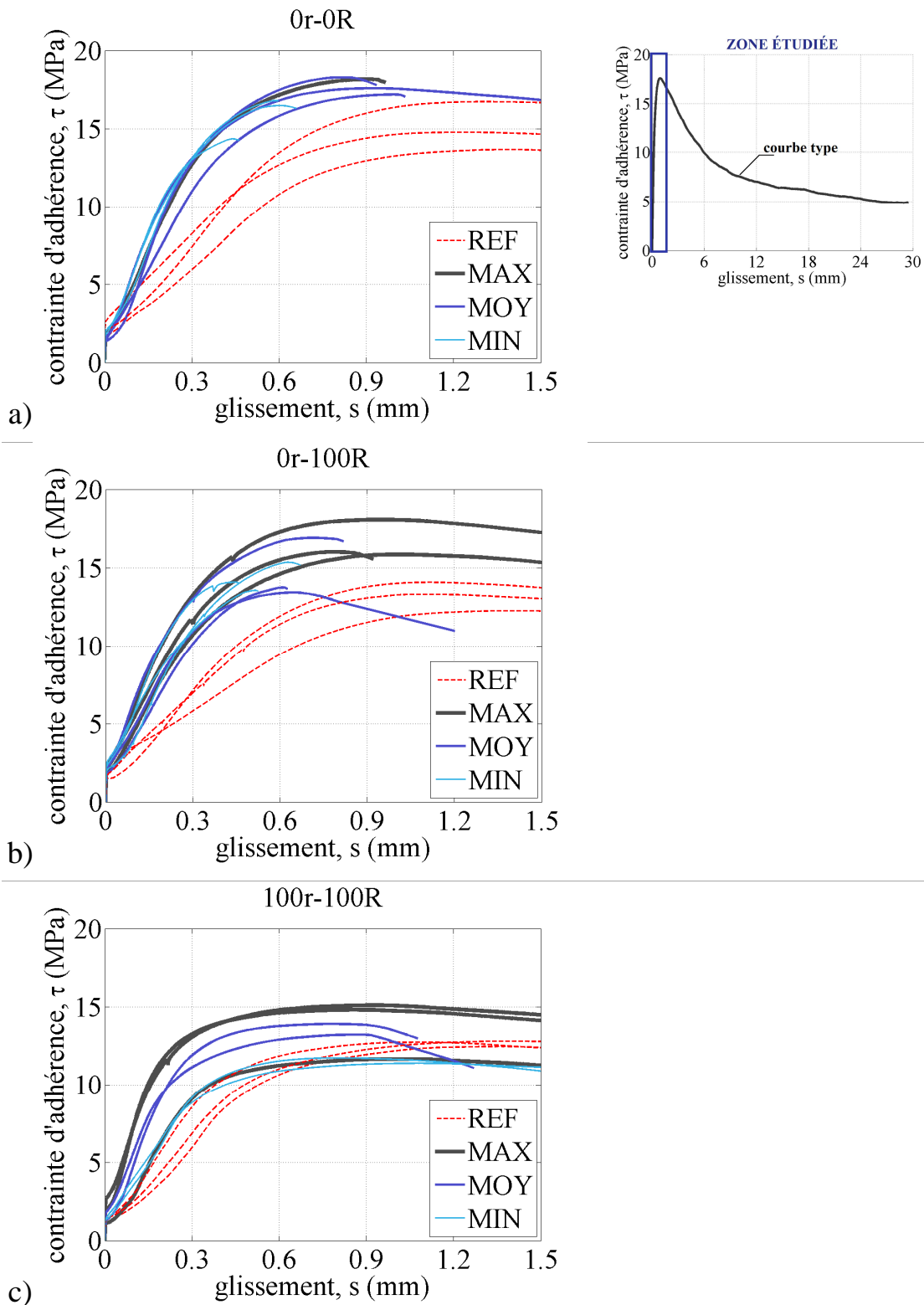


FIGURE 10.5 – Courbes expérimentales  $\tau - s$ , plage pré-pic/pic.

## SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

La figure 10.2-b, basée sur les données du tableau 10.1, montre que :

- indépendamment du type de béton,  $k_s$  est de l'ordre de 35 à 50 MPa/mm. Cet ordre de grandeur de  $10^{10}$  Pa/m confirme la baisse d'un facteur 100 évoquée au § 4.2.3 par rapport au stade dit « d'adhésion chimique » ;
- le remplacement de la fraction grossière (petits et gros gravillons) des granulats naturels par des GBR semble diminuer  $k_s$  ;
- au dessus d'un seuil éventuel de  $c_{eff} > c_{MIN}$ , le remplacement total (fractions grossière et sable) des granulats naturels par des GBR semble être bénéfique à  $k_s$  (retour à une raideur tangentielle comparable à celle d'un béton naturel).

Ces deux dernières observations sur l'impact des GBR doivent cependant être nuancées compte tenu de la dispersion des mesures. Notamment, pour le béton 100r-100R entièrement recyclé, on observe une diminution très importante (environ -40 %) de la raideur relative à l'enrobage MIN par rapport aux enrobages MOY et MAX.

La comparaison des valeurs de  $k_s$  des éprouvettes modifiées MIN, MOY et MAX et celles des éprouvettes REF (i.e. les inclinaisons des droites en pointillés, figure 10.5) montre que la raideur de l'interface a-b est impactée de manière significative par la conception de l'éprouvette d'arrachement. En effet, la valeur de  $k_s$  des éprouvettes modifiées est, environ et en moyenne pour les différents bétons étudiés, 2,35 fois celle des éprouvettes REF (tableau 10.1), et ce, malgré une épaisseur d'enrobage moins importante (42, 57 ou 72 mm au lieu de 87 mm). Cette observation est vérifiée pour tous les types de bétons étudiés. Elle confirme (§ 8.2.1.4) que le confinement excessif des éprouvettes REF impacterait le phénomène physique à la base de l'adhérence a-b ; probablement suivant cet enchaînement :

1. restriction du développement de la fissuration de scission  $w_{fpz}$  ;
2. réduction du taux de dilatance  $\psi$  de l'interface a-b (équation 5.4, figure 10.14) ;
3. réduction <sup>a</sup> de  $k_s$  (équation 5.13).

Cette discussion sur la raideur tangentielle de l'interface a-b sera complétée au § 10.1.7 par le calcul de  $k_{s,TH}$  via l'équation 5.13 développée dans le cadre du présent travail.

### 10.1.2.3 La contrainte d'adhérence ultime $\tau_{max}$

La contrainte d'adhérence ultime  $\tau_{max}$  correspond à la valeur maximale de la contrainte d'adhérence. La figure 10.2-b, basée sur les données du tableau 10.1, montre que :

- $\tau_{max}$  diminue avec l'augmentation du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR ;
- $\tau_{max}$  est d'autant plus élevée que l'épaisseur d'enrobage est importante, ce qui semble cohérent. Cependant, en termes de pourcentages, l'augmentation de la contrainte d'adhérence  $\tau_{max}$  (environ et en moyenne pour les différents bétons étudiés +15 % entre MIN et MAX) est moins importante que celle de l'enrobage (+70 % entre MIN et MAX). Il est possible que cette observation soit liée à un effet d'échelle (§ 3.6) ;

---

<sup>a</sup>. Notons que l'équation 4.5 de l'analogie hydraulique (§ 4.3.3), basée sur une analyse du comportement transversal de l'enrobage uniquement, ne permet pas, en l'état, de prédire cette conclusion sur la raideur tangentielle de l'interface a-b.

## CHAPITRE 10 - Caractérisation de l'adhérence

- de manière analogue à  $k_s$ , la valeur de  $\tau_{max}$  relative aux éprouvettes modifiées est, pour les bétons 0r-0R et 0r-100R, environ 1,15 fois celle des éprouvettes REF, et ce, malgré une épaisseur d'enrobage moins importante.

Cette dernière observation confirme celle établie pour  $k_s$  au paragraphe précédent. L'enchaînement probable des causes et effets est, en ce qui concerne la contrainte d'adhérence, le suivant :

1. restriction du développement de la fissuration de scission  $r_{cr}$  ou  $w_{fpz}$  ;
2. réduction de l'intensité de la contrainte radiale de confinement  $\sigma$  exercée par le béton d'enrobage sur l'interface a-b (équations 4.5 ou 5.9 pour respectivement  $r_{cr}$  ou  $w_{fpz}$ ) ;
3. réduction de l'intensité de la contrainte tangentielle (i.e. d'adhérence) à l'interface a-b (équation 4.7).

En ce qui concerne le glissement  $s(\tau_{max})$  à l'atteinte de la contrainte d'adhérence ultime, la figure 10.2-d, basée sur les données du tableau 10.1, montre que :

- $s(\tau_{max})$  varie, pour les éprouvettes modifiées, entre environ 0,5 et 1,0 mm avec une dispersion moyenne proche de 20 % et sans corrélation évidente avec l'épaisseur d'enrobage ou le type de béton ;
- $s(\tau_{max})$  varie, pour les éprouvettes REF, entre environ 1,2 et 1,3 mm avec une dispersion plus réduite de 5 %, toujours sans corrélation avec le type de béton ;
- La valeur de  $s(\tau_{max})$  des éprouvettes modifiées est, environ et en moyenne pour les différents bétons étudiés, 0,60 fois celle des éprouvettes REF. Il s'agit là du troisième point de divergence entre l'essai d'arrachement conventionnel tel qu'introduit par la norme NF-EN-10080 [2005] et l'essai modifié développé dans le cadre du présent travail (§ 8.2).

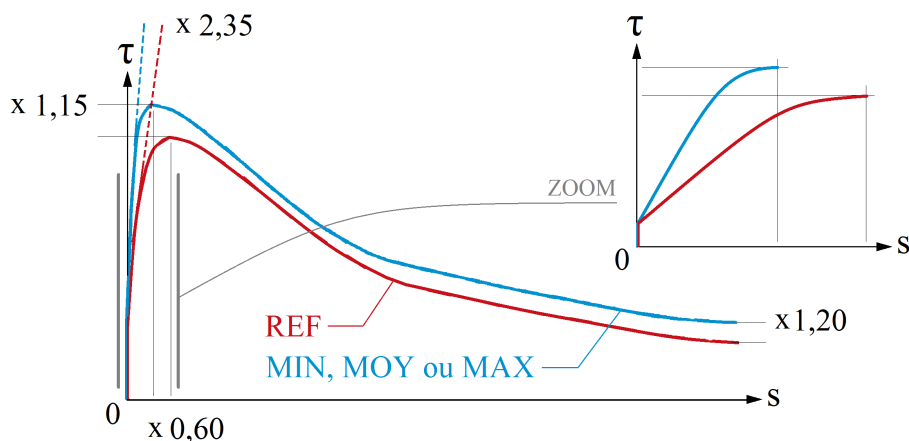


FIGURE 10.6 – Divergence entre les résultats expérimentaux REF et MIN, MOY ou MAX.

#### 10.1.2.4 La contrainte d'adhérence résiduelle $\tau_{res}$

La contrainte d'adhérence résiduelle  $\tau_{res}$  correspond à la dernière valeur de la contrainte d'adhérence, mesurée après un glissement d'au moins 30 mm. Soulignons que les valeurs manquantes du tableau 10.1 ne sont pas dues à un problème de mesure mais au mode de rupture de l'éprouvette d'arrachement. En effet, en cas de split (SP, tableau 10.1), la valeur de  $\tau_{res}$  n'existe pas. La figure 10.2-e, basée sur les données du tableau 10.1, montre que :

- de manière analogue à  $k_s$ ,  $\tau_{max}$  et  $s(\tau_{max})$ , la valeur de  $\tau_{res}$  relative aux éprouvettes modifiées est, pour les bétons 0r-0R et 0r-100R, environ 1,20 fois celle des éprouvettes REF. L'enchaînement des causes et effets détaillé précédemment pour  $\tau_{max}$  pourrait également expliquer cette observation ;
- $\tau_{res}$  diminue avec le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR. Cette observation peut être expliquée, compte tenu du glissement d'au moins 30 mm entre l'armature et le béton, de la sensibilité des GBR à l'abrasion (environ deux fois plus importante que celles des granulats naturels, § 1.2.1.6 et figure 1.8).

L'impact des 4 points de divergence  $k_s$ ,  $\tau_{max}$ ,  $s(\tau_{max})$  et  $\tau_{res}$  entre les courbes  $\tau - s$  issues des éprouvettes d'arrachement conventionnelles (REF) et modifiées (MIN, MOY et MAX) est schématisé par la figure 10.6. Ces écarts liés au comportement longitudinal de l'adhérence a-b, et notamment ceux relatifs à la phase précédant le pic d'adhérence, pourraient avoir un impact non négligeable :

- sur l'évaluation de la réponse mécanique des éléments de structures en béton armé. En effet, dans de nombreux modèles [Dominguez, 2005; Torre-Casanova, 2012; Tas-tani et Pantazopoulou, 2013], la loi  $\tau - s$  est généralement utilisée comme donnée d'entrée ;
- pour le dimensionnement aux ELS, où l'adhérence a-b joue un rôle clé, particulièrement pour l'évaluation de l'espacement et de l'ouverture des fissures.

#### 10.1.3 Ouverture du plan préférentiel de rupture

Le développement des deux fissures de scission à travers l'enrobage a été suivi par une mesure de l'ouverture du PPR via deux LVDT (LVDT-4 et LVDT-5) disposés de part et d'autre de l'interface a-b (§ 8.3.1.5 et figure 8.11-a).

La figure 10.7 montre, pour les trois types de bétons étudiés, l'évolution conjointe des mesures des deux LVDT <sup>b</sup> en fonction du glissement. Elle montre que l'ouverture du PPR s'effectue de manière uniforme <sup>c</sup> (i.e. les mesures renvoyées par les LVDT 4 et 5 sont très proches). Pour cette raison le paramètre  $w_{XP}$  d'ouverture du PPR est calculé par la suite comme la moyenne des valeurs renvoyées par ces deux LVDT.

<sup>b</sup>. L'allure en escalier des courbes expérimentales présentées dans ce chapitre est justifiée par la profondeur de quantification limitée (8 bits) du système d'acquisition utilisé pour réaliser la mesure. Les créneaux observés ne sont donc, *a priori*, pas liés à un processus de fissuration dynamique par paliers.

<sup>c</sup>. Pour une raison d'équilibre en rotation de l'enrobage autour de l'axe  $z$  de l'armature, ce résultat était attendu. Il était toutefois nécessaire de le confirmer expérimentalement.

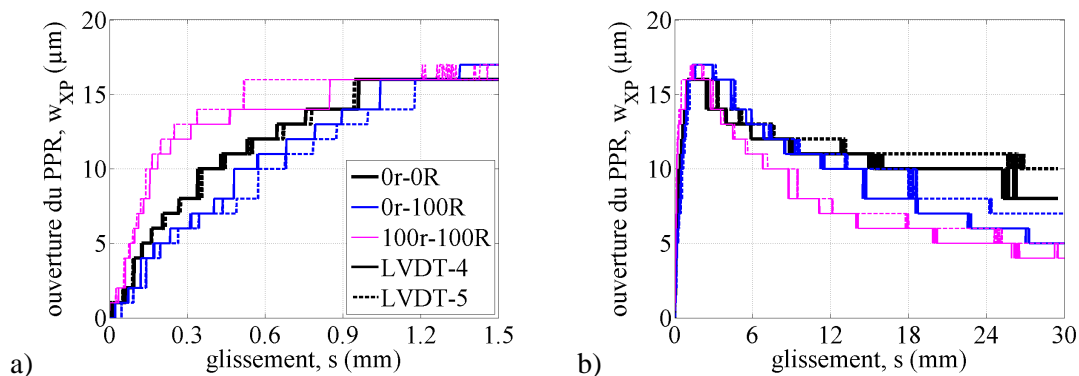


FIGURE 10.7 – Ouverture du PPR de part et d'autre de l'interface a-b : a) plage pré-pic/pic du glissement, b) plage complète du glissement.

La figure 10.8 montre, pour une éprouvette type de béton <sup>d</sup> 0r-100R et en fonction du glissement, l'évolution conjointe :

- de la contrainte d'adhérence  $\tau$ , qui est une mesure de contrainte associée à la direction longitudinale  $z$  de la liaison a-b ;
- et de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR, qui est une mesure de déplacement associée au contraintes circonférentielles agissant dans le plan  $(r, \theta)$  transversal à la liaison a-b.

Elle montre que ces deux mesures de nature différente, et relatives à des directions orthogonales, sont corrélées tout au long du glissement. Cela semble confirmer la pertinence du couplage longitudinal/transversal introduit au § 4.4 et intégré au modèle analytique développé au chapitre 5.

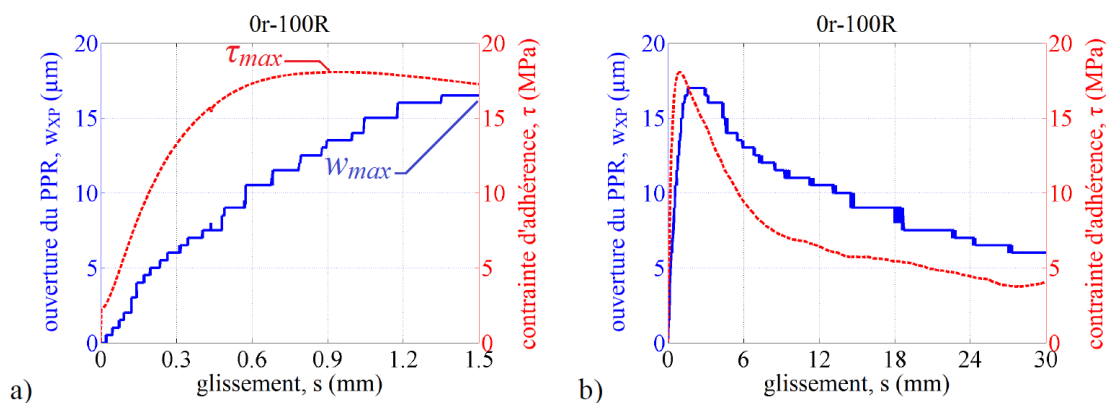


FIGURE 10.8 – Mise en évidence expérimentale du couplage longitudinal/transversal pour une éprouvette type de béton 0r-100R : a) plage pré-pic/pic du glissement, b) plage complète du glissement.

<sup>d</sup>. Des courbes analogues à la figure 10.8 pour les bétons 0r-0R et 100r-100R sont disponibles en annexe G et conduisent aux mêmes observations.

SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

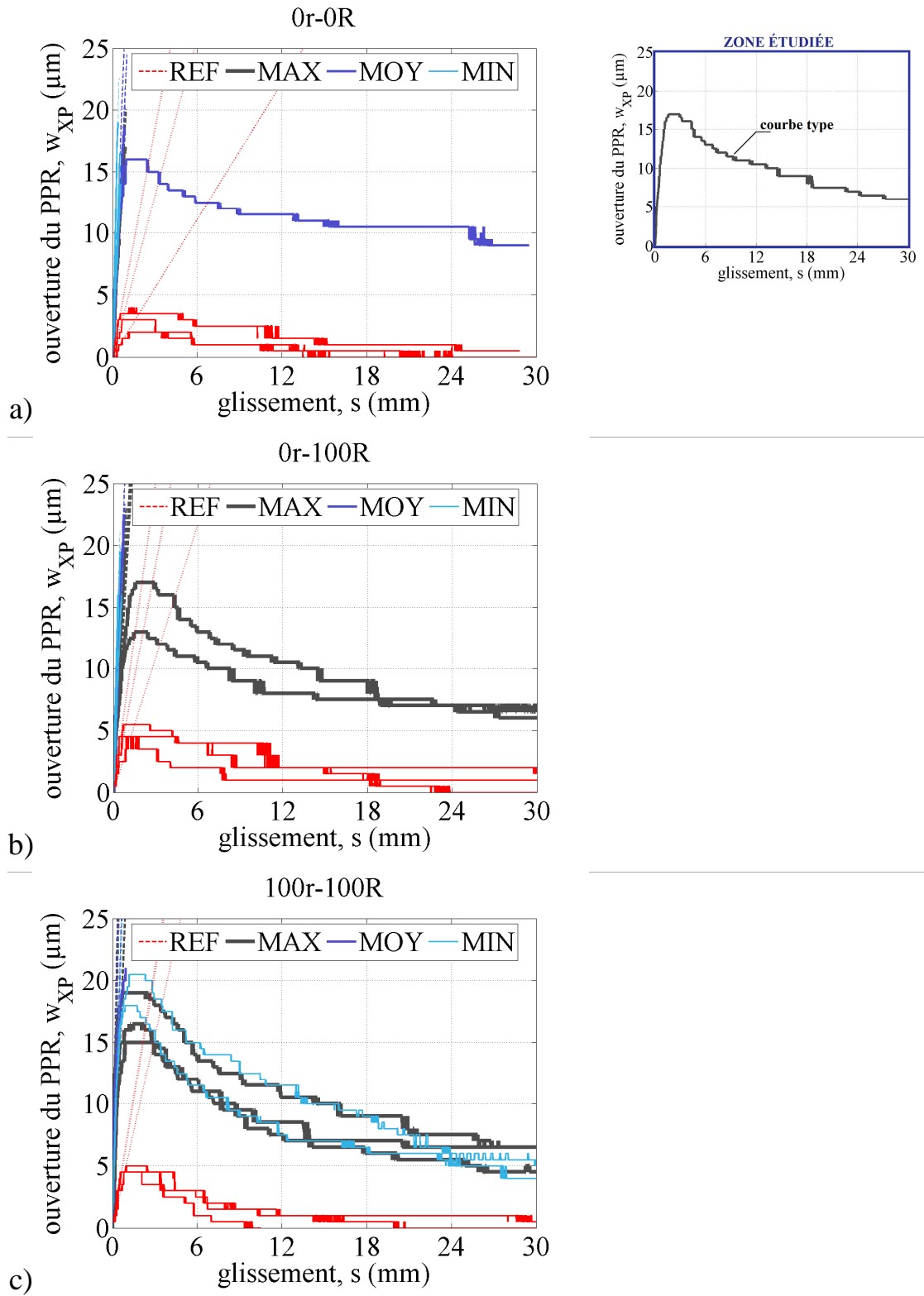


FIGURE 10.9 – Ouverture du PPR en fonction du glissement, plage de mesure complète.



## CHAPITRE 10 - Caractérisation de l'adhérence

Notons également (figure 10.8-a) que le pic de contrainte d'adhérence  $\tau$  est atteint pour un glissement  $s(\tau_{max})$  inférieur à celui  $s(w_{max})$  correspondant au pic d'ouverture  $w_{XP}$  du PPR, et donc, suivant l'équation 5.9, au pic de contrainte radiale  $\sigma$ .

Cette observation, confirmée par les mesures expérimentales de Gambarova *et al.* [1989b]; Tepfers et Olsson [1992], permet de distinguer quatre stades :

1. de  $s = 0$  à  $s = s(\tau_{adh})$  :  $\tau$  augmente pour  $\sigma \simeq 0$  ;
2. de  $s = 0$  à  $s = s(\tau_{max})$  :  $\tau$  et  $\sigma$  augmentent conjointement ;
3. de  $s = s(\tau_{max})$  à  $s = s(w_{max})$  :  $\tau$  diminue et  $\sigma$  augmente ;
4. au-delà de  $s = s(w_{max})$  :  $\tau$  et  $\sigma$  diminuent conjointement.

Suivant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7), le troisième stade peut vraisemblablement être interprété comme un endommagement de la rugosité du contact béton-béton à l'interface a-b (i.e. diminution de  $\mu$  et/ou de  $c$ ). Notons que le décalage entre les pics de  $\tau$  et de  $w_{XP}$  supportent l'absence de corrélation entre la mesure de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR et un effet parasite lié à la déformation du bâti sous l'effet de l'effort d'arrachement (§ 8.1.2).

TABLE 10.2 – Paramètres cinématiques.

béton	enrobage	$w_{max}$ ( $\mu m$ )	$w_{sp}$ ( $\mu m$ )	$w_{po}$ ( $\mu m$ )	$w_{res}$ ( $\mu m$ )	$\Delta w$ ( $\mu m$ )
0r-0R	MIN	16,5 (2,5)	16,5 (2,5)	- (-)	- (-)	1,2 (0,5)
	MOY	16,7 (1,6)	17,0 (2,1)	16,0 (-)	9,0 (-)	1,0 (0,3)
	MAX	17,0 (-)	17,0 (-)	- (-)	- (-)	1,7 (-)
	REF	3,0 (1,0)	- (-)	3,0 (1,0)	0,2 (0,3)	- (-)
0r-100R	MIN	17,2 (2,0)	17,2 (2,0)	- (-)	- (-)	1,7 (< 0,1)
	MOY	19,8 (2,5)	19,8 (2,5)	- (-)	- (-)	1,0 (0,3)
	MAX	16,5 (3,3)	19,5 (-)	15,0 (2,8)	6,3 (0,4)	0,8 (0,3)
	REF	4,8 (0,6)	- (-)	4,8 (0,6)	0,8 (0,8)	- (-)
100r-100R	MIN	19,3 (1,8)	- (-)	19,3 (1,8)	4,0 (0,7)	2,0 (< 0,1)
	MOY	20,5 (0,7)	20,5 (0,7)	- (-)	- (-)	1,8 (0,7)
	MAX	16,8 (2,0)	- (-)	16,8 (2,0)	5,8 (1,2)	2,1 (< 0,1)
	REF	4,7 (0,3)	- (-)	4,7 (0,3)	-0,5 (1,0)	- (-)

Le tableau 10.2, basé sur les données expérimentales de la figure 10.9, donne l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR pour les différents types d'éprouvettes et de bétons. La distinction est également faite entre l'ouverture maximale du PPR en cas de rupture par split ( $w_{sp}$ ) ou par pull-out ( $w_{po}$ ). Enfin, l'ouverture  $w_{res}$  résiduelle du PPR évoquée précédemment est également renseignée. Ce tableau montre que :

- indépendamment du mode de rupture des éprouvettes modifiées, l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR est de l'ordre de 15 à 20  $\mu m$ . Cette mesure est cohérente avec celle réalisée par Ghandehari *et al.* [1999] sur la base d'une technique de mesure différente (§ 4.3.2.2 et figure 4.12). Compte tenu de l'ordre de grandeur de cette

## SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

mesure, cette « ouverture de fissure de scission » correspond plutôt, comme précisé au § 4.3.2.2, au cumul de déformations plastiques locales : germination des défauts et microfissuration diffuse du béton (repères A-B et B-C, figure 3.6) précédant la coalescence des microfissures et donc la localisation de la rupture ;

- l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR tend, en moyenne, à augmenter avec le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR. Les valeurs moyennes de  $w_{max}$  sont en effet de 16,7 - 17,8 et 18,9  $\mu m$  pour respectivement les bétons 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R. Cette conclusion doit cependant être nuancée compte tenu de la dispersion de la mesure et du cas des éprouvettes MAX ;
- l'absence de corrélation évidente entre  $w_{sp}$  et l'épaisseur d'enrobage suggère que la rupture de ce dernier est gouvernée par un effet de seuil lié au dépassement d'une ouverture critique du PPR au niveau de l'interface a-b ;
- le faible écart entre les valeurs  $w_{sp}$  et  $w_{po}$  semble indiquer que le mode de rupture suivi par l'éprouvette d'arrachement (split ou pull-out) dépend d'un équilibre instable. En effet, deux issues très différentes sont observées malgré deux ouvertures du PPR comparables : (i) scission de l'enrobage par propagation dynamique d'une fissure à travers le PPR ; (ii) retour élastique partiel du béton d'enrobage ;
- l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR des éprouvettes REF (i.e. confinement excessif) est environ et en moyenne 4 fois moins importante que celle des éprouvettes modifiées. Cette mesure supporte l'idée que la présence du béton autour des zones gainées restreint l'ouverture du PPR au niveau de la zone d'ancrage. Elle pourrait également justifier la faible quantité d'émissions acoustiques détectées le long du PPR (figure 6.3) dans le cadre de la mesure exploratoire introduite au § 6.1 ;
- l'ouverture  $w_{res}$  résiduelle du PPR des éprouvettes REF est quasi-nulle (i.e. retour élastique presque total de l'enrobage) ;
- pour ce qui est des éprouvettes modifiées, l'ouverture  $w_{res}$  résiduelle du PPR (i.e. retour élastique partiel de l'enrobage) semble d'autant plus réduite que le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR est important.

Cette dernière observation peut être complétée par la figure 10.10. Elle représente, en fonction du glissement et pour les éprouvettes modifiées ayant suivi une rupture de type pull-out, l'ouverture du PPR normalisée par rapport à son ouverture maximale. Cette figure confirme que le retour élastique du PPR est d'autant plus important que le béton contient une quantité élevée de GBR.

Au moins deux raisons peuvent justifier cette observation :

- on rappelle que l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR est comparable peu importe le type de béton étudié. Ainsi, pour une ouverture du PPR identique, les bétons de GBR 0r-100R et 100r-100R, d'autant moins raides qu'ils contiennent une quantité importante de GBR ( $E_{cm}$ , tableau 9.3) et donc plus déformables, pourraient subir moins d'endommagement que le béton 0r-0R de granulats naturels ;
- nous verrons au § 10.2.2 qu'il est probable que les aspérités qui assurent la rugosité des surfaces de béton cisailé à l'interface a-b (figure 5.4-c) s'endommagent au-delà de la contrainte d'adhérence ultime  $\tau_{max}$ . Du fait du glissement, un milieu pulvérulent

composé de grains de béton se forme alors progressivement entre les deux surfaces de béton cisailé. L'empilement désordonné de cette poudre la rend moins compacte que la structure interne du béton sain (phénomène de foisonnement). De ce fait, le retour élastique potentiel du béton d'enrobage peut être gêné par cette augmentation du volume de l'interface a-b. Or nous avons vu précédemment que la sensibilité des GBR à la fragmentation est supérieure à celle des granulats naturels (§ 1.2.1.6 et figure 1.8). On peut alors supposer que la finesse de la poudre formée à l'interface a-b est d'autant plus importante que le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR est élevé, ce qui diminue la gêne du retour élastique de l'enrobage.

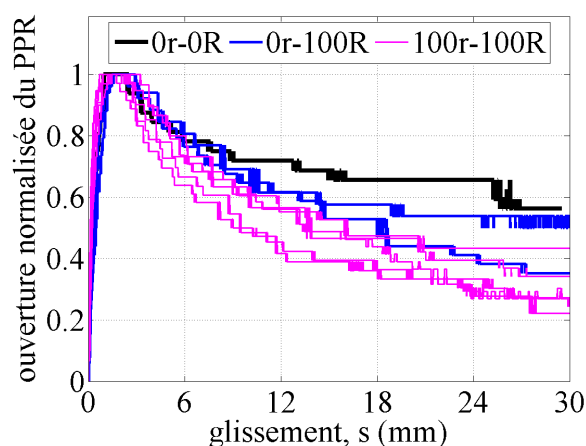


FIGURE 10.10 – Retour élastique du PPR pour les différents bétons étudiés.

#### 10.1.4 Cohésion apparente $c$

On rappelle (§ 4.4.1.1) que le paramètre  $c$ , dit de cohésion, intervenant dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7), représente la capacité d'une interface à équilibrer une contrainte de cisaillement pur. Cette définition, appliquée à l'approche de l'adhérence a-b développée dans le cadre du présent travail, peut être assimilée à la résistance au cisaillement du béton piégé entre les verrous. Or, nous avons vu au § 5.2.1 et au § 10.1.2.1 que la rupture en cisaillement du béton piégé entre les verrous pourrait correspondre à ce que l'approche conventionnelle de l'adhérence a-b (§ 4.2.2) considère être la résistance d'adhésion chimique acier-béton  $\tau_{adh}$ . De ce fait, suite à ce raisonnement et dans le cadre du présent travail, l'équation 10.1 est adoptée.

Comme précisé au § 5.2.1, le terme cohésion « apparente » est employé ici pour établir une distinction par rapport à la cohésion des sols fins tels que les argiles, qui repose vraisemblablement sur un mécanisme physique différent de celui ayant lieu au sein du béton.

$$c \equiv \tau_{adh} \quad (10.1)$$

### 10.1.5 Coefficient de frottement $\mu$

En accord avec l'expression du critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 4.7), l'identification de trois grandeurs est nécessaire pour déterminer le coefficient de frottement  $\mu$  de l'interface a-b :

- la cohésion apparente  $c$  : elle est déterminée expérimentalement, compte tenu de l'équation 10.1, par l'identification de la résistance d'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  (tableau 10.1) ;
- la contrainte d'adhérence  $\tau$  : elle est déterminée expérimentalement par l'équation 5.5 qui nécessite la mesure de l'effort d'arrachement  $F$  et celle du glissement  $s$  de l'extrémité libre de l'armature ;
- la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b.

La principale difficulté provient de cette dernière grandeur. En effet, dans le cadre du présent travail, contrairement aux études de [Gambarova \*et al.\* \[1989b,a\]](#); [Malvar \[1992\]](#); [Tepfers et Olsson \[1992\]](#) introduites au § 4.4.1, la contrainte radiale  $\sigma$  résulte uniquement du confinement passif exercé par l'enrobage de béton. La valeur de  $\sigma$  n'est donc explicitement corrélée à aucune charge extérieure contrôlée. Cependant, l'équation 5.9, développée dans le cadre du présent travail, fournit une expression théorique liant la contrainte radiale  $\sigma$  à l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ à l'interface a-b.

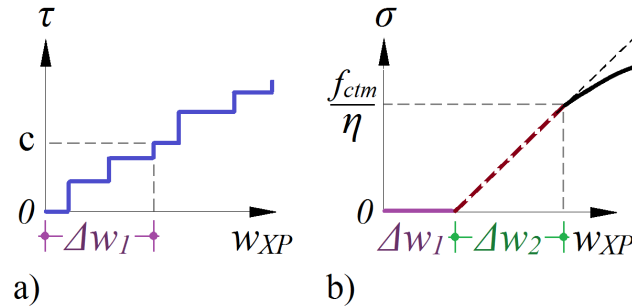


FIGURE 10.11 – Détermination de  $\Delta w_1$  et  $\Delta w_2$ .

