

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Abou bakr Belkaid**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**Mémoire Pour L'Obtention Du Diplôme**  
**De Master**  
**Option : Structure**

Thème :

**CALCUL DE LA FISSURATION DES VOILES SOUS SOLLICITATION SISMIQUE,  
CALCUL EXPERIMENTAL ET ANALITYQUE**

Présenté en Septembre 2021 par :

**M : BENNEKROUF Younes**

**M<sup>elle</sup> : ZENANE Fatima Zohra**

Devant le Jury composé de

M <sup>me</sup> : GHEZALI. S	Maître assistante UABB-Tlemcen	Présidente
M <sup>me</sup> : BENMANSOUR.N	Maître de conférences UABB-Tlemcen	Examinatrice
M <sup>me</sup> : MEDJAHED.A	Maître assistante UABB-Tlemcen	Encadrant
M : M.MATALLAH	Professeur UABB- Tlemcen	Co-Encadrant

## Dédicace

*C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :*

- *A mes parents qui m'ont toujours soutenu le long de mes études et qu'Allah tout puissant les garde en bonne santé.*
- *A mes frères et ma chère sœur Fatima Zahra et ses enfants.*
- *A mes fidèles amies et mes camarades de mon parcours scolaire.*
- *A toutes les personnes qui me respectent et qui m'aiment.*

*Bennekrouf Younes*

## Dédicace

*Je dédie ce travail*

*A mon père : qui n'est pas aujourd'hui avec nous. Qu' 'il soit fier de moi que DIEU ait son âme.*

*A ma mère : avec tout ma tendresse, en signe d'affection et de reconnaissance pour tous ce qu'elle a fait pour nous, je souhaite à ma maman une longue vie et beaucoup de santé et qu'elle trouve ici l'expression de mon amour et profonde gratitudes.*

*A mes frères : Mohammed \_ Ibrahim.*

*A mes soeurs : Hassiba-Amina-Meriem-Souhila-Saliha-Asma.*

*A mes belles sœurs : Fatma et Marwa, sans oublier :*

*Abderrahmane et Fayçal et Toufik et Fethi et Mohammed et Abdrahime*

*Et les petits enfants : Aya -Nourhane-Serine-Mohamed-Nadir-Riheme-Fatima Zohra-Alae-Iyed-Wassim-Mohammed-Ibrahim*

*Zenane Fatima Zohra*

## Remerciements

*Nous devons tout d'abord remercier Dieu .notre créateur pour nous avoir donné la force afin d'accomplir ce travail*

*Nous voulons exprimer notre gratitude à nos encadreurs Mme. MEDJAHED Amina (maitre assistante Université de Tlemcen) et Mr MATALLAH Mohammed, (Professeur à l'université de Tlemcen), pour le temps qu'ils nous ont accordé, leurs aides inestimables, leur confiance, leur gentillesse et leur disponibilité ainsi que pour leurs conseils précieux.*

*Nos remerciements vont également à Mme Benmansour Nassima et Mme Ghezali Sabah pour avoir examiné ce travail et participé au jury.*

*Nous tenons de remercier les personnels du laboratoire de recherche RISAM pour leur accueil et leurs soutiens et encouragements.*

*Nous tenons de remercier chaleureusement tous les enseignants de la faculté de génie civil, qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir*

## *Résumé*

Ce travail présente les résultats d'essais cycliques quasi-statiques sur six murs en béton armé (RC) réalisés à l'EPF de Zurich. Ces tests à grande échelle étudient l'effet de différents contenus de renforcement vertical et différentes propriétés de ductilité des armatures sur le comportement à la déformation des murs élancés. Les données de test documentant le comportement global et local des unités de test sont disponibles en ligne et peut donc servir de point de référence pour la communauté des chercheurs.

Les résultats expérimentaux montrent l'importance de la teneur en ferrailage et des propriétés de ductilité du raidisseur et le renfort d'âme pour le comportement à la déformation des murs. Ces essais ont permis la réalisation des courbes force-déplacement et moment-courbure. Ces courbes ont été utilisées dans l'étude du comportement des voiles. Pour la détermination de la longueur de la rotule plastique, plusieurs mesures ont été prises dans la région endommagée. Enfin on a fait un traitement des résultats pour déterminer les ouvertures des fissures et les confronter aux résultats expérimentaux.

**MOTS-CLÉS:** Murs en béton armé, Ferrailage, ductilité, Rotule plastique, Ouvertures des fissures

## *Abstract*

This work presents the results of quasi-static cyclic tests on six reinforced concrete (RC) walls carried out at ETH Zurich. These large-scale tests study the effect of different vertical reinforcement contents and different ductility properties of reinforcement on the deformation behavior of slender walls. Test data documenting the global and local behavior of test units is available online and can therefore serve as a point of reference for the research community.

The experimental results show the importance of the reinforcement content and the ductility properties of both the boundary and web reinforcement for the deformation behavior of the walls. These tests allowed the realization of the force-displacement and moment-curvature curves. These curves were used in the study of the behavior of the wall. For the determination of the length of the hinge plastic, several measurements were taken in the damaged area. Finally, the results were processed to determine the crack openings and to compare them with the experimental results.

**KEYWORDS:** Reinforced concrete walls, Reinforcement, ductility, Hinge Plastic, Crack openings

## ملخص

يقدم هذا العمل نتائج الاختبارات الدورية شبه الساكنة على ستة جدران من الخرسانة المسلحة التي تيرجأ في المعهد التقني الفدرالي بزيورخ. تدرس هذه الاختبارات واسعة النطاق تأثير محتويات التعزيز الرأسي المختلفة وخصائص الليونة المختلفة للتعزيز على سلوك تشوه الجدران النحيلة. تتوفر بيانات الاختبار التي توثق السلوك العالمي والمحلي لوحداث الاختبار عبر الإنترنت ويمكن بالتالي أن تكون بمثابة نقطة مرجعية لمجتمع البحث. أظهرت النتائج التجريبية أهمية محتوى التعزيز وخصائص الليونة في التقوية وتقوية الشبكة لسلوك التشوه للجدران. سمحت هذه الاختبارات بإدراك منحنيات إزاحة القوة وانحناء العزم. تم استخدام هذه المنحنيات في دراسة سلوك الأشعة. لتحديد طول المفاصل البلاستيكية تم أخذ عدة قياسات في المنطقة المتضررة. وفي الأخير تمت معالجة النتائج لتحديد فتحات الشقوق ومقارنتها بالنتائج التجريبية. مفتاح الكلمات: جدران من الخرسانة المسلحة، ليونة، المفاصل البلاستيكية، فتحة التصدعات.





# Table des matières

REMERCIEMENTS.....	20
RESUME.....	21
<b>MOTS-CLÉS.....</b>	<b>21</b>
ABSTRACT.....	22
ملخص.....	23
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>14</b>
<b>1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	<b>16</b>
1.1 INTRODUCTION.....	16
1.2 CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES DU COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON ARME (9).....	18
1.3 LES PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU COMPORTEMENT DES VOILES.....	20
1.4 MODES DE RUPTURE DES VOILES ELANCES .....	21
1.4.1 Ruptures en flexion.....	21
1.4.2 Ruptures en flexion-effort tranchant.....	21
1.4.3 Ruptures par effort tranchant .....	21
1.5 MODES DE RUPTURE DES VOILES COURTES.....	22
1.6 LES PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT.....	23
1.7 DEFORMATIONS D'UN VOILE SOUS ACTION SISMIQUE : (13) .....	24
1.7.1 Déformation d'un voile indépendant.....	24
1.7.2 Déformation des voiles dans une structure .....	25
1.8 CHOIX DE MODELISATION.....	25
1.8.1 Les modèles géologiques .....	25
1.8.2 Les modèles globaux .....	25
1.8.3 Les modèles semi -locaux .....	26
1.8.4 Les modèles locaux .....	26
1.9 LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON ET DE L'ACIER .....	26
1.9.1 Modèles de béton .....	26
1.9.1.3 Comportement du béton sous chargement cyclique.....	28
1.9.2 Modèles de l'acier.....	28
<b>1.10 DUCTILITE .....</b>	<b>29</b>
1.10.1 Ductilité de déformation.....	30
1.10.2 Ductilité de courbure.....	30
1.10.3 Ductilité de rotation .....	30
1.10.4 Ductilité de déplacement .....	31
1.11 NOTION DE ROTULE PLASTIQUE .....	31
1.11.1 Loi moment-courbure pour un mur de cisaillement.....	32
1.11.2ons pour la prédiction de la rotule plastique dans des voiles en béton armé <sup>34</sup>	
1.12 FISSURATION DES VOILES EN BETON ARME .....	37
1.12.1 Introduction .....	37
1.12.2 Formation des fissures (26).....	37
1.12.3 Cas de la fissuration accidentelle.....	38
1.12.4 Cas de la fissuration systématique.....	39
1.12.5 Codification des ouvertures des fissures .....	41
1.13 LA CODIFICATION DES EFFORTS DE CISAILLEMENT .....	44
1.13.1 Code BAEL .....	44
1.13.2 Eurocode 2.....	45
1.14 CONCLUSIONS .....	46
<b>2. SIMULATION DES VOILES PAR UNE APPROCHE MACROSCOPIQUE .....</b>	<b>48</b>

2.1 INTRODUCTION .....	48
2.2 ENQUETE EXPERIMENTALE .....	48
2.2.1 Unités de test.....	50
2.2.2 Propriétés matérielles .....	51
2.2.3 Histoire de chargement .....	54
2.3 DISCUSSION DES RESULTATS DES TESTS.....	55
2.3.1 Comportement hystérétique et mécanismes de rupture.....	55
2.3.2 Composants de déplacement.....	61
2.3.3 Déformations en flexion .....	62
2.4 CONCLUSION.....	66
<b>3. CALCUL DES LONGUEURS PLASTIQUES ET LES OUVERTURES DES FISSURES DES VOILES EN BETON ARME.....</b>	<b>67</b>
3.1 INTRODUCTION .....	67
3.2 METHODE D'ESTIMATION DES LONGUEURS DE ROTULES PLASTIQUES .....	67
3.2.1 Moment courbure .....	67
3.2.2 Les valeurs analytiques de la longueur plastique pour les voiles élancés.....	71
3.2.2 Calcul théorique de la rotule plastique.....	71
3.3 OUVERTURE DES FISSURES .....	74
3.3.1 Explications générales .....	74
3.4 L'ÉVALUATION DES OUVERTURES DE FISSURES OUVFISS (35) .....	77
3.5 LE CALCUL REGLEMENTAIRE DES FISSURES .....	81
3.6 CONCLUSION.....	81
<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>82</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>84</b>
LES COURBES DES OUVERTURES DES FISSURES EXPERIMENTAUX.....	84
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>96</b>

## Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Diamètre maximal $\Phi_s$ des barres pour la maîtrise de la fissuration [S. Multon-2012] .....	42
Tableau 1.2 : Diamètre maximal $\Phi_s$ des barres pour la maîtrise de la fissuration [S.Multon-2012] .....	42
Tableau 2.1 Résumé des propriétés de l'unité de test.....	51
Tableau 2.2 Valeurs moyennes et écarts types des propriétés mécaniques des armatures en acier .....	52
Tableau 2.3 Propriétés mécaniques du béton.....	53
Tableau 3.1 calcul de $l_p$ pour les six voiles en utilisant les différentes équations. ....	71
Tableau 3.2 Données expérimentales .....	71
Tableau 3.3 Calcul de l'erreur entre la formule théorique et les autres formules. ....	72
Tableau 3.4 Valeurs théoriques de la résistance au cisaillement pour la barre sans armature de cisaillement $V_{Rd;c}$ et du moment de fissuration $M_{cr}$ selon EC2 et la résistance maximale expérimentale des unités d'essai $V_{max}$ et $M_{max}$ .....	74
Tableau 3.5 le tableau des ouvertures des fissures maximales (expérimentales et numériques) .....	80
Tableau 3.6 Tableau des ouvertures des fissures règlementaires .....	81

## Liste des figures

Figure 1.1 (a) Comportement de deux immeubles voisins face aux secousses sismiques ( Zacek , 2008 ) (b) Flambement global (c) Eclatement du béton .....	17
Figure 1.2 Types des dommages dans les voiles suite au séisme de Chili 2010 (5) .....	17
Figure 1.3 Dégradation des structures en voile au niveau de la zone critique face aux séismes (8) .....	18
Figure 1.4 Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques.....	19
Figure 1.5 Structures à noyau central .....	19
Figure 1.6 Structure uniquement à murs porteurs .....	19
Figure 1.7 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	20
Figure 1.8 Modes de rupture des voiles élancés (10) .....	22
Figure 1.9 Modes de rupture des voiles élancés (1) .....	22
Figure 1.10 Dommages subis par les voiles (a) Rupture de section à la base du voile (Séisme de Boumerdes du 21/05/2003) ; (b-d) : Rupture en cisaillement des voiles (Séisme de L'Aquila 06/04/2009) .....	22
Figure 1.11 Modes de rupture des voiles courts (10) .....	23
Figure 1.12 Modes de rupture des voiles courts (9) .....	23
Figure 1.13 Déformation des voiles seuls sous séisme (14) .....	24
Figure 1.14 Déformation des voiles dans une structure (14) .....	25
Figure 1.15 Modèle Chang et Mander en compression. ....	27
Figure 1.16 Modèle Chang et Mander en traction.....	28
Figure 1.17 Comportement cyclique du béton en compression simple.....	28
Figure 1.18 Comportement de l'acier en traction simple .....	29
Figure 1.19 Quatre niveaux de définition de la ductilité. ....	30
Figure 1.20 La longueur de la rotule plastique .....	31
Figure 1.21 Définition de la longueur de la rotule plastique ; Park et Paulay [1975] .....	32
Figure 1.22 Courbure d'une section par rapport à sa distance de l'axe neutre .....	33
La courbure est donnée par la relation suivante.....	33
Figure 1.23 Courbure d'une section par rapport à sa distance de l'axe neutre .....	33
Figure 1.24 Représentation des déformations de l'acier (en haut) et du béton (en bas) avec l'axe de la barre d'acier en abscisse dans le cas de la fissuration accidentelle.....	38
Figure 1.25 représentation des déformations de l'acier et du béton avec l'axe de la barre d'acier en abscisse dans le cas de la fissuration systématique.....	39
Figure 1.26 contrainte d'acier à la fonction de leur déformation moyen (26) .....	40
Figure 1.27 élément sollicité en traction.....	42
Figure 2.1 Disposition des armatures dans la zone plastique des unités de test .....	49
Figure 2.2 Disposition des armatures verticales de voile 03 (toutes les dimensions en (mm) .....	50
Figure 2.3 Représentation schématique du concept d'essai [mm].....	51
Figure 2.4 Relation contrainte-déformation et propriétés de ductilité typiques pour les barres D12 utilisées dans les essais.....	53
Figure 2.5 Historique de chargement avec étapes de chargement .....	54
Figure 2.6 Instrumentation des unités de test : Instruments câblés ((a) et (b)) et points Demec ((c) et (d))......	55
Figure 2.7 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH1) .....	55
Figure 2.8 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH2) .....	56

Figure 2.9 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH3).....	57
Figure 2.10 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH4).....	58
Figure 2.11 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH5).....	59
Figure 2.12 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH6).....	60
Figure 2.14 Le rapport entre les déplacements en cisaillement et en flexion aux pics des cycles pour les cinq unités d'essai. ....	62
Figure 2.15 Déformation moyennes le long des quatre barres d'angle des voiles (1, 2, 3, 4, 6) à différentes étapes de charge pour les déplacements vers le sud et vers le nord.....	64
Figure 3.1 Répartition de la courbure sur la hauteur des unités d'essai à différentes étapes de charge.....	70
Figure 3.2 : Les principales fissures et zones (barres grises) à l'intérieur de l'ouverture des fissures ont été mesurées. Spécimen WSH3 (voile 3). Longueurs en [mm],.....	75
Figure 3.3 Fissures des six unités de test après la rupture .....	76
Figure 3.4 L'évolution de l'ouverture de fissures des six voiles en fonction de drift. ....	78
Figure 3.5 La carte de l'évolution des ouvertures des fissures des six voiles.....	80



---

## Introduction générale

Les murs en béton armé sont des éléments structurels fréquemment utilisés dans les bâtiments pour fournir une rigidité latérale et une résistance contre les actions du vent et des tremblements de terre. Dans les régions de moyenne et à haute sismicité, ces murs sont généralement conçus et détaillés en fonction aux principes de conception des capacités (1). Néanmoins, les différences structurelles peuvent être observées : Dans les régions à forte risque sismique, les murs de section purement rectangulaire sont rarement utilisés parce que la résistance et la ductilité requises contre les actions sismiques fortes sont mieux réalisées par des murs avec une limite éléments. Si, par exception, des murs avec une croix rectangulaire sont utilisées, elles nécessitent souvent des rapports de renforcement importants.

Dans les régions de sismicité modérée, comme par exemple. Suisse, les sections de mur sont généralement purement rectangulaires et souvent un taux de renforcement total inférieur à 1 % est suffisant pour fournir la rigidité latérale et la résistance nécessaires à la structure. De plus, dans la plupart des pays d'Europe centrale, le nombre des étages des bâtiments de bureaux et d'usines est limité et, par conséquent, le rapport de charge axiale des murs porteurs est relativement faible.

Des différences importantes existent également en ce qui concerne la mécanique des propriétés de l'armature. L'importance des propriétés de ductilité des armatures longitudinales sur la capacité de déplacement des murs était pour un long temps sous-évalué et les armatures d'acier étaient simplement évaluées pour sa résistance plutôt que sa capacité de déformation.

De plus, la littérature récente insiste de plus en plus sur la nécessité de renforcer suffisamment les renforts longitudinaux dans les murs en béton armé. Afin d'obtenir une performance ductile. (2) A recommandé une concentration de ferrailage à la limite pour « favoriser une meilleure répartition des fissures de flexion ». Et on s'inquiète de la possibilité que la résistance à la traction du béton soit supérieure à la résistance à la traction de l'armature longitudinale au niveau de la fissuration (primaire) section. Les auteurs de SRIA [2015] (3) commentent le potentiel d'un mur légèrement renforcé de développer des déformations localisées lorsqu'il est soumis à des mouvements du sol provoqués par un séisme.

En raison des récentes observations du tremblement de terre (4) sur des murs légèrement renforcés, il est nécessaire d'étudier la quantité de ferrailage longitudinal requise pour déclencher la fissuration secondaire et permettre une distribution de la plasticité. Si la rupture des murs légèrement renforcés se fait par la formation d'une seule fissure, il est probable que les équations de la longueur plastique, qui ont été développées en se référant aux murs dans lesquels se produit une répartition des fissures, surestimeront la capacité de déplacement de ces murs et ne conviendront pas. La connaissance de ces résultats est essentielle pour les études de vulnérabilité des bâtiments en béton armé réalisées par les auteurs dans le cadre de la composante d'atténuation des séismes du projet.

L'objectif de nos recherches est d'aborder la modélisation numérique à travers des expérimentations portant sur les dimensions des murs sous sollicitations sismiques, aussi sur les règlements internationaux qui permettent de calculer les ouvertures des fissures des murs en béton armé.

---

Ce travail comporte trois parties :

Le premier chapitre est dédié à une étude bibliographique sur le comportement des murs voile sous sollicitation sismique et à la présentation des différentes échelles de modélisation, puis en présente quelques codes de conception et l'évaluation de l'ouverture des fissures avec certains concepts tels que la ductilité. Les caractéristiques des rotules plastiques sont également discutées, et différentes méthodes d'évaluation sont proposées pour déterminer la loi du moment -courbure.

Le deuxième chapitre traite une modélisation des six voiles élancés par une approche macroscopique avec le logiciel des éléments finis CAST3M, Les résultats des tests illustrent les effets néfastes d'un faible renforcement contenu et propriétés de ductilité inférieures du renforcement sur la capacité de déplacement des murs porteurs en général mais révèlent également que les propriétés mécaniques de l'âme de renforcement doit recevoir la même attention que le renforcement des extrémités des voiles lorsque l'on vise un comportement ductile des parois.

Le troisième chapitre est consacré à l'évaluation des longueurs des rotules plastiques par les différentes équations pour apprécier le comportement de déformation inélastique des unités de test. On continue avec brèves descriptions des, mécanismes de défaillance et les motifs de fissures des six murs. Une méthode de post-traitement est utilisée pour interpréter les résultats en termes d'ouverture de fissure. Cette méthode peut être appliquée à tous les modèles continus d'endommagement/ plasticité, à condition que le modèle soit régularisé afin d'éviter la sensibilité de la solution au maillage durant la phase d'adoucissement. Enfin, en termine ce travail par des conclusions et des perspectives.



## 1. Analyse bibliographique

### 1.1 Introduction

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les régions sismiques devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, l'utilisation des voiles, entre autres,

1. Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
2. Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité
3. Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
4. Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiments dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes ;
5. Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques ;

En effet, la philosophie de « capacity design » adoptée par tous les codes parasismiques de nos jours – impose la création d'articulations plastiques dans les poutres, alors que les voiles doivent rester élastiques. L'utilisation des voiles diminue aussi l'influence des éléments non-porteurs sur le comportement de la structure, influence que nous ne maîtrisons pas aujourd'hui. De plus, un voile fissuré garde une grande partie de sa résistance, ce qui n'est pas en général le cas d'un poteau.

Les constructions contreventées par des voiles de béton armé (en nombre suffisant et bien disposés) sont donc un type de « structure rigide » qui limite les déplacements relatifs des planchers beaucoup plus que ne le font les ossatures. Les éventuels dommages dans les zones critiques créent moins d'effondrements que pour les ossatures.

La Figure 1.1 présente deux immeubles voisins, à l'origine apparemment semblables mais inégaux face aux secousses sismiques le premier montre un comportement excellent et le second complètement ruiné.



(a)

(b)

(c)

Figure 1.1 (a) Comportement de deux immeubles voisins face aux secousses sismiques ( Zacek , 2008 ) (b) Flambement global (c) Eclatement du béton



(d) Rupture des armatures



(e) Ecrasement du béton et flambement des armatures

Figure 1.2 Types des dommages dans les voiles suite au séisme de Chili 2010 (5).

La figure 1.2 montre des exemples de modes de ruine des voiles en béton armé observés lors du séisme du Chili (2010). Il a été reporté que le faible confinement des zones d'extrémités des voiles était l'une des raisons principales de leur faible performance sismique (6) (7). En effet, la pratique traditionnelle pour la conception des voiles était de les insérer dans les cadres des portiques où les poteaux jouent le rôle de raidisseur aux zones d'extrémités des voiles. Cette conception, qui a prouvé sa bonne performance suite à plusieurs événements sismiques passés, a laissé une fausse croyance selon laquelle les voiles se comportaient toujours bien sous sollicitation sismique. Cela a encouragé les concepteurs, pour des besoins de l'architecture moderne, à favoriser l'utilisation des voiles minces avec les zones confinées des extrémités intégrées avec l'épaisseur du voile. Plusieurs bâtiments avec des voiles rectangulaires ont connu une ruine totale ou partielle lors du séisme du Chili en 2010.

En effet, les règles PS-92 précisent que les bases des murs voiles (rez-de-chaussée) subissent les contraintes les plus élevées de la structure, elles sont donc considérées comme « zones critiques ». C'est donc potentiellement là que la dégradation du béton ou sa rupture fragile commenceront, s'ensuit un effondrement partiel ou total de l'ouvrage. Ces régions situées à la base des voiles (Figure 1.3), ainsi que celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage, font l'objet de dispositions spéciales des règles de construction parasismique qui nous demandent de renforcer les chaînages à ces endroits.



Figure 1.3 Dégradation des structures en voile au niveau de la zone critique face aux séismes (8) .

## 1.2 Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé (9)

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Dans le cas 1), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Un exemple de ce système constructif est présenté dans la Figure 1.4.

Dans le cas 2), un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure 1.5.

Dans les cas 3), les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure 1.6 fait apparaître ce système constructif.

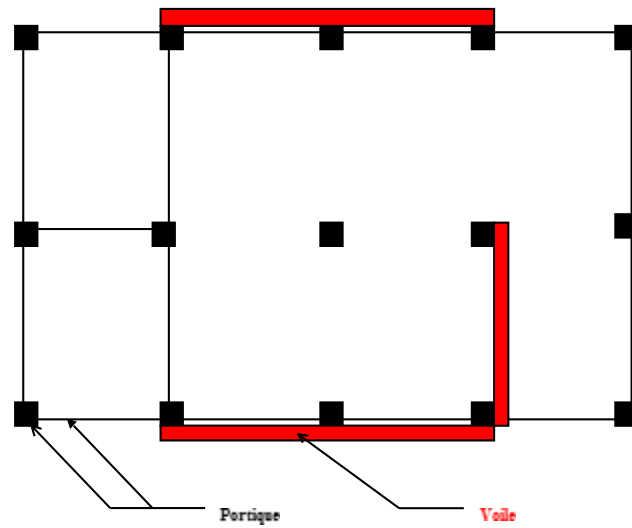


Figure1.4 Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques

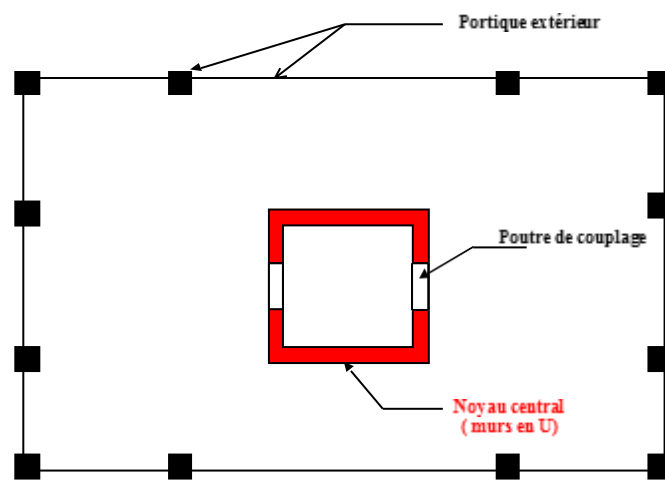


Figure1.5 Structures à noyau central

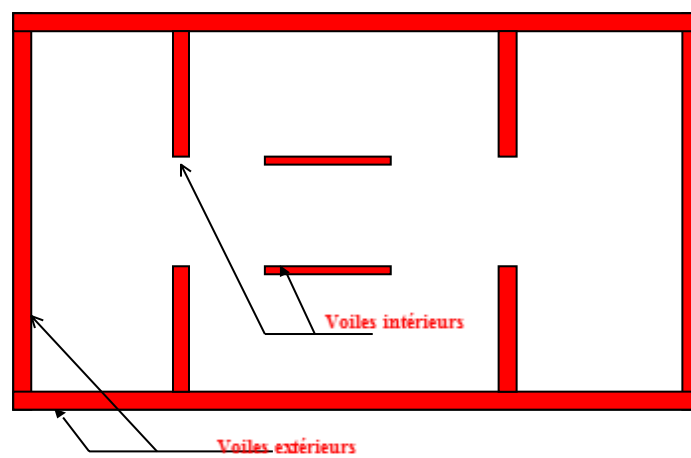


Figure1.6 Structure uniquement à murs porteurs

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base. La Figure 1.7 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête. Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage  $\rho_0$ ), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage  $\rho$ ) et d'armatures horizontales (pourcentage  $\rho_t$ ), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

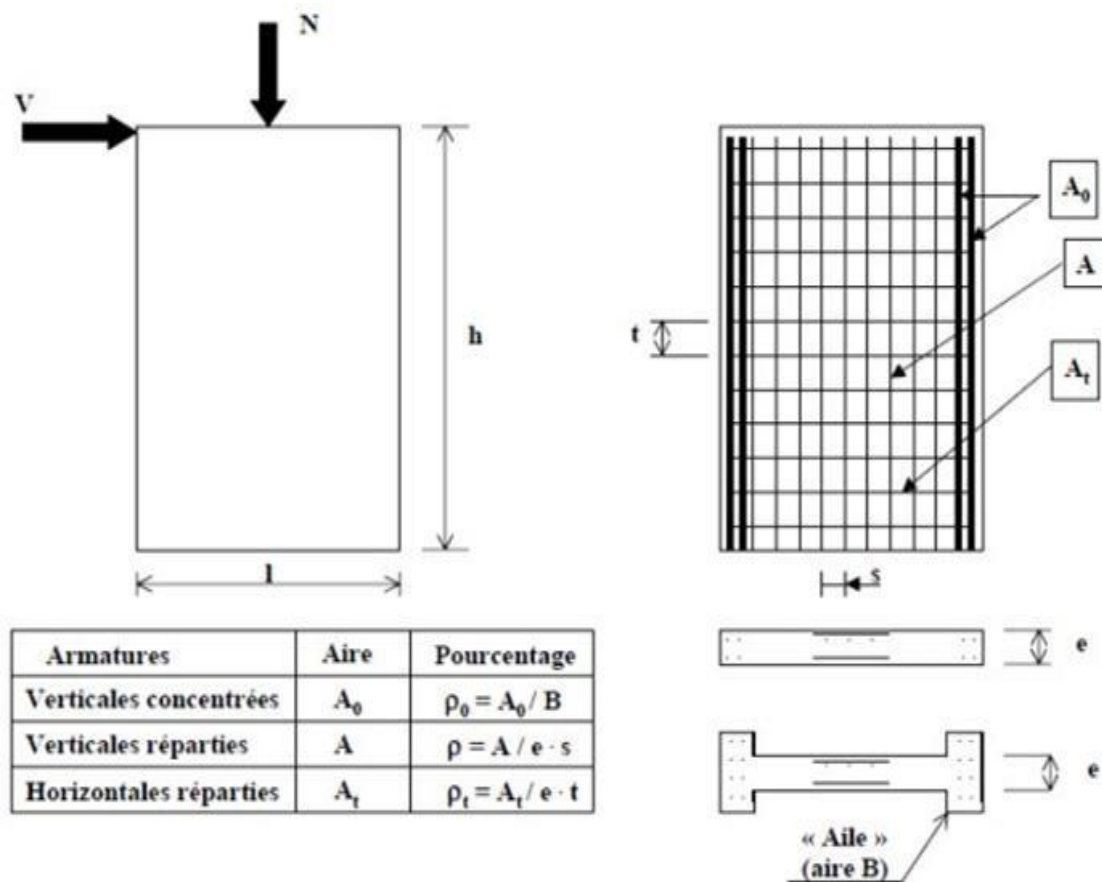


Figure 1.7 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

### 1.3 Les principales caractéristiques du comportement des voiles

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- l'élanement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile,  $h / l$
- la disposition et le pourcentage des armatures
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ( $h / l > 2$ ) et les voiles courts ( $h / l < 2$ ). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts. En s'appuyant sur les excellentes descriptions qu'on fait FOURE (10) et PAULAY (1) ainsi que sur la classification donnée dans l'Eurocode 8 (11) , nous présentons, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés. Les modes de ruptures des voiles élancés sont schématisés dans les Figures 1.8 et 1.9.