Soulignons que la mesure expérimentale de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR ne peut, *a priori*, pas être utilisée directement dans l'équation 5.9. En effet, la mesure de  $w_{XP}$  comprend en principe une part de déplacement  $\Delta w$  due à la déformation circonférentielle élastique du béton d'enrobage. Cependant, en accord avec les notions introduites au § 3.3.1 et au § 3.4 et les développements théoriques du § 4.3.3 et du § 5.3.2, l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ se réfère uniquement aux déplacements résultant de l'endommagement du béton (i.e. à partir de l'instant où la contrainte de traction circonférentielle  $\sigma_\theta(r_s)$  atteint  $f_{ctm}$  au niveau de l'interface a-b, § 4.3.3). Par conséquent, la part  $\Delta w$  du déplacement issu à la déformation élastique du béton d'enrobage a été soustraite à l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR de manière à obtenir l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ (équation 10.2). Afin d'évaluer  $\Delta w$ , deux termes ont été additionnés (équation 10.2) :

- le premier terme,  $\Delta w_1$ , correspond à l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR à l'instant où la résistance d'adhésion chimique  $\tau_{adh}$  (i.e. la cohésion apparente  $c$ ) est atteinte (fi-

- gure 10.11-a). En effet, avant  $\tau_{adh}$  (i.e. avant la rupture en cisaillement du béton piégé entre les verrous), la contribution du confinement radial apporté par le béton d'enrobage à l'adhérence a-b est négligeable (§ 10.1.2.1) ;
- le deuxième terme,  $\Delta w_2$ , évalue le déplacement issu de la déformation élastique du béton d'enrobage en extrapolant la tangente à l'origine de la courbe  $\sigma - w_{fpz}$  (équation 5.9) jusqu'à  $\sigma = 0$  (figure 10.11-b). La démonstration permettant d'aboutir à l'équation 10.2 de  $\Delta w_2$  est donnée en annexe B.3.

$$w_{fpz} = w_{XP} - \Delta_w \quad \text{avec} \quad \Delta_w = \Delta_{w_1} + \Delta_{w_2} \quad \text{et} \quad \Delta_{w_2} = \frac{\pi d_{nom} f_{ctm}}{4 E_{cm}} \quad (10.2)$$

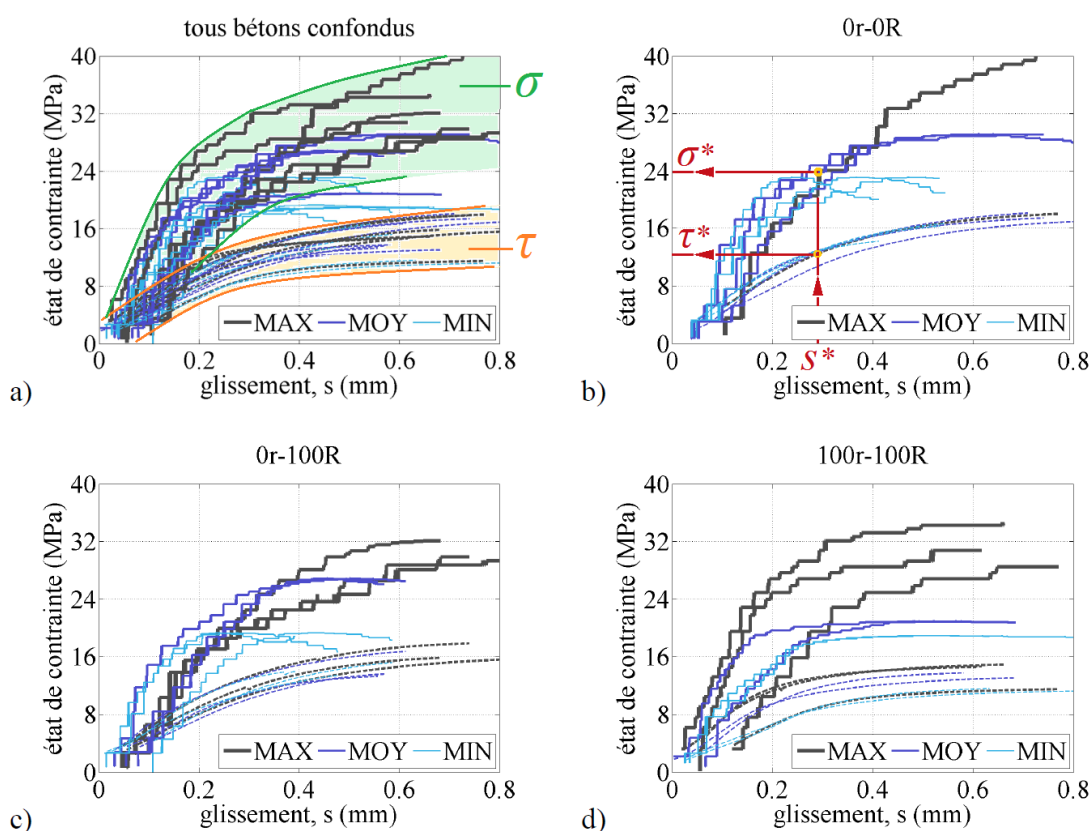


FIGURE 10.12 – État de contrainte à l'interface a-b au cours du glissement.

La figure 10.12 représente, pour les trois bétons étudiés et en amont du pic d'adhérence  $\tau_{max}$ , l'évolution conjointe au cours du glissement  $s$  de la contrainte d'adhérence  $\tau$  (équation 5.5) et de la contrainte radiale  $\sigma$  (équation 5.9 utilisée en considérant l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ telle qu'exprimée par l'équation 10.2).

Plus particulièrement, la figure 10.12-a illustre, pour l'ensemble des essais d'arrachement, les fuseaux de contrainte radiale  $\sigma$  (en vert) et de contrainte d'adhérence  $\tau$  (en orange).

SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

Cette figure montre que :

- d’une manière générale, la contrainte radiale  $\sigma$  est supérieure à la contrainte d’adhérence  $\tau$ . Cette observation sous-entend un coefficient de frottement  $\mu$  de l’interface a-b inférieur à 1 ;
- les fuseaux de  $\sigma$  et  $\tau$  semblent suivre la même allure, ce qui laisse entrevoir un coefficient de frottement  $\mu$  relativement stable, au moins jusqu’à l’atteinte du pic d’adhérence  $\tau_{max}$ .

Comme indiqué sur la figure 10.12-b, il est possible de déterminer, pour une valeur quelconque de glissement  $s^*$ , l’état de contrainte  $(\sigma^*, \tau^*)$  agissant à l’interface a-b. Ce couple  $(\sigma^*, \tau^*)$  peut alors être reporté comme un point dans le plan de Mohr (figure 10.13-b) . La figure 10.13 est obtenue en répétant cette opération sur toute la plage de glissement précédant l’atteinte de  $\tau_{max}$ . Dans le plan de Mohr, la tendance linéaire de l’état de contrainte agissant à l’interface a-b (figure 10.13-a, qui rassemble les mesures de l’ensemble des essais d’arrachement) confirme la stabilité relative évoquée précédemment à propos du coefficient de frottement  $\mu$ .

TABLE 10.3 – Paramètres de frottement.

béton	enrobage	$c$ (MPa)	$\psi$ ( $\mu m/mm$ )	$\mu$ (-)
0r-0R	MIN	2,0 (0,1)	33 (14)	0,42 (0,09)
	MOY	1,5 (0,1)	26 (4)	0,39 (0,04)
	MAX	2,0 (-)	21 (-)	0,35 (-)
	REF	2,1 (0,5)	4 (2)	- (-)
0r-100R	MIN	2,3 (0,2)	37 (9)	0,41 (0,01)
	MOY	2,1 (0,3)	30 (2)	0,35 (0,06)
	MAX	2,2 (0,2)	22 (3)	0,40 (0,07)
	REF	1,9 (0,5)	6 (2)	- (-)
100r-100R	MIN	1,4 (0,1)	38 (4)	0,41 (< 0,01)
	MOY	1,6 (0,3)	50 (16)	0,45 (0,06)
	MAX	1,9 (0,8)	51 (21)	0,34 (0,02)
	REF	1,3 (0,1)	6 (1)	- (-)

Le tableau 10.3 donne les coefficients de frottement  $\mu$  obtenus par régression linéaire des données montrées par la figure 10.13 jusqu’à une valeur d’environ 80 % de la contrainte d’adhérence maximale  $\tau_{max}$  (coefficient de corrélation supérieur à 0,95). Ce tableau montre que :

- aucune corrélation évidente ne peut être établie entre le coefficient de frottement  $\mu$  et l’épaisseur d’enrobage  $c_{nom}$  ;
- le coefficient de frottement est, environ et en moyenne, identique pour les trois types de bétons étudiés (0,39 - 0,39 et 0,40 pour respectivement les bétons 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R, soit un angle de frottement  $\varphi$  de 21 à 22°).

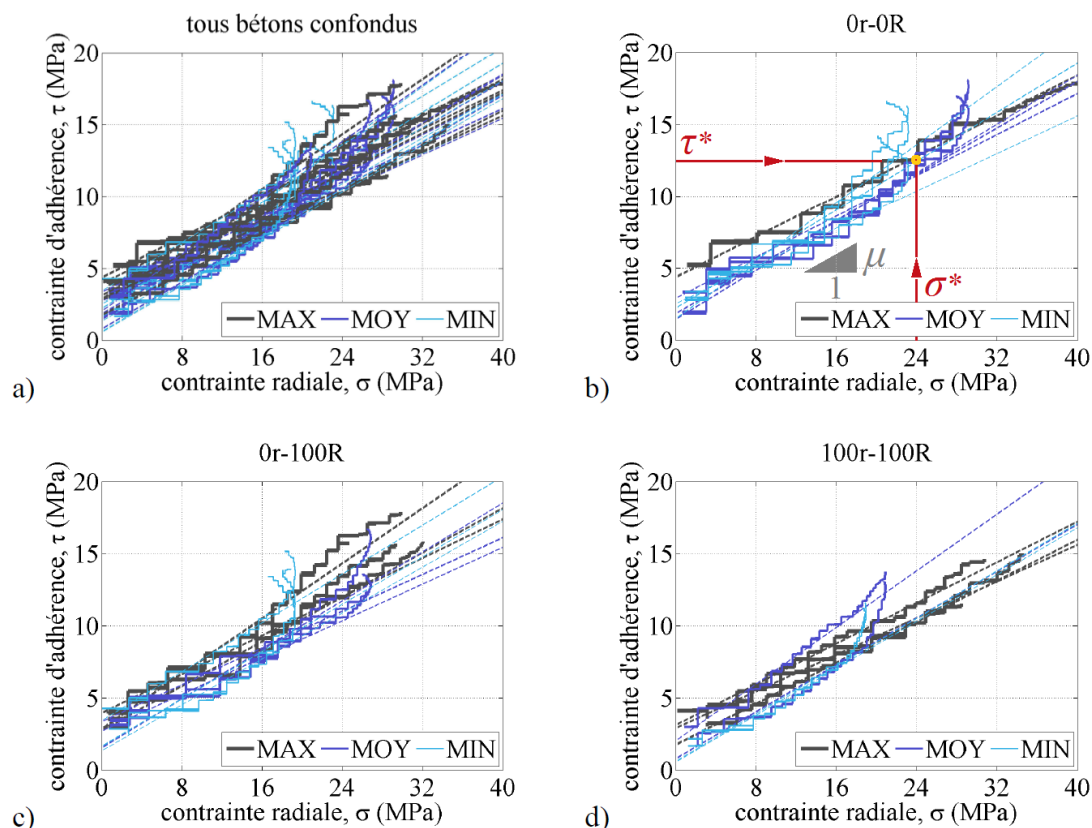


FIGURE 10.13 – État de contrainte à l'interface a-b dans le plan de Mohr.

Ainsi, sur la base des données expérimentales obtenues dans le cadre du présent travail et jusqu'à l'atteinte de 80 % de  $\tau_{max}$ , le coefficient de frottement  $\mu$  apparaît constant, proche de 0,40 et indépendant du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR. Étant donnée l'absence de corrélation évidente entre  $\mu$  et  $c_{nom}$  (premier tiret précédent),  $\mu$  peut, *a priori*, être considéré comme une propriété intrinsèque de l'interface a-b.

Ces résultats peuvent être mis en perspective par rapport à d'autres travaux issus de la littérature.

Premièrement, il a été évoqué au § 10.1.2.1 que la structure interne du béton piégé entre les verrous se rapproche de celle d'un mortier (i.e. sable et pâte de ciment) [Tixier, 2013]. De ce fait, la rugosité des surfaces de béton cisailé qui frottent au cours du glissement résulterait de la formation d'une fissure à travers ce mélange sable/pâte de ciment. Il est alors intéressant de se référer aux essais de cisaillement réalisés par Moosavi et Bawden [2003] sur des échantillons cylindriques de 100 mm de diamètre composés de pâte de ciment ( $w/c = 0,4$  et  $0,5$  pour respectivement  $f_{cm} = 50,6$  et  $40,3$  MPa). Ces essais, menés pour des contraintes normales comprises entre 2 et 50 MPa, ont permis de déterminer un angle de frottement au pic de résistance de la pâte de ciment compris entre  $22,3$  et  $22,8^\circ$ . Par ailleurs, nous avons vu au § 4.4.1.3 que les résultats de Malvar [1992], basés sur des contraintes  $\sigma$

## SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

et  $\tau$  uniformisées sur la surface cylindrique enveloppant l'armature, permettent de déduire un angle de frottement au pic de résistance de l'interface a-b d'environ  $17^\circ$ . Ces angles de frottement sont comparables à ceux obtenus dans le cadre du présent travail.

D'autre part, les travaux de [Hossaini et al. \[2014\]](#) montrent que la déformabilité (i.e. souplesse) des aspérités d'une interface contribue à améliorer sa résistance au cisaillement. Cet effet est attribué à l'augmentation de la surface de contact due à la déformation des aspérités lors du cisaillement. Or le tableau 9.3 montre que la raideur des bétons étudiés est d'autant plus faible que la proportion de GBR entrant dans la formulation du béton est importante. Une compensation résistance/déformabilité des aspérités pourrait justifier l'indépendance observée du coefficient de frottement  $\mu$  par rapport au taux de remplacement des granulats naturels par des GBR.

### 10.1.6 Taux de dilataance $\psi$

TABLE 10.4 – Analyse du taux de dilataance.

béton	enrobage	$\psi$ ( $\mu\text{m}/\text{mm}$ )	$\psi \times c_{nom}$ (mm)	$\psi \times c_{nom} \times E_{cm}$ (kN/mm)
0r-0R	MIN	33 (14)	1,39	43,8
	MOY	26 (4)	1,45	45,7
	MAX	21 (-)	1,49	46,7
	$\Sigma 1$	24 %	3 %	3 %
0r-100R	MIN	37 (9)	1,54	41,1
	MOY	30 (2)	1,73	45,3
	MAX	22 (3)	1,57	42,0
	$\Sigma 2$	26 %	6 %	5 %
	$\Sigma 12$	23 %	8 %	5 %
100r-100R	MIN	38 (4)	1,57	29,2
	MOY	50 (16)	2,84	51,2
	MAX	51 (21)	3,69	74,2
	$\Sigma 3$	16 %	40 %	44 %
	$\Sigma 123$	32 %	26 %	42 %

*Note* : Les lignes  $\Sigma$  sont calculées en rapportant l'écart-type des données à leur valeur moyenne. Pour  $\Sigma 1$ ,  $\Sigma 2$ , et  $\Sigma 3$ , les données utilisées sont respectivement celles des bétons 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R. Pour  $\Sigma 12$  et  $\Sigma 123$ , les données utilisées sont respectivement celles de la réunion des bétons 0r-0R et 0r-100R puis de l'ensemble des bétons.

Le taux de dilataance  $\psi$  de l'interface a-b est défini, dans le cadre du présent travail (équation 5.4), comme le taux d'accroissement de l'ouverture  $w_{FPZ}$  de la FPZ au cours du glissement  $s$  de l'armature. Le paramètre  $\psi$  peut donc être représenté graphiquement



comme la pente de la courbe  $w_{FPZ} - s$  (figure <sup>e</sup> 10.14).

Le tableau 10.3 donne les taux de dilatance  $\psi$  de l'ensemble des bétons et des types d'éprouvettes testées. Ils sont obtenus par régression linéaire des données montrées par la figure 10.14. Les données utilisées pour la régression sont comprises entre 0 et 50 % ou 0 et 90 % de l'ouverture  $w_{max}$  du PPR pour respectivement les ruptures par pull-out ou par split (coefficient de corrélation supérieur à 0,97). Ce tableau 10.3 montre que :

- $\psi$  est de l'ordre de quelques dizaines de micromètres par millimètre de glissement (ce qui est cohérent avec l'ordre de grandeur de  $20 \mu m/mm$  déduit de l'étude de Ghandehari *et al.* [1999], § 4.4.1.2 et figure 4.15-c) ;
- $\psi$  tend à augmenter avec le taux de recyclage (environ et en moyenne 27 - 30 et 46  $\mu m/mm$  pour respectivement les bétons 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R). Notons que, malgré une légère augmentation d'environ 10 %, les valeurs de  $\psi$  des bétons 0r-0R et 0r-100R restent comparables. Par contre, une nette augmentation de  $\psi$  d'environ 60 % est observée pour le béton 100r-100R. Cette observation est en accord avec les résultats du tableau 9.4 relatifs à la formation d'une fissure de flexion. Cela suggère, en ce qui concerne l'adhérence a-b, un rôle prédominant du sable entrant dans la composition du béton ;
- pour ce qui est des éprouvettes modifiées et au moins pour les bétons 0r-0R et 0r-100R,  $\psi$  semble corrélé à l'épaisseur d'enrobage. En effet, la valeur de  $\psi$  diminue avec l'augmentation de l'épaisseur d'enrobage.

Compte tenu de cette corrélation avec l'épaisseur d'enrobage,  $\psi$  ne peut pas être considéré comme une propriété intrinsèque à l'interface a-b. Le volume de béton d'enrobage semble, en effet, restreindre la dilatance de l'interface a-b (ce qui paraît cohérent).

Le tableau 10.4 donne le résultat du produit du taux de dilatance par l'épaisseur d'enrobage. La grandeur résultante  $\psi \times c_{nom}$ , homogène à une longueur, devient alors comparable pour les différents enrobages des bétons 0r-0R et 0r-100R ( $\Sigma 1$  et  $\Sigma 2$ , tableau 10.4). On s'intéresse ensuite au produit de la précédente longueur par le module d'élasticité du béton. La grandeur résultante  $\psi \times c_{nom} \times E_{cm}$ , homogène à une raideur, reste comparable pour les différents enrobages ( $\Sigma 1$  et  $\Sigma 2$ , tableau 10.4) mais devient également comparable pour les bétons 0r-0R et 0r-100R ( $\Sigma 12$ , tableau 10.4).

Pour ce qui est des bétons 0r-0R et 0r-100R, la raideur  $\psi \times c_{nom} \times E_{cm}$  semble donc se conserver ( $44 \pm 2$  kN/mm). Cette conclusion est très importante puisqu'elle permet, à partir de deux données facilement accessibles en laboratoire ( $c_{nom}$  et  $E_{cm}$ ), de déduire le taux de dilatance  $\psi$  de l'interface a-b dont la mesure est relativement complexe. Notons que la raideur  $\psi \times c_{nom} \times E_{cm}$  est très certainement corrélée à la résistance mécanique du béton. L'étude de cette corrélation représente une perspective intéressante à la poursuite de ce travail sur l'adhérence a-b.

---

<sup>e</sup>. On représente sur cette figure l'évolution de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR en fonction du glissement. On rappelle que  $w_{fpz}$  est obtenue à partir de  $w_{XP}$  par soustraction du déplacement élastique constant  $\Delta w$  (équation 10.2). De ce fait, bien que  $\psi$  soit défini à partir de l'ouverture  $w_{fpz}$  de la FPZ (équation 5.4), la pente (et donc la valeur de  $\psi$ ) n'est pas impactée par ce choix de variable. On choisit ici de représenter la mesure expérimentale brute  $w_{XP}$ .

SECTION 10.1 - Mesures mécaniques

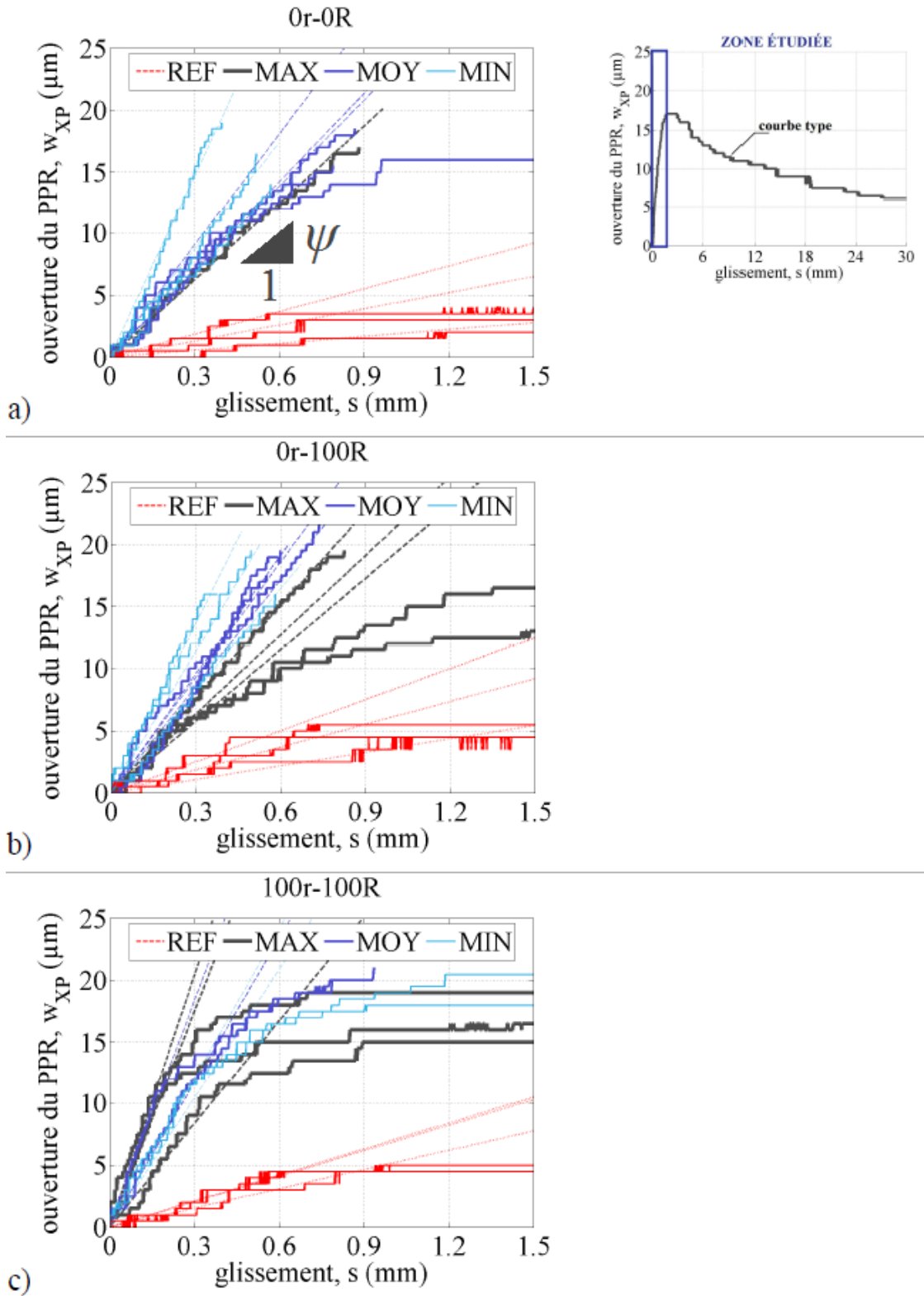


FIGURE 10.14 – Ouverture du PPR en fonction du glissement (plage pré-pic/pic).

Enfin, la figure 10.14 montre que :

- pour les ruptures de type split : la linéarité  $w_{XP} - s$  est effective jusqu'à la rupture ;
- pour les ruptures de type pull-out : une rupture de pente est observée à environ 50 % de l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR.

Cette perte de linéarité (dont l'origine reste à déterminer) semble caractéristique des ruptures par pull-out (figure 10.14) et pourrait être liée à un endommagement précoce de l'interface a-b.

### 10.1.7 Validation de $k_{s,TH}$

Le tableau 10.5 confronte la mesure expérimentale  $k_s$  de la raideur tangentielle de l'interface a-b à sa valeur  $k_{s,TH}$  calculée à partir de l'équation 5.13 développée dans le cadre du présent travail. Ce tableau montre que la valeur  $k_{s,TH}$  calculée :

- est en adéquation avec l'ordre de grandeur des mesures expérimentales ;
- tend à suivre les variations des mesures expérimentales (notamment la corrélation entre  $k_s$  et l'épaisseur d'enrobage ou encore la raideur tangentielle comparable des bétons 0r-0R et 100r-100R) ;
- est en capacité de prédire certaines singularités expérimentales (forte diminution de  $k_s$  de l'éprouvette 100r-100R MIN) ;

L'équation 5.13, basée sur un nombre limité de paramètres physiques non ajustables, constitue donc un outil potentiel pour une étude plus approfondie de l'impact de l'adhérence a-b sur la réponse mécanique des éléments en béton armé (déformation, fissuration...).

TABLE 10.5 – Calcul de la raideur tangentielle.

béton	enrobage	$\gamma_{crr}$ (-)	$k_{s,TH}$ (MPa/mm)	$k_s$ (rappel) (MPa/mm)
0r-0R	MIN	0,95	63,5	47,0 (1,7)
	MOY	0,97	45,9	44,0 (11)
	MAX	0,98	34,1	42,5 (-)
0r-100R	MIN	0,95	58,6	39,8 (7,2)
	MOY	0,97	41,7	36,7 (6,5)
	MAX	0,98	34,9	38,6 (5,6)
100r-100R	MIN	0,95	41,5	26,4 (0,4)
	MOY	0,97	59,7	46,5 (4,0)
	MAX	0,98	52,7	46,0 (11)

## 10.2 Mesures acoustiques

On présente dans cette section les résultats des mesures acoustiques réalisées conjointement aux mesures mécaniques précédemment introduites.

### 10.2.1 Le temps de vol $t_{vol}$

On rappelle (§ 8.3.2) qu'une onde acoustique est émise de manière périodique par le transducteur E1 (figure 8.12) au cours de l'essai d'arrachement. Une partie du signal acoustique résultant de la propagation et de la diffusion de l'onde émise par E1 est captée par le récepteur R1 situé en face de l'émetteur E1. L'armature se trouve en travers du chemin acoustique direct (i.e. la ligne droite) entre E1 et R1 (figure 8.12-b).

Compte tenu de la distance entre E1 et R1 (187 mm, cote A de la figure 8.12-b) et de la vitesse de propagation du son dans le béton (tableau 9.3), il s'écoule un certain temps, appelé temps de vol et noté  $t_{vol}$ , entre l'émission de l'onde par E1 et la détection de sa première émergence au niveau de R1 (figure 8.14). On s'intéresse dans cette section à cette grandeur  $t_{vol}$ .

#### 10.2.1.1 Détermination de $t_{vol}$ à partir des données expérimentales

Au cours de l'essai d'arrachement, l'endommagement du béton est à l'origine d'ondes acoustiques qui se superposent au signal résultant de l'émission de E1. Malgré la réalisation d'une moyenne à partir d'un grand nombre d'enregistrements successifs (§ 8.3.2), de petites perturbations du signal subsistent. La faible amplitude de la première émergence du signal la rend particulièrement sensible à ces perturbations, ce qui limite la précision de la mesure du temps de vol.

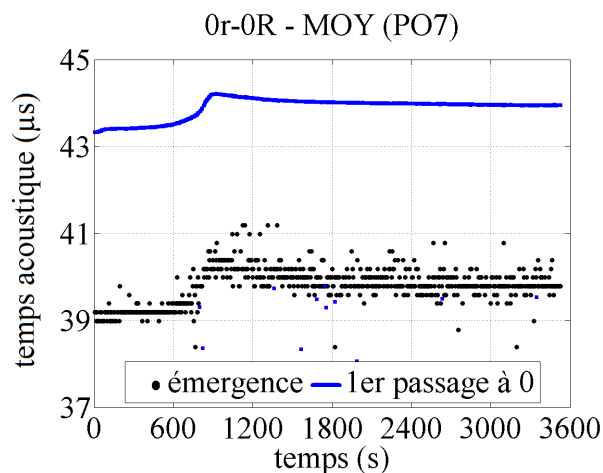


FIGURE 10.15 – Évolution conjointe type du temps de vol et de celui du premier passage à 0 au cours d'un essai d'arrachement (éprouvette PO7).

La figure 10.15 illustre l'évolution conjointe type du temps de vol  $t_{vol}$  correspondant à la première émergence et de celui  $t_{0-1}$  (figure 8.14), associé au premier passage à 0 du signal reçu au cours de l'essai d'arrachement (le déroulement de l'essai d'arrachement est traduit par l'écoulement du temps en abscisse). Cette figure montre que la mesure de  $t_{0-1}$  (courbe pleine bleue, 10.15) :

- est beaucoup moins bruitée que celle correspondant à  $t_{vol}$ , ce qui confirme la sensibilité de la première émergence aux perturbations évoquées précédemment ;

## CHAPITRE 10 - Caractérisation de l'adhérence

- suit, tout au long de l'essai d'arrachement, la même allure que  $t_{vol}$  (i.e. laps de temps quasi-constant entre la valeur moyenne glissante de  $t_{vol}$  et la valeur de  $t_{0-1}$ ).

Ainsi, dans le cadre du présent travail, le temps de vol  $t_{vol}$  est calculé à partir de  $t_{0-1}$  (i.e. premier passage à 0) en soustrayant à ce dernier le laps de temps  $t_{0-1} - t_{vol}$  mesuré expérimentalement juste avant l'application de l'effort d'arrachement. On s'affranchit ainsi des perturbations liées à l'endommagement qui se produisent en cours d'essai.

Le tableau 10.6 permet de comparer, pour une éprouvette type de chaque formulation de béton étudiée, le laps de temps  $t_{0-1} - t_{vol}$  mesuré avant l'application du chargement à celui issu d'une moyenne basée sur l'ensemble des laps de temps  $t_{0-1} - t_{vol}$  mesurés au cours de ce même essai. L'écart relatif maximal entre ces deux valeurs est d'environ 2 %, ce qui valide la procédure de détermination du temps de vol précédemment introduite. Les courbes correspondant aux éprouvettes d'arrachement PO13 et PO33 à la base des données du tableau 10.6 sont données en annexe G.

TABLE 10.6 – Laps de temps entre le temps de vol et celui du premier passage à 0.

éprouvette	béton	mesure avant l'essai	moyenne sur l'essai	écart relatif (%)
PO7	0r-0R	4,15	4,09 (0,94)	1,4
PO13	0r-100R	5,68	5,71 (0,91)	0,5
PO33	100r-100R	4,62	4,72 (0,97)	2,2

La figure 10.16-a montre, pour chaque formulation de béton étudiée, l'évolution type de la valeur du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement. Cette figure montre que :

- le temps nécessaire à l'onde qui suit le parcours le plus rapide entre E1 et R1 est, selon la quantité de GBR présente dans le béton, de l'ordre de 40 à 50  $\mu s$  ;
- le temps de vol est d'autant plus long que le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR est important. Cette observation est cohérente avec la diminution de la vitesse de propagation  $c_{P,c}$  des ondes P induite par l'utilisation des GBR (tableau 9.3) ;
- En termes de variations absolues, le temps de vol semble quasi-constant au cours de l'essai d'arrachement (variation maximale de l'ordre de 2 % de la valeur moyenne).

La figure 10.16-b est obtenue à partir des mêmes données que celles de la figure 10.16-a mais avec l'axe des ordonnées centré sur la courbe correspondant au béton 0r-0R ( $39,1 \mu s \leq t_{vol} \leq 40,1 \mu s$ ). Cette courbe montre des variations relatives significatives du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement, dont l'allure est comparable à celle de la courbe  $\tau - s$  (figure 10.3) ou encore à l'évolution de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR au cours du glissement (figure 10.9). La figure 10.16-b illustre également la précision de la mesure acoustique réalisée dans le cadre du présent travail.

Compte tenu de l'intérêt porté ici à l'endommagement induit par l'arrachement de l'armature, on s'intéressera par la suite uniquement à la variation du temps de vol  $\Delta t_{vol}$

## SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

par rapport à sa valeur initiale, jugée représentative d'un état de référence où l'éprouvette est considérée comme non endommagée.

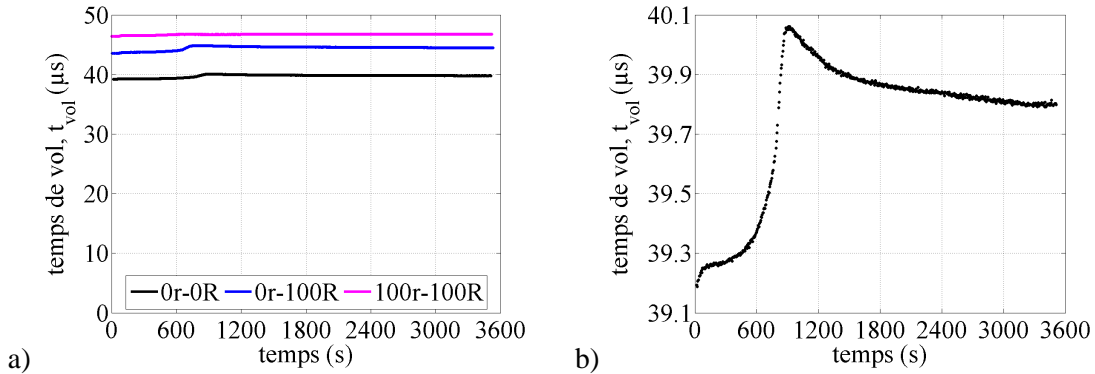


FIGURE 10.16 – Variation type du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement : a) pleine échelle, b) échelle zoomée.

### 10.2.1.2 Corrélations entre $\Delta t_{vol}$ et les mesures mécaniques

À travers les essais d'arrachement réalisés sur les éprouvettes modifiées MIN, MOY ou MAX, nous avons vu au § 10.1.3 que la contrainte d'adhérence  $\tau_{max}$  est atteinte avant l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR. Toujours concernant ces éprouvettes modifiées, la figure 10.17 montre l'évolution conjointe type au cours d'un essai d'arrachement de (i) la contrainte d'adhérence  $\tau$  normalisée par rapport à  $\tau_{max}$ ; (ii) l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR normalisée par rapport à  $w_{max}$ ; (iii) la variation du temps de vol  $\Delta t_{vol}$ .

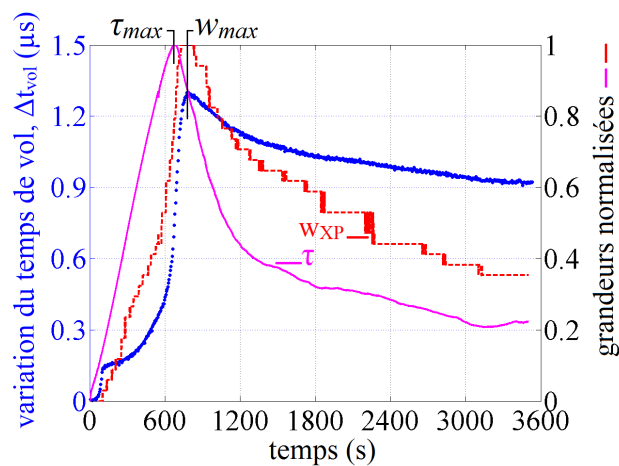


FIGURE 10.17 – Corrélation entre les pics d'ouverture du PPR et de variation du temps de vol.

Cette figure montre que le pic de variation du temps de vol est atteint pour le même niveau de glissement  $s(w_{max})$  que celui correspondant au pic de l'ouverture du PPR. Ce résultat est cohérent compte tenu de la direction transversale à laquelle appartiennent ces deux mesures. Notons par ailleurs que cette corrélation entre les pics de  $w_{XP}$  et  $\Delta t_{vol}$  constitue un élément supplémentaire supportant l'absence de corrélation entre la mesure de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR et un effet parasite lié à la déformation du bâti sous l'effet de l'effort d'arrachement (§ 8.1.2).

La figure 10.18 montre, pour deux éprouvettes modifiées identiques (épaisseur d'enrobage et type de béton) l'évolution conjointe au cours de l'essai d'arrachement de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR et de la variation du temps de vol  $\Delta t_{vol}$  (données non normalisées). Cette figure montre une corrélation entre l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR et la variation maximale du temps de vol  $\Delta t_{max}$ . En effet,  $\Delta t_{max}$  est d'autant plus grande que  $w_{max}$  est importante.

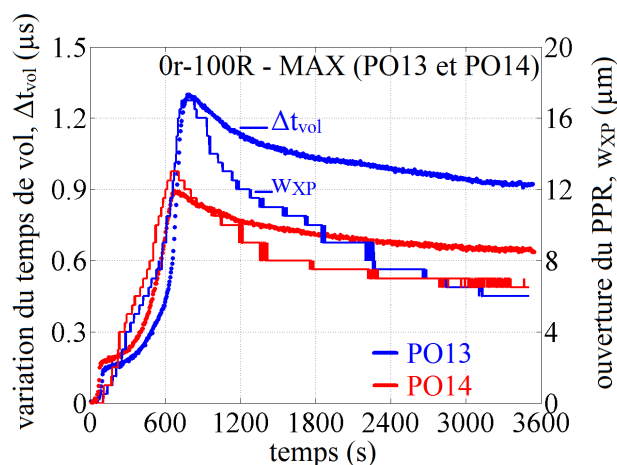


FIGURE 10.18 – Corrélation entre l'ouverture du PPR et la variation du temps de vol.

### 10.2.1.3 Influence du mode de rupture de l'éprouvette

Il a été confirmé tout au long du § 10.1 que le confinement excessif des éprouvettes REF perturbe de manière non négligeable le phénomène d'adhérence a-b en restreignant le développement de l'endommagement à travers l'enrobage (figures 10.5 et 10.14). De ce fait, pour ce qui est des résultats de la présente étude, trois catégories de ruine peuvent être distinguées :

- pull-out (i.e. rupture ductile par ruine de l'interface a-b) des éprouvettes REF de référence ;
- pull-out des éprouvettes MIN, MOY et MAX modifiées ;
- split (i.e. rupture quasi-fragile par scission du béton d'enrobage) des éprouvettes modifiées.

## SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

La figure 10.19 illustre la variation type du temps de vol mesurée au cours d'un essai d'arrachement relative à chacune de ces catégories. Cette figure montre que :

- entre 0 et environ 200 s, une variation rapide (i.e. un « saut ») de  $\Delta t_{vol}$  est observée (point A, figure 10.19) ;
- jusqu'à environ 700 s,  $\Delta t_{vol}$  évolue de manière comparable peu importe la catégorie de l'éprouvette ;
- au-delà d'environ 700 s, trois types d'évolutions peuvent être distingués selon la catégorie de l'éprouvette.

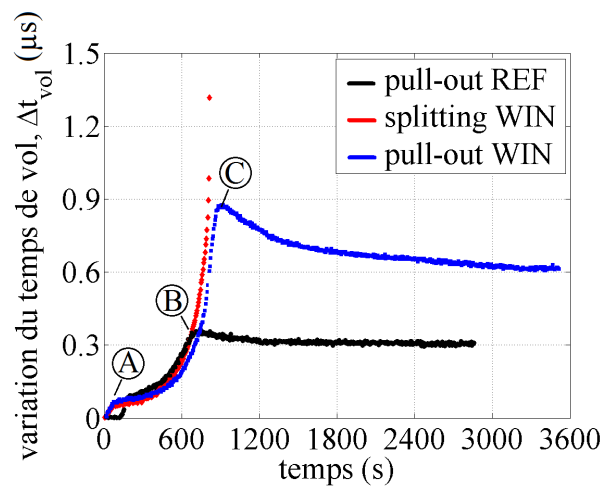


FIGURE 10.19 – Variations types du temps de vol selon la catégorie d'éprouvette d'arrachement.

Les trois types d'évolutions évoquées précédemment sont les suivantes :

1. pour les éprouvettes REF ruinées par pull-out (pull-out REF, figure 10.19) : on observe l'atteinte d'un pic de  $\Delta t_{vol}$  (point B, figure 10.19), corrélée à l'atteinte de l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR (§ 10.2.1.2 et figure 10.17). Elle est suivie d'une diminution de  $\Delta t_{vol}$ , également corrélée à la diminution de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR ;
2. pour les éprouvettes MIN, MOY ou MAX ruinées par pull-out (pull-out WIN, figure 10.19) : l'évolution observée est comparable à celles des éprouvettes REF précédentes mais avec des valeurs de  $\Delta t_{vol}$  au pic (point C, figure 10.19) et post-pic amplifiées d'un facteur proche de 2.
3. pour les éprouvettes MIN, MOY ou MAX ruinées par split (splitting WIN, figure 10.19) : on observe une augmentation des valeurs de  $\Delta t_{vol}$  au-delà du point C et jusqu'à la rupture. Notons que l'augmentation de  $\Delta t_{vol}$  est d'autant plus rapide que l'on s'approche de la rupture par scission (écart croissant entre les points de mesure successifs, figure 10.19).



### 10.2.1.4 Interprétation des variations du temps de vol

**Sources de perturbation de  $t_{vol}$**  - Les variations du temps de vol introduites précédemment peuvent indiquer des changements de la structure interne de l'éprouvette d'arrachement. Or, nous avons vu au § 2.1.1.3 que le temps de vol correspond à l'onde qui suit le chemin acoustique le plus rapide entre l'émetteur et le récepteur (qui, pour rappel, n'est pas nécessairement le plus court). De ce fait, et compte tenu du lien physique vitesse - distance - temps, toute variation du temps de vol  $\Delta t_{vol}$  peut être justifiée par une modification de la distance parcourue par l'onde, de sa vitesse moyenne le long du parcours, ou bien des deux à la fois.

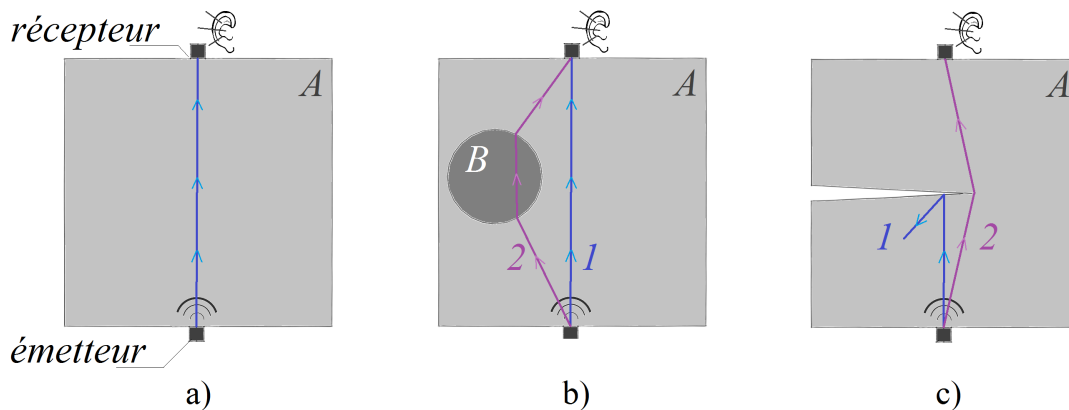


FIGURE 10.20 – Sources potentielles de variations du temps de vol : a) état de référence, b) effet des hétérogénéités, c) effet de la fissuration.

Dans le cadre du présent travail, deux sources potentielles de perturbation du temps de vol sont exploitées (figure 10.20) :

1. la présence d'hétérogénéités : Au sein d'un milieu homogène A, le chemin acoustique le plus rapide entre un émetteur et un récepteur est confondu avec le chemin acoustique le plus court (figure 10.20-a). Maintenant, si on intègre dans ce milieu A une inclusion B telle que la vitesse de propagation du son dans B est supérieure à celle dans A, alors le chemin acoustique 2 passant partiellement par B peut être, malgré une distance plus longue, plus rapide que le chemin direct passant exclusivement par A (figure 10.20-b). Ainsi, dans un matériau hétérogène et composite comme le béton armé, l'endommagement des interfaces entre les différents constituants (granulat-pâte de ciment, armature-béton) peut conduire à un changement du chemin acoustique le plus rapide, et donc à une variation du temps de vol ;
2. la propagation de fissures : Considérons à nouveau la situation de référence de la figure 10.20-a. Nous avons vu au § 2.1.1.4 que, étant donné l'écart d'impédance acoustique entre l'air et le béton, la fissuration peut provoquer une réflexion totale des ondes acoustiques incidentes. Ainsi, le développement d'une fissure, s'il « coupe » le chemin acoustique le plus rapide (figure 10.20-c), modifie la longueur de ce dernier en déviant sa trajectoire ; ce qui peut également conduire à une variation du temps de vol.

**État acoustique de référence** - En accord avec les éléments qui précèdent, l'identification des mécanismes d'endommagement à partir des variations  $\Delta t_{vol}$  du temps de vol mesurées au cours de l'essai d'arrachement (figure 10.19) nécessite de se référer à un état initial, dit de référence, où le chemin acoustique le plus rapide est connu.

Pour l'essai d'arrachement développé ici, il est essentiel de tenir compte : (i) de la position et de la largeur des transducteurs E1 et R1 (figure 8.12); (ii) de l'orientation de l'armature par rapport à l'axe des transducteurs ultrasonores (figure 8.12-b); (iii) de la géométrie des verrous de l'armature (figure 9.9).

Sur cette base et compte tenu de l'effet des hétérogénéités (figure 10.20-b), le chemin acoustique le plus rapide correspond vraisemblablement au trajet rectiligne entre E1 et R1 passant par l'axe de la section de l'armature (figure 10.21-a). En effet, la vitesse du son  $c_{P,s}$  dans l'acier étant supérieure à celle  $c_{P,c}$  dans le béton (tableaux 9.5 et 9.3, respectivement), le chemin acoustique le plus rapide est, en théorie, celui qui maximise la distance parcourue dans l'acier.

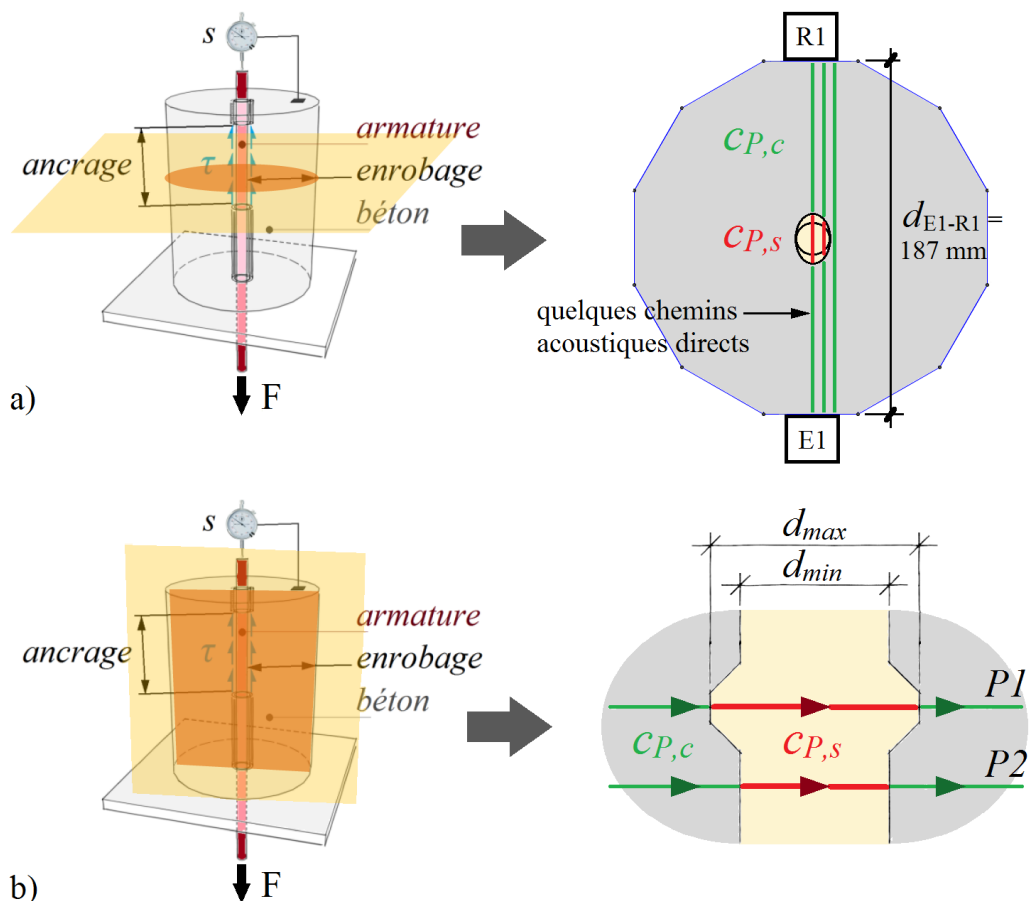


FIGURE 10.21 – État acoustique de référence de l'essai d'arrachement : a) coupe transversale, b) coupe longitudinale.

Étant donnée la présence des verrous, il est nécessaire de compléter ce raisonnement mené sur une coupe transversale de l'éprouvette d'arrachement (figure 10.21-a) par une analyse basée sur une coupe verticale passant par le chemin acoustique le plus rapide précédemment identifié (figure 10.21-b). Cette figure 10.21-b à la géométrie idéalisée met en évidence que, parmi tous les chemins acoustiques passant par l'axe de l'armature (dont P1 et P2 font partie, figure 10.21-b), c'est P1 qui emprunte le chemin le plus rapide. En effet, en passant par les sommets des verrous ( $d_{max} = 12,9$  mm, figure 9.9) plutôt que par le noyau de l'armature ( $d_{min} = 11,3$  mm, figure 9.9), P1 maximise la distance parcourue dans l'acier.

Le temps de vol  $t_{vol,P1}$  théorique correspondant à cet état de référence (i.e. chemin acoustique P1) est donné par l'équation 10.3. Le tableau 10.8 compare, pour chaque gâchée, cette valeur théorique, calculée à partir des mesures réalisées sur les échantillons de matériaux (tableaux 9.3 et 9.5), à la mesure expérimentale réalisée sur les éprouvettes d'arrachement. Cette comparaison (écart relatif moyen de  $1,6 \pm 1,0$  %) montre que le chemin acoustique de référence P1 défini à partir du raisonnement qui précède est en adéquation avec les mesures expérimentales.

$$t_{vol,P1} = \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}} - d_{max} \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (10.3)$$

TABLE 10.7 – État acoustique de référence de l'essai d'arrachement.

béton	gâchée	$t_{vol,P1}$ (XP) ( $\mu s$ )	$t_{vol,P1}$ (TH) ( $\mu s$ )	écart relatif (%)
	1	39,4 (-)	39,6	0,6
0r-0R	2	39,0 (0,4)	39,7	1,9
	3	39,9 (0,9)	40,1	0,4
0r-100R	4	43,9 (0,7)	43,3	1,4
	5	44,1 (0,6)	43,9	0,5
	6	44,3 (0,3)	43,1	2,9
100r-100R	7	46,7 (0,3)	45,3	3,1
	8	47,3 (0,7)	46,5	1,8
	9	47,4 (0,3)	46,3	2,3

**Scénarios d'endommagement** - De manière analogue à l'approche illustrée par la figure 10.20, on conjecture, à partir de cet état acoustique de référence, différents scénarios d'endommagement susceptibles de perturber le temps de vol. On s'intéresse dans un premier temps aux deux scénarios qui suivent :

- le scénario 1 (figure 10.22-a) correspond à l'occurrence du mécanisme local de rupture 3 (i.e. cisaillement du béton piégé entre les verrous, figure 4.4-c) et à l'hypothèse fondamentale de la modélisation physique de l'adhérence a-b développée au chapitre

5. Pour rappel, cette hypothèse attribue l'adhérence a-b à l'enchevêtrement mécanique des aspérités présentes au niveau des zones de contact béton-béton le long de la surface cylindrique de rupture enveloppant l'armature (figure 5.4-c). On s'appuie alors sur l'effet de la fissuration introduit précédemment et sur la dilatance de l'interface a-b caractérisée expérimentalement au § 10.1.6 (figure 10.14 et tableau 10.4). Sur cette base, on émet l'hypothèse que le chemin acoustique P1 de référence est réfléchi par la discontinuité qui se forme à l'interface a-b et le décollement induit par sa dilatance (figure 10.22-a). Du fait de l'enchevêtrement mécanique béton-béton, qui implique l'existence de points de contact entre les parois de la surface cylindrique de rupture, on suppose que P2 n'est pas impacté et devient de ce fait le chemin acoustique le plus rapide.
- le scénario 2 (figure 10.22-b) considère comme chemin acoustique le plus rapide le trajet direct P3 passant exclusivement par le béton (i.e. sans bénéficier de la vitesse du son plus élevée de l'acier de l'armature). Une telle situation pourrait être justifiée par un endommagement de l'interface a-b, qui au-delà d'un certain degré, ne permettrait plus à l'onde acoustique de traverser la surface de rupture cylindrique enveloppant l'armature. Par exemple, la figure 10.13 montre que  $\sigma$ , évaluée à partir de la mesure expérimentale de  $w_{XP}$  (figure 10.9), l'estimation de  $\Delta w$  (§ 10.1.5 et tableau 10.2) et l'équation 5.9, atteint des valeurs de l'ordre de la résistance en compression  $f_{cm}$  des bétons étudiés (tableau 9.3). De plus, on rappelle que dans le cadre de l'analogie hydraulique (§ 4.3.3), la répartition de  $\sigma$  est supposée uniforme autour de la section de l'armature. Or nous avons vu au chapitre 6 que cette répartition pourrait suivre un profil sinusoïdal dont la valeur maximale serait confondue avec le sommet de chaque verrou. Ainsi, il est probable que l'état de contrainte au voisinage de l'armature dépasse localement la résistance en compression du béton. L'endommagement résultant pourrait vraisemblablement agir comme un écran (figure 10.22-b), conduisant P3 à devenir le chemin acoustique le plus rapide.

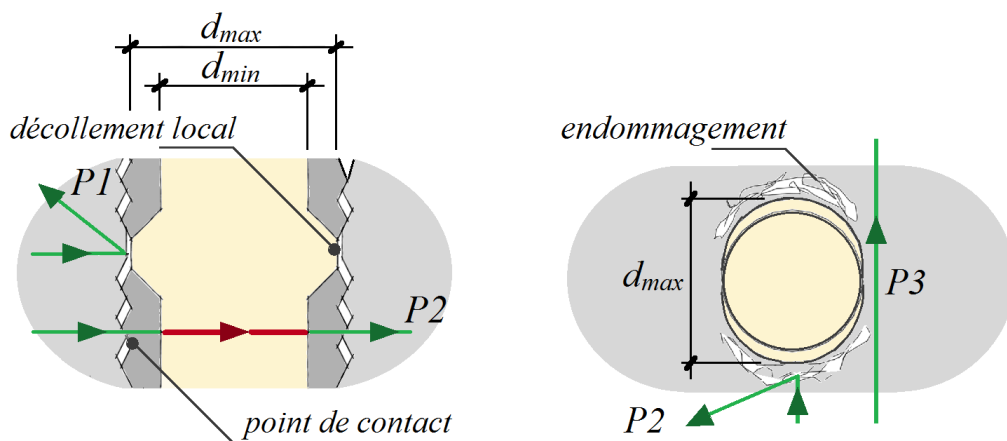


FIGURE 10.22 – Mécanismes idéalisés d'endommagement à l'interface a-b : a) scénario 1, b) scénario 2.

## CHAPITRE 10 - Caractérisation de l'adhérence

Les temps de vol  $t_{vol,P2}$  et  $t_{vol,P3}$  correspondant respectivement aux scénarios 1 et 2 sont donnés par les équations 10.4 et 10.5

$$t_{vol,P2} = \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}} - d_{min} \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (10.4)$$

$$t_{vol,P3} = \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}} \quad (10.5)$$

On déduit des équations 10.3, 10.4 et 10.5 et par rapport à l'état acoustique de référence, les variations théoriques  $\Delta t_{P1-P2}$  et  $\Delta t_{P1-P3}$  du temps de vol (équations 10.6 et 10.7) qui correspondent respectivement aux scénarios d'endommagement 1 et 2. Le tableau 10.8 donne, pour les trois bétons étudiés, les résultats de l'application numérique des équations 10.6 et 10.7 à partir des propriétés des matériaux (tableaux 9.3 et 9.5 et figure 9.9).

$$\Delta t_{P1-P2} = (d_{max} - d_{min}) \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (10.6)$$

$$\Delta t_{P1-P3} = d_{max} \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (10.7)$$

TABLE 10.8 – Variations calculées du temps de vol relatives aux scénarios d'endommagement 1 et 2.

béton	$\Delta t_{P1-P2}$ (ns)	$\Delta t_{P1-P3}$ ( $\mu s$ )
0r-0R	59	0,476
0r-100R	92	0,744
100r-100R	117	0,940

**Interprétation de  $\Delta t_A$**  - La figure 10.23 représente, au voisinage du point A (figure 10.19), l'évolution conjointe type du glissement  $s$  de l'armature et de la variation  $\Delta t_{vol}$  du temps de vol. Elle montre que :

- en l'absence de déplacement relatif entre l'armature et le béton (i.e.  $s \simeq 0$ ), aucune variation du temps de vol n'est observée. Cette observation est cohérente avec les conclusions tirées au § 10.1.2.1 (mesures mécaniques) qui attribuent à cette phase la déformation élastique en cisaillement du béton piégé entre les verrous ;
- la variation du temps de vol s'amorce dès le but de la phase d'évolution non linéaire du glissement (i.e. à partir d'environ 90 s, figure 10.23). À nouveau, on note une cohérence avec les conclusions du § 10.1.2.1 qui attribuent à cette phase l'endommagement du béton piégé entre les verrous suite à sa déformation en cisaillement ;

SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

- en aval du point A (i.e. juste après la rupture en cisaillement du béton piégé entre les verrous), l'évolution de la variation du temps de vol est marquée par un fort ralentissement se traduisant par une rupture de pente. Cette stabilisation relative de  $\Delta t_{vol}$  est à l'origine du « saut » de temps de vol, noté  $\Delta t_A$ , observé sur la figure 10.19;
- l'ordre de grandeur du saut de temps de vol  $\Delta t_A$  (moins d'une centaine de nanosecondes, figure 10.23) est comparable aux valeurs calculées  $\Delta t_{P1-P2}$  (tableau 10.8) relatives au scénario 1 d'endommagement.

TABLE 10.9 – Identification expérimentale du cisaillement du béton piégé entre les verrous.

béton	$\Delta t_A$ (ns)	$\Delta t_{P1-P2}$ (rappel) (ns)	écart relatif (%)
0r-0R	75 (18)	59	28
0r-100R	121 (27)	92	32
100r-100R	103 (29)	117	12

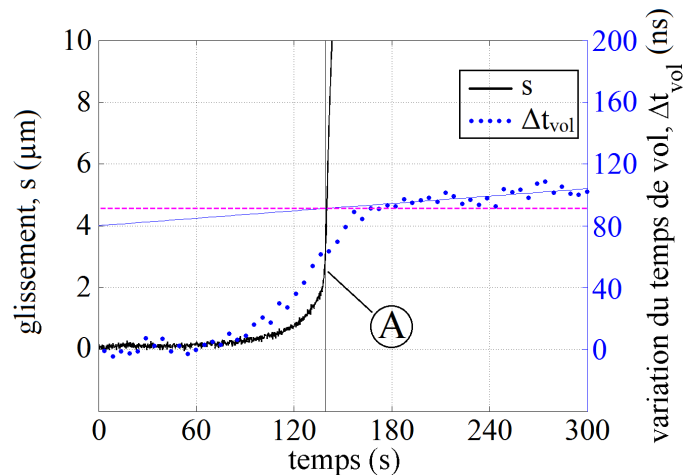


FIGURE 10.23 – Corrélation entre l'amorçage du glissement et la variation du temps de vol.

Le tableau 10.9 compare la mesure expérimentale  $\Delta t_A$  du saut de temps de vol correspondant au point A (figures 10.19 et 10.23) à la variation théorique du temps de vol  $\Delta t_{P1-P2}$  associée au scénario 1 d'endommagement (figure 10.22-a). Ce tableau montre que :

- l'écart relatif modéré entre la théorie et l'expérience (compte tenu du caractère idéalisé du modèle théorique et de l'ordre de grandeur nanométrique de la variation

- mesurée), semble confirmer l'hypothèse fondamentale de la modélisation physique de l'adhérence a-b développée au chapitre 5 et illustrée par la figure 5.4-c ;
- pour ce qui est des bétons 0r-0R et 0r-100R, une tendance croissante de la variation du temps de vol est prédite par la théorie en fonction de l'augmentation du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR ( $\Delta t_{P1-P2} = 59$  et  $92$  ns pour respectivement les bétons 0r-0R et 0r-100R). Cette prédiction est confirmée par l'expérience ( $\Delta t_A = 75$  et  $121$  ns pour ces mêmes bétons) ;
  - la tendance évoquée au point précédent, sans remettre en cause l'affirmation formulée au premier point, n'est pas vérifiée pour le béton 100r-100R incluant du sable recyclé ( $\Delta t_A$  diminue à  $103$  ns au lieu d'augmenter vers la valeur théorique de  $117$  ns). Ce résultat pourrait être attribué à la déformabilité plus importante [Hossaini *et al.*, 2014] du béton 100r-100R (tableau 9.3) et suggère une sensibilité particulière du mécanisme d'adhérence a-b au sable entrant dans la formulation du béton. Notons que cette sensibilité est cohérente avec le modèle de l'adhérence a-b proposé dans le cadre du présent travail. En effet, nous avons vu au § 10.1.2.1 que, pour des raisons liées à la géométrie des verrous, la structure interne du béton piégé entre ces derniers est proche de celle d'un mortier (i.e. sable et pâte de ciment). Or, dans le modèle proposé ici, l'adhérence a-b est justement attribuée au frottement entre les lèvres d'une fissure formée à travers ce mortier piégé entre les verrous (figure 5.4-c).

**Interprétation de  $\Delta t_B$**  - On rappelle (début de ce § 10.2.1.4) que le point B (figure 10.19) se réfère aux éprouvettes de type REF (i.e. confinement « excessif ») et que le pic de  $\Delta t_{vol}$  est corrélé à l'atteinte de l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR (§ 10.2.1.2). La figure 10.24 représente, pour tous les bétons étudiés, la variation  $\Delta t_{vol}$  du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pratiqué sur les éprouvettes de type REF.

Le tableau 10.10 donne, pour l'ensemble des éprouvettes testées, les variations  $\Delta t_{max}$  et  $\Delta t_{res}$  (figure 10.24-a) de temps de vol correspondant respectivement à l'ouverture  $w_{max}$  maximale et l'ouverture  $w_{res}$  résiduelle du PPR. Ce tableau montre que :

- pour tous les bétons étudiés, la variation  $\Delta t_{max}$  maximale du temps de vol reste inférieure à la variation théorique du temps de vol  $\Delta t_{P1-P3}$  (tableau 10.8) correspondant au scénario 2 d'endommagement (figure 10.22-b). Cette observation suggère que, pour les éprouvettes de type REF, l'endommagement du béton au voisinage de l'armature n'atteint pas un degré suffisant pour empêcher le passage des ondes acoustiques par la section de l'armature. Ce résultat pourrait être lié à l'intensité de contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b des éprouvettes REF qui, en accord avec les résultats des tableaux 10.1 et 10.2 et les conclusions du § 10.1, serait moins élevée que dans le cas des éprouvettes modifiées MIN, MOY ou MAX ;
- l'écart entre  $\Delta t_{max}$  et  $\Delta t_{P1-P3}$  (i.e. occurrence du scénario 2) est d'autant plus important que le taux de remplacement des granulats naturels par des GBR est élevé (20 - 44 et 74 % pour respectivement les bétons 0r-0R, 0r-100R et 100r-100R). Cette observation peut également être justifiée par la diminution de la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b évoquée au point précédent. En effet, l'intensité de  $\sigma$  est corrélée à la quantité de GBR présente dans le béton à travers ses propriétés mécaniques  $f_{ctm}$  et  $E_{cm}$  qui interviennent dans les équations 5.8 et 5.9 ;

SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

- pour les bétons 0r-0R et 0r-100R, une diminution de la variation du temps de vol ( $\Delta t_{res} < \Delta t_{max}$ ) est observée au-delà de l'atteinte de l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR (i.e. à environ 700 s du début de l'essai d'arrachement, figure 10.24). Les ratios  $\frac{w_{max}-w_{res}}{w_{max}}$  et  $\frac{\Delta t_{max}-\Delta t_{res}}{\Delta t_{max}}$  calculés dans le tableau 10.10 permettent de comparer le retour élastique du PPR au « retour élastique acoustique ». Ces ratios montrent que le retour élastique du PPR est, pour ce qui est des éprouvettes REF, quasi-total (de l'ordre de 80 à 100 %). Or le retour élastique acoustique de ces mêmes éprouvettes n'est que de 20 à 30 %. Cette observation semble confirmer que la mesure acoustique associée aux éprouvettes REF (figure 10.24) concerne exclusivement l'endommagement du voisinage de l'armature et non pas l'ouverture du PPR ;
- pour le béton 100r-100R entièrement recyclé, une augmentation de la variation du temps de vol ( $\Delta t_{res} > \Delta t_{max}$ ) est observée au-delà de l'atteinte de l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR (i.e. à environ 700 s du début de l'essai d'arrachement, figure 10.24). En ce qui concerne les mesures acoustiques, le comportement singulier du béton 100r-100R, mis en évidence (tableau 10.9) dans l'interprétation de la variation  $\Delta t_A$  du temps de vol relative au point A (figure 10.19), semble se confirmer.

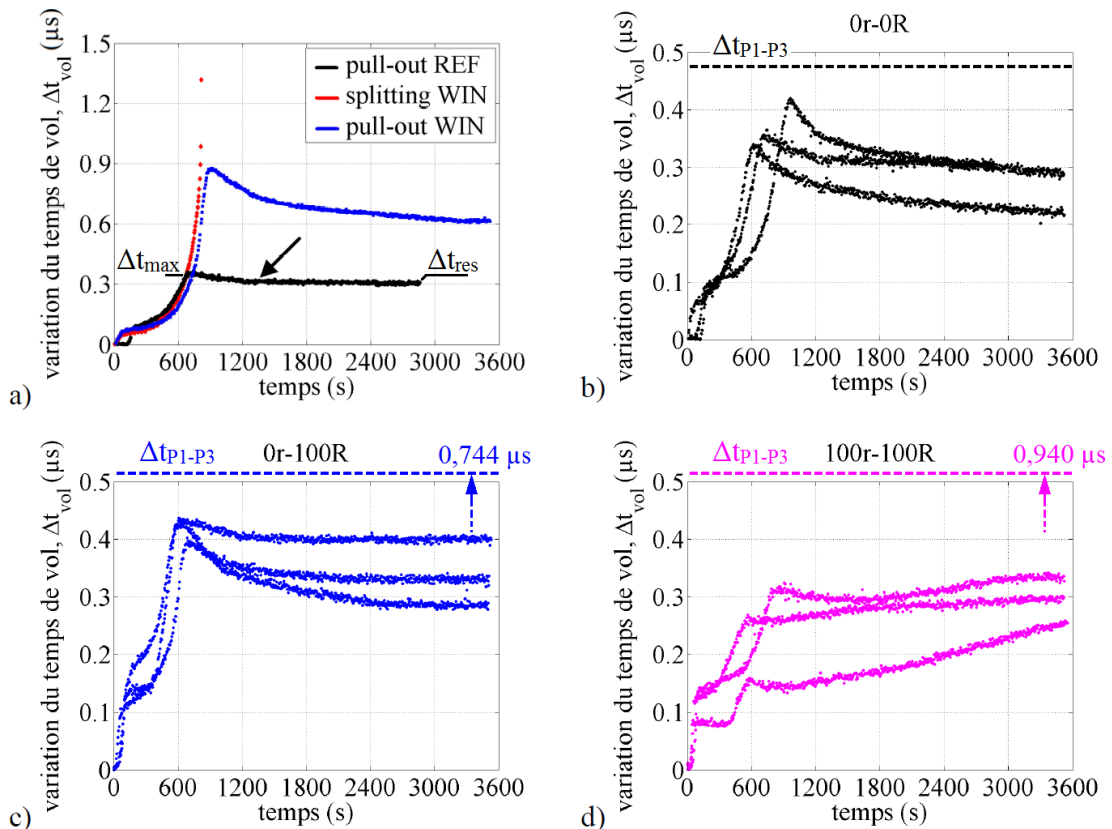


FIGURE 10.24 – Variation du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pour les éprouvettes de type REF.