## **1.4 Modes de rupture des voiles élancés**

### **1.4.1 Ruptures en flexion**

Mode f1 : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

Mode f2 : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode f2 est moins ductile que le mode f1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

Mode f3 : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

### **1.4.2 Ruptures en flexion-effort tranchant**

Mode f/t : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

### **1.4.3 Ruptures par effort tranchant**

Mode t : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

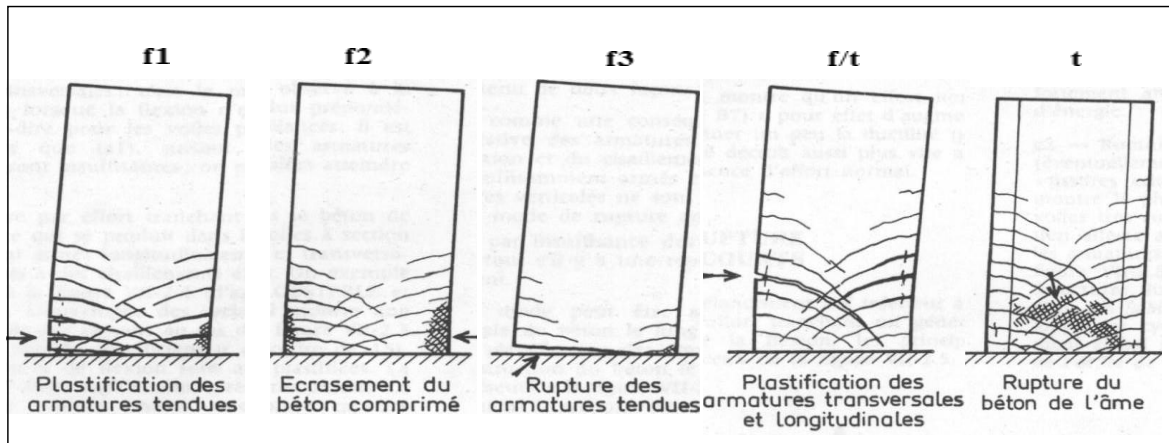


Figure 1.8 Modes de rupture des voiles élancés (10)

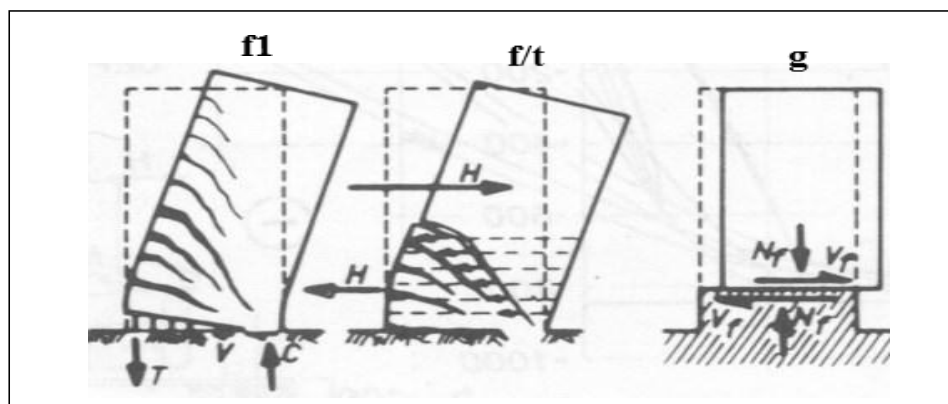


Figure 1.9 Modes de rupture des voiles élancés (1)



Figure 1.10 Dommages subis par les voiles (a) Rupture de section à la base du voile (Séisme de Boumerdes du 21/05/2003) ; (b-d) : Rupture en cisaillement des voiles (Séisme de L'Aquila 06/04/2009)

### 1.5 Modes de rupture des voiles courtes

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure 1.11 et 1.12. On distingue trois cas :

Mode T1 : rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode T2 : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 : rupture par écrasement (« diagonal compression Failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

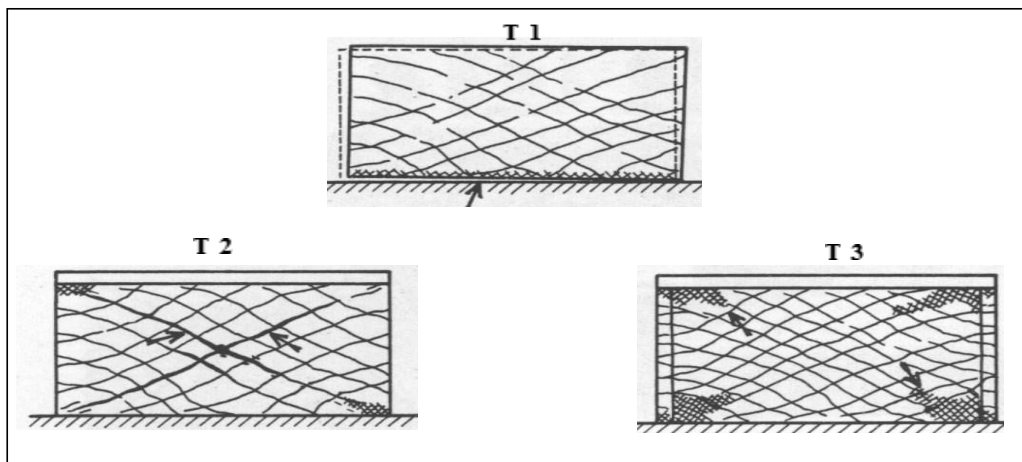


Figure 1.11: Modes de rupture des voiles courts (10)

FAILURE MODE			
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)	SHEAR (tension)	HORIZONTAL SLIDING
CAUSE	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Insufficient web thickness</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Insufficient web reinforcement</li> <li>• Low <math>N_s</math>-values</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Insufficient wall's base detailing (anchoring, splicing)</li> <li>• Low <math>N_s</math>-values</li> </ul>
EXPECTED RESPONSE			

Figure 1.12 : Modes de rupture des voiles courts (9)

## 1.6 Les principes de dimensionnement

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations



inélastiques des structures. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements, mais en contrepartie les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement parfaitement élastique.

Le concept en vigueur dans la plupart des codes dont l'Eurocode 8 et celui de « capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à la partie inférieure d'un voile supposé encastré à sa base. Une grande capacité de déformation en ductilité est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier. L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées.

S'agissant des structures de type voiles, les règles françaises PS 92 (12) adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur une hauteur plus grande que la zone critique. Dans la zone critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement « multi fusible », résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile.

## 1.7 Déformations d'un voile sous action sismique : (13)

### 1.7.1 Déformation d'un voile indépendant :

Les voiles ont une déformation de console verticale : plus faible aux étages inférieurs comme illustré dans la figure 1.13 suivante :

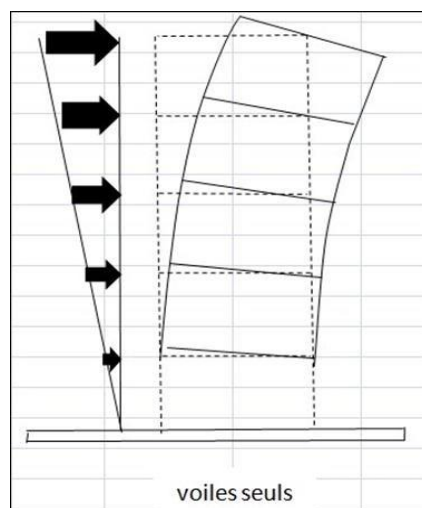


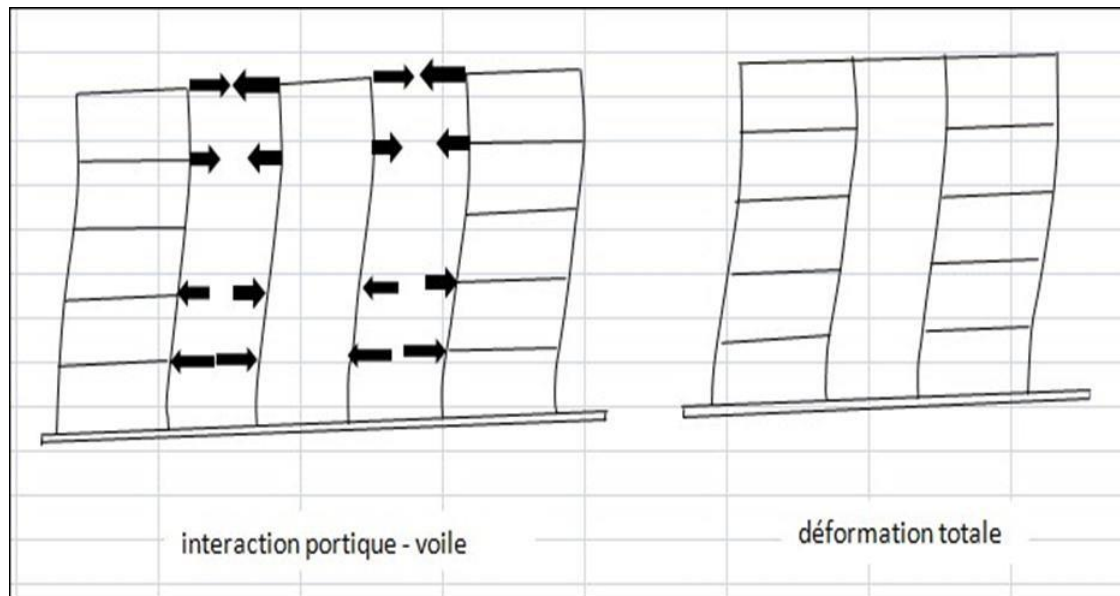
Figure 1.13 Déformation des voiles seuls sous séisme (14)

### 1.7.2 Déformation des voiles dans une structure

Dans un premier temps, les voiles, plus rigides, reprennent presque la totalité des charges sismiques et les déformations restent faibles.

Avec l'apparition de zones plastifiées sur les voiles, un report de charges se fait sur les portiques dont la ductilité permet une dissipation d'énergie importante.

La période propre du système s'allonge permettant la sortie du système d'une éventuelle résonance avec le sol. la figure 1.14 suivantes montre la déformation des voiles dans une structure.



**Figure 1.14** Déformation des voiles dans une structure (14)

## 1.8 Choix de modélisation

Quatre approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumise à des chargements mécaniques de type cyclique : modèles géologiques, modèles globaux, modèles intermédiaires ou semi-locaux, et modèles locaux. (9)

### 1.8.1 Les modèles géologiques

Ils visent à traiter une structure dans un environnement naturel par référence à des données géologiques. Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont prises en compte même si sa géométrie peut être simplifiée. Le but de ce type de modélisation est de déterminer les déformations du sol et celles de l'ouvrage. Ce niveau de modélisation est bien adapté à la simulation des ouvrages géotechniques comme les ouvrages des soutènements, Les barrages - poids ... (15).

### 1.8.2 Les modèles globaux

À ce niveau de modélisation, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des voiles semblent moins avancés que celle des modèles construits pour le calcul des poutres et des poteaux. Ceci est dû au fait qu'une contrainte supplémentaire de modélisation doit être pris en compte : le comportement non linéaire en cisaillement. En effet, comme l'élancement des voiles est inférieur à celui des poutres ou des poteaux (9). La contribution des sollicitations de

cisaillement complique davantage l'établissement d'un modèle global simple pour la prédiction.

### 1.8.3 Les modèles semi -locaux

Ils permettent d'utiliser les lois de comportement locales de comportement du béton et de l'acier, dans le cadre d'une cinématique simplifiée, associée aux éléments finis de type poutre, plaque ou coque. Les modèles de ce type permettent d'une part d'exploiter les caractéristiques des éléments de structure en réduisant la taille du système d'équations, et d'autre part favorise une intégration plus rapide de la loi de comportement (6).

### 1.8.4 Les modèles locaux

Ils ne mettent en œuvre aucune hypothèse sur la forme des distributions spatiales du champ de déplacement. Comme pour les modèles semi - locaux, la rhéologie est exprimée en variables locales : contraintes et déformations. Cette loi de comportement est en général Indépendante de la géométrie de la structure (6).

## 1.9 Lois de comportement du béton et de l'acier

La prédiction de la réponse d'une structure sous chargement monotone ou cyclique requiert des modèles de comportement adaptés aux matériaux constitutifs (acier, béton). A cet effet plusieurs approches de modélisation simplifiées existent, permettant de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques principales intervenant lors de la dégradation des matériaux (16) .

### 1.9.1 Modèles de béton

Le béton a un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi macroscopique homogène. Cette difficulté est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles, d'une matrice cimentaire et de cavités. A cela s'ajoutent des microfissures distribuées de manière aléatoire et présentes même à l'état vierge, c'est-à-dire avant toute sollicitation externe (17). Selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le béton se déforme de manière complexe en faisant intervenir une ou plusieurs combinaisons de mécanismes élémentaires : élasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration, etc. Des recherches ont été lancées depuis le début du XXe siècle sur le comportement mécanique du béton dans l'espoir de mieux comprendre les mécanismes de dégradation de ce matériau. Plusieurs théories appliquées à des matériaux tels que le béton a été développées. On peut citer l'approche locale de fissuration, la mécanique de la rupture, la théorie de la plasticité, la théorie de l'endommagement, l'approche par homogénéisation, etc. Ceci a conduit à l'élaboration de plusieurs modèles spécifique aux bétons. Nous pouvons citer les modèles d'endommagement isotropes de Mazars (18), de La Borderie (19), et le modèle de Bazant. Tous ces modèles, intégrés dans les codes de calcul, permettent de modéliser le comportement du béton par l'approche des éléments finis, et sont utilisés actuellement. Cependant, la modélisation du comportement mécanique du béton n'est pas complètement résolue et reste encore une question ouverte. Ceci est confirmé entre autres par la multiplicité des modèles proposés. En effet, la difficulté majeure réside dans l'élaboration d'un modèle suffisamment fiable pour bien représenter le comportement complexe du béton et relativement simple pour qu'il soit exploité dans des modélisations du matériau et de structure en béton armé.