TABLE 10.10 – Analyse comparative mécanique/acoustique du retour élastique du PPR.

béton	enrobage	$\Delta t_{max}$ ( $\mu s$ )	$\Delta t_{res}$ ( $\mu s$ )	$\frac{\Delta t_{max} - \Delta t_{res}}{\Delta t_{max}}$ (%)	$\frac{w_{max} - w_{res}}{w_{max}}$ (%)	
0r-0R	MIN	- (-)	- (-)	- (-)	- (-)	
	MOY	0,88 (-)	0,62 (-)	30 (-)	44 (-)	
	MAX	- (-)	- (-)	- (-)	- (-)	
-----		REF	0,38 (0,04)	0,27 (0,05)	28 (10)	96 (7)
0r-100R	MIN	- (-)	- (-)	- (-)	- (-)	
	MOY	- (-)	- (-)	- (-)	- (-)	
	MAX	1,10 (0,29)	0,78 (0,20)	29 (1)	57 (10)	
-----		REF	0,42 (0,02)	0,34 (0,06)	20 (13)	83 (17)
100r-100R	MIN	0,27 (0,05)	0,24 (0,04)	11 (1)	79 (2)	
	MOY	- (-)	- (-)	- (-)	- (-)	
	MAX	0,30 (0,14)	0,29 (0,14)	3 (1)	65 (8)	
-----		REF	0,24 (0,08)	0,30 (0,04)	0 ou -100	111 (29)

En ce qui concerne l'armature étudiée dans le cadre du présent travail (figure 9.9), nous avons vu au § 4.3 et au chapitre 6 que la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b n'est pas répartie uniformément le long du périmètre de l'armature mais varie suivant un profil périodique (théoriquement sinusoïdal, § 6.2) corrélé à la géométrie des verrous (figure 6.10). On peut alors supposer que, dans le cadre du scénario 2 d'endommagement (figure 10.22-b) et toujours suivant une approche idéalisée, la dégradation du béton s'amorce au niveau du sommet des verrous et se développe de part et d'autre de ces sommets (variable  $r$ , figure 10.25-a) jusqu'à faire le tour du périmètre de l'armature.

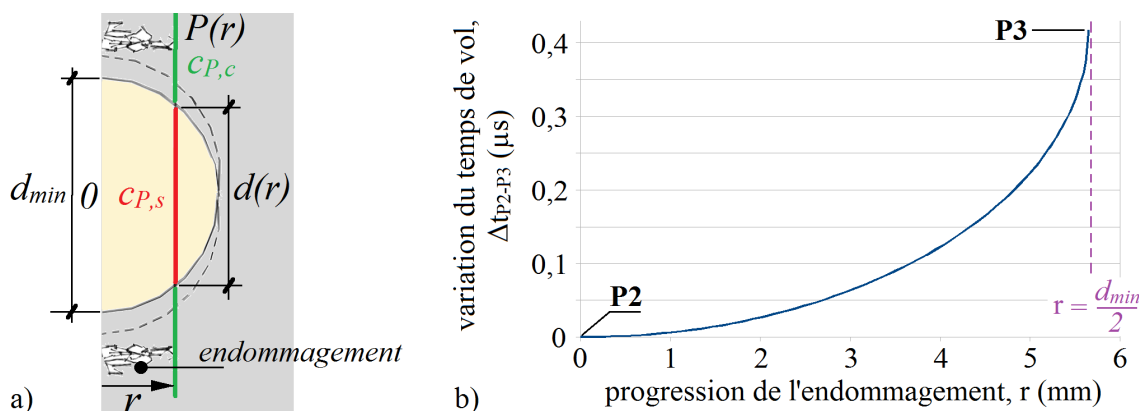


FIGURE 10.25 – Progression idéalisée de l'endommagement autour de l'armature : a) modélisation, b) application pour le béton 0r-0R.

Notons que ce processus décrit la transition entre les chemins acoustiques P2 et P3

SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

(figure 10.22) qui correspondent respectivement aux points A et B de la figure 10.19. L'équation 10.8, démontrée en annexe H.1, exprime la variation théorique du temps de vol  $\Delta t_{P2-P(r)}$  associée à cette progression idéalisée de l'endommagement. La courbe correspondant à cette équation est représentée par la figure 10.25-b. Son allure parabolique semble corrélée avec l'évolution de  $\Delta t_{vol}$  entre les points A et B (figure 10.19) qui correspondent respectivement aux trajets acoustiques idéalisés P2 et P3. Cette corrélation supporte la validité des scénarios d'endommagement postulés.

$$\Delta t_{P2-P(r)} = \left( d_{min} - \sqrt{d_{min}^2 - 4r^2} \right) \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (10.8)$$

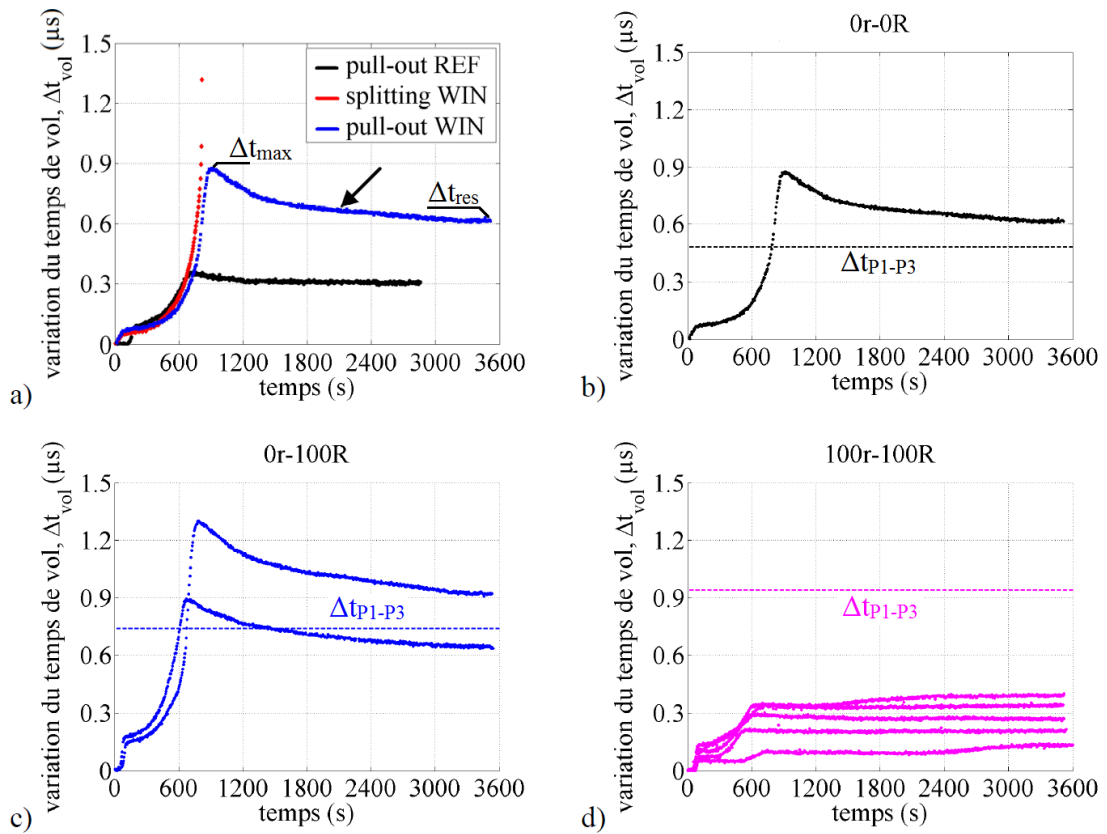


FIGURE 10.26 – Variation du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pour les éprouvettes modifiées MIN, MOY ou MAX (rupture par pull-out).

**Interprétation de  $\Delta t_C$**  - On rappelle (début de ce § 10.2.1.4) que le point C (figure 10.19) se réfère aux éprouvettes modifiées MIN, MOY ou MAX ayant suivi une rupture par pull-out. Comme pour les éprouvettes de type REF, le pic de  $\Delta t_{vol}$  est corrélé à l'atteinte de l'ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR (§ 10.2.1.2). La figure 10.26 représente, pour tous les bétons étudiés, (i) la variation expérimentale  $\Delta t_{vol}$  du temps de vol au cours de l'essai

d'arrachement pratiqué sur les éprouvettes modifiées ; (ii) la variation théorique  $\Delta t_{P1-P3}$  du temps de vol (tableau 10.8) correspondant au scénario 2 d'endommagement (figure 10.22-b). À partir de cette figure, on développe ci-dessous deux observations majeures.

Premièrement, pour les bétons 0r-0R et 0r-100R et malgré un type de ruine similaire aux éprouvettes REF (pull-out), les variations du temps de vol mesurées avec les éprouvettes modifiées sont supérieures à la variation théorique du temps de vol  $\Delta t_{P1-P3}$  (tableau 10.8) correspondant au scénario 2 d'endommagement (figure 10.22-b). Cette observation sous-entend que l'endommagement associé au scénario 2 ne suffit pas à justifier la variation de temps de vol mesurée.

Dans le but d'interpréter ces mesures, un troisième scénario idéalisé (scénario 3) peut être postulé. On exploite pour cela les éléments relatifs à la ruine en traction du béton introduits au chapitre 3 et les mesures mécaniques interprétées au § 10.1.3. Ces éléments permettent vraisemblablement d'associer l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR à la germination des défauts et la microfissuration diffuse du béton tendu (repères A-B et B-C, figure 3.6). Sur cette base, on peut supposer qu'à partir d'un certain degré d'endommagement en traction (i.e. densité critique de microfissuration diffuse) les ondes acoustiques sont réfléchies au niveau du PPR, ce qui modifie le chemin acoustique le plus rapide (P4, figure 10.27-a), et produit donc une variation du temps de vol plus importante que celle  $\Delta t_{P1-P3}$  associée au scénario 2.

De manière analogue aux scénarios d'endommagement 1 et 2, on s'appuie sur le cadre idéalisé du scénario 3 pour exprimer la variation  $\Delta t_{P3-P4}$  théorique du temps de vol qui lui est associée. Notons que dans le cas particulier du scénario 3,  $\Delta t_{P3-P4}$  est fonction de la progression  $r_{cr}^*$  du front de densité critique de microfissuration (figure 10.27-a). Ainsi, la valeur de  $r_{cr}^*$  peut être déterminée (équation 10.9) à partir de la mesure de  $\Delta t_{vol}$  (figure 10.26), de la valeur calculée de  $\Delta t_{P1-P3}$  (tableau 10.8) et des caractéristiques de l'éprouvette d'arrachement (tableau 9.3 et figure 10.21).

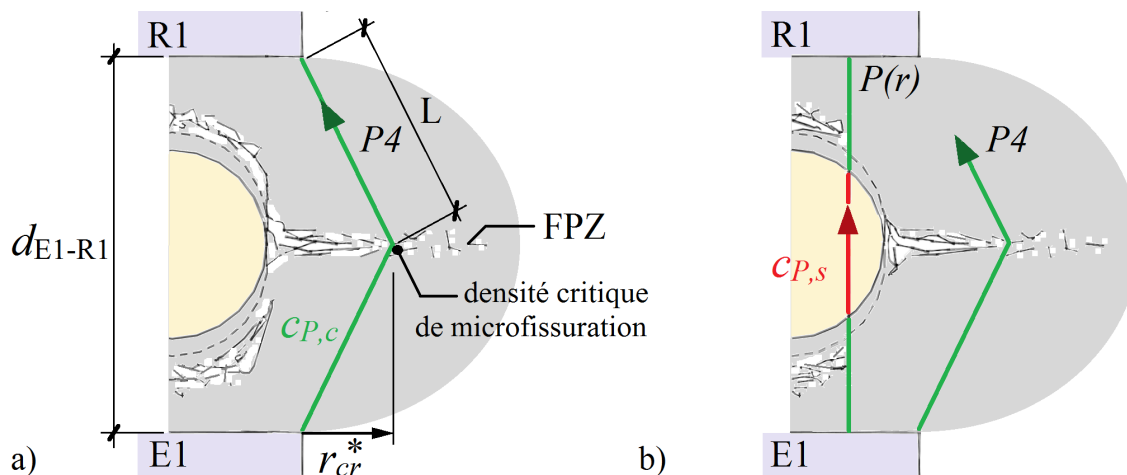


FIGURE 10.27 – Mécanismes idéalisés d'endommagement à l'interface a-b (suite) : a) scénario 3, b) interprétation pour le béton 100r-100R.

## SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

L'application de l'équation 10.9 pour les trois éprouvettes ayant dépassé le seuil  $\Delta t_{P1-P3}$  (figures 10.26-b et 10.26-c) aboutit à des valeurs  $r_{cr}^*$  au pic  $\Delta t_{max}$  de variation du temps de vol comprises entre 8 et 15 mm, ce qui n'entre en contradiction avec aucune des conclusions du présent travail.

$$r_{cr}^* = \frac{\sqrt{c_{P,c}^2 \Delta t_{P3-P4}^2 + 2 d_{E1-R1} c_{P,c} \Delta t_{P3-P4}}}{2} \quad (10.9)$$

Deuxièmement, pour le béton 100r-100R, la figure 10.26-d montre que le pic  $\Delta t_{max}$  de variation du temps de vol n'atteint pas le seuil  $\Delta t_{P1-P3}$  correspondant à l'occurrence du scénario 2 d'endommagement. Or, pour ce qui est des résultats mécaniques, une ouverture  $w_{max}$  maximale du PPR pourtant supérieure à celles des bétons 0r-0R et 0r-100R est mesurée (tableau 10.2).

Cette observation pourrait être justifiée par la contrainte radiale  $\sigma$  moins élevée agissant à l'interface a-b dans le cas du béton 100r-100R (§ « interprétation de  $\Delta t_B$  », page 208). Il est en effet possible que, du fait de cette contrainte radiale  $\sigma$  moins élevée, l'endommagement du contour de l'armature ne soit que partiel (figure 10.27-b). Ainsi, le chemin acoustique le plus rapide (dans ce cas, un chemin intermédiaire entre P2 et P3) passe par une corde du noyau de l'armature et ne permet donc pas de suivre la progression de la densité de microfissuration critique (dont le chemin acoustique associé P4 est plus long, figure 10.27-b).

Cette hypothèse vis-à-vis du chemin acoustique particulier suivi dans le cas du béton 100r-100R est supportée par les données du tableau 3 qui montrent que :

- pour les bétons 0r-0R et 0r-100R, un retour élastique acoustique de l'ordre de 30 % est observé. Notons que, compte tenu du raisonnement précédent, ce retour élastique acoustique peut être interprété comme un recul partiel de point de densité critique de microfissuration (i.e. diminution de  $r_{cr}^*$ , figure 10.27-a). Ce recul de  $r_{cr}^*$ , bien qu'inférieur, est corrélé au retour élastique du PPR caractérisé par les mesures mécaniques (44 et 57 % pour respectivement les bétons 0r-0R et 0r-100R) ;
- pour le béton 100r-100R, un retour élastique acoustique de seulement 3 à 11 % est observé. Or, en accord avec les mesures mécaniques, le retour élastique du PPR le plus élevé est justement celui associé au béton 100r-100R (65 à 79 %). Cette observation appuie l'idée précédemment évoquée que, pour le béton 100r-100R, la variation du temps de vol mesurée n'est pas associée à la progression de l'endommagement le long du PPR (figure 10.27-b).

Pour conclure ce paragraphe dédié à l'interprétation de la variation du temps de vol, la figure 10.28 représente, pour tous les bétons étudiés, l'évolution de  $\Delta t_{vol}$  au cours de l'essai d'arrachement pratiqué sur les éprouvettes modifiées ayant suivi une rupture par split. Cette figure montre que :

- pour les bétons 0r-0R et 0r-100R, au-delà de  $\Delta t_{P1-P3}$  (i.e. scénario 2 d'endommagement, figure 10.22-b), l'espacement des points de mesure tend à augmenter. Or, compte tenu de la fréquence d'acquisition régulière de ces points (toutes les 5 s, § 8.3.2), toute variation de leur espacement peut indiquer un changement de vitesse

- du mécanisme d'endommagement suivi. Cette observation pourrait indiquer la transition entre, d'une part, le suivi de la progression de l'endommagement autour de la section de l'armature (i.e. portion parabolique de l'évolution de  $\Delta t_{vol}$ , figure 10.25) et, d'autre part, le suivi de la progression de la densité critique de microfissuration le long du PPR (i.e. scénario 3 d'endommagement, figure 10.27);
- pour le béton 100r-100R, peu de points sont mesurés au-delà de  $\Delta t_{P1-P3}$ . Cette observation supporte le fait que, pour le béton 100r-100R, un chemin acoustique P(r) (figure 10.25-a) intermédiaire entre P2 et P3 (figure 10.22) subsiste; empêchant ainsi le suivi du chemin acoustique P4 (figure 10.27-b), moins rapide, associé à la progression de la densité critique de microfissuration le long du PPR.

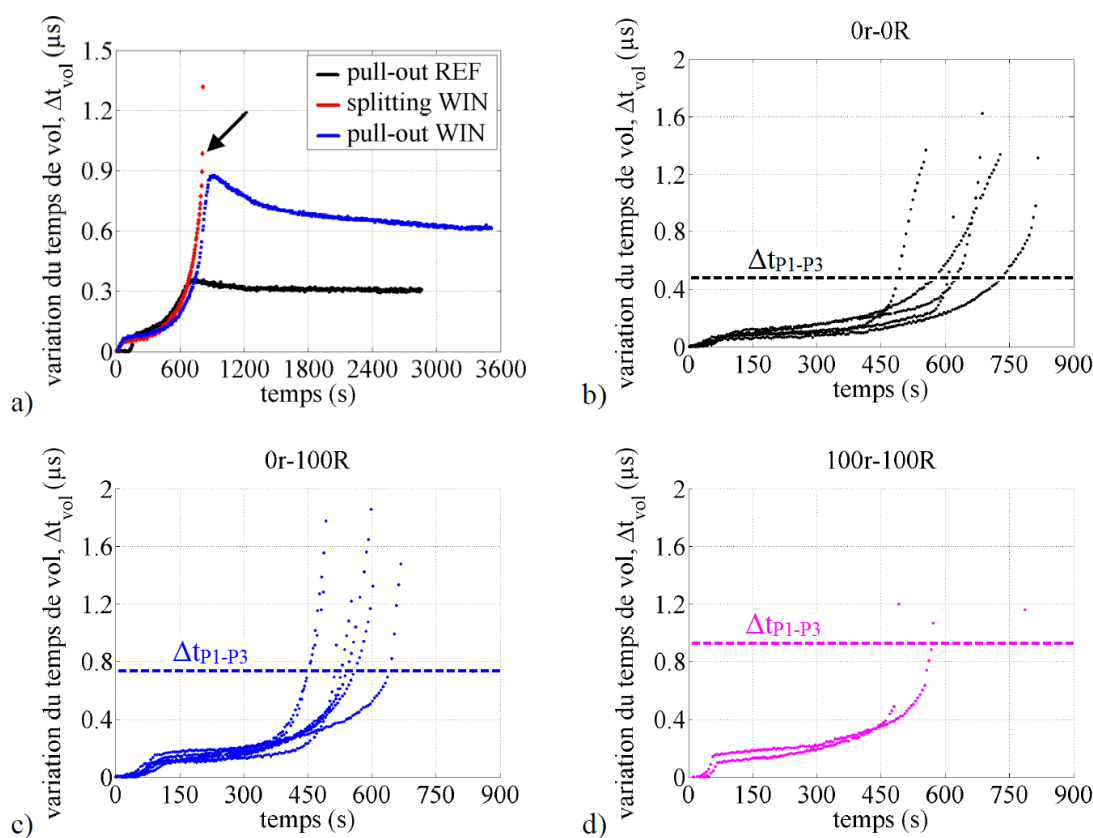


FIGURE 10.28 – Variation du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pour les éprouvettes modifiées MIN, MOY ou MAX (rupture par split).

### 10.2.2 L'énergie associée aux craquements $E_{EA}$

On rappelle (§ 8.3.2) que « l'énergie des craquements »  $E_{EA}$  est calculée à partir de l'intégrale du carré de l'amplitude de chaque signal (électrique) enregistré, auquel on a soustrait la composante continue  $E_{E1}$  due à l'émission, par le transducteur E1, du signal acoustique contrôlé (figure 8.15).

SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

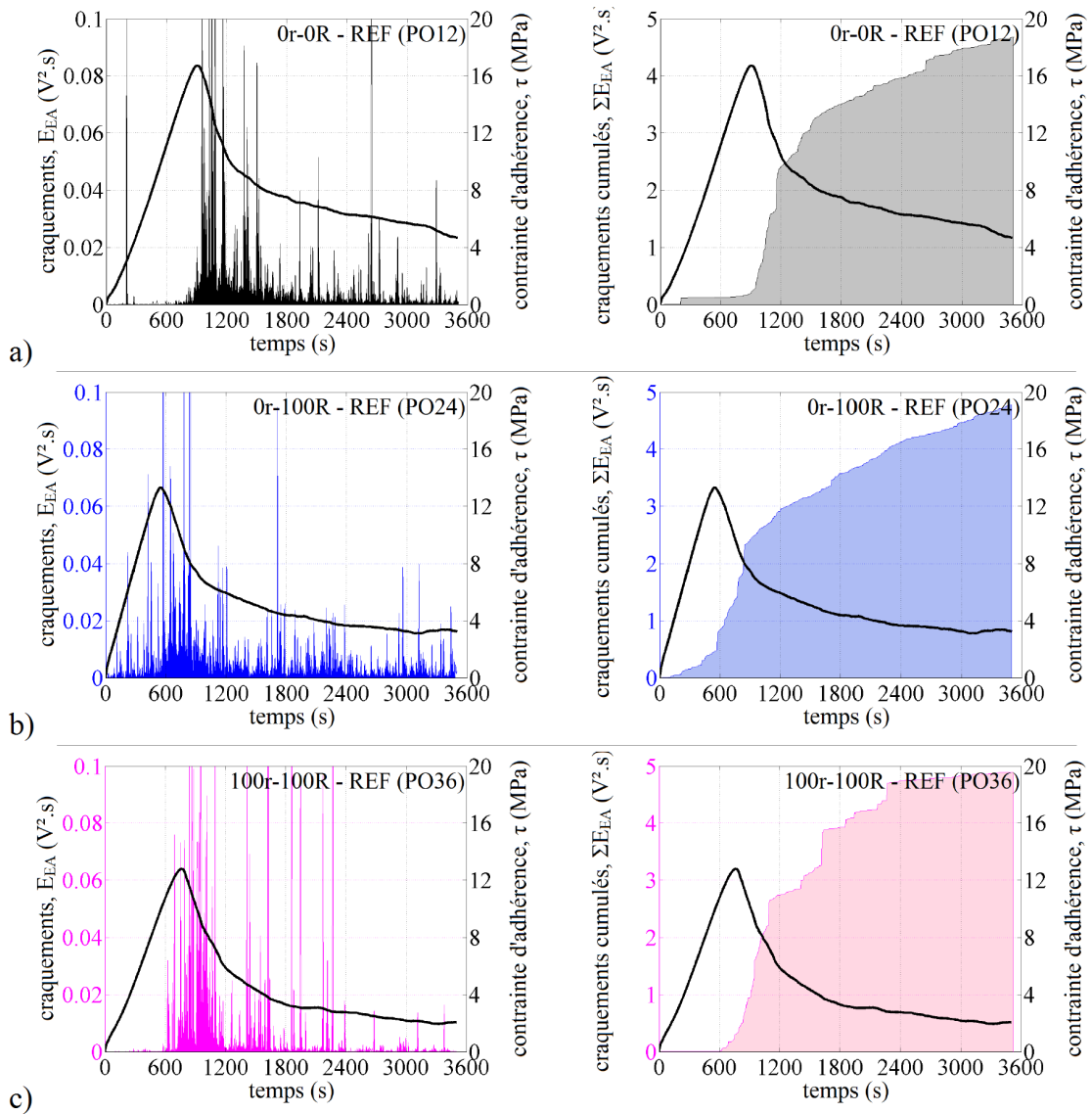


FIGURE 10.29 – Suivi des craquements au cours de l'essai d'arrachement.

Le terme « énergie » est ici utilisé par abus de langage mais également par commodité. En effet :

- le carré d'une tension électrique est proportionnel à une puissance électrique ( $P = \frac{U^2}{R}$ ). L'intégrale du carré de l'amplitude de chaque signal enregistré  $E_{EA}$  est donc seulement proportionnelle à une énergie électrique (car l'impédance  $R$  associée n'est pas connue) ;
- l'énergie acoustique ne constitue qu'une fraction du bilan énergétique (retour élastique partiel, production de chaleur...) relatif à un craquement. Or la part d'énergie acoustique peut, selon la nature du craquement, ne pas être constante ;
- le signal électrique enregistré constitue un échantillon de l'énergie acoustique totale

libérée par les craquements.

Ainsi, l'énergie  $E_{EA}$  peut être considérée comme statistiquement représentative de l'activité acoustique globale spontanée de l'éprouvette, corrélée à l'énergie libérée par les craquements.

La figure 10.29 montre, pour tous les bétons étudiés, une représentation conjointe type de la contrainte d'adhérence  $\tau$  et de l'énergie  $E_{EA}$  au cours de l'essai d'arrachement. La colonne de gauche représente les craquements isolés, celle de droite les craquements cumulés. Cette figure montre que :

- d'une manière globale et vis-à-vis des craquements, les trois bétons étudiés semblent suivre un comportement comparable ;
- les craquements s'amorcent principalement à l'atteinte du pic de contrainte d'adhérence  $\tau_{max}$ . Cette observation supporte le caractère constant du coefficient de frottement  $\mu$  (figure 10.13) identifié via les mesures mécaniques pour ce qui est de la phase de montée en résistance de l'adhérence a-b ;
- les craquements majeurs se produisent essentiellement pendant la phase adoucissante du comportement  $\tau - s$  (i.e. après  $\tau_{max}$  et jusqu'à l'atteinte du plateau). Cette observation suggère que l'essentiel de l'endommagement des aspérités du contact béton-béton se produit pendant cette phase adoucissante ;
- le long du plateau de contrainte d'adhérence, l'activité acoustique tend à être stable (i.e. évolution linéaire des craquements cumulés). Ainsi, ce plateau peut vraisemblablement être associé à l'usure et la réorganisation des grains de béton créés par l'endommagement du contact béton-béton.

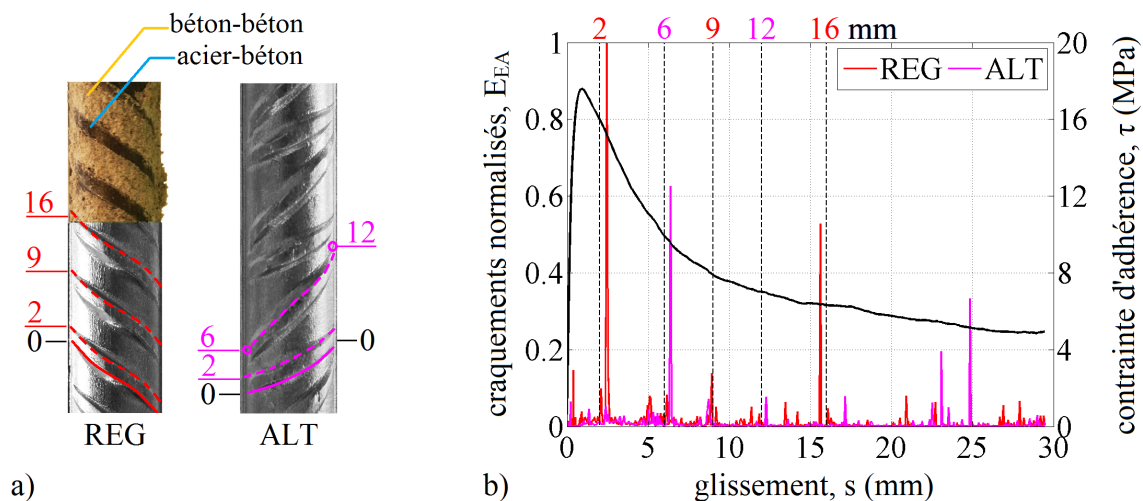


FIGURE 10.30 – Corrélation entre les craquements et la géométrie du marquage de l'armature.

Du fait de l'épaisseur  $e_{rib}$  des verrous (figure 10.30-a), les zones rugueuses de contact béton-béton, qui selon le modèle proposé ici assurent l'adhérence a-b, sont séparées par des



## SECTION 10.2 - Mesures acoustiques

zones moins rugueuses de contact acier-béton. La figure 10.30-b montre, pour l'éprouvette PO7 (0r-0R, MOY), que l'évolution des craquements de plus forte énergie est corrélée aux recouvrements de ces zones de contact béton-béton au cours du glissement de l'armature.

En effet, suivant la figure 10.30-a et la géométrie de l'armature HA12 utilisée (figure 9.9) :

- pour le motif régulier (REG), ces recouvrements se produisent théoriquement pour des glissements  $s$  égaux à  $e_{rib}$ ,  $e_{rib} + e_{reg}$ ,  $e_{rib} + 2e_{reg}$ ... soit pour  $s \simeq 2 - 9$  et  $16$  mm ;
- pour le motif alterné (ALT), ces recouvrements se produisent théoriquement pour des glissements  $s$  égaux à  $e_{rib}$ ,  $e_{rib} + e_{alt,1}$ ,  $e_{rib} + e_{alt,2}$ ... soit pour  $s \simeq 2 - 6$  et  $12$  mm ;

Par ailleurs, la tendance décroissante de l'amplitude des craquements de plus forte énergie confirme l'endommagement progressif précédemment évoqué du contact béton-béton au cours du glissement. Soulignons cependant que la figure 10.30-b à l'origine de ces observations concerne une seule éprouvette de béton 0r-0R. Ces conclusions, bien que cohérentes, doivent donc être confirmées par des mesures complémentaires.

### 10.2.3 L'énergie acoustique transmise $E_{E1}$

On rappelle (§ 8.3.2) que « l'énergie transmise » correspond à la composante continue  $E_{E1}$  due à l'émission contrôlée du signal acoustique par le transducteur E1, à laquelle on a retiré l'énergie  $E_{EA}$  des craquements (figure 8.15). La discussion du § 10.2.2 qui précède concernant l'emploi du terme « énergie » reste valable ici.

La figure 10.31 montre, pour trois éprouvettes d'arrachement modifiées ayant suivi une rupture par pull-out, l'évolution de l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR en fonction de l'énergie transmise  $E_{E1}$ . Cette représentation a été retenue par analogie avec la courbe type  $\sigma - \epsilon$  d'un essai de traction sur un acier (figure 10.31-a), qui permet de mettre en évidence l'endommagement du matériau par la mesure d'une déformation résiduelle  $\epsilon_p$ .

En ce qui concerne l'essai d'arrachement, la grandeur analogue à la contrainte de traction dans l'acier est l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR, qui, suivant l'équation 5.9, est corrélée à la contrainte radiale  $\sigma$  agissant à l'interface a-b. La grandeur analogue à la déformation de traction de l'acier est l'énergie transmise  $E_{E1}$  qui, en incluant dans son calcul les ondes multiples réfléchies dans l'éprouvette, est vraisemblablement corrélée à l'intégrité de la structure interne de la masse du béton d'enrobage.

Il apparaît sur la figure 10.31 un comportement des éprouvette d'arrachement comparable à la courbe type  $\sigma - \epsilon$  d'un acier testé en traction au-delà de sa limite élastique (figure 10.31-a). Trois phases peuvent être distinguées :

- entre A et B, l'énergie transmise  $E_{E1}$  varie peu avec l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR, ce qui sous-entend un endommagement limité de l'éprouvette ;
- entre B et C, l'augmentation de  $w_{XP}$  s'accompagne d'une diminution de plus en plus importante de  $E_{E1}$ , traduisant l'endommagement du béton d'enrobage, vraisemblablement



## CHAPITRE 10 - Caractérisation de l'adhérence

blement suivant les scénarios 1 - 2 et 3 d'endommagement introduits précédemment (figures 10.22-a, 10.22-b et 10.27-a);

- entre C et D, la diminution de  $w_{XP}$  s'accompagne d'une augmentation plus ou moins importante de  $E_{E1}$ , pouvant être associée au retour élastique partiel de la masse du béton d'enrobage.

Soulignons tout de même que, compte tenu du comportement singulier du béton 100r-100R vis-à-vis des mesures acoustiques (figure 10.26 et § « interprétation de  $\Delta t_C$  », page 213), ces résultats n'ont pu être obtenus qu'avec les bétons 0r-0R et 0r-100R.

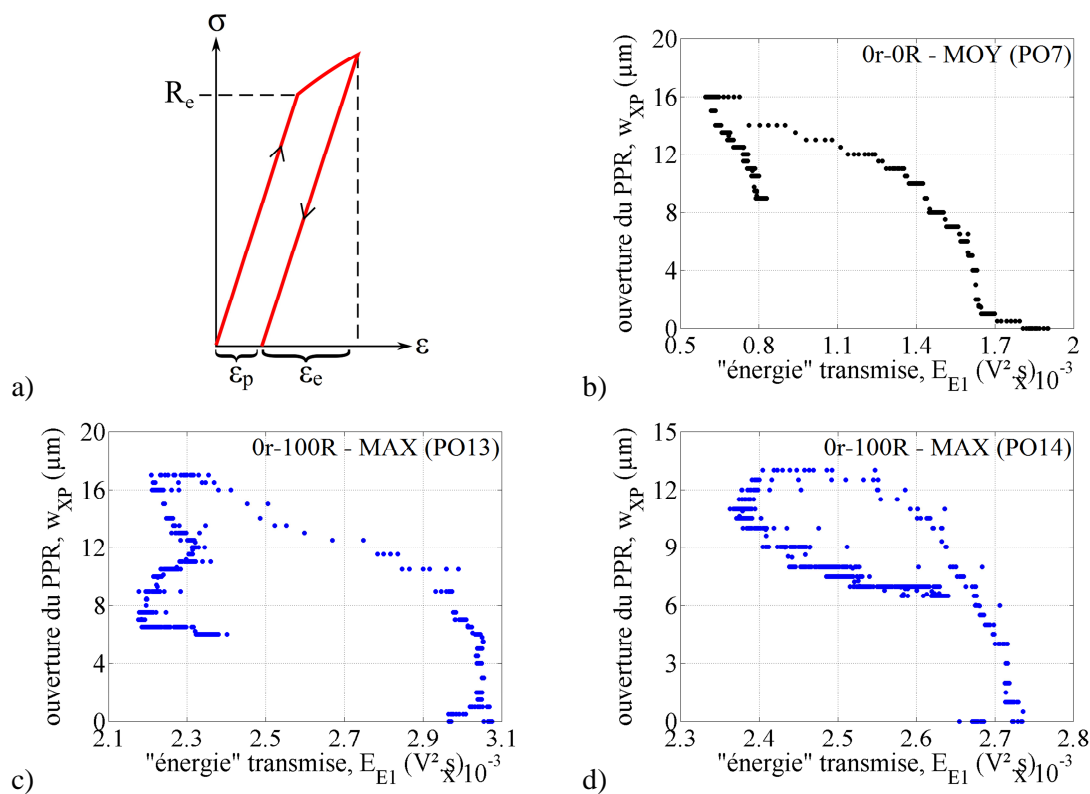


FIGURE 10.31 – Caractérisation mécanique/acoustique du retour élastique du béton d'enrobage.

# Conclusion générale

## Conclusion

Ce travail concerne l'étude de l'adhérence armature-béton (a-b) dans le cas de bétons incluant des GBR (chapitre 1) et avec l'utilisation de techniques relatives à l'acoustique des matériaux (chapitre 2). Un modèle prédictif de l'adhérence a-b a été développé. Ce modèle est basé sur :

- des considérations liées à l'endommagement et à la rupture du béton (chapitre 3) ;
- l'état de l'art actuel de l'adhérence a-b (chapitre 4) ;
- des études relatives à la mécanique des joints rocheux (chapitre 5).

L'originalité du modèle proposé réside dans le nombre limité de paramètres physiques non ajustables sur lesquels il est fondé. Afin d'identifier expérimentalement ces paramètres physiques caractérisant l'adhérence a-b, une modification de l'essai d'arrachement conventionnel a été proposée (chapitre 8). Sur cette base, une campagne expérimentale incluant trois types de bétons, dont deux bétons de GBR, mêlant mesures mécaniques et acoustiques, a été menée (chapitres 9 et 10). Les principales conclusions issues de ce travail sont présentées ci-après.

- **Unification des mécanismes à l'origine de l'adhérence a-b.**

La description phénoménologique de l'adhérence a-b qui découle du présent travail nuance l'interprétation conventionnelle fondée sur la séquence « adhésion chimique - enchevêtrement mécanique - frottement résiduel » (§ 4.2.2).

L'approche soutenue ici étend en effet le mécanisme de frottement, généralement invoqué au-delà du pic d'adhérence, à la plage complète de glissement de l'armature. Ainsi, dans l'interprétation proposée, l'efficacité relative de la barre HA par rapport à une barre lisse n'est pas attribuée à la butée des verrous contre le béton d'enrobage mais à la capacité de la barre HA à jouer le rôle d'emporte-pièce (i.e. d'entraîner dans son mouvement le béton piégé entre les verrous, figure 5.4-c). La phase de montée en résistance caractéristique des barres HA (enchevêtrement mécanique, figure 4.7) est alors attribuée à deux phénomènes conjoints :

- la rugosité du contact béton-béton (i.e. du contact entre le béton piégé entre les verrous et le béton d'enrobage), traduite par le coefficient de frottement  $\mu$  de l'interface a-b ;

## Conclusion générale et perspectives

- la contrainte radiale  $\sigma$  générée par le désenchevêtrement des aspérités de l'interface a-b au cours du glissement de l'armature. Ce mécanisme est traduit par le taux de dilatance  $\psi$  de l'interface a-b.

- **Validation du modèle physique de l'adhérence a-b proposé.**

Le modèle proposé dans le cadre de ce travail, à l'instar de l'approche adoptée par [Tastani et Pantazopoulou \[2013\]](#), tient compte des aspects de l'adhérence a-b se produisant selon les directions parallèle (longitudinale, § 4.2) et perpendiculaire (transversale, § 4.3) à l'axe de l'armature. Ce modèle est fondé sur un ensemble d'hypothèses :

- la formation précoce d'une surface de rupture cylindrique enveloppant l'armature (figure 5.4-a) ;
- l'existence d'un PPR de l'enrobage dont l'orientation est conditionnée par la géométrie des verrous de l'armature (équation 5.2) ;
- la modélisation des contraintes dans le béton endommagé par un comportement plastique parfait (équation 5.3).

Sur la base de ces hypothèses est déterminé l'état de contrainte agissant à l'interface a-b (équations 5.5 et 5.9). Enfin, deux critères de couplage (équations 4.7 et 5.4) permettent de relier les aspects longitudinaux et transversaux du phénomène d'adhérence a-b. À partir de l'ensemble des points qui précèdent est déduite l'équation 5.13 de la raideur tangentielle de l'interface a-b. L'adéquation entre l'expérience et les prédictions de cette équation 5.13 (tableau 10.5), qui constitue la « dernière brique » du modèle proposé, valide vraisemblablement ce dernier.

- **Comparaison des essais d'arrachement conventionnel et modifié.**

Nous avons vu au § 4.2.1 que la configuration de l'essai d'arrachement conventionnel (i.e. éprouvettes REF) diffère de celle dans laquelle se trouve une armature en situation réelle. En particulier, l'état de contrainte de compression généré au contact de l'éprouvette avec son plateau support est généralement déploré [[Tastani et Pantazopoulou, 2002, 2007](#); [Carvalho et al., 2018](#)].

Les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre du présent travail suggèrent l'existence d'un autre biais propre à l'essai d'arrachement conventionnel. En effet, des écarts non négligeables entre les courbes  $\tau - s$  relatives aux éprouvettes REF et celles obtenues à partir des éprouvettes modifiées MIN, MOY ou MAX (figure 10.6) ont pu être observés. Le confinement excessif des éprouvettes REF, au delà de l'obstacle qu'il représente vis-à-vis de la mesure expérimentale de l'ouverture du PPR, semble donc également influencer de manière significative sur le phénomène d'adhérence a-b lui-même. Cette influence est, *a fortiori*, contre-intuitive : moins de matière, plus de résistance.

Une telle observation pourrait amener à discuter la représentativité de l'essai d'arrachement conventionnel, aujourd'hui majoritairement utilisé pour la caractérisation de l'adhérence a-b. Notons cependant que les courbes  $\tau - s$  caractéristiques de l'adhérence a-b obtenues à partir des éprouvettes REF vont, en ce qui concerne le critère de résistance mécanique, dans le sens de la sécurité structurale.

## Conclusion générale

### • Influence des GBR sur l'adhérence a-b.

Sur la base de résistances à la compression comparables, l'utilisation des GBR semble diminuer la contrainte d'adhérence ultime (figure 10.2-c). Cette diminution d'environ 25 % pour un remplacement total des granulats naturels par des GBR ne semble cependant pas exclure, pour ce qui est de l'adhérence a-b, l'utilisation d'une quantité importante de GBR (y compris du sable recyclé). À l'exception des éprouvettes MIN de béton 100r-100R (i.e. entièrement recyclé), la raideur tangentielle de l'interface a-b apparaît peu impactée par l'utilisation des GBR (figure 10.2-b), et ce, même en cas d'un remplacement total (une légère tendance à l'augmentation pourrait même être observée). Cette observation pourrait expliquer la diminution de l'espacement des fissures de flexion avec l'augmentation du taux de remplacement des granulats naturels par des GBR constatée par certains auteurs [Arezoumandi *et al.*, 2015] ainsi que par notre groupe dans le cadre du projet national RECYBETON.

Concernant les paramètres de frottement (tableau 10.3), le coefficient de frottement  $\mu$  de l'interface a-b semble être indépendant du type de béton. Le taux de dilatance  $\psi$  de l'interface a-b apparaît quant à lui impacté par l'utilisation des GBR. Notamment, et toujours à l'exception des éprouvettes MIN de béton 100r-100R (i.e. entièrement recyclé), une augmentation significative de  $\psi$  est observée pour le cas du béton 100r-100R. Cette observation semble indiquer que le phénomène d'adhérence a-b est principalement conditionné par le sable entrant dans la composition du béton.

### • Apport des mesures acoustiques.

Parmi l'ensemble des grandeurs acoustiques étudiées dans le cadre du présent travail, la variation du temps de vol (§ 10.2.1.4) apparaît comme l'indicateur le plus sensible et le plus reproductible vis-à-vis des phénomènes d'endommagement à l'œuvre. Notamment, la variation du temps de vol semble confirmer deux éléments fondamentaux du modèle physique de l'adhérence a-b proposé :

- la formation précoce d'une surface de rupture cylindrique enveloppant l'armature (figure 10.22-a). Cette mesure conforte l'idée que le frottement béton-béton entre le béton piégé entre les verrous et le béton d'enrobage pourrait constituer la principale source de l'adhérence a-b ;
- la progression de deux fronts d'endommagement de part et d'autre de l'interface a-b et selon le PPR dont l'orientation est conditionnée par la géométrie des verrous de l'armature (figure 10.27-a).

Concernant l'étude de l'activité acoustique spontanée, la quantité relativement faible de craquements détectés en amont du pic d'adhérence (figure 10.29) s'avère être en accord avec le coefficient de frottement quasi-constant mis en évidence par les mesures mécaniques. La non-linéarité du comportement pré-pic de l'adhérence a-b serait donc principalement due à l'évolution non linéaire du confinement exercé par le volume de béton d'enrobage au cours de son endommagement plutôt qu'à une dégradation de l'interface a-b (i.e. écrasement du béton situé sous les verrous de l'armature).

## Perspectives

Sur la base des résultats obtenus dans le cadre du présent travail, les perspectives suivantes pourraient être envisagées :

- **Amorcer, sur la base des paramètres physiques du modèle proposé et des observations expérimentales réalisées, une approche ELS de l'adhérence a-b.**

Par exemple, il semblerait intéressant de formuler un critère limitant l'ouverture  $w_{XP}$  du PPR à une fraction de l'ouverture  $w_{max}$  seuil provoquant la rupture par scission de l'enrobage (tableau 10.2).

Un tel critère permettrait de définir, par l'intermédiaire des paramètres  $\mu$  et  $\psi$ , un domaine du comportement longitudinal  $\tau - s$  de l'interface a-b dont l'exploitation garantirait un certain niveau d'intégrité de l'adhérence a-b en service ; améliorant ainsi la durabilité des éléments de structure en béton armé.

- **Optimiser la géométrie du marquage des armatures HA.**

En effet, compte tenu des observations soulevées dans le cadre du présent travail, il semblerait intéressant de concevoir une armature maximisant la surface et la rugosité du contact béton-béton. Par exemple, à diamètre nominal d'armature constant, l'impact de verrous moins larges et plus hauts sur l'adhérence a-b pourrait être étudié.

Concernant cette perspective, rappelons tout de même le rôle fondamental joué par la non-uniformité de la hauteur des verrous de l'armature HA étudiée. En effet, la forme « en croissant » des verrous (figures 4.11-a et 9.9), en induisant l'existence d'un PPR bien défini, contribue de manière significative à la faisabilité de la mise en équation de l'adhérence a-b introduite au chapitre 5.

- **Étendre le modèle analytique de l'adhérence a-b proposé au delà du pic d'adhérence.**

Ce point pourrait être traité par l'introduction d'une loi d'endommagement du coefficient de frottement  $\mu$  de l'interface a-b. Il serait pour cela nécessaire de compléter la modélisation du comportement de l'enrobage de béton de manière à être en mesure de déterminer la valeur de la contrainte radiale  $\sigma$  (équation 5.9) au cours du retour élastique de ce dernier.

Cette modélisation du comportement adoucissant de la liaison a-b pourrait notamment être utile à la conception des structures en béton armé dans l'hypothèse d'un état d'endommagement très sévère (e.g. dimensionnement parasismique).

- **Utiliser les mesures acoustiques pour suivre l'endommagement de l'adhérence a-b au sein d'éléments de structure en béton armé.**

Les différents scénarios d'endommagement associés à la variation du temps de vol dans le cadre des essais d'arrachement réalisés ici pourraient vraisemblablement être identifiés

## Conclusion générale et perspectives

lors du chargement d'éléments de structure en béton armé. Le recours à une mesure acoustique analogue à celle réalisée dans ce travail permettrait ainsi d'assurer un suivi in situ de la dégradation de l'adhérence a-b de manière très peu intrusive et non destructive, et ce, tout au long de la vie d'un ouvrage.

Bien entendu, les résultats obtenus dans le cadre du présent travail demandent à être complétés par l'étude d'autres formulations de bétons et d'autres diamètres d'armatures. À titre d'exemple, l'étude de la formulation 100r-0R permettrait d'étayer l'impact significatif, soulevé dans ce travail, du sable recyclé sur l'adhérence a-b. La confirmation des conclusions tirées de la présente étude sur la base d'autres diamètres d'armatures permettrait quant à elle d'appuyer la robustesse du modèle analytique de l'adhérence a-b proposé.

Également, compte tenu du caractère original du montage expérimental développé et exploité ici, les résultats de cette étude gagneraient à être confirmés par d'autres expérimentateurs et/ou d'autres techniques de mesure. De plus, malgré toute l'attention portée au développement de ce montage expérimental (chapitre 8), des améliorations de ce dernier sont certainement envisageables. En particulier, nous avons vu au cours de ce manuscrit les compromis imposés par l'étude expérimentale de l'adhérence a-b, notamment du fait de la proximité entre l'échelle relative à la géométrie de l'armature et celle de la structure interne du béton. Ainsi, d'autres critères géométriques (longueur d'ancrage, épaisseur d'enrobage...) que ceux retenus ici pourraient être privilégiés et mériteraient d'être étudiés.

Enfin, une amélioration de la précision du modèle prédictif de l'adhérence a-b proposé dans ce travail est probablement envisageable. Une telle amélioration pourrait par exemple être réalisée par une modélisation plus fine de l'endommagement du béton, et en particulier de celui des bétons de GBR, plus respectueux de l'environnement.

## Conclusion générale et perspectives

## Annexe A

# Équation simplifiée de $f_R$

On rappelle que le paramètre  $f_R$ , dit de surface relative des verrous, est défini comme le rapport entre, d'une part, l'aire issue de la projection de l'ensemble des verrous sur un plan perpendiculaire à l'axe de la barre et, d'autre part, le produit de l'espacement des verrous par la circonférence nominale de la barre.

Considérons la géométrie idéalisée de l'armature HA utilisée par [Tepfers et Olsson \[1992\]](#) illustrée par la figure [A.1](#). Dans ce cadre, en tenant compte du fait que  $d_{nom} \simeq d_{min}$ , le paramètre  $f_R$  peut s'écrire :

$$f_R = \frac{\frac{\pi(d_{min}+2h)^2}{4} - \frac{\pi(d_{min})^2}{4}}{\pi d_{min} e} \quad (\text{A.1})$$

$$f_R = \frac{d_{min} h + h^2}{d_{min} e} \quad (\text{A.2})$$

Il vient, en tenant compte du fait que  $h \ll d_{min}$  :

$$f_R \simeq \frac{h}{e} \quad (\text{A.3})$$

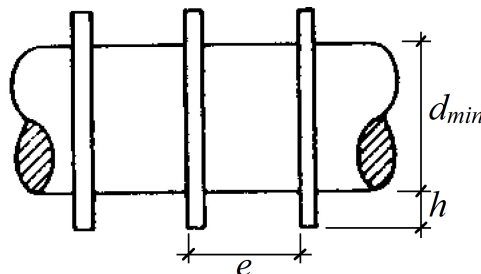


FIGURE A.1 – Paramétrage de la géométrie d'une barre HA idéalisée.



ANNEXE A - Équation simplifiée de  $f_R$

## Annexe B

# Démonstrations relatives au modèle analytique proposé

### B.1 Équation 5.9 (forme 1)

On rappelle les équations 4.4, 5.6 et 5.7 établies en amont de cette démonstration :

$$\gamma_{cr} = \frac{r_c^2 - r_{cr}^2}{r_c^2 + r_{cr}^2}$$

$$\frac{\sigma}{f_{ctm}} = \frac{1}{\eta} \left[ \frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) - 1 \right]$$

$$w_{fpz} = \chi (r_{cr} - r_s) \quad \text{avec } \chi = \pi \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$$

L'objectif est de combiner ces équations de manière à obtenir l'équation 5.9 reliant la contrainte radiale  $\sigma$  à l'ouverture de la fissure de scission  $w_{fpz}$ , toutes deux relatives à l'interface a-b.

Réarrangeons l'équation 5.7 de manière à exprimer  $r_{cr}$  en fonction de  $w_{fpz}$  :

$$r_{cr} = \frac{w_{fpz} + \chi r_s}{\chi} \tag{B.1}$$

On injecte ensuite cette expression de  $r_{cr}$  dans celle de la contrainte radiale  $\sigma$ . Pour alléger les développements, on procède par étapes :

$$\gamma_{cr} = \frac{r_c^2 - \frac{1}{\chi^2} (w_{fpz}^2 + 2 \chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2)}{r_c^2 + \frac{1}{\chi^2} (w_{fpz}^2 + 2 \chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2)} \tag{B.2}$$

ANNEXE B - Démonstrations relatives au modèle analytique proposé

$$\gamma_{cr} = \frac{\chi^2 r_c^2 - w_{fpz}^2 - 2\chi r_s w_{fpz} - \chi^2 r_s^2}{\chi^2 r_c^2 + w_{fpz}^2 + 2\chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2} \quad (\text{B.3})$$

Étape 2 :

$$\gamma_{cr} + 1 = \frac{\chi^2 r_c^2 - w_{fpz}^2 - 2\chi r_s w_{fpz} - \chi^2 r_s^2 + \chi^2 r_c^2 + w_{fpz}^2 + 2\chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2}{\chi^2 r_c^2 + w_{fpz}^2 + 2\chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2} \quad (\text{B.4})$$

$$\gamma_{cr} + 1 = \frac{2\chi^2 r_c^2}{\chi^2 r_c^2 + w_{fpz}^2 + 2\chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2} \quad (\text{B.5})$$

Étape 3 :

$$\frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) = \left( \frac{w_{fpz} + \chi r_s}{\chi r_s} \right) \left( \frac{2\chi^2 r_c^2}{\chi^2 r_c^2 + w_{fpz}^2 + 2\chi r_s w_{fpz} + \chi^2 r_s^2} \right) \quad (\text{B.6})$$

$$\frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) = \frac{2\chi r_c^2 w_{fpz} + 2\chi^2 r_c^2 r_s}{\chi^2 r_c^2 r_s + r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s^3} \quad (\text{B.7})$$

Étape 4 :

$$\frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) - 1 = \frac{2\chi r_c^2 w_{fpz} + 2\chi^2 r_c^2 r_s - \chi^2 r_c^2 r_s - r_s w_{fpz}^2 - 2\chi r_s^2 w_{fpz} - \chi^2 r_s^3}{\chi^2 r_c^2 r_s + r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s^3} \quad (\text{B.8})$$

$$\frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) - 1 = \frac{-r_s w_{fpz}^2 + 2\chi (r_c^2 - r_s^2) w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 - r_s^2)}{r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2)} \quad (\text{B.9})$$

Étape 5 :

$$\boxed{\frac{1}{\eta} \left[ \frac{r_{cr}}{r_s} (\gamma_{cr} + 1) - 1 \right] = \frac{1}{\eta} \left[ \frac{-r_s w_{fpz}^2 + 2\chi (r_c^2 - r_s^2) w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 - r_s^2)}{r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2)} \right] = \frac{\sigma}{f_{ctm}}} \quad (\text{B.10})$$

CQFD

## B.2 Équation 5.9 (forme 2)

Le numérateur  $N$  de l'équation 5.9 fait intervenir des termes structurés de manière comparable à ceux de son dénominateur  $D$ , mais de signes opposés. On adopte donc la stratégie d'écriture suivante dans l'espoir de simplifications :

$$\frac{N}{D} = \frac{N}{D} + 1 - 1 = \frac{N}{D} + \frac{D}{D} - 1 = \frac{N + D}{D} - 1 \quad (\text{B.11})$$

Calculons  $N + D$  :

$$N + D = -r_s w_{fpz}^2 + 2\chi(r_c^2 - r_s^2)w_{fpz} + \chi^2 r_s(r_c^2 - r_s^2) + r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s(r_c^2 + r_s^2) \quad (\text{B.12})$$

$$N + D = 2\chi r_c^2 w_{fpz} + 2\chi^2 r_c^2 r_s \quad (\text{B.13})$$

Finalement :

$$\frac{\sigma}{f_{ctm}} = \frac{1}{\eta} \left[ \frac{2\chi r_c^2 (w_{fpz} + \chi r_s)}{r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2)} - 1 \right] \quad (\text{B.14})$$

L'équation 5.9 peut donc être réécrite sous la forme suivante, dite forme 2 :

$$\begin{aligned} \frac{\sigma(w_{fpz})}{f_{ctm}} &= \frac{\Sigma_2 - 1}{\eta} \quad \text{avec} \\ \Sigma_2 &= \frac{2\chi r_c^2 (w_{fpz} + \chi r_s)}{r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2)} \\ \chi &= \pi \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \end{aligned} \quad (\text{B.15})$$

## B.3 Dérivation de l'équation 5.9 par rapport à $w_{fpz}$

### B.3.1 Calcul de la fonction dérivée

Pour réaliser cette dérivation, on se base sur la forme 2 de l'équation  $\sigma = f(w_{fpz})$ . Il vient alors, en négligeant la variation de  $\eta$  par rapport à  $w_{fpz}$  :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}} = \frac{\partial}{\partial w_{fpz}} \left[ \frac{f_{ctm}}{\eta} (\Sigma_2 - 1) \right] = \frac{f_{ctm}}{\eta} \frac{\partial \Sigma_2}{\partial w_{fpz}} \quad (\text{B.16})$$

$$\text{Or } \frac{\partial \Sigma_2}{\partial w_{fpz}} \text{ est de la forme } \left( \frac{u}{v} \right)' = \frac{u'v - uv'}{v^2} \quad (\text{B.17})$$

## ANNEXE B - Démonstrations relatives au modèle analytique proposé

Pour alléger les développements, on procède par étapes en commençant par le terme  $u'v$  :

$$u'v = 2\chi r_c^2 \left[ (r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2)) \right] \quad (\text{B.18})$$

$$u'v = 2\chi r_c^2 r_s w_{fpz}^2 + 4\chi^2 r_c^2 r_s^2 w_{fpz} + 2\chi^3 r_c^2 r_s (r_c^2 + r_s^2) \quad (\text{B.19})$$

Puis  $uv'$  :

$$uv' = (2\chi r_c^2 w_{fpz} + 2\chi^2 r_c^2 r_s)(2r_s w_{fpz} + 2\chi r_s^2) \quad (\text{B.20})$$

$$uv' = 4\chi r_c^2 r_s w_{fpz}^2 + 8\chi^2 r_c^2 r_s^2 w_{fpz} + 4\chi^3 r_c^2 r_s^3 \quad (\text{B.21})$$

Il vient :

$$u'v - uv' = -2\chi r_c^2 r_s w_{fpz}^2 - 4\chi^2 r_c^2 r_s^2 w_{fpz} - 2\chi^3 r_c^2 r_s (r_c^2 - r_s^2) \quad (\text{B.22})$$

On aboutit alors à la fonction dérivée suivante :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}} = \frac{f_{ctm}}{\eta} \left\{ \frac{2\chi r_c^2 r_s \left[ -w_{fpz}^2 - 2\chi r_s w_{fpz} + \chi^2 (r_c^2 - r_s^2) \right]}{\left[ r_s w_{fpz}^2 + 2\chi r_s^2 w_{fpz} + \chi^2 r_s (r_c^2 + r_s^2) \right]^2} \right\} \quad (\text{B.23})$$

### B.3.2 Évaluation pour $w_{fpz} \rightarrow 0$

$$\lim_{w_{fpz} \rightarrow 0} \frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}} = \frac{f_{ctm}}{\eta} \frac{2\chi^3 r_c^2 r_s (r_c^2 - r_s^2)}{\chi^4 r_s^2 (r_c^2 + r_s^2)^2} \quad (\text{B.24})$$

$$\lim_{w_{fpz} \rightarrow 0} \frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}} = \frac{2f_{ctm} \gamma_{cvr}}{\eta \chi r_s} \text{ avec } \gamma_{cvr} = \frac{r_c^2 (r_c^2 - r_s^2)}{(r_c^2 + r_s^2)^2} \quad (\text{B.25})$$

Il vient, en tenant compte de  $d_{nom} = 2r_s$  et de  $\chi = \pi \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$  :

$$\boxed{\lim_{w_{fpz} \rightarrow 0} \frac{\partial \sigma}{\partial w_{fpz}} = \frac{4E_{cm} \gamma_{cvr}}{\eta \pi d_{nom}}} \quad (\text{B.26})$$

CQFD

## Annexe C

# Expressions complémentaires des coefficients $\eta_x$ et $\eta_y$

On s'intéresse aux expressions des coefficients  $\eta_x$  et  $\eta_y$  dans le cas d'une distribution uniforme de la contrainte radiale. Pour cela, on substitue à l'équation 6.3 traduisant la distribution sinusoidale de la contrainte radiale l'équation C.1 relative à une distribution uniforme.

$$\sigma(\theta) = \bar{\sigma} \quad (\text{C.1})$$

On reprend ensuite les étapes successives introduites au § 6.2.2 en tenant compte de l'équation C.1.

$$d\Sigma_x = L \cos(\theta) \bar{\sigma} r(\theta) d\theta \quad d\Sigma_y = L \sin(\theta) \bar{\sigma} r(\theta) d\theta$$

$$F_x = 2 L \bar{\sigma} \int_0^{\pi/2} \cos(\theta) r(\theta) d\theta \quad F_y = L \bar{\sigma} \int_0^{\pi/2} \sin(\theta) r(\theta) d\theta$$

### C.1 Cas de la section elliptique

Dans ce cas, on tient compte de l'équation 6.7 de  $r(\theta)$ .

$$F_x = \eta_x \frac{\pi d_{min} L}{2} \sigma_{max} \quad \text{avec } \eta_x = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{R_d^2 \cos^2(\theta)}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} d\theta \quad (\text{C.2})$$

$$F_y = \eta_y \frac{\pi d_{min} L}{2} \sigma_{max} \quad \text{avec } \eta_y = \frac{1}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{R_d^2 \sin^2(\theta)}{(R_d^2 - 1) \sin^2(\theta) + 1}} d\theta \quad (\text{C.3})$$

Les coefficients  $\eta_x$  et  $\eta_y$  peuvent être évalués par intégration numérique.

## C.2 Cas de la section circulaire

Dans ce cas, la valeur du rayon de l'armature est constante. On retient pour la mise en équation le diamètre nominal  $d_{nom}$  de l'armature :  $r(\theta) = \frac{d_{nom}}{2}$ .

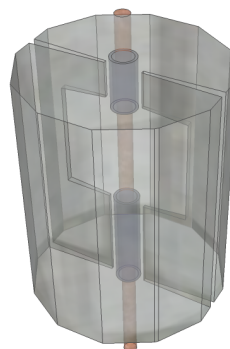
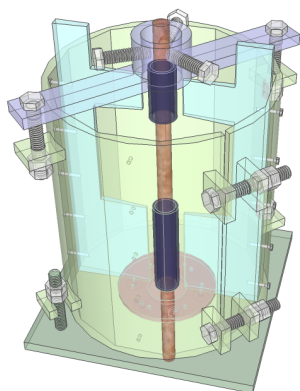
$$F_x = \eta_x \frac{\pi d_{nom} L}{2} \sigma_{max} \quad \text{avec } \eta_x = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \cos(\theta) d\theta \quad (C.4)$$

$$F_y = \eta_y \frac{\pi d_{nom} L}{2} \sigma_{max} \quad \text{avec } \eta_y = \frac{1}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sin(\theta) d\theta \quad (C.5)$$

Les coefficients  $\eta_x$  et  $\eta_y$  peuvent être déterminés analytiquement. Après intégration, on a  $\eta_x = \frac{2}{\pi}$  et  $\eta_y = \frac{1}{\pi}$ .

## Annexe D

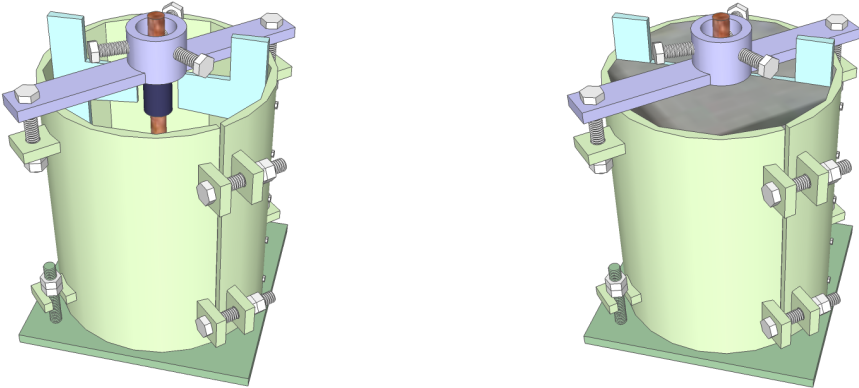
# Décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée



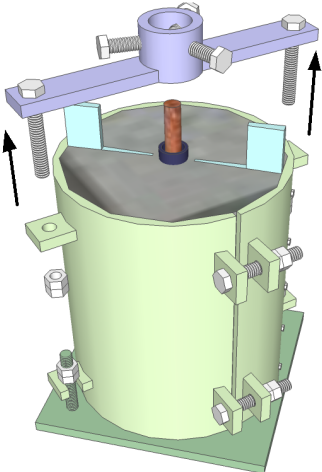


ANNEXE D - Décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée

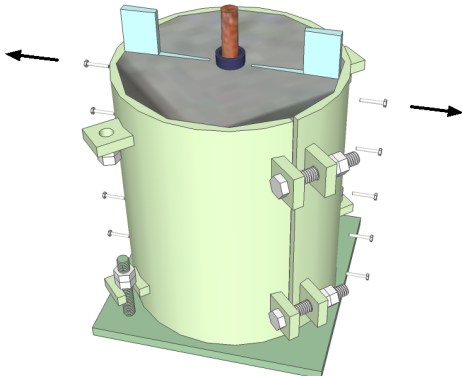
**1) Mise en place de l'armature gainée 2) Bétonnage et durcissement...**



**3) Dépose de la pince**

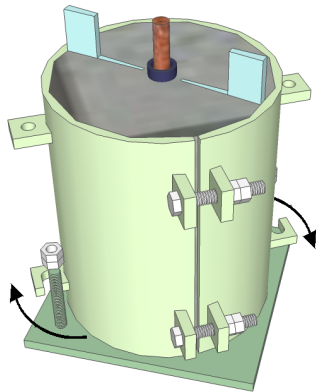


**4) Devissage des fenêtres**

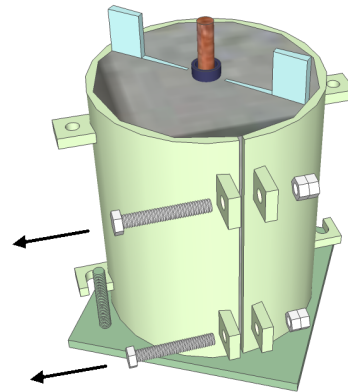


ANNEXE D - Décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée

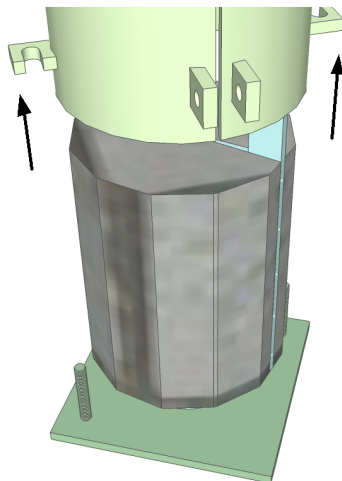
**5) Desserrage du fût**



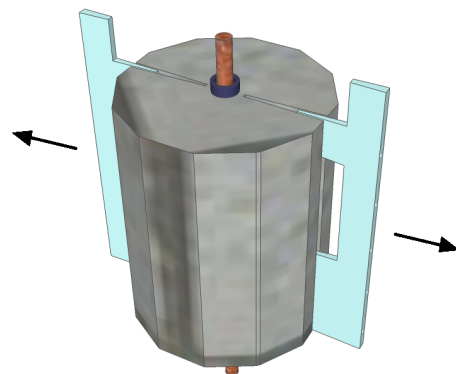
**6) Ouverture du fût**



**7) Retrait du fût**



**8) Retrait des fenêtres**



## ANNEXE D - Décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée

## Annexe E

# Courbes d'étalonnage des capteurs

### E.1 Mesure de force

La vérification de la précision du capteur de force pour les faibles charges a été réalisée avec des masses de 1 - 2 - 5 et 10 kg  $\pm$  1 %. Les différents pas enregistrés (figure E.1) correspondent à des masses totales de 0 - 10 - 20 - 25 - 27 et 28 kg.

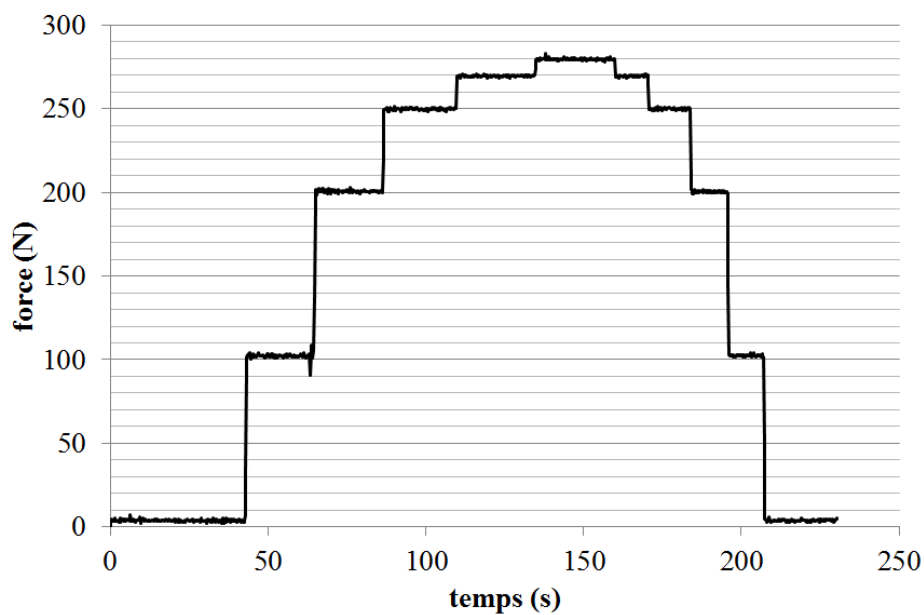


FIGURE E.1 – Réponse du capteur de force pour les faibles charges.