### 1.9.1.1 Comportement en compression

La courbe présente deux phases distinctes : le comportement avant le pic peut être considéré comme un comportement élastique linéaire avec une légère non linéarité à l'approche du pic correspondant à la décohésion de quelques liaisons à l'interface pâte-granulats et à la progression de quelques microfissures dans la pâte de ciment. Le comportement adoucissant post-pic suivi d'une chute importante de la raideur due essentiellement au processus de décohésion du béton.

Les paramètres  $\varepsilon$ ,  $E_{cc}$  et  $r$  sont donnée comme suit :

$$E_{cc} = 8200 (f_c')^{3/8} \quad (f_c' \text{ en MPa}) \quad (1.1)$$

$$c_c = \frac{(f_c')^{1/4}}{800} \quad (f_c' \text{ en MPa}) \quad (1.2)$$

$$r = \frac{f_c'}{5.2} - 1.9 \quad (f_c' \text{ en MPa}) \quad (1.3)$$

Où :  $f_c'$  : est la résistance du béton confiné (en MPa)

$E_c$  : est le module tangentinitial

$c_c$  : est la déformation au pic

$r$  : est le paramètre qui définit la forme enveloppe de compression.

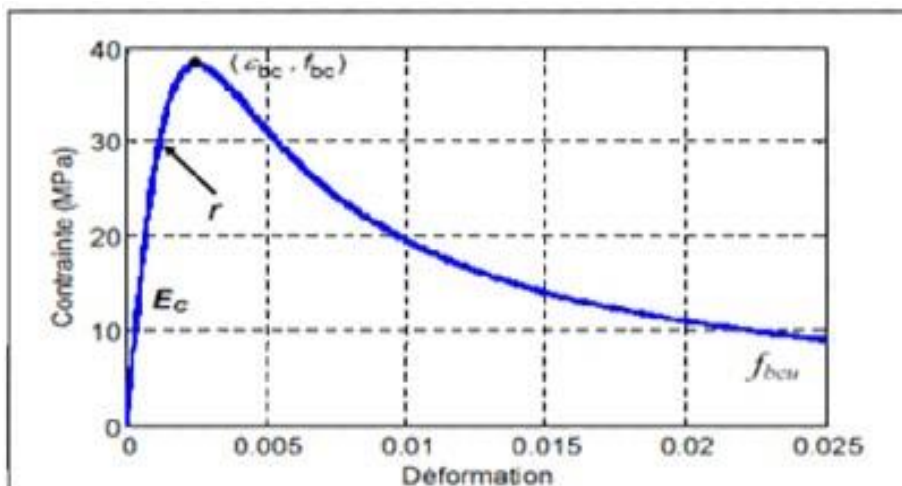


Figure 1.15 Modèle Chang et Mander en compression.

### 1.9.1.1 Comportement en traction

Il est bien connu que le béton est nettement moins résistant en traction qu'en compression. Le modèle suivant représente le comportement du béton en traction.

Avec :  $f_{bt}$  et  $c_{bt}$  sont respectivement la contrainte et la déformation en traction du béton au pic, la contrainte et la déformation à la rupture en traction du béton est  $c_{ut}$ .

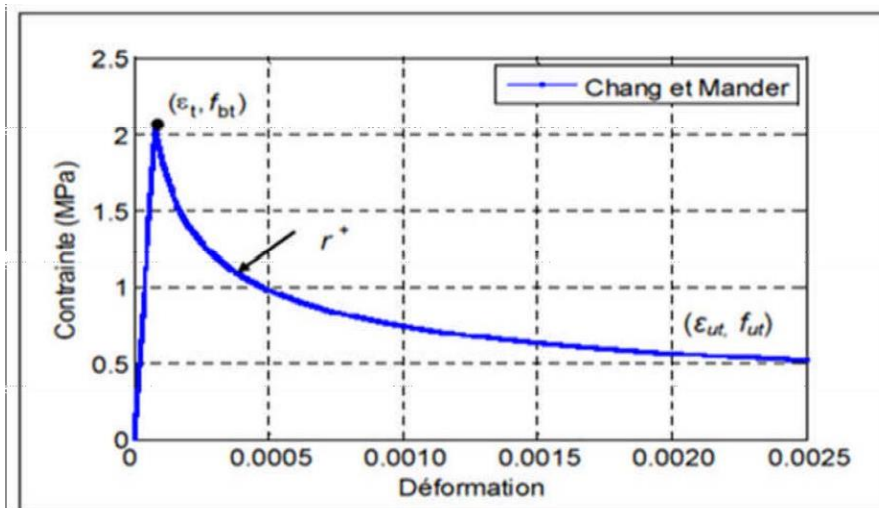


Figure 1.16 Modèle Chang et Mander en traction.

### 1.9.1.3 Comportement du béton sous chargement cyclique

Le comportement cyclique du béton en compression montré sur la figure 1.17 indique l'apparition des boucles hystérésis lors des cycles charge-décharge. L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Des essais expérimentaux (15) montrent que l'apparition des microfissures provoque des dégradations des caractéristiques élastiques du matériau, Cela est dû à la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres de ces microfissures (16) .

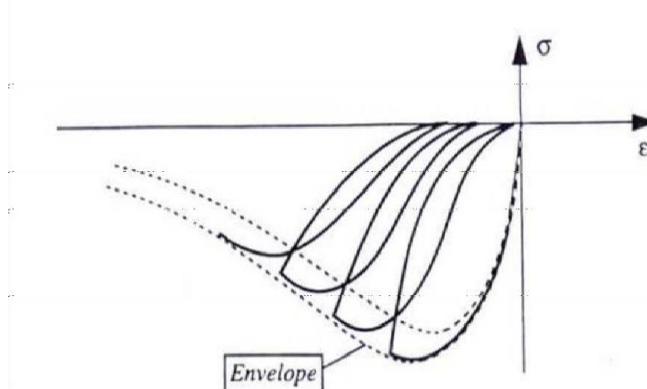


Figure 1.17 Comportement cyclique du béton en compression simple.

### 1.9.2 Modèles de l'acier

Après avoir présenté quelques modèles de comportement du béton, nous passons aux modèles de l'acier. Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la figure 1.18 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements (16), un comportement élastique, lorsqu'on se situe au-dessous du point de la limite élastique, c'est-à-dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale). Lorsque le point de la limite élastique est dépassé même si le chargement est supprimé, des déformations permanentes apparaissent.

Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même que le module d'élasticité initial (20) .

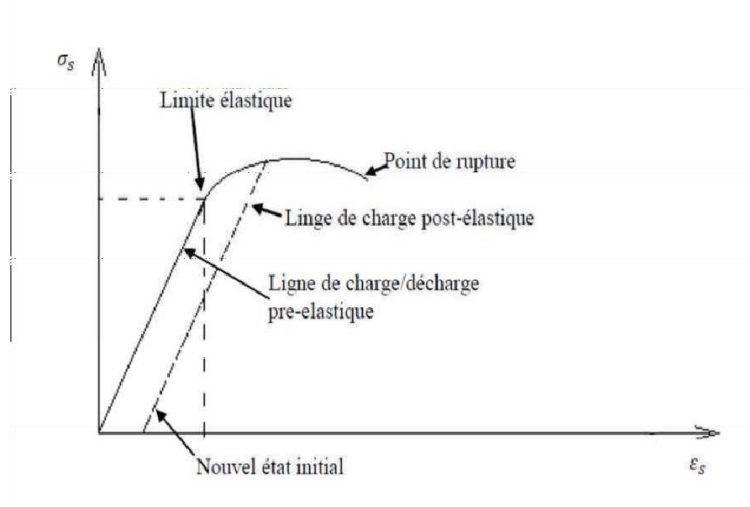


Figure 1.18 Comportement de l'acier en traction simple.

### 1.10 Ductilité

La ductilité est une caractéristique essentielle des structures devant résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique global. Le terme « *ductilité* » définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Elle est souvent chiffrée à l'aide d'un facteur de ductilité, qui indique la relation entre la déformation à l'état limite ultime et la déformation à la fin de la phase élastique (21). On distingue quatre manières de quantifier la ductilité dans une structure, elles sont illustrées sur la figure 1.19.

$$\text{Déformation} \quad \mu_s = \frac{s_{max}}{s_y} \quad (1.5)$$

$$\text{Courbure} \quad \mu = \frac{3_{max}}{3_y} \quad (1.6)$$

$$\text{Rotation} \quad \mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (1.7)$$

$$\text{Déplacement} \quad \mu_\delta = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1.8)$$

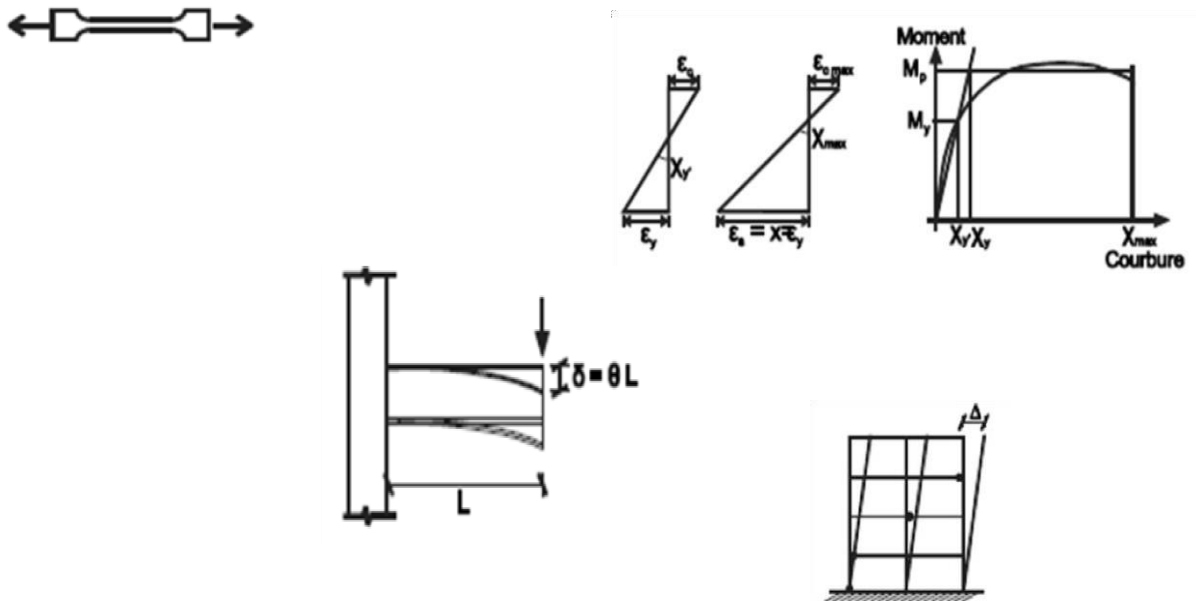


Figure 1.19 Quatre niveaux de définition de la ductilité.

### 1.10.1 Ductilité de déformation

La ductilité de déformation est liée à la capacité de déformation locale des matériaux Elle

Est définie par le rapport de la déformation maximale imposée  $c_{max}$  à la déformation élastique limite  $c_y$

$$\mu_c = \frac{c_{max}}{c_y} \quad (2.5)$$

### 1.10.2 Ductilité de courbure

La ductilité de courbure est la capacité de rotation des rotules plastiques développées dans la structure. Elle est définie par le rapport entre la courbure maximale  $3_{max}$  et la courbure à la limite élastique  $3_y$

$$\mu_b = \frac{3_{max}}{3_y} \quad (1.9)$$

### 1.10.3 Ductilité de rotation

La ductilité de rotation ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Elle est définie par le rapport entre la rotation maximale de la rotule plastique  $\theta_{max}$  et la rotation à la limite d'élasticité  $\theta_y$

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (1.10)$$

### 1.10.4 Ductilité de déplacement

On l'appelle aussi ductilité globale qui est reliée au comportement global de la structure, elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral maximal ( $\Delta_{max} = \Delta_p + \Delta_y$ ) au déplacement latéral élastique limite  $\Delta_y$

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1.11)$$

### 1.11 Notion de Rotule plastique

À la suite des divers séismes survenus et des essais réalisés, plusieurs chercheurs ont constaté que pendant les déplacements, les structures présentent de grandes déformations inélastiques et des courbures élevées dans la région où le moment est le plus élevé. Cette région est normalement appelée rotule plastique (22). Les modèles de rotule plastique sont largement utilisés en génie parasismique pour prédire les relations charge-déformation des éléments en béton armé.

La rotule plastique est la région de l'élément où des courbures de flexion inélastiques se produisent dans les murs de contreventement en béton armé qui sont continus le long de la hauteur du bâtiment, cette région est située à la base des murs sous une charge latérale importante. , comme illustré sur la figure 1.20. Où  $l_w$ : est la longueur du mur,  $h_w$ : est la hauteur du mur.

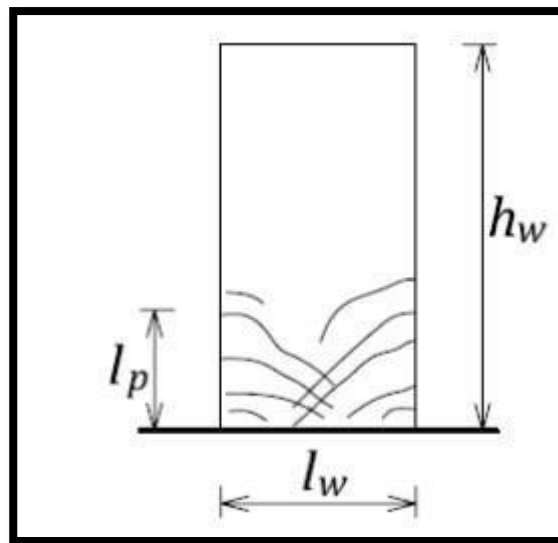


Figure 1.20 La longueur de la rotule plastique

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de Push over. Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination des lois moment-courbure (23).