### E.2 Mesures de déplacements

#### E.2.1 Matériel utilisé pour l'étalonnage

Deux instruments ont été utilisés pour l'étalonnage des capteurs de déplacement LVDT :

## ANNEXE E - Courbes d'étalonnage des capteurs

- pour les déplacements millimétriques : un trusquin (figure E.2-a), permettant des pas de déplacement de 0,1 mm sur une plage de  $\pm 6$  mm (course totale de 12 mm) ;
- pour les déplacements micrométriques : une vis de précision (figure E.2-b), permettant des pas de déplacement de  $1 \mu\text{m}$  sur une plage de  $\pm 0,5$  mm (course totale de 1 mm).

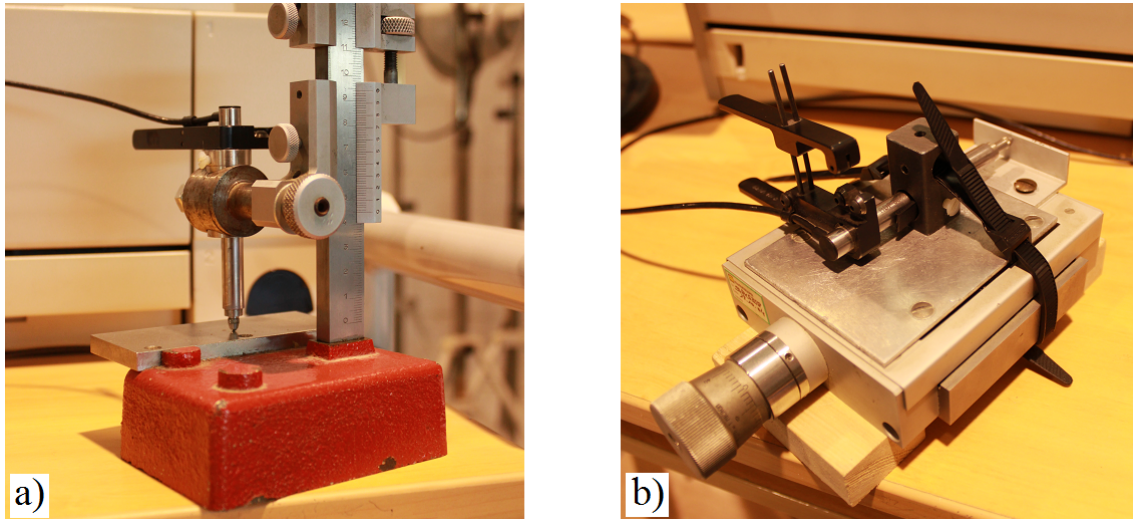


FIGURE E.2 – Instruments d'étalonnage des capteurs de déplacement : a) trusquin, b) vis de précision.

La course de 15 mm du LVDT utilisé pour la mesure du glissement de l'extrémité non chargée de l'armature est exploitée dans sa totalité. La précision du capteur est donc vérifiée pour différentes plages de déplacements :

- sur 0 - 10  $\mu\text{m}$  (figure E.3), chaque pas enregistré correspond à un déplacement physique de  $1 \mu\text{m}$  de la vis de précision ;
- sur 10 - 100  $\mu\text{m}$  (figure E.4), chaque pas enregistré correspond à un déplacement physique de 10  $\mu\text{m}$  de la vis de précision ;
- sur 0,1 - 1,0 mm (figure E.5), chaque pas enregistré correspond à un déplacement physique de 0,1 mm de la vis de précision ;
- sur 1 - 13 mm (figure E.6), chaque pas enregistré correspond à un déplacement physique de 1 mm sur le trusquin.

Les quatre capteurs LVDT installés le long du plan préférentiel de rupture ont tous été étalonnés sur une plage de 0 à 20  $\mu\text{m}$  (figures E.7, E.8, E.9 et E.10). Sur ces courbes, chaque pas enregistré correspond à un déplacement physique de  $1 \mu\text{m}$  de la vis de précision. Les imprécisions sont dues à l'électronique du boîtier d'acquisition Spider8 utilisé pour le traitement des signaux électriques renvoyés par les LVDT.

E.2.2 Glissement de l'extrémité non chargée de l'armature

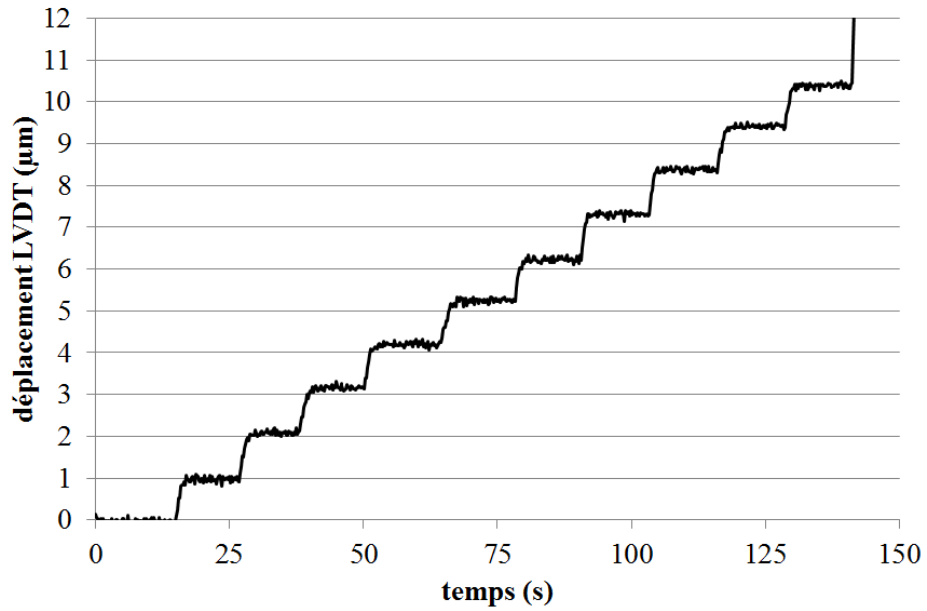


FIGURE E.3 – Réponse du LVDT sur la plage 0 - 10 µm.

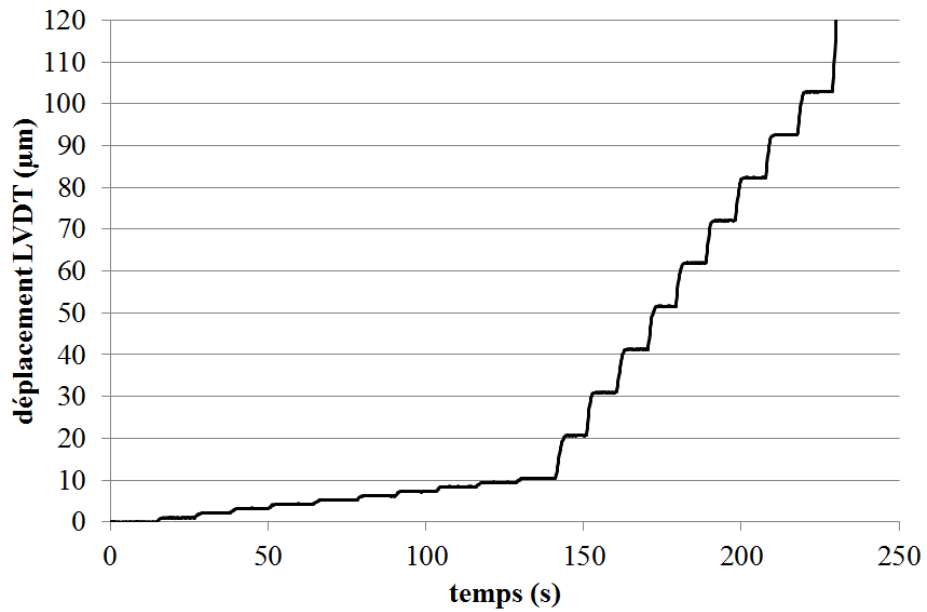


FIGURE E.4 – Réponse du LVDT sur la plage 10 - 100 µm.

ANNEXE E - Courbes d'étalonnage des capteurs

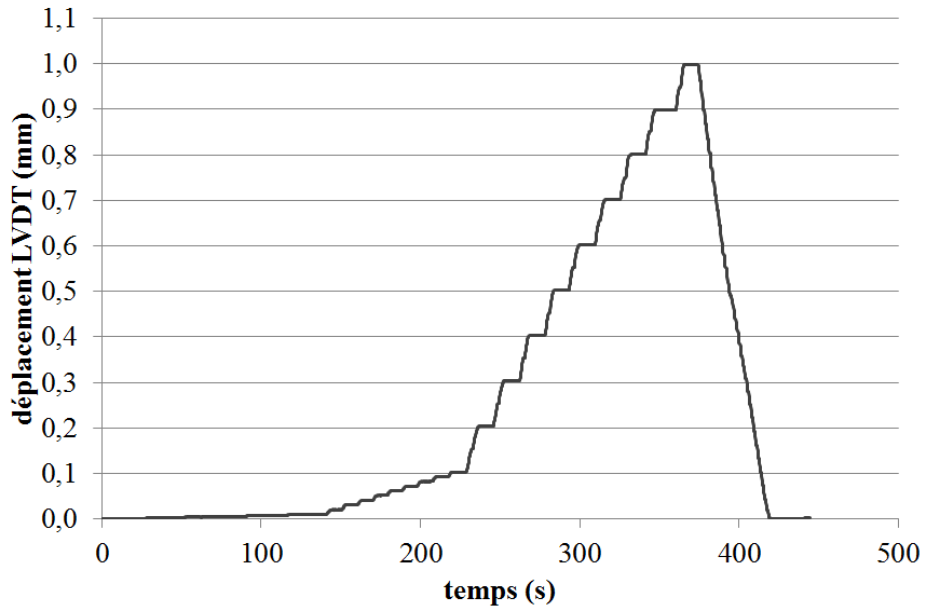


FIGURE E.5 – Réponse du LVDT sur la plage 0,1 - 1,0 mm.

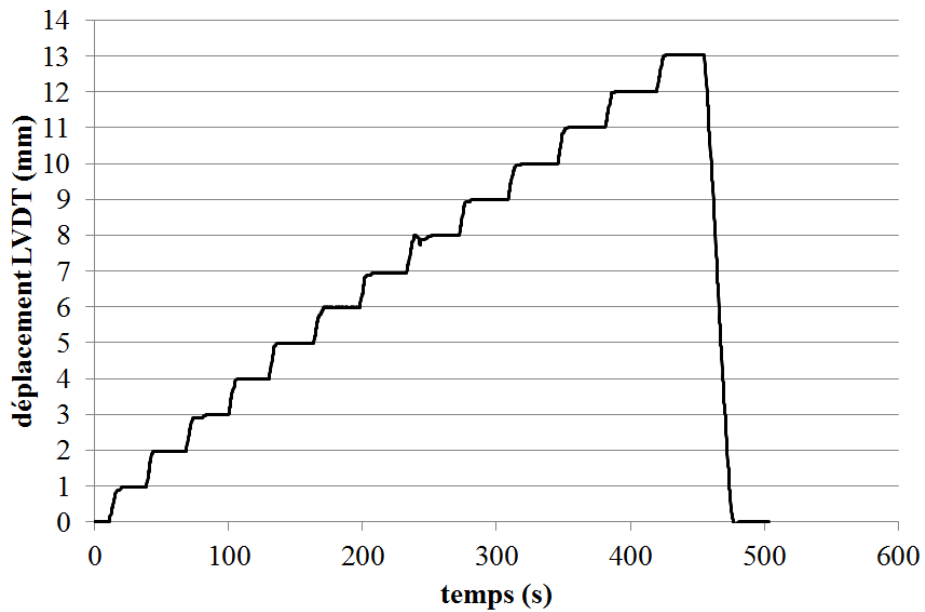


FIGURE E.6 – Réponse du LVDT sur la plage 1 - 13 mm.

E.2.3 Ouverture du plan préférentiel de rupture

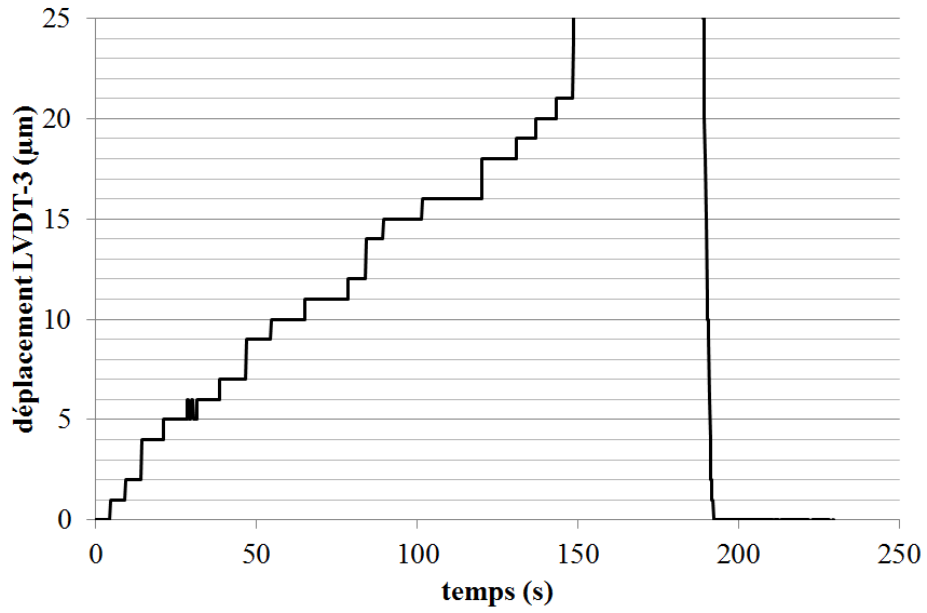


FIGURE E.7 – Réponse du LVDT-3 sur la plage 0 - 20 μm.

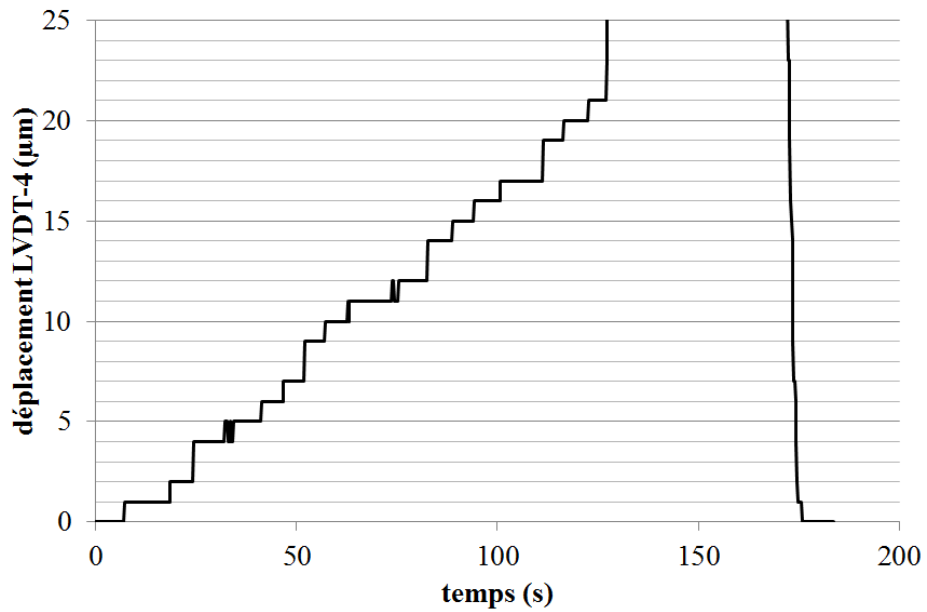


FIGURE E.8 – Réponse du LVDT-4 sur la plage 0 - 20 μm.



ANNEXE E - Courbes d'étalonnage des capteurs

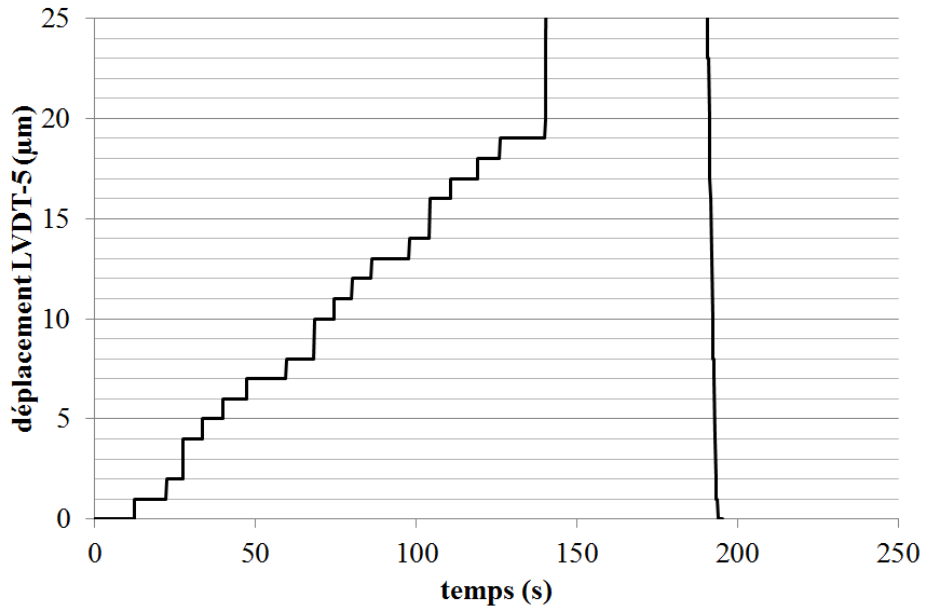


FIGURE E.9 – Réponse du LVDT-5 sur la plage 0 - 20 µm.

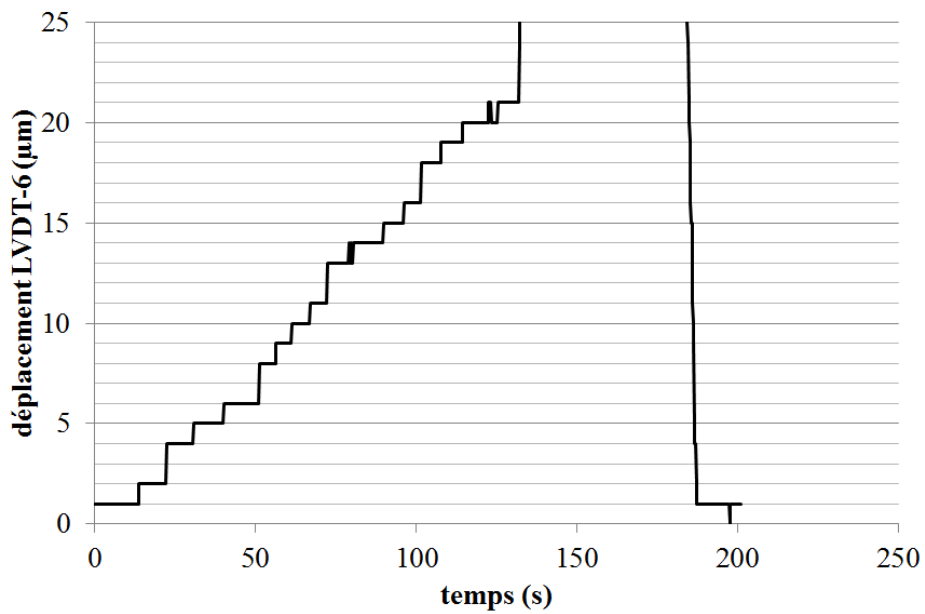


FIGURE E.10 – Réponse du LVDT-6 sur la plage 0 - 20 µm.

## Annexe F

# Compléments à la caractérisation des matériaux

### F.1 Teneur en eau des granulats

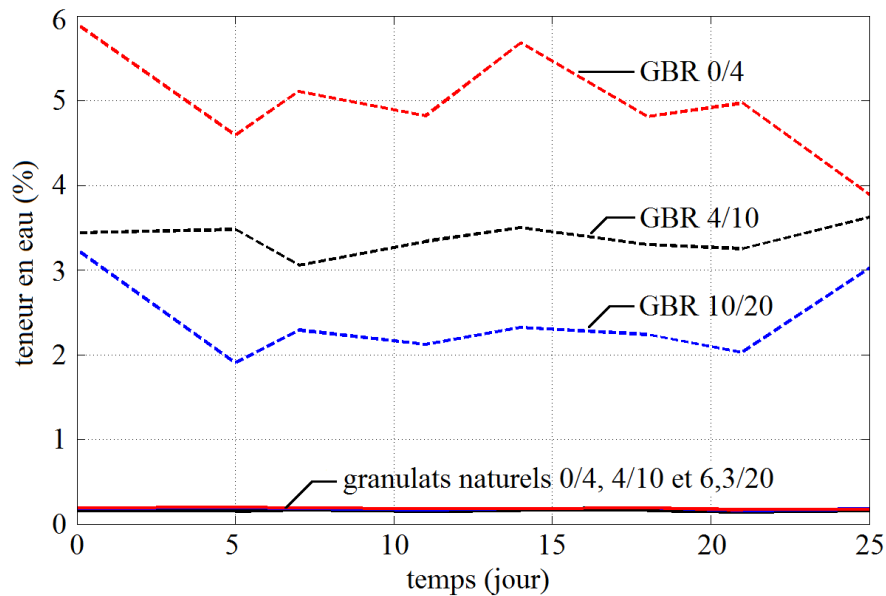


FIGURE F.1 – Mesures de la teneur en eau des granulats au cours de la fabrication des bétons.

## F.2 Formulations des bétons

<i>pour 1 m<sup>3</sup> de 0r-0R</i>	dosage		W%		eau potentiellement absorbée		eau effectivement absorbée		eau apportée par les adjuvants		préhumidification forfaitaire		pour 65 L		nombre de fût		masse par fût		préhumidification par fût	
	kg.sec/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	g	U	g	g	g			
sable naturel 0/4	780		0,19	8,4	1,5						16,2		50 796	2	25 398	479				
gravillon naturel 4/10	267		0,18	2,4	0,5						5,0		17 386	1	17 386	297				
gravier naturel 6,3/20	820		0,15	4,4	1,2						12,6		53 380	2	26 690	370				
sable recyclé 0/4	0			0,0	0,0						0,0		0							
gravillon recyclé 4/10	0			0,0	0,0						0,0		0							
gravier recyclé 10/20	0			0,0	0,0						0,0		0							
filler calcaire (*cf. FTP)	45			0,0	0,0						0,0		2 925	1	2 925					
ciment (*cf. FTP)	270												17 550	1	17 550					
superplastifiant	1,31								0,9				85	1	85					
retardateur de prise	0								0,0				0							
eau d'hydratation	180					15,2	3,2	0,9			33,9									
apport global en eau	191,1																			
eau de préhumidification	<b>30,7</b>												1 996	1	1 996					
eau de malaxage	<b>160,4</b>												10 428	1	10 428					

FIGURE F.2 – Formulation du béton 0r-0R.

ANNEXE F - Compléments à la caractérisation des matériaux

	dosage kg.sec/m <sup>3</sup>	W% %	eau potentiellement absorbée kg/m <sup>3</sup>	eau effectivement absorbée kg/m <sup>3</sup>	eau apportée par les adjuvants kg/m <sup>3</sup>	préhumidification forfaitaire kg/m <sup>3</sup>	pour 65 L		préhumidification par fût
							g	U	
<i>pour 1 m<sup>3</sup> de Or-100R</i>							g	U	g
sable naturel 0/4	806	0,19	8,7	1,5		16,8	52 490	2	26 245
gravillon naturel 4/10	0		0,0	0,0		0,0	0		
gravier naturel 6,3/20	0		0,0	0,0		0,0	0		
sable recyclé 0/4	0		0,0	0,0		0,0	0		
gravillon recyclé 4/10	163	2,39	9,5	3,9		11,2	10 848	1	10 848
gravier recyclé 10/20	701	3,33	37,9	23,3		44,9	47 082	2	23 541
filler calcaire (*cf. FTP)	31						2 015	1	2 015
ciment (*cf. FTP)	282						18 330	1	18 330
superplastifiant	1,40				1,0		91	1	91
retardateur de prise	0				0,0		0		
eau d'hydratation	189								
apport global en eau	215,4		<b>56,2</b>	<b>28,8</b>	<b>1,0</b>	<b>72,9</b>			
eau de préhumidification	<b>44,1</b>						2 866	1	2 866
eau de malaxage	<b>171,3</b>						11 137	1	11 137

FIGURE F.3 – Formulation du béton Or-100R.

ANNEXE F - Compléments à la caractérisation des matériaux

<i>pour 1 m<sup>3</sup> de 100r-100R</i>	dosage kg.sec/m <sup>3</sup>	W% %	eau potentiellement absorbée kg/m <sup>3</sup>	eau effectivement absorbée kg/m <sup>3</sup>	eau apportée par les adjuvants kg/m <sup>3</sup>	préhumidification forfaitaire kg/m <sup>3</sup>	pour 65 L		préhumidification par fût
							nombre de fût U	masse par fût g	
sable naturel 0/4	0		0,0	0,0		0,0	0		g
gravillon naturel 4/10	0		0,0	0,0		0,0	0		g
gravier naturel 6,3/20	0		0,0	0,0		0,0	0		g
sable recyclé 0/4	673	4,94	66,4	33,2		73,1	45 906	2	22 953
gravillon recyclé 4/10	304	2,43	17,8	7,4		20,8	20 240	1	20 240
gravier recyclé 10/20	442	3,39	23,9	15,0		28,3	29 704	2	14 852
filler calcaire (*cf. FTP)	50						3 250	1	3 250
ciment (*cf. FTP)	326						21 190	1	21 190
superplastifiant	1,18				0,8		77	1	77
retardateur de prise	2,60				2,0		169	1	169
eau d'hydratation	199								
apport global en eau	248,6			55,6	2,8	122,2			
eau de préhumidification	<b>66,6</b>						4 331	1	4 331
eau de malaxage	<b>182,0</b>						11 828	1	11 828

FIGURE F.4 – Formulation du béton 100r-100R.

### F.3 Calendrier de fabrication

TABLE F.1 – Calendrier de la campagne expérimentale.

gâchée	1	2	3	4	5	6	7	8	9
pesée	10/5	11/5	17/5	22/5	22/5	24/5	6/6	6/6	6/6
coulage	11/5	17/5	22/5	26/5	29/5	2/5	12/6	15/6	21/6
décoffrage	15/5	19/5	24/5	29/5	31/5	6/5	15/6	21/6	26/6
$\rho_c$	7/6	12/6	16/6	21/6	26/6	28/6	7/7	11/7	18/7
$f_{cm}$	8/6	13/6	19/6	22/6	27/6	29/6	10/7	12/7	19/7
$f_{ctm,sp}$	9/6	13/6	19/6	22/6	27/6	29/6	11/7	12/7	19/7
$f_{ctm,fl}$	8/6	14/6	19/6	23/6	27/6	30/6	10/7	13/7	19/7
$E_{cm}$	8/6	14/6	19/6	23/6	27/6	30/6	10/7	13/7	19/7
$E_{c,dyn}$	7/6	12/6	16/6	21/6	26/6	28/6	7/7	11/7	18/7
F - $\Delta L$	8/6	14/6	19/6	23/6	27/6	30/6	10/7	13/7	19/7
MIN	9/6	13/6	19/6	22/6	28/6	30/6	11/7	12/7	19/7
MOY	9/6	13/6	20/6	22/6	28/6	29/6	10/7	12/7	19/7
MAX	9/6	13/6	19/6	22/6	28/6	30/6	11/7	12/7	19/7
REF	8/6	13/6	19/6	22/6	27/6	29/6	10/7	12/7	19/7
coul. → déco. (j)	4	2	2	3	2	4	3	6	5
coul. → test (j)	28-29	27-28	28-29	27-28	29-30	27-28	28-29	27-28	28-28

### F.4 Propriétés des bétons par gâchée

TABLE F.2 – Principales propriétés mécaniques du béton 0r-0R par gâchée.

propriété	unité	gâchée 1 (MAX)	gâchée 2 (MOY)	gâchée 3 (MIN)
$\rho_c$	kg/m <sup>3</sup>	2347 (6)	2354 (6)	2350 (4)
$f_{cm}$	MPa	27,9 (0,5)	27,2 (0,4)	26,6 (0,2)
$f_{ctm}$	MPa	2,5	2,2	2,3
$E_{cm}$	GPa	31,3 (0,7)	31,5 (0,5)	31,5 (0,8)
$E_{c,dyn}$	GPa	45,9 (0,3)	45,6 (0,5)	44,7 (0,2)
$\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$	-	1,46 (0,02)	1,45 (0,03)	1,42 (0,04)
$c_{P,c}$	m/s	4658 (11)	4643 (25)	4598 (14)
$f_{ctm,sp}$	MPa	2,6 (0,4)	2,5 (0,3)	2,7 (0,4)
$f_{ctm,fl}$	MPa	4,9 (0,3)	4,0 (0,3)	4,4 (0,3)
$f_{ctm,fl,modif}$	MPa	4,4 (0,5)	3,4 (0,2)	4,0 (0,3)
$f_{ctm,nl}$	MPa	2,3 (0,3)	2,4 (0,6)	2,2 (0,2)

ANNEXE F - Compléments à la caractérisation des matériaux

TABLE F.3 – Principales propriétés mécaniques du béton 0r-100R par gâchée.

propriété	unité	gâchée 4 (MAX)	gâchée 5 (MOY)	gâchée 6 (MIN)
$\rho_c$	kg/m <sup>3</sup>	2212 (8)	2192 (6)	2205 (6)
$f_{cm}$	MPa	24,7 (1,3)	25,9 (0,9)	26,5 (0,2)
$f_{ctm}$	MPa	1,9	2,0	1,9
$E_{cm}$	GPa	26,8 (0,1)	26,3 (0,5)	26,7 (0,8)
$E_{c,dyn}$	GPa	35,7 (0,9)	34,4 (1,7)	36,0 (0,7)
$\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$	-	1,33 (0,03)	1,31 (0,04)	1,35 (0,02)
$c_{P,c}$	m/s	4240 (47)	4177 (101)	4261 (48)
$f_{ctm,sp}$	MPa	2,0 (0,2)	2,3 (0,6)	2,3 (0,1)
$f_{ctm,fl}$	MPa	3,8 (0,8)	3,4 (0,4)	3,6 (0,6)
$f_{ctm,fl,modif}$	MPa	3,2 (0,1)	3,3 (0,4)	3,0 (0,2)
$f_{ctm,nl}$	MPa	1,9 (0,2)	2,0 (0,2)	2,1 (0,2)

TABLE F.4 – Principales propriétés mécaniques du béton 100r-100R par gâchée.

propriété	unité	gâchée 7 (MAX)	gâchée 8 (MOY)	gâchée 9 (MIN)
$\rho_c$	kg/m <sup>3</sup>	2078 (9)	2080 (12)	2072 (7)
$f_{cm}$	MPa	27,9 (2,3)	23,4 (1,3)	25,6 (1,8)
$f_{ctm}$	MPa	2,2	1,6	1,9
$E_{cm}$	GPa	20,1 (0,1)	18,0 (0,2)	18,7 (0,3)
$E_{c,dyn}$	GPa	30,5 (0,4)	28,8 (0,5)	29,0 (0,4)
$\frac{E_{c,dyn}}{E_{cm}}$	-	1,52 (0,03)	1,60 (0,04)	1,55 (0,01)
$c_{P,c}$	m/s	4041 (26)	3929 (29)	3944 (24)
$f_{ctm,sp}$	MPa	2,5 (0,2)	2,0 (0,1)	2,4 (0,3)
$f_{ctm,fl}$	MPa	4,1 (0,3)	2,9 (0,4)	3,7 (0,2)
$f_{ctm,fl,modif}$	MPa	4,1 (0,3)	2,7 (0,4)	3,3 (0,5)
$f_{ctm,nl}$	MPa	1,9 (0,2)	1,3 (0,1)	1,5 (< 0,1)

## Annexe G

# Résultats expérimentaux complémentaires

### G.1 Résultats mécaniques

TABLE G.1 – Mode de rupture des essais d'arrachement.

enrobage	béton		
	0r-0R	0r-100R	100r-100R
MAX	PO1 (x)	PO13 (pull-out)	PO25 (pull-out)
MAX	PO2 (x)	PO14 (pull-out)	PO26 (pull-out)
MAX	PO3 (splitting)	PO15 (splitting)	PO27 (pull-out)
REF	PO4 (pull-out)	PO16 (pull-out)	PO28 (pull-out)
MOY	PO5 (splitting)	PO17 (splitting)	PO29 (splitting)
MOY	PO6 (splitting)	PO18 (splitting)	PO30 (splitting)
MOY	PO7 (pull-out)	PO19 (splitting)	PO31 (x)
REF	PO8 (pull-out)	PO20 (pull-out)	PO32 (pull-out)
MIN	PO9 (splitting)	PO21 (splitting)	PO33 (pull-out)
MIN	PO10 (splitting)	PO22 (splitting)	PO34 (pull-out)
MIN	PO11 (splitting)	PO23 (splitting)	PO35 (x)
REF	PO12 (pull-out)	PO24 (pull-out)	PO36 (pull-out)



ANNEXE G - Résultats expérimentaux complémentaires

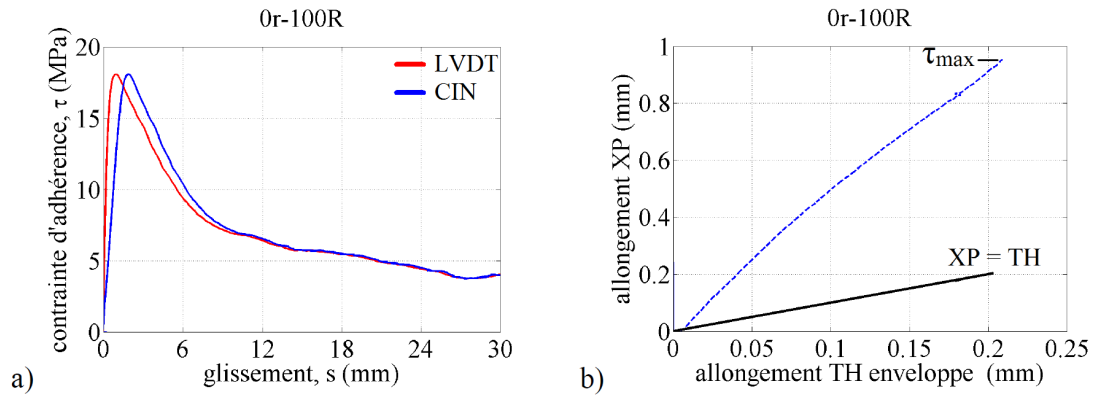


FIGURE G.1 – Mesures du glissement de l'armature (béton 0r-100R) : a) courbes  $\tau - s$ , b) analyse des mesures.