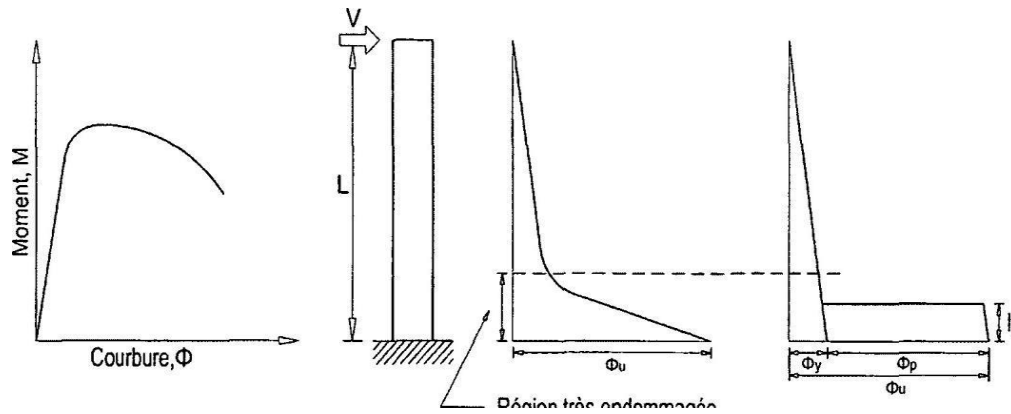


Figure 1.21 Définition de la longueur de la rotule plastique ; Park et Paulay [1975].

### 1.11.1 Loi moment-courbure pour un mur de cisaillement

L'Absorption et la dissipation d'énergie sous une déformation inélastique est la principale philosophie d'une conception parasismique. Si le comportement d'une paroi (mur) est linéaire élastique, la relation moment-courbure est linéaire et la courbure est obtenue comme suit :

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (1.12)$$

Où  $EI$  est la rigidité en flexion du mur et  $M$  le moment.

Au stade linéaire comme au stade non linéaire, la courbure est obtenue sous la forme :

$$\phi = \frac{\epsilon_t + \epsilon_c}{d} \quad (1.13)$$

Où  $d$  distance entre les barres de traction et de compression à laquelle les déformations ( $\epsilon_t$  et  $\epsilon_c$  respectivement) sont mesurées (24).

Selon la théorie classique de flexion, une courbure est égale au ratio de la déformation correspondante à certaine fibre de cette section par rapport à sa distance de l'axe neutre (figure 2-13) (25).

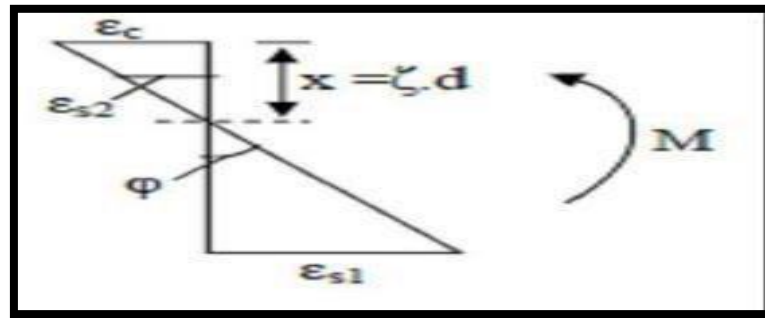


Figure 1.22 Courbure d'une section par rapport à sa distance de l'axe neutre.

La courbure est donnée par la relation suivante :

$$\phi = \frac{c_c}{x} \quad (1.14)$$

Avec :  $c_c$  est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton.  
 $x$ : est la distance à partir de l'axe neutre.

De même :

$$\phi = \frac{s_{sl}}{d-x} \quad (1.15)$$

Avec  $\varepsilon_{sl}$  : est la déformation (allongement) des aciers tendus,  $d$ : est la profondeur effective de la section à partir des deux équations précédentes, la courbure pourrait être donnée également par:

$$\phi = \frac{c_c + c_{sl}}{d} \quad (1.16)$$

La courbure du mur de cisaillement peut également être exprimée par le rapport de déformation de compression du béton ( $c_{cm}$ ) à la profondeur de l'axe neutre ( $k_d$ ) figure 1.23 (25).

$$K = \frac{c_{cm}}{k_d} \quad (1.17)$$

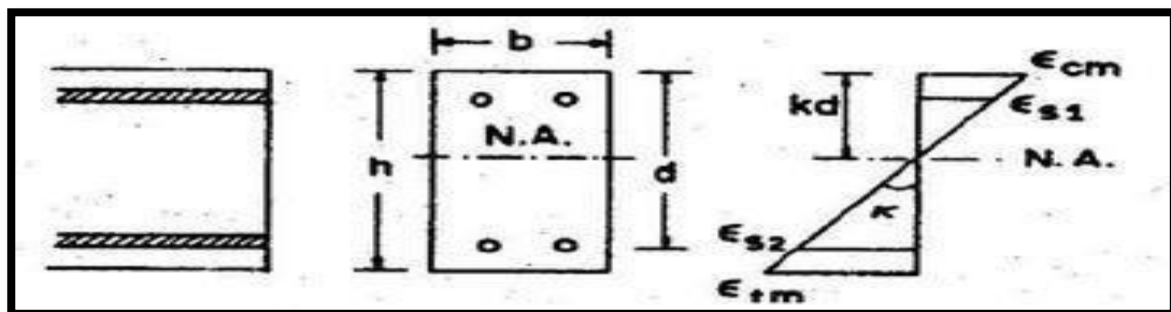


Figure 1.23 Courbure d'une section par rapport à sa distance de l'axe neutre

La capacité d'une rotule plastique à supporter les déformations plastiques déterminera si un élément structural est capable de fonctionner à un certain niveau de ductilité. La valeur de la longueur de la rotule  $l_p$  dépend du gradient de moment, de la hauteur du mur, de sa longueur et du niveau de charge axiale, Il existe plusieurs équations différentes pour estimer la valeur de  $l_p$  à utiliser dans les calculs de courbure. Dans ce qui suit, on citera quelques formules tirées de la littérature.

### 1.11.2 Équations pour la prédiction de la rotule plastique dans des voiles en béton armé

#### 1.11.2.1 Euro-code 8 (2005) (4)

Diverses expressions ont été proposées pour le calcul de la longueur de la rotule plastique. Pour les composants en béton armé, la longueur de la rotule plastique équivalente peut être simplement supposée égale à la moitié de la profondeur du membre,  $L_p = 0.5 l_w$ , où  $l_w$  est la longueur du mur (Park et Paulay 1975). L'ASCE 41 (2007) indique que pour les modèles analytiques de murs en cisaillement et de segments de murs, la valeur de  $L_p$  doit être égale à 0,5 fois la profondeur de flexion de l'élément, mais inférieure à une hauteur de plancher pour les murs de cisaillement et moins de 50% de la longueur de l'élément pour les segments de mur.  $L_e$  La profondeur de flexion recommandée est de 0,8  $L_w$  dans l'Eurocode 8 (2005). L'expression proposée pour la longueur de la rotule plastique dans Eurocode 8 se lit comme

$$L_p = \frac{L_v}{30} + 0.2 L_w + 0.11 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f'_c (MPa)}} \quad (1.18)$$

Où  $L_v$  est la plage de cisaillement (rapport moment / cisaillement, M / V),  $d_{bl}$  : est le diamètre (moyen) du renforcement en traction,  $f_y$  et  $f'_c$  sont la limite d'élasticité du renforcement longitudinal et résistance à la compression du béton, respectivement.

#### 1.11.2.2 Mattock (1967) et Priestley et al. (1996)

La longueur de la rotule plastique qui permet une rotation plastique précise peut être facilement déterminée à partir des données expérimentales. Mattock (1967) et Priestley et al. (1996) ont proposé une approche similaire, l'expression pour estimer la longueur de la rotule plastique en fonction des propriétés des éléments en béton armé. L'expression est sous la forme :

$$L_p = \alpha L + \beta D + \epsilon f_y d_b \quad (1.19)$$

Où  $L$  : est la longueur du membre entre deux joints (étendue de cisaillement dans le cas de murs de cisaillement,  $L_v$ ),

$D$  : est la profondeur de l'élément (sur la section transversale),

$d_b$  : est le diamètre de la barre de l'armature longitudinale, respectivement (4).

Dans cette équation, les coefficients ont été calculés comme suit :  $\alpha = 0,05$ ,  $\beta = 0,5$  et  $\epsilon = 0$  pour calculer la longueur des rotules plastique des poutres en fonction du travail de Mattock. Selon Priestley et al. (1996), les coefficients pour les murs de cisaillement sont  $\alpha = 0,08$ ,

$\beta = 0$  et  $\epsilon = 0,022$ , et l'équation se lit comme :

$$L_p = 0.08 L_v + 0.022 f_y d_b \quad (1.20)$$

Sur la base d'une recherche spécifiquement applicable aux murs (Paulay et Priestley, 1992), la longueur de la rotule plastique équivalente,  $L_p$  réglable à 0,2 fois la longueur du mur,  $L_w$ , plus 0,07 fois le moment de cisaillement (également connu sous le nom de durée de cisaillement,  $L_v$ ),  $M / V$ , qui est :

$$L_p = 0.2L_w + 0.07 \left(\frac{M}{V}\right) \quad (1.21)$$

### 1.11.2.3 (Bohl et Adebar 2011)

(4) Dans une étude très récente basée sur les résultats de l'analyse par éléments finis non linéaire, une expression a été proposée pour  $L_p$  en fonction de la longueur de la paroi, du rapport moment / cisaillement et de la compression axiale (Bohl et Adebar 2011) comme :

$$L_p = (0.2L_w + 0.05 L_v) \left(1 - 1.5 \frac{P}{A_w f'_c}\right) \leq 0.8 L_w \quad (1.22)$$

Où :  $P$  est la force axiale sur la section et  $A_w$  est la surface de la paroi. On peut trouver plusieurs autres expressions proposées pour le calcul de la longueur de la rotule plastique, mais toutes ces définitions nécessitent une vérification expérimentale approfondie qui n'est pas encore complète, car les expérimentateurs se sont davantage intéressés aux caractéristiques de déformation de la charge qu'aux paramètres de réponse locaux.

L'absence de données expérimentales complètes en raison de limitations dans les mesures et les installations expérimentales, et de problèmes de précision dans les procédures d'analyse moment-courbure basées sur les sections dans la prédiction de la réponse du béton armé dans des conditions des efforts variables, a fondé cette étude pour examiner la répartition des déformations et des courbures le long de la hauteur du mur à la base.

Un outil de modélisation par éléments finis bien calibré a été utilisé pour étudier la méthode d'analyse des rotules plastique et ses composants, tels que la longueur de la rotule plastique, la courbure et la rotation plastique, les déplacements en flexion et en cisaillement pour les murs de cisaillement.

Une étude paramétrique prenant en compte la longueur du mur ( $L_w$ ) et la hauteur ( $H_w$ ), ainsi que le rapport de forme de la paroi ( $H_w / L_w$ ), le niveau de charge axiale ( $\frac{P}{A_w f'_c}$ ) et la quantité du ferrailage longitudinal de l'élément de délimitation ( $\rho_b$ ) ont été définis pour déterminer la longueur de la rotule plastique ( $L_p$ ).

L'équation de prédiction précise de la longueur de la rotule plastique ( $L_p$ ) pouvant être utilisée dans l'analyse des rotules plastique des murs en porte-à-faux a été déterminée à partir des résultats de l'analyse.

### 1.11.2.4 Kazaz [2013]

$$L_p = \left(\frac{0.2L_w}{w}\right) \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c}\right) \left(1 - \frac{f_y \rho_{wh}}{f'_c}\right) \left(\frac{M}{L_w}\right)^{0.45} \quad (1.23)$$

où  $f_y$  : est la limite d'élasticité de l'acier et  $\rho_{wh}$ , le ferrailage horizontal (transversal) dans le mur (4).

**1.11.2.5 Priestley et al. [2007]**

$$L_p = kH_e + 0.1L_w + L_{sp} \quad (1.24)$$

Où  $k$  est une constante reflétant la distribution de la plasticité en fonction du rapport des résistances ultime à la limite d'élasticité de l'acier d'armature ( $k = 0,2 (f_u / f_y - 1) \leq 0,08$ ),

$H_e$  est la hauteur effective, et  $L_{sp}$  est la longueur de pénétration de la contrainte définie comme suit:

$$L_{sp} = 0.022f_{ye}d_{bl} \quad (1.25)$$

$f_{ye}$  est la limite d'élasticité attendue de l'acier ( $1.1 f_{ye}$ ) (4)

**1.11.2.6 ICBO [1997]**

Pour les composants en béton armé, la longueur de la rotule plastique équivalente peut être simplement supposée égale à la moitié de la longueur de mur

$$L_p = 0.5l_w \quad (1.26)$$

Où  $l_w$  est la longueur du mur (4).

**1.11.2.7 Thomsen and Wallace [2004]**

$$L_p = 0.33 L_w \quad (1.27)$$

Cependant, ces équations sont utilisées pour déterminer la longueur de la rotule plastique ont été dérivées de résultats numériques ou expérimentaux pour des murs béton armé qui ne sont pas représentatifs puisque les murs sont légèrement renforcés. Dans les régions de sismicité faible à modérée. Par exemple, la plupart des résultats expérimentaux utilisés pour dériver ces équations provenaient d'essais sur des murs en béton armé avec des propriétés bien confinées. Les zones limites et l'acier d'armature ayant des propriétés mécaniques qui ne seraient pas utilisées dans les régions de sismicité faible à modérée (4).

**1.11.2.8 Altheeb et al. [2015]**

Une étude récente d'Altheeb et al. [2015] ont utilisé des expériences réduites sur des éléments légèrement renforcés pour obtenir une longueur de la rotule plastique sur la base de la longueur de pénétration de la contrainte dès la formation d'une seule fissure (4).

$$L_p = \frac{(f_u - f_y)d_{bl}^2}{4\sqrt{f'_c}} \quad (1.28)$$

**1.11.2.9 Wibowo et al. [2013]**

(4)Wibowo et al. [2013] ont proposé une alternative dans l'Eq (2.52) pour calculer la longueur de la rotule plastique lorsque  $M_{cr}$  est plus grand que  $M_u$  au niveau de la section critique dans les murs en béton armé. Wibowo et al. [2014] reconnaître la possibilité d'une fissure unique pour certains murs légèrement renforcés, réduire « la longueur de la rotule plastique en fonction de la pénétration de la longueur élastique »

$$L_p = 15 d_{bl} \quad (1.29)$$

Une analyse de régression linéaire multiple a été utilisée pour calculer la longueur de la rotule plastique, l'expression pour les murs rectangulaires légèrement renforcés non confinés [Eq. (1.30)]:

$$L_p = (0.10L_w + 0.075H_e) \left(1 - 6.0 \left(\frac{P}{A_g f_{cmi}}\right)\right) \leq 0.5 L_w \quad (1.30)$$

## 1.12 Fissuration des voiles en béton armé

### 1.12.1 Introduction

L'étude de la fissuration du béton a débuté par celle des tirants du fait de la simplicité apparente de ces éléments travaillant dans une seule direction. Ce sont les résultats de ces premières études qui ont donné lieu aux premières formulations codifiées dans la réglementation française sur la fissuration, c'est-à-dire celles figurant dans les règles CCBA 68 (26).

Plus largement en Europe, la fissuration a globalement été étudiée principalement dans les deux buts suivants :

- Pour quantifier l'ouverture des fissures, dans le but de se prémunir de ses effets, soit vis à vis de la durabilité, soit vis à vis de l'étanchéité ;
- Pour mieux connaître l'effet de la fissuration sur la rigidité des éléments, principalement dans le but d'évaluer les flèches des éléments en flexion.

### 1.12.2 Formation des fissures (26)

La formation d'une fissure a pour conséquence l'augmentation soudaine de la contrainte dans l'acier due à un transfert de charge, augmentation qui va elle-même faire croître la largeur de la fissure.

Pour qu'il y ait fissure, il faut un glissement de l'acier dans le béton sur une longueur  $l_s$ : ce glissement est le résultat du différentiel de déformation acier-béton intégré sur cette longueur de glissement. L'ensemble de ces grandeurs étant variables le long de la barre (et dans le temps, en fonction du chargement), nous abordons la physique du phénomène en retenant les grandeurs moyennes suivantes :

Ouverture de fissure :

$$W = l_s \chi (s_{sm} - s_{cm}) \quad (1.31)$$

Avec :

$s_{sm}$  Déformation moyenne des aciers sur la longueur de glissement.

$s_{cm}$  Déformation moyenne du béton sur la longueur de glissement.

Ces deux grandeurs physiquement simples sont en fait non accessibles par un calcul direct et d'autant moins qu'il faut distinguer deux cas très différents, celui de la fissuration « accidentelle » et celui de la fissuration « systématique », ces deux notions étant explicitées ci-dessous.

### 1.12.3 Cas de la fissuration accidentelle

Ce cas donne lieu au schéma de déformation de l'acier en fonction de son abscisse sur la barre pouvant être représenté sur la figure 1.24

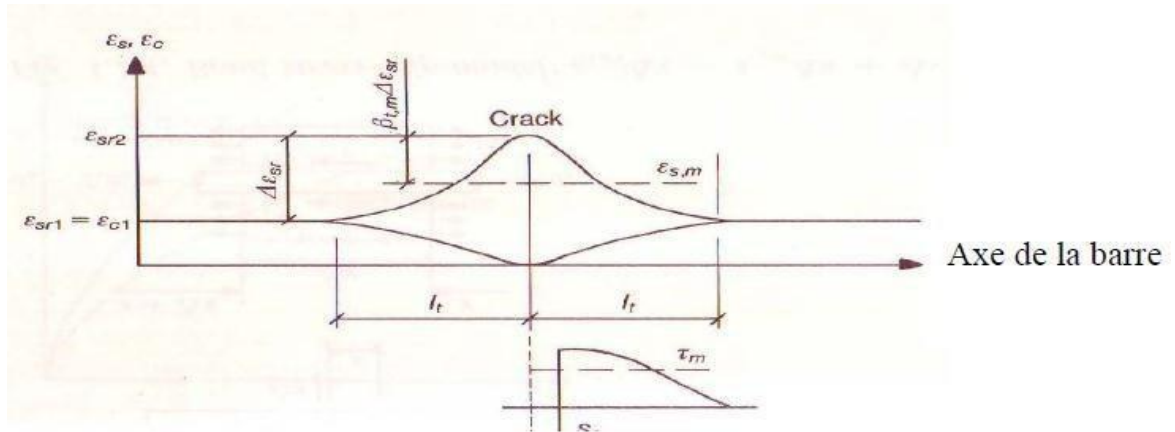


Figure 1.24 Représentation des déformations de l'acier (en haut) et du béton (en bas) avec l'axe de la barre d'acier en abscisse dans le cas de la fissuration accidentelle

On note bien l'égalité de déformation acier-béton au point de glissement nul ce qui est caractéristique de la fissuration accidentelle

Avec :

$\varepsilon_{sr2}$  : déformation de l'acier au droit de la fissure (grandeur accessible dans un calcul béton armé) conventionnel dans le cas de poutres ou des tirants

$\varepsilon_{c1}$  : déformation du béton au point de glissement nul : grandeur accessible avec certaines précautions (avant fissuration systématique) puisque dans ce cas il s'agit de la déformation du béton armé considéré en dehors de la zone fissurée.

$\varepsilon_{sr1}$  : déformation de l'acier au point de glissement nul

$\varepsilon_{cr1}$  : déformation du béton au point de glissement nul

$\Delta\varepsilon_{sr}$ : différentiel maximal de déformation de l'acier le long de la barre (différence de deux grandeurs accessibles).

La grandeur  $[\beta_{t,m}, \Delta\varepsilon_{sr}]$ , permettant de passer de la déformation maximale à la déformation moyenne est accessible par l'intermédiaire de ce coefficient  $\beta_{tm}$  égal à un facteur d'intégration de la déformation de l'acier le long de la barre. Ce coefficient est voisin de 0,5, valant 0,6 compte tenu du caractère convexe de la courbe représentant  $\varepsilon_s$  le long de la barre (voir chapitre précédent).

Dans le cas des poutres ou des tirants, où on a accès à  $\varepsilon_{s2}$ , puisque l'on considère que tout l'effort de traction passe par les seuls aciers, on a

$$s_{sm} = s_{s2} - \beta_{t,m}(s_{sr2} - s_{sr1}) \quad (1.32)$$

### 1.12.4 Cas de la fissuration systématique

Lorsque la fissuration est systématique, on obtient le schéma donné par la figure 1.25.

$\varepsilon$  : déformation de l'acier

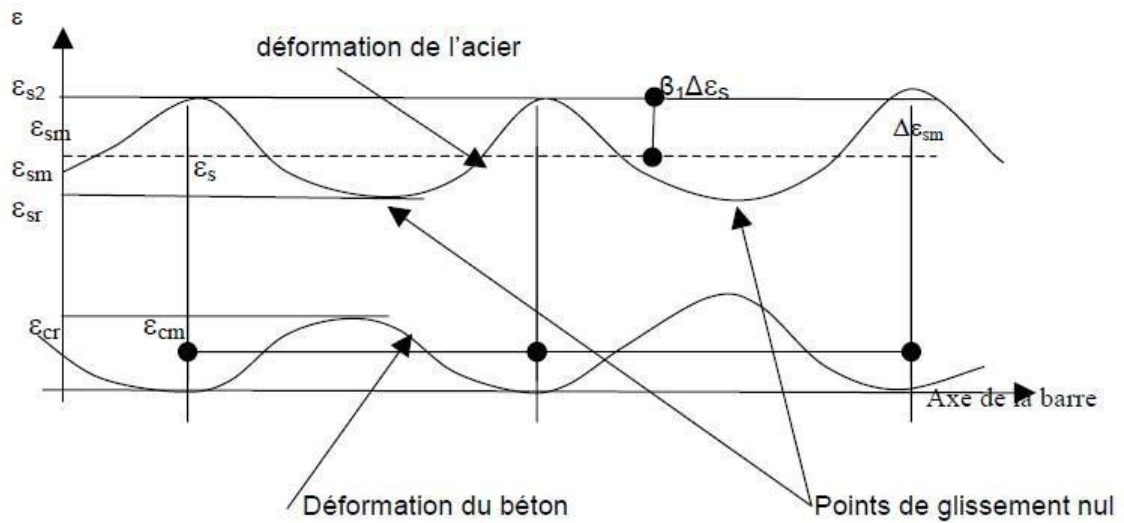


Figure 1.25 représentation des déformations de l'acier et du béton avec l'axe de la barre d'acier en abscisse dans le cas de la fissuration systématique.

On remarque que les déformations du béton et de l'acier ne sont pas identiques aux points de non glissement.

Toutes les fissures sont apparues et les déformations de la structure se traduisent essentiellement par une augmentation de la déformation des aciers et de l'ouverture des fissures ; la déformation du béton entre les fissures est quant à elle plafonnée par sa capacité de déformation (les pics de déformation du béton ne sont pas identiques).

Lorsque les déformations vont encore augmenter l'allongement des aciers croît jusqu'à leur limite élastique et au-delà : la raideur correspondante va se rapprocher de la raideur des aciers seuls. Mais ces déformations « moyennes » des aciers comportent une ordonnée à l'origine non nulle correspondant aux restrictions de déformations dans les zones de glissement nuls. Il est d'usage de représenter l'ensemble de ces phénomènes sur le diagramme de la figure n° 2-10 visualisant la déformation moyenne des aciers qui constitue la donnée de base pour estimer l'ouverture de fissure.



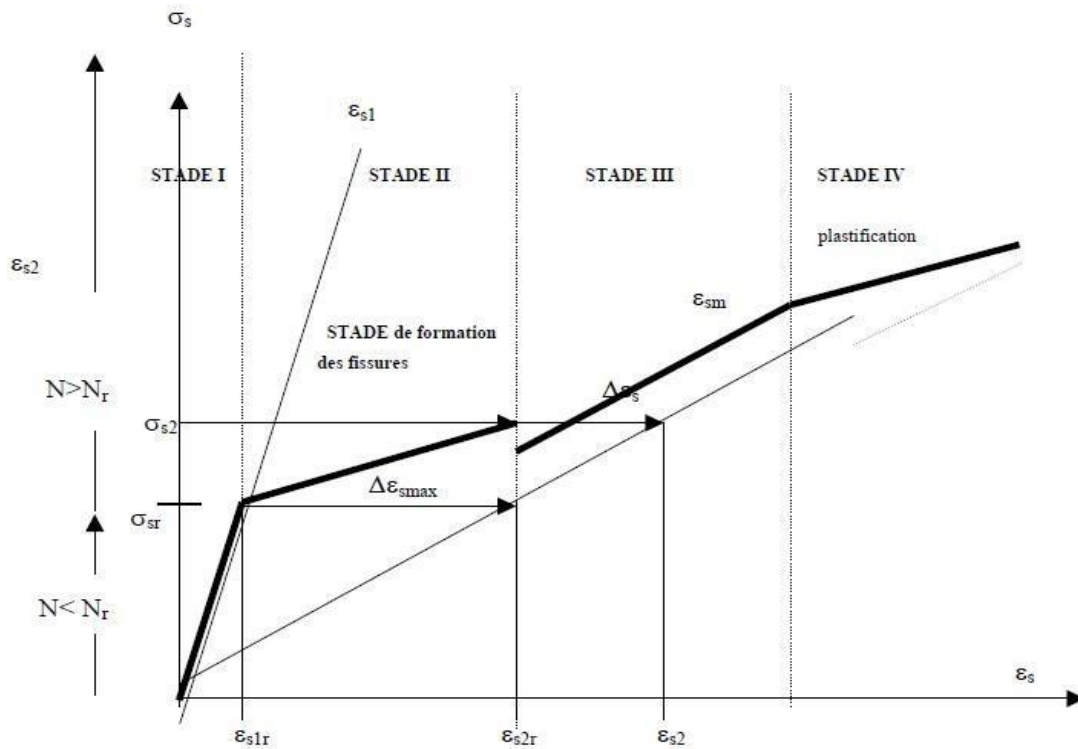


Figure 1.26 contrainte d'acier à la fonction de leur déformation moyenne (26).

$\sigma_{s2}$ : représente la contrainte de l'acier au droit de la fissure.

$\sigma_{sr}$ : représente la contrainte de l'acier juste avant la fissuration.

Ce phénomène est appelé «stiffening effect» : au fur et à mesure que les déformations augmentent, l'effet relatif du béton autour des aciers diminue, car le glissement augmente et l'effet restrictif du béton diminue.

Le stade initial I correspond à l'absence de fissures. Le stade II intermédiaire correspond à la phase d'apparition de la première fissure jusqu'au début de la fissuration systématique. Les fissures apparaissent les unes après les autres, avec des longueurs de glissement dont l'extrémité à glissement nulle (entre les fissures) connaît des points où la déformation de l'acier est égale à celle du béton. Le stade III correspond à la fissuration systématique avant plastification des aciers (domaine de fonctionnement qui va nous intéresser). La totalité des fissures est apparue et l'augmentation des déformations s'accompagne d'une augmentation de la taille des fissures. De plus, au point de glissement nul la déformation des aciers n'est pas nécessairement identique à celle du béton.

Le stade IV est celui de la plastification des aciers qui s'accompagne d'une diminution de la raideur.

La distinction entre ces différents stades est fondamentale pour accéder aux grandeurs qui nous occupent (principalement  $l_s$  et  $\varepsilon_{sm}$ ). Le passage du stade I au stade II s'opère par un transfert de la totalité de l'effort sur la section d'acier seul. La possibilité de ce transfert est conditionnée par la condition (très théorique) de non-fragilité (26.)

### 1.12.5 Codification des ouvertures des fissures

La plupart des codes de dimensionnement dans le monde expriment les ouvertures des fissures en termes de contraintes (ou déformation) des aciers aux voisinages de la zone fissurée, et ils ont négligé la contribution de béton dans la résistance aux ouvertures des fissures.

#### 1.12.5.1 Eurocode 2 (27).

L'Eurocode 2 estime également les ouvertures des fissures comme étant la différence entre la déformation des aciers tendue et la déformation de béton multiplier par une longueur appelée la longueur de glissement qui définit comme une distance entre les fissures.

$$W_k = S_{r,max} * (s_{sm} - s_{cm}) \quad (1.33)$$

Avec :

$S_{r,max}$ \*: Espacement maximal des fissures,

$s_{sm}$  : Allongement moyen des armatures, sous la combinaison d'actions considérée, tenant compte de la contribution du béton tendu,

$s_{cm}$  : Allongement moyen du béton entre les fissures.

$$s_{sm} - s_{cm} = \frac{\sigma_s - k \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (1.34)$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier dépende de l'espacement maximal ou de diamètre maximal  $\Phi_s$  des barres (voir tableaux 1.1 et 1.2)

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (1.35)$$

Et  $\rho_{p,eff}$  ratio d'armature calculée par rapport à une section dite « Effective » du béton,  $K_t$  valant 0,6 pour les chargements de courte durée et 0,4 pour les longues durées.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (1.36)$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff} \quad (1.37)$$

L'aire de béton entourant l'armature tendue sur une hauteur ( $h_c, eff$ ).

$$h_{c,eff} = \text{Min} * 2.5(h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h_t}{2} \quad (1.38)$$

Tableau 1-1 : Diamètre maximal  $\Phi_s$  des barres pour la maîtrise de la fissuration [S. Multon-2012].

Contrainte de l'acier (MPa)	Diamètre maximal des barres (mm)		
	$W_k=0.4$ mm	$W_k=0.3$ mm	$W_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tableau 1.2 : Diamètre maximal  $\Phi_s$  des barres pour la maîtrise de la fissuration [S.Multon-2012]

Contrainte De l'acier (MPa)	Espacement maximal des barres (mm)		
	$W_k=0.4$ mm	$W_k=0.3$ mm	$W_k=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	100	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

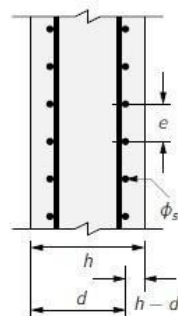


Figure 1.27 élément sollicité en traction.