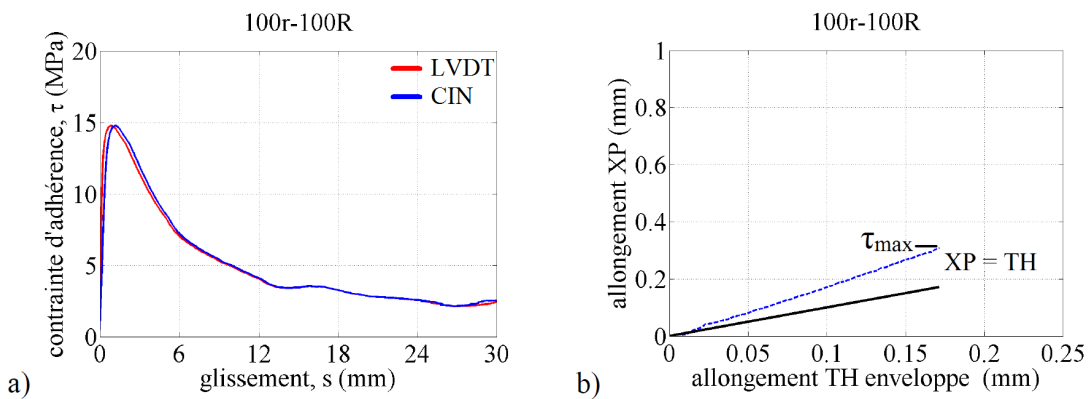


FIGURE G.2 – Mesures du glissement de l'armature (béton 100r-100R) : a) courbes  $\tau - s$ , b) analyse des mesures.

ANNEXE G - Résultats expérimentaux complémentaires

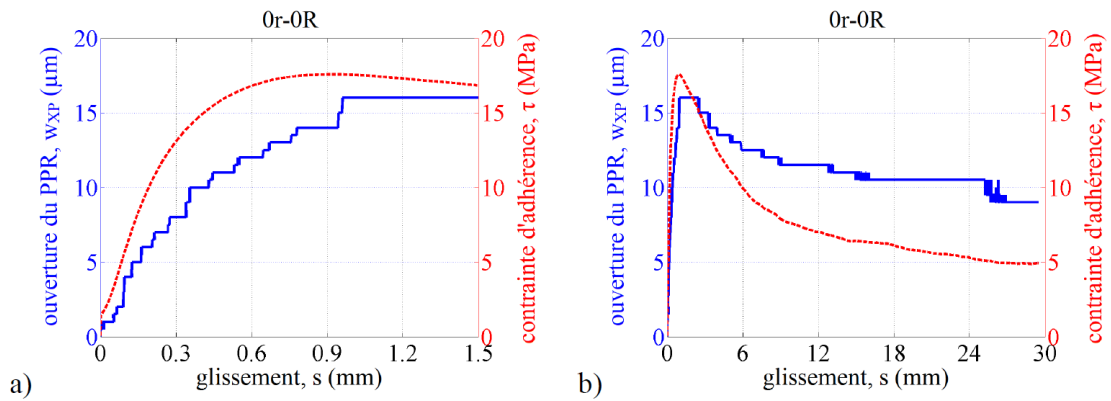


FIGURE G.3 – Mise en évidence expérimentale du couplage longitudinal/transversal (béton 0r-0R).

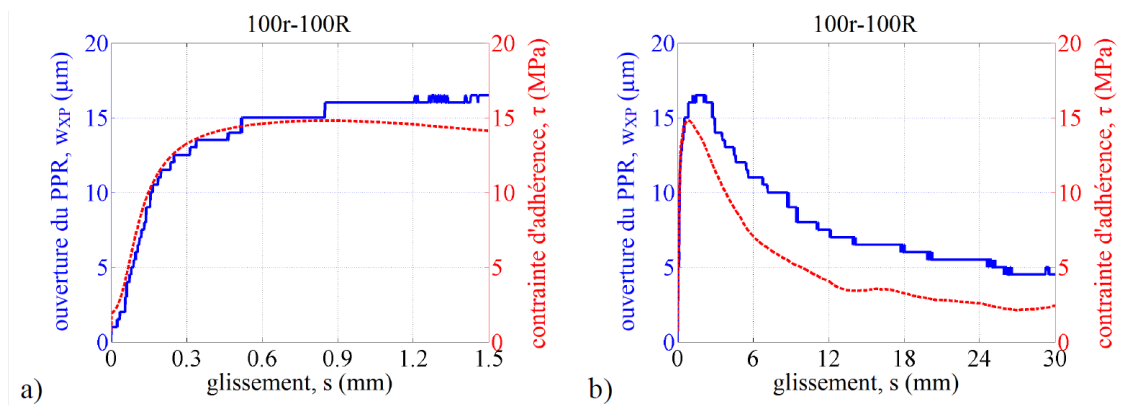


FIGURE G.4 – Mise en évidence expérimentale du couplage longitudinal/transversal (béton 100r-100R).

## G.2 Résultats acoustiques

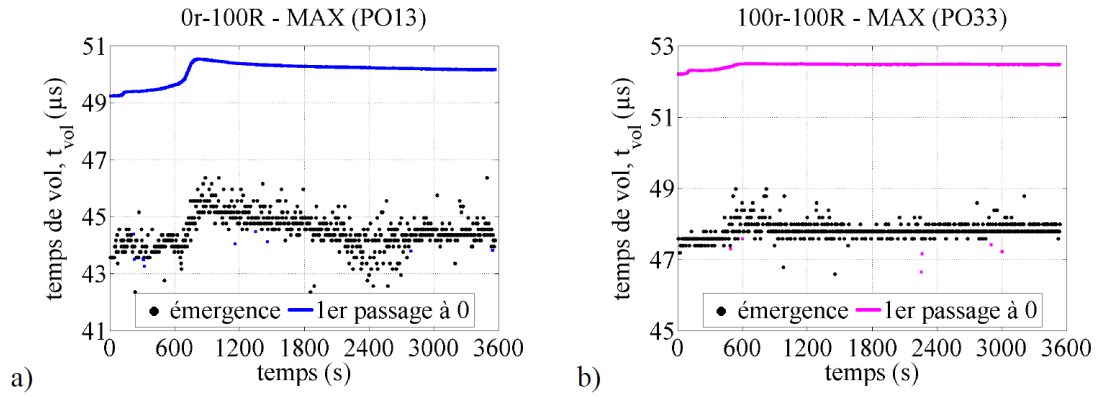


FIGURE G.5 – Évolution conjointe type du temps de vol et de celui du premier passage à 0 au cours d'un essai d'arrachement : a) béton 0r-100R, b) béton 100r-100R.

## Annexe H

# Démonstrations relatives aux scénarios d'endommagement

### H.1 Transition P(r) entre les chemins acoustiques P2 et P3

Un lien entre le diamètre  $d_{min}$  du noyau de l'armature, la progression  $r$  de l'endommagement et la longueur  $d(r)$  de la corde associée à  $r$  est établi en utilisant le théorème de Pythagore :

$$\left(\frac{d_{min}}{2}\right)^2 = \left(\frac{d(r)}{2}\right)^2 + r^2 \quad (\text{H.1})$$

$$d(r) = \sqrt{d_{min}^2 - 4r^2} \quad (\text{H.2})$$

On rappelle l'équation 10.4 qui exprime le temps de vol  $t_{vol,P2}$  correspondant au scénario 1 d'endommagement (i.e. chemin acoustique P2, figure 10.22-a) :

$$t_{vol,P2} = \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}} - d_{min} \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}}$$

De manière analogue à cette équation, le temps de vol associé au chemin acoustique  $P(r)$  intermédiaire entre P2 et P3 est donné par l'équation H.3

$$t_{vol,P(r)} = \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}} - d(r) \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (\text{H.3})$$

On déduit de ces deux dernières équations la variation  $\Delta t_{P2-P(r)}$  du temps de vol associée à une progression  $r$  de l'endommagement de part et d'autre des sommets des verrous de l'armature.

$$\Delta t_{P2-P(r)} = [d_{min} - d(r)] \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (\text{H.4})$$

Soit, en utilisant l'expression de  $d(r)$  précédemment introduite :

$$\Delta t_{P2-P(r)} = \left( d_{min} - \sqrt{d_{min}^2 - 4r^2} \right) \frac{c_{P,s} - c_{P,c}}{c_{P,s} \cdot c_{P,c}} \quad (\text{H.5})$$

CQFD

## H.2 Progression $r_{cr}^*$ de la densité critique de microfissuration

On exprime dans un premier temps la longueur L (figure 10.27-a) :

$$L^2 = \left( \frac{d_{E1-R1}}{2} \right)^2 + (r_{cr}^*)^2 \quad (\text{H.6})$$

$$L = \frac{\sqrt{d_{E1-R1}^2 + (2r_{cr}^*)^2}}{2} \quad (\text{H.7})$$

On rappelle l'équation 10.5 qui exprime le temps de vol  $t_{vol,P3}$  correspondant au scénario 2 d'endommagement (i.e. chemin acoustique P3, figure 10.22-b) :

$$t_{vol,P3} = \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}}$$

D'autre part, on exprime le temps de vol correspondant au chemin acoustique P4 pour une progression  $r_{cr}^*$  quelconque de la densité critique de microfissuration (figure 10.27-a) :

$$t_{vol,P4} = \frac{2L}{c_{P,c}} \quad (\text{H.8})$$

d'où, en tenant compte de l'expression de L construite précédemment :

$$t_{vol,P4} = \frac{\sqrt{d_{E1-R1}^2 + (2r_{cr}^*)^2}}{c_{P,c}} \quad (\text{H.9})$$

On déduit des temps de vol  $t_{vol,P3}$  et  $t_{vol,P4}$  la variation  $\Delta t_{P3-P4}(r_{cr}^*)$  du temps de vol associée à une progression  $r_{cr}^*$  de la densité critique de microfissuration :

$$\Delta t_{P3-P4} = \frac{\sqrt{d_{E1-R1}^2 + (2r_{cr}^*)^2}}{c_{P,c}} - \frac{d_{E1-R1}}{c_{P,c}} \quad (\text{H.10})$$

ANNEXE H - Démonstrations relatives aux scénarios d'endommagement

$$c_{P,c} \Delta t_{P3-P4} = \sqrt{d_{E1-R1}^2 + (2r_{cr}^*)^2} - d_{E1-R1} \quad (\text{H.11})$$

$$(2r_{cr}^*)^2 = [c_{P,c} \Delta t_{P3-P4} + d_{E1-R1}]^2 - d_{E1-R1}^2 \quad (\text{H.12})$$

$$r_{cr}^* = \frac{\sqrt{c_{P,c}^2 \Delta t_{P3-P4}^2 + 2 d_{E1-R1} c_{P,c} \Delta t_{P3-P4}}}{2} \quad (\text{H.13})$$

CQFD

## ANNEXE H - Démonstrations relatives aux scénarios d'endommagement

# Bibliographie

- C. ALLÈGRE : *Les fureurs de la Terre*. Odile Jacob, 1987.
- ALLOPROF : *Science et technologie - Les ondes [en ligne]*. (Service de formation gratuite), 2018. Disponible sur : <http://www.alloprof.qc.ca> (consulté en juin 2018).
- M. AREZOUMANDI, A. SMITH, J. S. VOLZ et K. H. KHAYAT : An experimental study on flexural strength of reinforced concrete beams with 100% recycled concrete aggregate. *Engineering Structures*, 88:154–162, 2015.
- Z. P. BAŽANT : Mechanics of distributed cracking. *Applied Mechanics Review*, 39(5):673–705, 1986.
- Z. P. BAŽANT : Concrete fracture models : testing and practice. *Engineering Fracture Mechanics*, 69(2):165–205, 2002.
- Z. P. BAŽANT et B. H. OH : Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Construction*, 16(3):155–177, 1983.
- Z. P. BAŽANT et J. PLANAS : *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. CRC Press, december 1997.
- Z. P. BAŽANT et Q. YU : Size effect in fracture of concrete specimens and structures : new problems and progress. *Acta Polytechnica*, 44(5-6), 2004.
- M. BAHAAADDINI, P. C. HAGAN, R. MITRA et M. H. KHOSRAVI : Experimental and numerical study of asperity degradation in the direct shear test. *Engineering Geology*, 204:41–52, 2016.
- W. H. BAI et B. X. SUN : Experimental study on flexural behavior of recycled coarse aggregate concrete beam. *Applied Mechanics and Materials*, 29:543–548, 2010.
- N. K. BAIRAGI, H. S. VIDYADHARA et K. RAVANDE : Mix design procedure for recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 4(4):188–193, 1990.
- N. BARTON : Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses : Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4):249–261, 2013.
- S. BRAYMAND, S. ROUX, H. FARES, K. DÉODONNE et F. FEUGEAS : Separation and quantification of attached mortar in recycled concrete aggregates. *Waste and Biomass Valorization*, 8(5):1393–1407, 2017.



- M. BRECCOLOTTI et A. L. MATERAZZI : Structural reliability of bonding between steel rebars and recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 47:927–934, 2013.
- D. BREYSSE : *Non-Destructive Assessment of Concrete Structures : Reliability and Limits of Single and Combined Techniques : State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 207-INR*. Springer Science & Business Media, 2012.
- J. CAIRNS et G. A. PLIZZARI : Towards a harmonised european bond test. *Materials and Structures*, 36(8):498–506, 2003.
- C. CAO, T. REN, C. COOK et Y. CAO : Analytical approach in optimising selection of rebar bolts in preventing rock bolting failure. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 72:16–25, 2014.
- E. P. CARVALHO, M. P. MIRANDA, D. S. G. FERNANDES et G. V. ALVES : Comparison of test methodologies to evaluate steel-concrete bond strength of thin reinforcing bar. *Construction and Building Materials*, 183:243–252, 2018.
- M. CASUCCIO, M. C. TORRIJOS, G. GIACCIO et R. ZERBINO : Failure mechanism of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 22(7):1500–1506, 2008.
- L. CEDOLIN et G. CUSATIS : Identification of concrete fracture parameters through size effect experiments. *Cement and Concrete Composites*, 30(9):788–797, 2008.
- H. H. CHEN et R. K. L. SU : Tension softening curves of plain concrete. *Construction and Building Materials*, 44:440–451, 2013.
- L. CHIRIATTI, H. HAFID, H. R. MERCADO-MENDOZA, K. L. APEDO, C. FOND et F. FEUGEAS : Influence of recycled concrete aggregate content on the rebar concrete bond properties through pull-out tests and acoustic emission measurements. 2018. URL <https://waset.org/publications/10008669/>.
- B. COTTERELL et Y.-W. MAI : Crack growth resistance curve and size effect in the fracture of cement paste. *Journal of Materials Science*, 22(8):2734–2738, 1987.
- G. CUSATIS et L. CEDOLIN : Two-scale study of concrete fracturing behavior. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(1):3–17, 2007.
- G. CUSATIS et E. A. SCHAUFFERT : Cohesive crack analysis of size effect. *Engineering Fracture Mechanics*, 76(14):2163–2173, 2009.
- D.-T. DAO : *Multi-recyclage du béton hydraulique*. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, 2012.
- A. DAOUD, O. MAUREL et C. LABORDERIE : 2D mesoscopic modelling of bar-concrete bond. *Engineering Structures*, 49:696–706, 2013.

- D. DARWIN et E. K. GRAHAM : Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars. Rapport technique, University of Kansas Center for Research, Inc., 1993.
- J. DE BRITO et N. SAIKIA : *Recycled aggregate in concrete : use of industrial, construction and demolition waste*. Springer, 2012.
- J. A. DEN UJIL et A. J. BIGAJ : A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. *HERON*, 41:201–226, 1996.
- N. DOMINGUEZ : *Étude de la liaison acier-béton : de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi "béton armé"*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2005.
- E. D. DZAYE, G. DE SCHUTTER et D. G. AGGELIS : Study on mechanical acoustic emission sources in fresh concrete. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 18(3):742–754, 2018.
- R. ELIGEHAUSEN, E. P. POPOV et V. V. BERTERO : Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Rapport technique UCB/EERC-83/23, October 1983.
- R. H. EVANS et M. S. MARATHE : Microcracking and stress-strain curves for concrete in tension. *Materials and Structures*, (1):61–64, 1968.
- G. FATHIFAZL, A. ABBAS, A. G. RAZAQPUR, O. B. ISGOR, B. FOURNIER et S. FOO : New mixture proportioning method for concrete made with coarse recycled concrete aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21(10):601–611, 2009.
- I. FERNANDEZ, M. ETXEBERRIA et A. R. MARI : Ultimate bond strength assessment of uncorroded and corroded reinforced recycled aggregate concretes. *Construction and Building Materials*, 111:543–555, 2016.
- FFB : *Déchets de chantier, les réponses aux questions que vous vous posez [en ligne]*. Fédération Française du Bâtiment, 2016. Disponible sur : [www.dechets-chantier.ffbatiment.fr](http://www.dechets-chantier.ffbatiment.fr) (consulté en juin 2018).
- FIB : *Bond of reinforcement in concrete : state-of-art report, bulletin 10*. fib (CEB-FIP), 2000.
- P. G. GAMBAROVA : Modelling of interface problems in reinforced concrete. *IABSE Report*, 54:1–16, 1987.
- P. G. GAMBAROVA et G. P. ROSATI : Bond and splitting in bar pull-out : behavioural laws and concrete cover role. *Magazine of Concrete Research*, 49(179):99–110, 1997.
- P. G. GAMBAROVA, G. P. ROSATI et B. ZASSO : Steel-to-concrete bond after concrete splitting : constitutive laws and interface deterioration. *Materials and Structures*, 22(5):347–356, 1989a.

- P. G. GAMBAROVA, G. P. ROSATI et B. ZASSO : Steel-to-concrete bond after concrete splitting : test results. *Materials and Structures*, 22(1):35–47, 1989b.
- M. GHANDEHARI, S. KRISHNASWAMY et S. SHAH : Technique for evaluating kinematics between rebar and concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(2):234–241, 1999.
- M. GHANDEHARI, S. KRISHNASWAMY et S. SHAH : Bond-induced longitudinal fracture in reinforced concrete. *Journal of Applied Mechanics*, 67(4):740–748, 2000.
- E. GHORBEL et G. WARDEH : Influence of recycled coarse aggregates incorporation on the fracture properties of concrete. *Construction and Building Materials*, 154:51–60, 2017.
- E. GIURIANI : Experimental investigation on the bond-slip law of deformed bars in concrete. In *IABSE colloquium on advanced mechanics of reinforced concrete, Delft, Netherlands*, volume 34, pages 121–142, 1981.
- E. GIURIANI et G. A. PLIZZARI : Interrelation of splitting and flexural cracks in RC beams. *Journal of Structural Engineering*, 124(9):1032–1049, 1998.
- Y. GOTO : Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal*, 68(4):244–251, 1971.
- J.-L. GRANJU : *Introduction au béton armé : théorie et applications courantes selon l'Eurocode 2*. Édition Eyrolles, 2014.
- G. GRASSELLI : *Shear strength of rock joints based on quantified surface description*. Thèse de doctorat, EPFL Lausanne, 2001.
- A. A. GRÊT : *Time-lapse monitoring with coda wave interferometry*. Thèse de doctorat, Colorado School of Mines, 2004.
- E. GUDONIS, R. KACIANAUSKAS, V. GRIBNIAK, A. WEBER, R. JAKUBOVSKIS et G. KAKLAUSKAS : Mechanical properties of the bond between GFRP reinforcing bars and concrete. *Mechanics of Composite Materials*, 50(4):457–466, 2014.
- G. V. GUINEA, M. ELICES et J. PLANAS : Assessment of the tensile strength through size effect curves. *Engineering Fracture Mechanics*, 65(2):189–207, 2000.
- P. K. GUPTA, Z. A. KHAUDHAIR et A. K. AHUJA : A new method for proportioning recycled concrete. *Structural Concrete*, 17(4):677–687, 2016.
- T. C. HANSEN : *Recycling of demolished concrete and masonry (RILEM report n° 6)*. Taylor & Francis, 1992.
- D. D. HIGGINS et J. E. BAILEY : Fracture measurements on cement paste. *Journal of Materials Science*, 11(11):1995–2003, 1976.
- A. HILLERBORG, M. MODÉER et P. E. PETERSSON : Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6):773–781, 1976.

- K. A. HOSSAINI, N. BABANOURI et S. K. NASAB : The influence of asperity deformability on the mechanical behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70:154–161, 2014.
- I. S. IGNJATOVIĆ, S. B. MARINKOVIĆ, Z. M. MIŠKOVIĆ et A. R. SAVIĆ : Flexural behavior of reinforced recycled aggregate concrete beams under short-term loading. *Materials and Structures*, 46(6):1045–1059, 2013.
- M. JEBLI, F. JAMIN, E. MALACHANNE, E. GARCIA-DIAZ et M. S. EL YOUSOUFI : Experimental characterization of mechanical properties of the cement-aggregate interface in concrete. *Construction and Building Materials*, 161:16–25, 2018.
- M. JIRÁSEK : Modelling of localized damage and fracture in quasibrittle materials. *Lecture Notes in Physics*, pages 17–30, 2001.
- K. H. KHAYAT : Use of viscosity-modifying admixture to reduce top-bar effect of anchored bars cast with fluid concrete. *Materials Journal*, 95(2):158–167, 1998.
- E. KHOURY, W. AMBROS, B. CAZACLIU, C. H. SAMPAIO et S. REMOND : Heterogeneity of recycled concrete aggregates, an intrinsic variability. *Construction and Building Materials*, 175:705–713, 2018.
- S.-W. KIM et H.-D. YUN : Influence of recycled coarse aggregates on the bond behavior of deformed bars in concrete. *Engineering Structures*, 48:133–143, 2013.
- S.-W. KIM et H.-D. YUN : Evaluation of the bond behavior of steel reinforcing bars in recycled fine aggregate concrete. *Cement and Concrete Composites*, 46:8–18, 2014.
- D. KUNWUFINE : *Études des caractéristiques physico-chimiques des bétons de granulats recyclés et de leur impact environnemental*. Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, 2015.
- S. LAFAYE, C. GAUTHIER et R. SCHIRRER : Analysis of the apparent friction of polymeric surfaces. *Journal of Materials Science*, 41(19):6441–6452, 2006.
- O. LEIBOVICH, A. N. DANCYGIER et D. Z. YANKELEVSKY : An innovative experimental procedure to study local rebar-concrete bond by direct observations and measurements. *Experimental Mechanics*, 56(5):673–682, 2016.
- O. LEIBOVICH, D. Z. YANKELEVSKY et A. N. DANCYGIER : Direct digital image analysis of local displacements and strains in a pull-out test. *Structures*, 14:230–242, 2018.
- R. L’HERMITTE : Influence de la dimension absolue sur la résistance à la flexion. *Annales de l’ITBTP*, (309-310):39–41, 1973.
- B. M. LIAW, F. L. JEANG, J. J. DU, N. M. HAWKINS et A. S. KOBAYASHI : Improved nonlinear model for concrete fracture. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(2):429–445, 1990.

- I. LILLAMAND, J.-F. CHAIX, M.-A. PLOIX et V. GARNIER : Acoustoelastic effect in concrete material under uni-axial compressive loading. *Ndt & E International*, 43(8):655–660, 2010.
- S. LIU, Z. B. BUNDUR, J. ZHU et R. D. FERRON : Evaluation of self-healing of internal cracks in biomimetic mortar using coda wave interferometry. *Cement and Concrete Research*, 83:70–78, 2016.
- P. LURA, G. A. PLIZZARI et P. RIVA : 3D finite-element modelling of splitting-crack propagation. *Magazine of Concrete Research*, 54(6):481–494, 2002.
- M. MAEDA, S. OTANI et H. AOYAMA : Effect of confinement on bond splitting behavior in reinforced concrete beams. *Structural Engineering International*, 5(3):166–171, 1995.
- L. J. MALVAR : Bond of reinforcement under controlled confinement. *Materials*, 89(6):593–601, 1992.
- J. MAZARS : L’effet d’échelle dans les structures en béton. *Revue Française de Géotechnique*, (49):15–24, 1989.
- MC2010 : *CEB-FIP Model Code 2010 : final draft*. Fédération Internationale du Béton (fib), International Federation for Structural Concrete, 2013.
- M. J. MCGINNIS, M. DAVIS, A. De la ROSA, B. D. WELDON et Y. C. KURAMA : Strength and stiffness of concrete with recycled concrete aggregates. *Construction and Building Materials*, 154:258–269, 2017.
- K. MCNEIL et T. H.-K. KANG : Recycled concrete aggregates : A review. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(1):61–69, 2013.
- H. H. MIHASHI et N. NOMURA : Microcracking and tension-softening properties of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 14(2):91–103, 1992.
- MISTRAS : *Manuel de référence du système PCI-2 - Extraction des propriétés d’une salve EA [document pdf]*. MISTRAS GROUP SA, 2011. [www.mistrasgroup.com](http://www.mistrasgroup.com).
- M. MOOSAVI et W. F. BAWDEN : Shear strength of portland cement grout. *Cement and Concrete Composites*, 25(7):729–735, 2003.
- MTES : *Datalab essentiel n° 96 - Entreprises du BTP, 227,5 millions de tonnes de déchets en 2014 [en ligne]*. Ministère de la Transition Écologique et Solidaire, 2017. Disponible sur : [www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr](http://www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr) (consulté en juin 2018).
- A. R. MURTHY, B. L. KARIHALOO et N. R. IYER : Bilinear tension softening diagrams of concrete mixes corresponding to their size-independent specific fracture energy. *Construction and Building Materials*, 47:1160–1166, 2013.
- A. R. MURTHY, G. S. PALANI et N. R. IYER : State-of-the-art review on fracture analysis of concrete structural components. *Sadhana*, 34(2):345–367, 2009.

- NF-EN-10080 : *Aciers pour l'armature du béton (steel reinforcing bars for the reinforcement of concrete)*. Association Française de Normalisation (AFNOR), 2005.
- NF-EN-1097-2 : *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation*. AFNOR, 2001.
- NF-EN-1097-5 : *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 5 : détermination de la teneur en eau par séchage en étuve ventilée*. AFNOR, 2008.
- NF-EN-1097-6 : *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau*. AFNOR, 2001.
- NF-EN-12390-13 : *Essais pour béton durci - Partie 13 : détermination du module sécant d'élasticité en compression*. AFNOR, 2014.
- NF-EN-12390-3 : *Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes*. AFNOR, 2012.
- NF-EN-12390-5 : *Essais pour béton durci - Partie 5 : résistance à la flexion sur éprouvettes*. AFNOR, 2012.
- NF-EN-12390-6 : *Essais pour béton durci - Partie 6 : détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes*. AFNOR, 2012.
- NF-EN-12390-7 : *Essais pour béton durci - Partie 7 : masse volumique du béton durci*. AFNOR, 2012.
- NF-EN-12620+A1 : *Granulats pour béton*. AFNOR, 2008.
- NF-EN-197-1 : *Ciment - Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*. AFNOR, 2012.
- NF-EN-1992 : *Eurocode 2 : calcul des structures en béton, règles générales et règles pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation (CEN), 2005.
- NF-EN-480-8 : *Adjuvants pour béton, mortier et coulis - Partie 8 : détermination de l'extrait sec conventionnel*. AFNOR, 2012.
- C. V. NIELSEN et N. BIĆANIĆ : Radial fictitious cracking of thick-walled cylinder due to bar pull-out. *Magazine of Concrete Research*, 54(3):215–221, 2002.
- I. M. NIKBIN, R. R. SAMAN et H. ALLAHYARI : A new empirical formula for prediction of fracture energy of concrete based on the artificial neural network. *Engineering Fracture Mechanics*, 186:466–482, 2017.
- J.-P. OLLIVIER et A. VICHOT : *La durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.

- S. OMARY, E. GHORBEL et G. WARDEH : Relationships between recycled concrete aggregates characteristics and recycled aggregates concretes properties. *Construction and Building Materials*, 108:163–174, 2016.
- K. PANDURANGAN, A. DAYANITHY et S. O. PRAKASH : Influence of treatment methods on the bond strength of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 120:212–221, 2016.
- S.-S. PARK, S.-J. KIM, K. CHEN, Y.-J. LEE et S.-B. LEE : Crushing characteristics of a recycled aggregate from waste concrete. *Construction and Building Materials*, 160:100–105, 2018.
- F. D. PATTON : Multiple modes of shear failure in rock. *In Proceedings of the 1st ISRM Congress*. International Society for Rock Mechanics, 1966.
- M. PEPE : *A conceptual model for designing recycled aggregate concrete for structural applications*. Springer, 2015.
- M. PEPE, R. D. TOLEDO FILHO, E. A. B. KOENDERS et E. MARTINELLI : A novel mix design methodology for recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 122:362–372, 2016.
- J. PERCHAT : *Béton armé*. CHEC (centre des hautes études de la construction), 1992.
- J. PERCHAT : *Traité de béton armé selon l'Eurocode 2*. Le Moniteur, 2 édition, août 2013.
- T. PLANÈS et E. LAROSE : A review of ultrasonic coda wave interferometry in concrete. *Cement and Concrete Research*, 53:248–255, 2013.
- G. PLIZZARI, T. KLINK et V. SLOWIK : Investigation into the failure of concrete rings under inner pressure. *In Proceedings of the international conference FraMCoS-3, Gifu, Japan*, volume 16, pages 1311–1320, 1998.
- C. S. POON, Z. H. SHUI et L. LAM : Effect of microstructure of itz on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. *Construction and Building Materials*, 18 (6):461–468, 2004.
- S. M. POUR et M. S. ALAM : Investigation of compressive bond behavior of steel rebar embedded in concrete with partial recycled aggregate replacement. *Structures*, 7:153–164, 2016.
- M. J. R. PRINCE, G. GAURAV et B. SINGH : Splice strength of deformed steel bars embedded in recycled aggregate concrete. *Structures*, 10:130–138, 2017.
- M. J. R. PRINCE et B. SINGH : Influence of treatment methods on the bond strength of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 49:852–862, 2013.
- G. PROKOPSKI : Influence of water-cement ratio on micro-cracking of ordinary concrete. *Journal of Materials Science*, 26(23):6352–6356, 1991.

- A. QUIVIGER : *Ultrasons diffus pour la caractérisation d'une fissure dans le béton. : approche linéaire et non linéaire*. Thèse de doctorat, Université Aix-Marseille, 2012.
- H. W. REINHARDT et J. WEERHEIJM : Tensile fracture of concrete at high loading rates taking account of inertia and crack velocity effects. *International Journal of Fracture*, 51(1):31–42, 1991.
- B. RICHARD : *Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion - la problématique de la modélisation de l'interface acier/béton en présence de corrosion*. Thèse de doctorat, Université Paris Est, 2010.
- D. RICOTIER : *Dimensionnement des structures en béton selon l'Eurocode 2 : de la descente de charges aux plans de ferrailage*. Le Moniteur Edition, 2012.
- RILEM-RC6 : *Technical recommendations for the testing and use of construction materials, RC-6 : Bond test for reinforcement steel (2. Pull-out test)*. E & FN Spon, 1994.
- P. E. ROELFSTRA et H. SADOUKI : Fracture process in numerical concrete. *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*. FH Wittmann ed. Elsevier, Amsterdam, pages 105–116, 1986.
- P. ROSSI et S. RICHER : Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach. *Materials and Structures*, (119):334–337, 1987.
- S. SAEB et B. AMADEI : Modelling rock joints under shear and normal loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 29 (3):267–278, 1992.
- R. V. SAGAR : Acoustic emission characteristics of reinforced concrete beams with varying percentage of tension steel reinforcement under flexural loading. *Case Studies in Construction Materials*, 6:162–176, 2017.
- J. SALIBA : *Apport de l'émission acoustique dans la compréhension et la modélisation du couplage fluage-endommagement du béton*. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes (ECN), 2012.
- V. E. SAOUMA et D. NATEKAR : Cohesive stresses and size effect in quasi-brittle materials. *Sadhana*, 27(4):461–466, 2002.
- T. SEDRAN : *Rapport du PN RECYBETON, thème 0 - Mise au point des formules de béton de référence (version 2)*. IFSTTAR, Centre de Nantes, Département Matériaux et Structures, 2013.
- T. SEDRAN et F. de LARRARD : *BétonlabPro3, Logiciel de formulation des bétons*. 2008. URL <http://betonlabpro.ifsttar.fr/>.
- D. S. SEO et H. B. CHOI : Effects of the old cement mortar attached to the recycled aggregate surface on the bond characteristics between aggregate and cement mortar. *Construction and Building Materials*, 59:72–77, 2014.