La longueur de glissement :

La distance entre fissures  $S_{r,max}$  est donnée par l'expression suivant :

$$S_{r,max} = K_3 + \frac{K_1 K_2 K_4 \Phi^*}{\rho_{p,eff}} \quad (1.40)$$

Avec :  $\Phi_s$  Diamètre des barres, s'il y a plusieurs barres de diamètres différents dans une même section

$$\Phi^* = \Phi_s * \frac{2.9}{f_{cteff}} * \frac{10(h-d)}{h} \quad (1.41)$$

$$\Phi_{eq} = \frac{n_1(\Phi_1)^2 + n_2(\Phi_2)^2}{n_1\Phi_1 + n_2\Phi_2} \quad (1.42)$$

c : enrobage des armatures longitudinales,

$K_3 = 3,4$  Pour des enrobages c supérieurs à 25 mm, le coefficient  $K_3$  est à remplacer par :

$$K_3 = 3.4 \frac{25}{c} \quad (1.43)$$

$$S_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (1.44)$$

$K_1 = 0,8$  pour les aciers HA, coefficient fonction des propriétés d'adhérence des barres,

$K_2 = 1$  pour la traction pure et 0,5 en flexion.

$K_4 = 0,425$ .

### 1.12.5.2 Fib model concrete (MC2010)

Ce document propose une formule pour estimation des ouvertures des fissures en fonction des contraintes principale et la contrainte de cisaillement au voisinage de la fissuration

$$W = 2l_{smax} * (c_s - c_c) \quad (1.45)$$

Avec :

$$l_{smax} = K * C + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm} \Phi_s}{\tau_{bms} \rho_{seff}} \quad (1.46)$$

$$c_s - c_c = 0.339 * 10^{-3} * (\cos(\theta) + \sin(\theta)) - 0.264 * 10^{-4} \quad (1.47)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \left( \frac{2 \tau_{xy}}{N_{xx} - N_{yy}} \right) \quad (1.48)$$

$l_{smax}$  : Longueur de glissement.

K : coefficient égale 1.

C : enrobage.

$f_{ctm}$

$\tau_{bms}$ : Rapport entre la contrainte caractéristique de béton et la contrainte de cisaillement. des armatures égale 1.8.

$\Phi_s$  : Armature acier.

$\rho_{s,eff}$  : Taux d'armature vertical

$s$  : Déformation des aciers.

$c$  : Déformation de béton.

$N_{xy}, N_{xx}, N_{yy}$  : Les contraintes principales en MPA.

$\theta$  : angle entre les armatures vertical et la direction des contraintes principales de traction

### 1.13 La codification des efforts de cisaillement

#### 1.13.1 Code BAEL

Le BAEL est basé sur la théorie des états-limites ultimes et services, mais la résistance à l'effort tranchant n'est exprimée qu'au travers d'une condition d'état limite ultime. - Le BAEL 91 ne propose pas de règle spécifique pour les voiles en béton armé, mais ils sont en général considérés comme des poutres soumises à un effort tranchant en satisfaisant les deux conditions suivantes :

Béton :

$$r_u = \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) \quad (1.49)$$

Avec :

$$r_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \quad (1.50)$$

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$b_0$  : Largeur de l'âme.

$d$  : Hauteur utile de la poutre.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton en compression.

$\gamma_b = 1.15$ , coefficient partiel de sécurité du béton (accidentel).

**Armatures horizontales :**

$$r_u = 0.9\rho_h f_e + 0.3K f_{tj} \quad (1.51)$$

Où

$0.9\rho_h f_e$  représente la contribution de l'acier et  $0.3K f_{tj}$  celle du béton. Avec :

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique du béton en traction,

$f_e$  : Limite élastique de l'acier,

$$K = 1 + 3 \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}} \quad (1.52)$$

$\sigma_{cm}$  : Contrainte moyenne de compression,

$$\rho_h = \frac{A_t}{b_0 s_t} \quad (1.53)$$

$A_t$  : Section d'un cours d'armatures horizontales,

$s_t$  : Espacement des cours successifs d'armatures horizontales,

$\gamma_s = 1$  coefficient partiel de sécurité de l'acier (accidentel)

**Les armatures verticales** : sont justifiées par la règle dite des 'coutures' qui s'exprime de la façon suivante :

$$r_u = \sigma_u + \rho h f_e \quad (1.54)$$

Où  $\sigma_u$  est la contrainte normale, sa valeur est considérée ici positive en compression.

### 1.13.2 Eurocode 2

-EC2 c'est un code européen pour le dimensionnement des structures en béton armé, pour la partie évaluation de la résistance des éléments.

-En ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant, L'Eurocode 2 propose des règles pour les poutres ou consoles courtes qui peuvent être appliquées aux voiles en béton armé.

#### a. la résistance au cisaillement sans ferraillement réparti qui correspond à la contribution du béton :

La formule ci-dessous qui prend en compte l'effet du ferraillement de flexion :

$$V_{Rd,c} = [ C_{rd} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \left( \frac{2d}{a_v} \right) + 0.15 \sigma_{cp} ] b_w d \leq 0.5 b_w d v f_{cd} \quad (1.55)$$

Avec: 
$$v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (1.52)$$

$d$  : hauteur utile de la section en millimètre.

$a_v$  : Bras de levier de l'effort tranchant, si  $a_v < 0.5d$ , on prend  $a_v = 0.5d$ .  $(1.56)$

$b_w$  : Largueur de section en millimètre.

$H$  : hauteur de la section en millimètre.

$A_{sl}$  : Section d'armature de flexion

$f_{ck}$  : Résistance du béton en compression à 28 jours.

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad (1.57)$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (1.58)$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (2.60)$  : taux de ferraillement pour la flexion.

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w h} \leq 0.2 f_{cd} \quad (2.61)$  : contrainte normale en MPa.

$N_{ed}$  : Effort normal en N, positif en compression.

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.62)$  : Résistance de dimensionnement du béton en

Compression en MPa.

Pour les états-limites ultimes en situation accidentelle :  $\gamma_s = 1$  et  $\gamma_c = 1.2$

**b- La résistance à l'effort tranchant avec des armatures transversales réparties (non inclinées) est la suivante**

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + A_{sw}f_{ywd} \leq 0.5b_wd_vf_{cd} \quad (1.59)$$

Avec :

$V_{Rd,c}$  : La contribution du béton calculée plus haut.

$A_{sw}$  : La somme des sections des armatures réparties sur largeur de  $0.75a_v$ .

$f_{ywd}$  : Limite élastique des armatures réparties.

$0.5*b_w*d*v*f_{cd}$  représente la limite supérieure de la résistance à l'effort tranchant et correspond probablement à l'écrasement du béton de l'âme.

-Pour la vérification du non glissement horizontal des voiles, on peut utiliser la formule concernant la résistance au cisaillement des reprises de bétonnage :

$$V_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_{cp} + pf_{yd} \quad (1.60)$$

Où :

$V_{Rdi}$  : Résistance au glissement en MPa.

$f_{ctd}$  : Résistance en traction du béton.

$\rho$  : taux de ferrailage traversant l'interface.

$f_{yd}$  : Limite élastique nominale des armatures.

c et  $\mu$  facteurs dépendant de la rugosité de l'interface, par exemple  $c=0.45$  et  $\mu = 0.7$  pour une interface rugueuse.

## 1.14 Conclusions

Dans ce chapitre, nous présentons la situation générale des murs en béton armé soumis à des charges sismiques. Nous avons d'abord introduit le comportement des voiles avec quelques principes de dimensionnement et les modes de défaillance et de rupture associés à de tels éléments, Différentes stratégies de modélisation sont également évoquées.

Nous avons aussi proposé des modèles de comportement du béton et de l'acier pour reproduire le comportement non linéaire des structures en béton armé. Le choix du modèle à utiliser est une étape importante car la réponse non linéaire de la structure est directement liée au comportement de ses matériaux constitutifs.

Par la suite on a cité les différentes formules pour le calcul des longueurs plastiques «  $L_p$  » qui dépendent essentiellement de moment fléchissant, la hauteur du mur, de la longueur du mur et du niveau de charge axiale.

La plupart des codes estime les ouvertures de fissure au voisinage des contraintes des aciers et on néglige la contribution de béton et les ouvertures des fissures dépendent de plusieurs paramètres tel que le taux d'armature et la durée de chargement.

Dans les codes de dimensionnement, l'effort tranchant  $V$  repris par une section est divisé en un terme apporté par le béton  $V_c$ (« concrète contribution ») et un terme apporté par l'acier transversal  $V_s$ (« steel contribution »).



## 2. Simulation des voiles par une approche macroscopique

### 2.1 Introduction

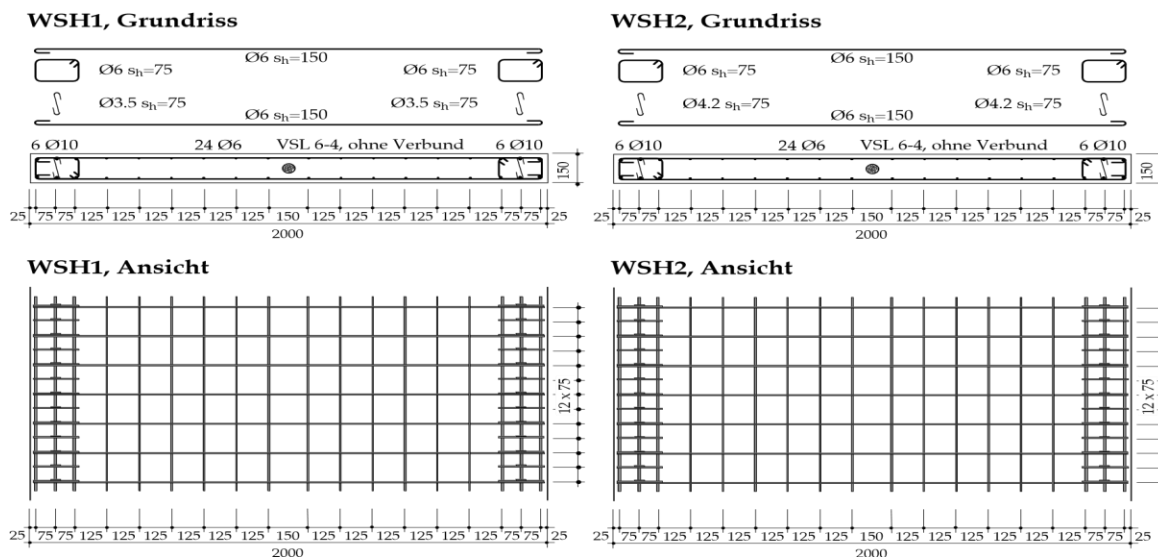
Dans le but d'étudier et de valider le comportement des structures en béton armé, plusieurs programmes de recherche ont été réalisés ces dernières années. Leur objectif est de classer par ordre de pertinence les modèles et les méthodes numériques dans le cadre de calcul des structures soumis à des chargements statiques monotones et des chargements cycliques.

Le but de ce chapitre est d'évaluer le comportement non linéaire des murs en béton armé sous différentes sollicitations cycliques et statiques en utilisant différentes lois de comportement pour l'acier et le béton, par une modélisation macroscopique réalisée sous le logiciel d'élément finis CAST3M. Les résultats de simulation seront confrontés aux résultats d'expérimentation qui sont réalisés par l'ETH de Zurich, Switzerland (Institute of Structural Engineering (IBK)).

Afin de faire progresser de façon significative les outils et les pratiques d'ingénierie en matière d'estimation et de prédiction de l'état d'endommagement lié à la fissuration des éléments de structures en béton armé, sous chargement statique monotone. A long terme, les chargements cyclique, dynamique et/ou le comportement sous gradients thermo-hydriques seront aussi abordés.

### 2.2 Enquête expérimentale

La série de tests comprenait six murs en porte-à-faux à grande échelle testés sous une charge cyclique quasi-statique. Dans ce qui suit, la géométrie des unités de test, les propriétés du matériau, la configuration de test, l'instrumentation et l'historique de chargement sont décrits