- D. SHEN, X. SHI, H. ZHANG, X. DUAN et G. JIANG : Experimental study of early-age bond behavior between high strength concrete and steel bars using a pull-out test. *Construction and Building Materials*, 113:653–663, 2016.
- R. SNIEDER : Coda wave interferometry and the equilibration of energy in elastic media. *Physical review E*, 66(4):046615–1–046615–8, 2002.
- T. A. SOYLEV et R. FRANÇOIS : Quality of steel-concrete interface and corrosion of reinforcing steel. *Cement and Concrete Research*, 33(9):1407–1415, 2003.
- C. SUN, D. A. LANGE, J. XIAO et T. DING : Contact behavior between cracked surfaces of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 155:1168–1178, 2017.
- M. TALAAT et K. M. MOSALAM : On bond failure by splitting of concrete cover surrounding anchored bars. *Proceedings of the international conference FraMCoS-6, Catania, Italy*, pages 789–797, 2007.
- S. P. TASTANI et S. J. PANTAZOPOULOU : Experimental evaluation of the direct tension-pullout bond test. *Proceedings of the international conference Bond in Concrete, Budapest, Hungary*, pages 268–276, 2002.
- S. P. TASTANI et S. J. PANTAZOPOULOU : Behavior of corroded bar anchorages. *ACI Structural Journal*, 104(6):756–766, 2007.
- S. P. TASTANI et S. J. PANTAZOPOULOU : Direct tension pullout bond test : Experimental results. *Journal of Structural Engineering*, 136(6):731–743, 2010.
- S. P. TASTANI et S. J. PANTAZOPOULOU : Reinforcement and concrete bond : state determination along the development length. *Journal of Structural Engineering*, 139(9):1567–1581, 2013.
- RILEM TC 50-FMC : *Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-point Bend Tests on Notched Beams*. 1985.
- R. TEPFERS : *A theory of bond applied to tensile reinforcement splices for deformed bars*. Thèse de doctorat, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1973.
- R. TEPFERS : Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 31(106):3–12, 1979.
- R. TEPFERS et P.-A. OLSSON : Ring test for evaluation of bond properties of reinforcing bars. *Proceedings of the international conference Bond in Concrete, Riga, Latvia*, pages 89–99, 1992.
- J. THOMAS, N. N. THAICKAVIL et P. M. WILSON : Strength and durability of concrete containing recycled concrete aggregates. *Journal of Building Engineering*, 19:349–365, 2018.
- S. TIMOSHENKO et J. N. GOODIER : *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill Book Company, 1951.

- A. TIXIER : *Analyse du comportement de l'interface acier-béton par essai push-in, mesures par fibres optiques et modélisation par éléments finis*. Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes, France, 2013.
- A. TORRE-CASANOVA : *Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul des structures industrielles*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2012.
- A. TORRE-CASANOVA, L. JASON, L. DAVENNE et X. PINELLI : Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure. *Engineering Fracture Mechanics*, 97:92–104, 2013.
- UNPG : *Le livre blanc de l'UNPG - Carrières & granulats à l'horizon 2030 [en ligne]*. Union Nationale des Producteurs de Granulats, 2016. Disponible sur : [www.unpg.fr](http://www.unpg.fr) (consulté en juin 2018).
- UNPG : *L'industrie française des granulats - Édition 2017/2018 relative aux données de 2016 [en ligne]*. Union Nationale des Producteurs de Granulats, 2018. Disponible sur : [www.unpg.fr](http://www.unpg.fr) (consulté en juin 2018).
- J. G. M. VAN MIER : *Concrete fracture : a multiscale approach*. CRC press, 2012.
- K. P. VERIAN, W. ASHRAF et Y. CAO : Properties of recycled concrete aggregate and their influence in new concrete production. *Resources, Conservation and Recycling*, 133:30–49, 2018.
- I. VERVISCH-FORTUNÉ : *Sensibilité de la technique d'émission acoustique à la corrosion des armatures dans le béton*. Thèse de doctorat, Université Toulouse III-Paul Sabatier, 2009.
- L. WANG, J. YI, H. XIA et L. FAN : Experimental study of a pull-out test of corroded steel and concrete using the acoustic emission monitoring method. *Construction and Building Materials*, 122:163–170, 2016.
- X. WANG et X. LIU : A strain-softening model for steel-concrete bond. *Cement and Concrete Research*, 33(10):1669–1673, 2003.
- G. WARDEH et E. GHORBEL : Prediction of fracture parameters and strain-softening behavior of concrete : effect of frost action. *Materials and Structures*, 48(1-2):123–138, 2015.
- J. WEERHEIJM : *Understanding the tensile properties of concrete*. Woodhead Publishing, 1 édition, july 2013.
- F. H. WITTMANN et X. HU : Fracture process zone in cementitious materials. *International Journal of Fracture*, 51(1):3–18, 1991.
- J. XIAO et H. FALKNER : Bond behaviour between recycled aggregate concrete and steel rebars. *Construction and Building Materials*, 21(2):395–401, 2007.

- H. YANG, Z. DENG et J. M. INGHAM : Bond position function between corroded reinforcement and recycled aggregate concrete using beam tests. *Construction and Building Materials*, 127:518–526, 2016a.
- H. YANG, W. LAN, Y. QIN et J. WANG : Evaluation of bond performance between deformed bars and recycled aggregate concrete after high temperatures exposure. *Construction and Building Materials*, 112:885–891, 2016b.
- A. ZAREMBOWITCH : *Les ultrasons*. Presses universitaires de France, 2003.
- J. ZHANG, T. FAN, H. MA et Z. LI : Monitoring setting and hardening of concrete by active acoustic method : effects of water-to-cement ratio and pozzolanic materials. *Construction and Building Materials*, 88:118–125, 2015.
- Y. ZHANG : *Contrôle de santé des matériaux et structures par analyse de la coda ultrasonore*. Thèse de doctorat, Université Nantes Angers Le mans, 2013.
- Y. ZHANG, O. ABRAHAM, F. GRONDIN, A. LOUKILI, V. TOURNAT, A. LE DUFF, B. LASCOURP et O. DURAND : Study of stress-induced velocity variation in concrete under direct tensile force and monitoring of the damage level by using thermally-compensated coda wave interferometry. *Ultrasonics*, 52(8):1038–1045, 2012.

# Table des figures

1.1	Production nationale annuelle de granulats . . . . .	7
1.2	Origine de la ressource française en granulats . . . . .	8
1.3	Part des granulats recyclés dans la production nationale annuelle . . . . .	9
1.4	Photographie de GBR utilisés dans le cadre du PN RECYBETON . . . . .	11
1.5	Corrélation entre diamètre du GBR et sa proportion de mortier accolé . . . . .	12
1.6	Distribution du coefficient d'absorption d'eau pour un fuseau granulaire recyclé étroit 6,3/10 mm . . . . .	13
1.7	Analyse comparative entre granulats naturels et recyclés . . . . .	14
1.8	Résultat d'essais de Los Angeles sur différents fuseaux de gravillons naturels et recyclés . . . . .	16
1.9	L'auréole de transition . . . . .	18
2.1	Perturbation d'un milieu traversé par une onde acoustique . . . . .	22
2.2	Ondes de pression (P) et ondes de cisaillement (S) . . . . .	23
2.3	Principe du dispositif expérimental de mesure de la vitesse de propagation du son en émission/réception . . . . .	25
2.4	Régimes de diffusion d'une onde acoustique . . . . .	26
2.5	Effet piézoélectrique direct pour le quartz . . . . .	27
2.6	Schéma de principe d'un transducteur piézoélectrique . . . . .	28
2.7	Principe de localisation d'une émission acoustique . . . . .	29
2.8	Principaux paramètres d'une émission acoustique type . . . . .	30
2.9	Exemples de mesures en émission/réception . . . . .	31
2.10	Séquence d'arrivée type des ondes acoustiques . . . . .	32
2.11	Évolution de la signature acoustique d'un volcan . . . . .	33
3.1	Influence de l'hétérogénéité des contraintes de traction sur la zone de rupture . . . . .	36
3.2	Courbes contrainte-déformation du béton en traction uniaxiale . . . . .	38
3.3	Modélisation discrète de la localisation de la rupture . . . . .	39
3.4	Influence des défauts sur l'endommagement et la rupture du béton . . . . .	40
3.5	Influence des granulats sur l'endommagement et la rupture du béton . . . . .	41
3.6	Processus d'endommagement associés à la ruine du béton en traction . . . . .	42
3.7	Modélisation de la zone d'élaboration . . . . .	43
3.8	Limites de la zone d'élaboration . . . . .	45
3.9	Quelques travaux significatifs relatifs à l'étude des contraintes cohésives . . . . .	47
3.10	Modélisation affinée du comportement du béton endommagé . . . . .	49

3.11	Principaux paramètres relatifs à l'énergie de rupture . . . . .	50
3.12	Mise en évidence expérimentale de l'effet d'échelle . . . . .	51
4.1	La contrainte d'adhérence . . . . .	54
4.2	Paramétrage de la géométrie d'une barre HA . . . . .	56
4.3	Niveaux de représentation de la liaison a-b . . . . .	57
4.4	Mécanismes locaux de rupture à l'interface a-b . . . . .	58
4.5	Tests de laboratoire pour l'adhérence a-b . . . . .	59
4.6	Conception type d'une éprouvette d'essai d'arrachement . . . . .	60
4.7	Comportement longitudinal type de l'interface a-b . . . . .	62
4.8	Modélisation du comportement longitudinal de l'adhérence a-b . . . . .	64
4.9	Équilibre des forces dans une éprouvette d'essai d'arrachement . . . . .	66
4.10	Étude expérimentale de la fissuration de scission d'un disque de béton soumis à une pression interne . . . . .	68
4.11	Simulation numérique du faciès de fissuration de scission . . . . .	69
4.12	Étude expérimentale du développement d'une fissure de scission induite par l'arrachement d'une armature HA . . . . .	70
4.13	Modèle du double cylindre . . . . .	72
4.14	Représentation du critère de rupture de Mohr-Coulomb . . . . .	75
4.15	Aperçu des résultats de Ghandehari et al. . . . .	76
4.16	Dispositif expérimental et aperçu des résultats de Malvar . . . . .	77
4.17	Dispositif expérimental et aperçu des résultats de Gambarova et al. . . . .	78
4.18	Dispositif expérimental et aperçu des résultats de Tepfers et Olsson . . . . .	79
4.19	Schématisation du critère de compatibilité cinématique . . . . .	81
4.20	Exemples de mécanismes d'endommagement associés au comportement longitudinal de l'adhérence a-b . . . . .	83
5.1	Comportement longitudinal type de l'interface a-b . . . . .	89
5.2	Comportement longitudinal type de l'interface a-b . . . . .	90
5.3	Enveloppe des résistances au cisaillement sous différents niveaux de contrainte normale . . . . .	91
5.4	Mécanismes d'endommagement associés à l'atteinte de la résistance dite d'adhésion chimique . . . . .	93
5.5	Corrélations $\sigma - w_{fpz}$ pour différents enrobages relatifs . . . . .	97
5.6	Classification et couplage des grandeurs physiques du modèle analytique de l'adhérence a-b proposé . . . . .	100
5.7	Articulations entre les grandeurs physiques du modèle analytique de l'adhérence a-b proposé . . . . .	101
6.1	Points de détails du dispositif expérimental . . . . .	106
6.2	Courbes $\tau - s$ du béton 100 % recyclé instrumenté en EA . . . . .	106
6.3	Cartographie des EA . . . . .	107
6.4	Distribution des EA . . . . .	108
6.5	Schématisation de la butée de l'armature contre le béton. . . . .	110
6.6	Paramétrage de l'enfoncement de l'armature dans le béton. . . . .	111

6.7	Décomposition de la contrainte radiale selon les axes principaux de la section de l'armature. . . . .	112
6.8	Équilibre transversal de la section de l'armature. . . . .	113
6.9	Évolution du paramètre $R_F$ selon l'ellipticité de la section de l'armature. . . . .	116
6.10	Interprétation de l'enregistrement des EA. . . . .	117
7.1	Coupe longitudinale de l'éprouvette d'arrachement . . . . .	120
7.2	Distribution de la contrainte d'adhérence le long de l'interface a-b . . . . .	123
7.3	Distribution de la contrainte $\sigma_z$ le long du support de l'éprouvette pour $l_{adh} = 3 \times d_{nom}$ . . . . .	124
7.4	Régularisation de la réaction du support suivant le rapport gainage/enrobage	125
7.5	Coupe transversale de l'éprouvette d'arrachement . . . . .	126
7.6	Simulation numérique du développement de la fissuration de scission . . . . .	128
7.7	Champ de la pression moyenne dans l'épaisseur d'enrobage . . . . .	129
8.1	Conception du banc d'essai d'arrachement . . . . .	135
8.2	Instrumentation complémentaire de l'essai d'arrachement . . . . .	136
8.3	Résultats expérimentaux relatifs au montage . . . . .	137
8.4	Coulage des éprouvettes d'arrachement . . . . .	139
8.5	Disposition constructives relatives à l'ancrage de l'armature . . . . .	140
8.6	Adaptation de l'éprouvette d'arrachement . . . . .	142
8.7	Adaptation de l'éprouvette d'arrachement . . . . .	143
8.8	Validation des éprouvettes adaptées . . . . .	146
8.9	Observations post-mortem de l'éprouvette d'arrachement . . . . .	147
8.10	Comparaison des vitesses de déplacement de la traverse et de l'armature au cours de l'essai d'arrachement . . . . .	148
8.11	Mesures de déplacement . . . . .	150
8.12	Disposition des transducteurs . . . . .	151
8.13	Représentation schématique des signaux électriques émis et enregistrés . . . . .	153
8.14	Paramétrage du front d'onde . . . . .	153
8.15	Procédure d'identification des sources acoustiques spontanées . . . . .	155
9.1	Zone de stockage des granulats . . . . .	160
9.2	Coffrages utilisés pour chaque gâchée . . . . .	161
9.3	Fabrication du béton . . . . .	163
9.4	Préparation des éprouvettes d'arrachement . . . . .	164
9.5	Surfaces de rupture par fendage des bétons étudiés . . . . .	166
9.6	Influence du taux de remplacement sur rapport entre les modules dynamique et statique . . . . .	168
9.7	Étude de la formation d'une fissure de flexion à travers un prisme 7-7-28 de béton . . . . .	169
9.8	Comportement type du comportement du prisme 7-7-28 avant l'atteinte de sa charge maximale et hypothèses de calcul . . . . .	170
9.9	Géométrie d'une armature HA12 . . . . .	172
10.1	Mesures type du glissement de l'armature . . . . .	174

10.2	Paramètres d'adhérence . . . . .	175
10.3	Courbes expérimentales $\tau - s$ , plage de mesure complète . . . . .	176
10.4	Courbes expérimentales $\tau - s$ , plage de l'adhésion chimique . . . . .	178
10.5	Courbes expérimentales $\tau - s$ , plage pré-pic/pic . . . . .	180
10.6	Divergence entre les résultats expérimentaux REF et MIN, MOY ou MAX .	182
10.7	Ouverture type du PPR de part et d'autre de l'interface a-b . . . . .	184
10.8	Mise en évidence expérimentale du couplage longitudinal/transversal pour une éprouvette type de béton 0r-100R . . . . .	184
10.9	Ouverture du PPR en fonction du glissement, plage de mesure complète . .	185
10.10	Retour élastique du PPR pour les différents bétons étudiés . . . . .	188
10.11	Détermination de $\Delta w_1$ et $\Delta w_2$ . . . . .	189
10.12	État de contrainte à l'interface a-b au cours du glissement . . . . .	190
10.13	État de contrainte à l'interface a-b dans le plan de Mohr . . . . .	192
10.14	Ouverture du PPR en fonction du glissement (plage pré-pic/pic) . . . . .	195
10.15	Évolution conjointe type du temps de vol et de celui du premier passage à 0 au cours d'un essai d'arrachement . . . . .	197
10.16	Variation type du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement . . . . .	199
10.17	Corrélation entre les pics d'ouverture du PPR et de variation du temps de vol . . . . .	199
10.18	Corrélation entre l'ouverture du PPR et la variation du temps de vol . . . .	200
10.19	Variations types du temps de vol selon la catégorie d'éprouvette d'arrachement	201
10.20	Sources potentielles de variations du temps de vol . . . . .	202
10.21	État acoustique de référence de l'essai d'arrachement . . . . .	203
10.22	Mécanismes idéalisés d'endommagement à l'interface a-b . . . . .	205
10.23	Corrélation entre l'amorçage du glissement et la variation du temps de vol .	207
10.24	Variation du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pour les éprou- vettes de type REF . . . . .	209
10.25	Progression idéalisée de l'endommagement autour de l'armature . . . . .	210
10.26	Variation du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pour les éprou- vettes modifiées MIN, MOY ou MAX (rupture par pull-out) . . . . .	211
10.27	Mécanismes idéalisés d'endommagement à l'interface a-b (suite) . . . . .	212
10.28	Variation du temps de vol au cours de l'essai d'arrachement pour les éprou- vettes modifiées MIN, MOY ou MAX (rupture par pull-out) . . . . .	214
10.29	Suivi des craquements au cours de l'essai d'arrachement . . . . .	215
10.30	Corrélation entre les craquements et la géométrie du marquage de l'armature	216
10.31	Caractérisation mécanique/acoustique du retour élastique du béton d'enro- bage . . . . .	218
A.1	Paramétrage de la géométrie d'une barre HA idéalisée . . . . .	225
E.1	Réponse du capteur de force pour les faibles charges . . . . .	237
E.2	Instruments d'étalonnage des capteurs de déplacement . . . . .	238
E.3	Réponse du LVDT sur la plage 0 - 10 $\mu\text{m}$ . . . . .	239
E.4	Réponse du LVDT sur la plage 10 - 100 $\mu\text{m}$ . . . . .	239
E.5	Réponse du LVDT sur la plage 0,1 - 1,0 mm . . . . .	240
E.6	Réponse du LVDT sur la plage 1 - 13 mm . . . . .	240

E.7	Réponse du LVDT-3 sur la plage 0 - 20 $\mu\text{m}$	241
E.8	Réponse du LVDT-4 sur la plage 0 - 20 $\mu\text{m}$	241
E.9	Réponse du LVDT-5 sur la plage 0 - 20 $\mu\text{m}$	242
E.10	Réponse du LVDT-6 sur la plage 0 - 20 $\mu\text{m}$	242
F.1	Mesures de la teneur en eau des granulats au cours de la fabrication des bétons	243
F.2	Formulation du béton 0r-0R	244
F.3	Formulation du béton 0r-100R	245
F.4	Formulation du béton 100r-100R	246
G.1	Mesures du glissement de l'armature (béton 0r-100R)	250
G.2	Mesures du glissement de l'armature (béton 100r-100R)	250
G.3	Mise en évidence expérimentale du couplage longitudinal/transversal (béton 0r-0R)	251
G.4	Mise en évidence expérimentale du couplage longitudinal/transversal (béton 100r-100R)	251
G.5	Évolution conjointe type du temps de vol et de celui du premier passage à 0 au cours d'un essai d'arrachement	252





# Liste des tableaux

6.1	Sensibilité de $\eta_x$ aux hypothèses du modèle. . . . .	116
7.1	Géométrie du modèle numérique 1. . . . .	122
7.2	Géométrie du modèle numérique 2. . . . .	127
8.1	Dimensions des éprouvettes d'arrachement. . . . .	144
9.1	Principales propriétés des granulats utilisés dans les bétons. . . . .	160
9.2	Types d'éprouvettes d'arrachement par gâchée. . . . .	162
9.3	Principales propriétés mécaniques des bétons. . . . .	165
9.4	Suivi de la formation d'une fissure de flexion. . . . .	170
9.5	Principales propriétés mécaniques de l'acier de l'armature. . . . .	172
10.1	Paramètres d'adhérence. . . . .	177
10.2	Paramètres cinématiques. . . . .	186
10.3	Paramètres de frottement. . . . .	191
10.4	Analyse du taux de dilatance . . . . .	193
10.5	Calcul de la raideur tangentielle. . . . .	196
10.6	Laps de temps entre le temps de vol et celui du premier passage à 0. . . . .	198
10.7	État acoustique de référence de l'essai d'arrachement . . . . .	204
10.8	Variations calculées du temps de vol relatives aux scénarios d'endommagement 1 et 2 . . . . .	206
10.9	Identification expérimentale du cisaillement du béton piégé entre les verrous . . . . .	207
10.10	Analyse comparative mécanique/acoustique du retour élastique du PPR. . . . .	210
F.1	Calendrier de la campagne expérimentale. . . . .	247
F.2	Principales propriétés mécaniques du béton 0r-0R par gâchée. . . . .	247
F.3	Principales propriétés mécaniques du béton 0r-100R par gâchée. . . . .	248
F.4	Principales propriétés mécaniques du béton 100r-100R par gâchée. . . . .	248
G.1	Mode de rupture des essais d'arrachement. . . . .	249



# Table des matières

<b>Résumé</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract</b>	<b>v</b>
<b>Remerciements</b>	<b>vii</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>I Synthèse bibliographique</b>	<b>5</b>
<b>1 Le recyclage du béton</b>	<b>7</b>
1.1 Généralités	7
1.1.1 Quelques chiffres	7
1.1.2 Le projet national de recherche RECYBETON	9
1.2 Conséquences du recyclage sur les matériaux	10
1.2.1 Principales propriétés physiques des granulats recyclés	10
1.2.1.1 La proportion de mortier accolé	11
1.2.1.2 La capacité d'absorption d'eau	13
1.2.1.3 La masse volumique	13
1.2.1.4 La résistance intrinsèque du grain	14
1.2.1.5 La capacité d'adhésion	15
1.2.1.6 La sensibilité à la fragmentation	15
1.2.2 Répercussions sur le comportement du béton durci	16
<b>2 Notions d'acoustique</b>	<b>21</b>
2.1 Généralités	21
2.1.1 Les ondes acoustiques	21
2.1.1.1 Le phénomène physique	21
2.1.1.2 Les différents types d'ondes	23
2.1.1.3 Temps de vol et chemin acoustique	24
2.1.1.4 Atténuation de l'onde acoustique	24
2.1.2 La production d'ultrasons	26
2.2 L'acoustique pour l'étude des matériaux	28
2.2.1 La mesure des constantes élastiques	28
2.2.2 Les émissions acoustiques	29

2.2.3	L'émission/réception . . . . .	30
2.2.4	L'interférométrie de la coda . . . . .	31
<b>3</b>	<b>La ruine du béton en traction</b>	<b>35</b>
3.1	La notion de quasi-fragilité . . . . .	35
3.2	La localisation de la rupture . . . . .	38
3.2.1	Le rôle fondamental des défauts . . . . .	39
3.2.2	Le cas des matériaux très hétérogènes . . . . .	40
3.2.3	L'influence particulière des granulats . . . . .	41
3.3	La zone d'élaboration . . . . .	42
3.3.1	Modélisation de la zone d'élaboration . . . . .	43
3.3.2	Limites de la zone d'élaboration . . . . .	44
3.4	Les contraintes dans le béton endommagé . . . . .	45
3.4.1	Après l'atteinte de la résistance en traction . . . . .	45
3.4.2	Avant l'atteinte de la résistance en traction . . . . .	47
3.5	L'énergie de rupture . . . . .	48
3.6	L'effet d'échelle des structures . . . . .	50
<b>4</b>	<b>L'adhérence armature-béton</b>	<b>53</b>
4.1	Généralités . . . . .	53
4.1.1	L'association armature-béton . . . . .	53
4.1.2	La contrainte d'adhérence . . . . .	53
4.1.3	L'armature à haute adhérence . . . . .	54
4.1.4	Les échelles d'observation . . . . .	56
4.1.5	L'interface armature-béton . . . . .	57
4.2	Comportement longitudinal . . . . .	58
4.2.1	L'essai d'arrachement . . . . .	58
4.2.1.1	Dispositif expérimental . . . . .	58
4.2.1.2	Uniformité de la contrainte d'adhérence . . . . .	60
4.2.1.3	Effets de bord au contact éprouvette/support . . . . .	61
4.2.2	Courbe adhérence vs. glissement . . . . .	61
4.2.3	Outils calculatoires . . . . .	63
4.3	Comportement transversal . . . . .	65
4.3.1	Origine et intérêt . . . . .	65
4.3.2	Étude expérimentale . . . . .	67
4.3.2.1	L'étude de Plizarri et al. . . . .	67
4.3.2.2	Les travaux de Ghandehari et al. . . . .	69
4.3.3	Modélisation analytique . . . . .	71
4.4	Couplage longitudinal/transversal . . . . .	74
4.4.1	Couplage des contraintes . . . . .	74
4.4.1.1	Le critère de rupture de Mohr-Coulomb . . . . .	74
4.4.1.2	Les travaux de Ghandehari et al. (suite) . . . . .	75
4.4.1.3	L'étude de Malvar . . . . .	76
4.4.1.4	Les travaux de Gambarova et al. . . . .	78
4.4.1.5	L'étude de Tepfers et Olsson . . . . .	79

4.4.2	Couplage cinématique . . . . .	80
4.4.3	Le modèle de Tastani et Pantazopoulou . . . . .	81
4.5	État de l'art de la description phénoménologique . . . . .	81
<b>II</b>	<b>Modélisation théorique</b>	<b>85</b>
<b>5</b>	<b>Modèle physique de l'adhérence armature-béton</b>	<b>87</b>
5.1	Fondements du modèle . . . . .	87
5.1.1	Identification des limites actuelles . . . . .	87
5.1.2	Parallèle avec la mécanique des roches . . . . .	89
5.2	Hypothèses du modèle . . . . .	92
5.2.1	Concernant l'interface . . . . .	92
5.2.2	Concernant l'enrobage . . . . .	94
5.2.2.1	Nombre de fissures de scission . . . . .	94
5.2.2.2	Comportement du béton endommagé en traction . . . . .	94
5.2.3	Critères de couplage . . . . .	95
5.3	Expressions du modèle . . . . .	95
5.3.1	Contrainte d'adhérence . . . . .	95
5.3.2	Contrainte radiale . . . . .	96
5.3.3	Raideur tangentielle . . . . .	98
5.4	Synthèse du modèle . . . . .	99
<b>III</b>	<b>Études préliminaires</b>	<b>103</b>
<b>6</b>	<b>Étude de la scission de l'enrobage lors d'un essai de pull-out</b>	<b>105</b>
6.1	Suivi par émissions acoustiques . . . . .	105
6.2	Analyse mécanique . . . . .	109
6.2.1	Détermination du profil contrainte radiale . . . . .	109
6.2.2	Évaluation des efforts transversaux . . . . .	113
6.2.3	Bilan . . . . .	116
<b>7</b>	<b>Simulations numériques exploratoires</b>	<b>119</b>
7.1	Aspects liés à la contrainte d'adhérence . . . . .	119
7.1.1	Description du modèle numérique . . . . .	120
7.1.2	Distribution de la contrainte d'adhérence le long de l'interface . . . . .	122
7.1.3	Influence de la hauteur de gainage sur la réaction du support . . . . .	123
7.2	Aspects liés à la contrainte radiale . . . . .	124
7.2.1	Description du modèle numérique . . . . .	125
7.2.2	Développement de la fissuration de scission . . . . .	127
7.2.3	Concentrations de contraintes à l'interface . . . . .	128

<b>IV</b>	<b>Cadre expérimental</b>	<b>131</b>
<b>8</b>	<b>Développement d'un montage expérimental</b>	<b>133</b>
8.1	Adaptation des grandeurs mesurées . . . . .	133
8.1.1	Base normative . . . . .	133
8.1.2	Mesure du gonflement . . . . .	134
8.2	Adaptation de l'éprouvette d'arrachement . . . . .	138
8.2.1	Conception . . . . .	138
8.2.1.1	Orientation de l'armature . . . . .	138
8.2.1.2	Longueur d'ancrage . . . . .	139
8.2.1.3	Hauteurs de gainage . . . . .	140
8.2.1.4	Aménagement du plan préférentiel de rupture . . . . .	141
8.2.1.5	Section du fût du coffrage . . . . .	144
8.2.2	Validation . . . . .	145
8.3	Protocole expérimental définitif . . . . .	147
8.3.1	Mesures mécaniques . . . . .	147
8.3.1.1	Vitesse de déplacement de l'armature . . . . .	147
8.3.1.2	Effort d'arrachement . . . . .	148
8.3.1.3	Glissement de l'extrémité libre de l'armature . . . . .	149
8.3.1.4	Glissement de l'extrémité chargée de l'armature . . . . .	149
8.3.1.5	Ouverture du plan préférentiel de rupture . . . . .	149
8.3.2	Instrumentation acoustique . . . . .	150
8.3.2.1	Disposition des transducteurs . . . . .	150
8.3.2.2	Émission . . . . .	152
8.3.2.3	Réception . . . . .	152
8.3.2.4	Grandeurs mesurées . . . . .	152
<b>V</b>	<b>Résultats et discussion</b>	<b>157</b>
<b>9</b>	<b>Caractérisation des matériaux</b>	<b>159</b>
9.1	Les bétons . . . . .	159
9.1.1	Formulations . . . . .	159
9.1.2	Fabrication . . . . .	161
9.1.3	Caractérisation . . . . .	165
9.1.3.1	Vitesse des ondes P et module d'élasticité dynamique . . . . .	166
9.1.3.2	Résistance en traction directe . . . . .	168
9.1.3.3	Suivi de la formation d'une fissure de flexion . . . . .	169
9.2	L'armature . . . . .	171
<b>10</b>	<b>Caractérisation de l'adhérence</b>	<b>173</b>
10.1	Mesures mécaniques . . . . .	173
10.1.1	Glissement de l'armature . . . . .	173
10.1.2	Courbe caractéristique . . . . .	174
10.1.2.1	La résistance d'adhésion chimique $\tau_{adh}$ . . . . .	177
10.1.2.2	La raideur tangentielle de l'interface $k_s$ . . . . .	179

10.1.2.3	La contrainte d'adhérence ultime $\tau_{max}$ . . . . .	181
10.1.2.4	La contrainte d'adhérence résiduelle $\tau_{res}$ . . . . .	183
10.1.3	Ouverture du plan préférentiel de rupture . . . . .	183
10.1.4	Cohésion apparente $c$ . . . . .	188
10.1.5	Coefficient de frottement $\mu$ . . . . .	189
10.1.6	Taux de dilatance $\psi$ . . . . .	193
10.1.7	Validation de $k_{s,TH}$ . . . . .	196
10.2	Mesures acoustiques . . . . .	196
10.2.1	Le temps de vol $t_{vol}$ . . . . .	197
10.2.1.1	Détermination de $t_{vol}$ à partir des données expérimentales . . . . .	197
10.2.1.2	Corrélations entre $\Delta t_{vol}$ et les mesures mécaniques . . . . .	199
10.2.1.3	Influence du mode de rupture de l'éprouvette . . . . .	200
10.2.1.4	Interprétation des variations du temps de vol . . . . .	202
10.2.2	L'énergie associée aux craquements $E_{EA}$ . . . . .	214
10.2.3	L'énergie acoustique transmise $E_{E1}$ . . . . .	217
	<b>Conclusion générale</b> . . . . .	<b>219</b>
	<b>A Équation simplifiée de <math>f_R</math></b> . . . . .	<b>225</b>
	<b>B Démonstrations relatives au modèle analytique proposé</b> . . . . .	<b>227</b>
B.1	Équation 5.9 (forme 1) . . . . .	227
B.2	Équation 5.9 (forme 2) . . . . .	229
B.3	Dérivation de l'équation 5.9 par rapport à $w_{fpz}$ . . . . .	229
B.3.1	Calcul de la fonction dérivée . . . . .	229
B.3.2	Évaluation pour $w_{fpz} \rightarrow 0$ . . . . .	230
	<b>C Expressions complémentaires des coefficients <math>\eta_x</math> et <math>\eta_y</math></b> . . . . .	<b>231</b>
C.1	Cas de la section elliptique . . . . .	231
C.2	Cas de la section circulaire . . . . .	232
	<b>D Décoffrage d'une éprouvette d'arrachement modifiée</b> . . . . .	<b>233</b>
	<b>E Courbes d'étalonnage des capteurs</b> . . . . .	<b>237</b>
E.1	Mesure de force . . . . .	237
E.2	Mesures de déplacements . . . . .	237
E.2.1	Matériel utilisé pour l'étalonnage . . . . .	237
E.2.2	Glissement de l'extrémité non chargée de l'armature . . . . .	239
E.2.3	Ouverture du plan préférentiel de rupture . . . . .	241
	<b>F Compléments à la caractérisation des matériaux</b> . . . . .	<b>243</b>
F.1	Teneur en eau des granulats . . . . .	243
F.2	Formulations des bétons . . . . .	244
F.3	Calendrier de fabrication . . . . .	247
F.4	Propriétés des bétons par gâchée . . . . .	247



<b>G Résultats expérimentaux complémentaires</b>	<b>249</b>
G.1 Résultats mécaniques . . . . .	249
G.2 Résultats acoustiques . . . . .	252
<b>H Démonstrations relatives aux scénarios d'endommagement</b>	<b>253</b>
H.1 Transition $P(r)$ entre les chemins acoustiques P2 et P3 . . . . .	253
H.2 Progression $r_{cr}^*$ de la densité critique de microfissuration . . . . .	254
<b>Bibliographie</b>	<b>268</b>
<b>Table des figures</b>	<b>273</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>275</b>
<b>Table des matières</b>	<b>282</b>

# Étude de l'adhérence armature-béton, influence des granulats de béton recyclé et apport des mesures acoustiques

## Résumé

L'épuisement des ressources naturelles et l'engorgement des sites de stockage de déchets sont deux problématiques majeures auxquelles est confronté le secteur de la construction. Le recyclage du béton, en réutilisant comme granulats les gravats issus de la démolition d'ouvrages en béton, a l'avantage de répondre à ces deux problématiques de manière simultanée. L'introduction de granulats de béton recyclé dans le béton impacte cependant le comportement structurel des éléments en béton armé.

Ce travail est consacré à l'étude de l'influence des granulats de béton recyclé sur l'adhérence armature-béton. Dans un premier temps, un modèle analytique de l'adhérence armature-béton est développé. L'originalité du modèle proposé réside dans le nombre limité de paramètres physiques non ajustables sur lesquels il est fondé. Ces paramètres physiques sont ensuite déterminés expérimentalement via la réalisation d'une campagne d'essais d'arrachement. Trois types de bétons, dont deux bétons de granulats de béton recyclé, sont étudiés. Le suivi de l'arrachement de l'armature est complété par des mesures acoustiques permettant d'obtenir des informations provenant du cœur de l'échantillon, où l'armature se trouve.

Mots-clés : béton armé, adhérence, granulats de béton recyclé, acoustique, endommagement, frottement.

## Résumé en anglais

The depletion of natural resources and the congestion of waste storage facilities are two major challenges facing the building industry. Concrete recycling, which consists in reusing concrete demolition rubble as aggregate, represents a promising way to address simultaneously both the aforementioned problems. However, the use of recycled concrete aggregate has a significant impact on the mechanical behavior of reinforced concrete members.

This work focuses on the influence of recycled concrete aggregate on rebar-concrete bond. First, an analytical model of the rebar-concrete bond is developed. The original feature of this model lies in the limited number of non-free physically-based parameters on which it is based. These parameters are then experimentally determined through a pull-out test campaign. Three types of concrete, including two recycled aggregate concretes, are studied. Pull-out test monitoring is completed by acoustic measurements in order to obtain data from inside the concrete bulk, where the reinforcing bar is located.

Keywords: reinforced concrete, bond, recycled concrete aggregate, acoustic, damage, friction.