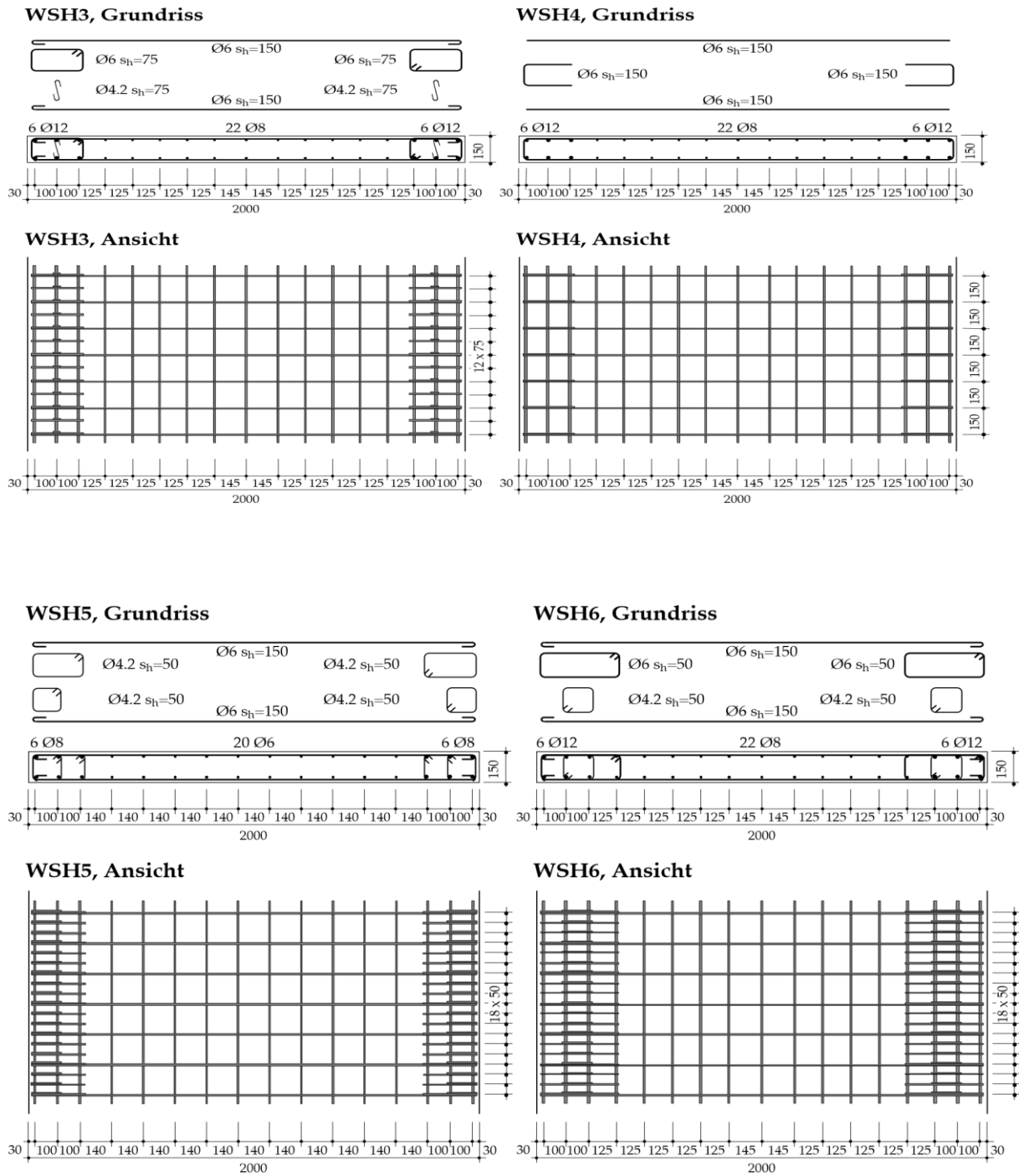


Figure 2.1 Disposition des armatures dans la zone plastique des unités de test

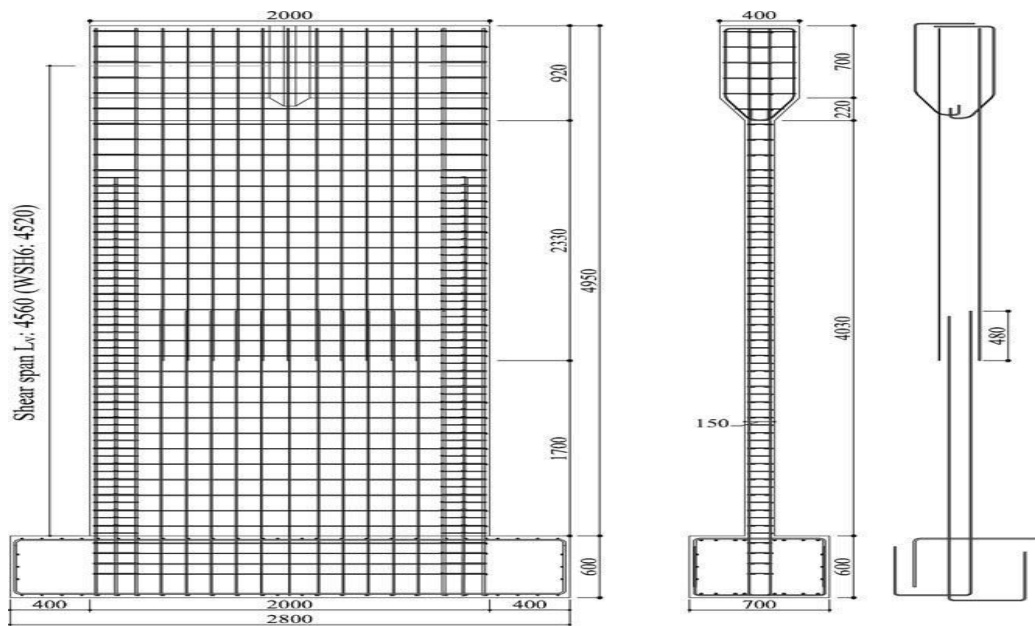


Figure 2.2 Disposition des armatures verticales de voile 03 (toutes les dimensions en (mm))

### 2.2.1 Unités de test

Les unités d'essai étaient des modèles à demi-échelle de la partie inférieure d'un mur en béton armé dans un bâtiment de référence de six étages d'une hauteur totale de 20,4 m. La hauteur des unités d'essai a été déterminée en tenant compte de la réduction de la portée de cisaillement due à des effets de mode plus élevés. La géométrie des unités d'essai était basée sur la plus petite portée de cisaillement pour laquelle toute la capacité de flexion était atteinte et cette portée de cisaillement correspondait à 45% de la hauteur totale du mur. Toutes les unités d'essai avaient des dimensions et des armatures de cisaillement identiques qui satisfaisaient aux principes de conception de capacité, mais étaient régies par des exigences minimales d'armature horizontale. Les unités d'essai différaient en ce qui concerne la disposition et le contenu des armatures longitudinales, les propriétés de ductilité de l'armature, l'armature de confinement et de stabilisation et la charge axiale appliquée. Les unités de test ont été étiquetées WSH1 à WSH6.

Les unités de test mesuraient 2,00 m de longueur et d'une épaisseur de 0.15m. La hauteur de la travée de cisaillement  $L_v$  des unités de test était de 4,56 m pour WSH1 à WSH5 et 4,52 m pour WSH6 ; cela correspond à des rapports de portée de cisaillement de 2,28 et 2,26, respectivement. La figure 2.1 montre les coupes transversales des plans de renforcement dans la zone plastique potentielle pour les six unités de test. La figure 2.2 montre à titre d'exemple la vue latérale de la cage de renfort de WSH3 (figure 2.3).

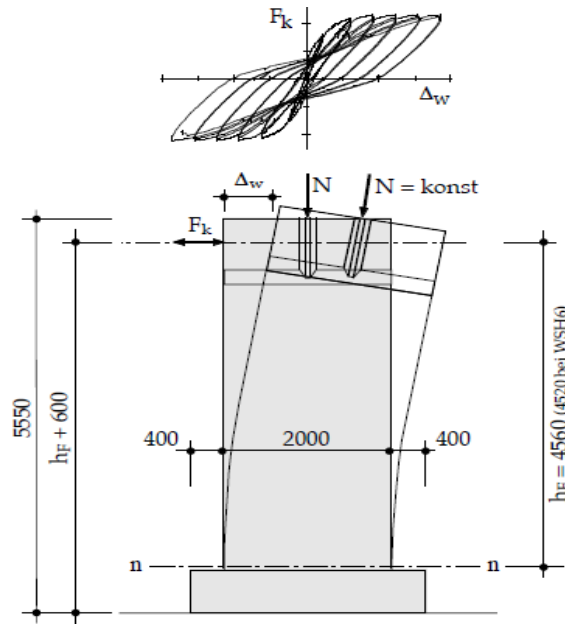


Figure 2.3 Représentation schématique du concept d'essai [mm].

Les rapports d'effort axial, d'effort tranchant et de moment de flexion ainsi que les rapports d'armature et les informations sur l'armature stabilisatrice des six unités d'essai sont résumés dans le tableau suivant (2.1).

Tableau 2.1 Résumé des propriétés de l'unité de test.

Unité de test	Forces sectionnelles à la base				Rapports de renforcement				Reinf stabilisant	
	N(KN)	$\frac{N}{A_g f_c} (-)$	$\frac{V}{0,8 l_w b_w b} (MPa)$	$\alpha_{N=0,45 l_w \frac{N}{M}} (-)$	$\rho_{bound} (%)$	$\rho_{web} (%)$	$\rho_{tot} (%)$	$\rho_h (%)$	S(mm)	$\frac{s}{D_{nom}} (-)$
Voile 1	689±3 <sup>a</sup>	0.051	1.40	0.40	1.32	0.30	0.54	0.25	75	7.50
Voile 2	691±4	0.057	1.50	0.38	1.32	0.30	0.54	0.25	75	7.50
Voile 3	686±7	0.058	1.89	0.30	1.54	0.54	0.82	0.25	75	6.25
Voile 4	695±6	0.057	1.85	0.31	1.54	0.54	0.82	0.25	No ties	
Voile 5	1474±29	0.128	1.83	0.66	0.67	0.27	0.39	0.25	50	6.25
Voile 6	1476±6	0.108	2.49	0.49	1.54	0.54	0.82	0.25	50	4.17

### 2.2.2 Propriétés matérielles

Les propriétés de résistance et de ductilité de l'acier d'armature sont données dans Tableau 2.2 et une relation typique de contrainte-déformation.

Tableau 2.2 Valeurs moyennes et écarts types des propriétés mécaniques des armatures en acier.

$D_{nom}(mm)$	$R_{p02}(MPa)$	$R_m(MPa)$	$\frac{R_m}{R_{p02}}(-)$	$A_{gt}(\%)$	classification $\frac{R_m}{R_{p02} - A_g}$	class <sup>d</sup> (-)
<b>Voile 1</b>						
10(6x) <sup>a</sup>	547.3±6.1	619.9±7.1	1.13±0.01	4.64±0.16	$M^b - L^c$	A
6(6x)	583.6±5.0	600.7±8.2	1.03±0.01	2.34±0.87	L-P	<A
3.5(3x)	655.9±29.7	662.0±28.0	1.02±0.00	0.60±0.04	-	-
<b>Voile 2</b>						
10(12x)	583.1±4.4	747.4±3.9	1.28±0.01	7.71±0.55	H-H	C
6(10x)	484.9±10.2	534.5±8.7	1.10±0.01	5.76±0.5	M-M	B
4.2(3x)	526.0±6.0	583.2±5.2	1.11±0.00	3.30±0.28	-	-
<b>Voile 3</b>						
12(6x)	601.0±6.3	725.5±2.1	1.21±0.01	7.69±0.57	H-H	C
8(4x)	569.2±4.0	700.2±3.3	1.23±0.01	7.34±0.29	M-H	B(~C)
6(6x)	489.0±4.3	552.2±3.3	1.13±0.00	6.45±0.33	M-M	B
4.2(6x)	562.2±1.8	615.0±3.0	1.09±0.00	3.06±0.66	-	-
<b>Voile4 -5 -6</b>						
12(6x)	576.0±2.6	674.9±1.8	1.17±0.01	7.29±0.61	H-M	B(~C)
8(6x)	583.7±5.5	714.4±5.1	1.22±0.01	7.85±0.66	H-H	C
6(6x)	518.9±13.8	558.7±6.7	1.08±0.02	5.45±0.41	M-M	B
4.2(6x)	562.2±1.8	615.0±3.0	1.09±0.00	3.06±0.66	-	-

Pour une armature D12 s'affiche dans la figure 2.4. Toutes les valeurs sont des valeurs moyennes obtenues à partir d'essais de traction uni axiale sur des barres d'armature d'une longueur libre de 750 mm les propriétés de ductilité sont caractérisées par le rapport d'écroutissage  $R_m/R_{p02}$  et l'allongement total à la force maximale  $A_{gt}$ , c'est-à-dire la déformation ultime. La résistance à la traction  $R_m$  et la contrainte d'épreuve à 0,2% non proportionnelle à l'allongement  $R_{p02}$  ont été obtenus à partir des essais de matériaux divisant la force de la machine d'essai par la surface nominale de la barre.  $R_{p02}$  est utilisé comme une approximation de la limite d'élasticité  $F_y$  car aucune des barres utilisées pour la construction des unités de test présentait un plateau d'élasticité prononcé. La déformation ultime  $A_{gt}$  a été déterminée comme la force maximale de la machine d'essai divisée par la longueur libre de l'éprouvette tout en tenant compte de la déformation élastique de la machine d'essai. Noter cette  $A_{gt}$  peut varier considérablement entre les différentes méthodes d'essai. La méthode d'essai employée ici visait à dériver une ultime mesure de déformation comparable à la capacité de déformation obtenue par la méthode manuelle selon EC2. Dans cette méthode, la capacité de déformation d'une barre d'armature est déterminée comme la déformation plastique d'une longueur de jauge de 100 mm - sans compter la partie de l'éprouvette qui s'est fracturée - plus la déformation élastique à la charge maximale. En plus des mesures extenso métriques d'une longueur de référence de 300 mm ont été effectuées. Les mesures sur les barres où la fracture s'est produite en dehors de la longueur de jauge de l'extensomètre ont montré cette  $A_{gt}$  obtenu à partir des lectures de

l'extensomètre était d'environ 8% plus petit que  $A_{gt}$  obtenu à partir de la course. Dans les deux dernières colonnes de Tableau 3-4 les barres d'armature sont classées selon EC2 basé sur le taux de d'écroissance  $R_m / R_{p0.2}$  et  $A_{gt}$  les rapports moyennes d'écroissance des barres d'armature longitudinales et de cisaillement variaient entre 1,03 et 1,28 tandis que leur capacité de déformation se situait entre 2,34% et 7,85%.

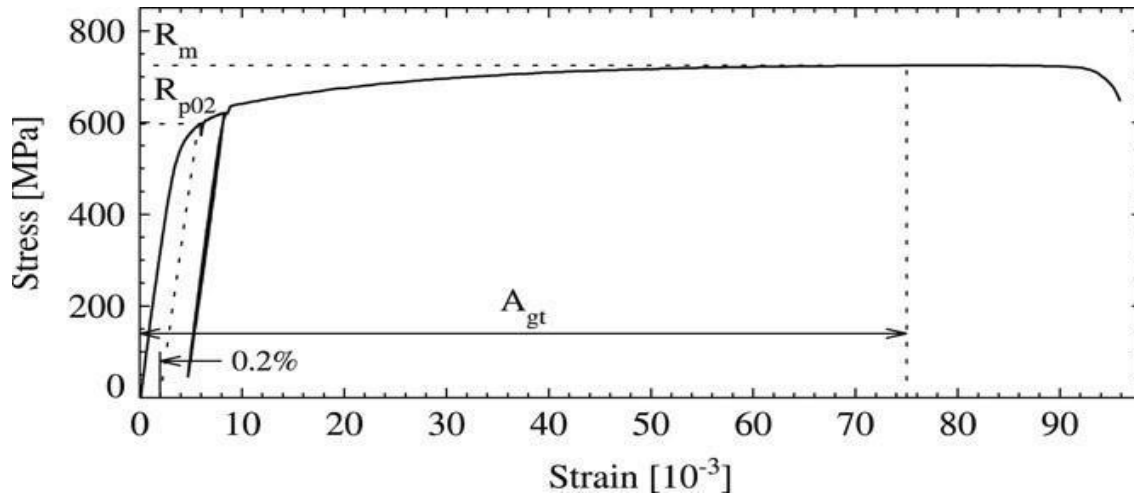


Figure 2.4 Relation contrainte-déformation et propriétés de ductilité typiques pour les barres D12 utilisées dans les essais.

Chaque unité d'essai a été coulée en deux phases dans la première phase, le bloc de fondation et le mur jusqu'à une hauteur de 1.5 m au-dessus du bloc de fondation ont été coulés à la verticale. Pour la deuxième phase, l'unité d'essai a été posée horizontalement afin de simplifier la construction. Les propriétés mécaniques du béton données dans Tableau (2.3) appartiennent aux échantillons prélevés lors de la première phase de la fonderie. La densité  $\rho_c$  est la force du cube  $f_c$  ont été obtenus à partir d'échantillons de cube avec une longueur d'arête de 200 mm tandis que le force du cylindre  $f'_c$  et le module d'élasticité  $E_c$  ont été obtenus à partir d'éprouvettes cylindriques d'un diamètre de 150 mm et d'une hauteur de 300 mm.

Tableau 2.3 Propriétés mécaniques du béton

	$\rho_c$ (KG/m <sup>3</sup> )	$f_{cw}(MPa)$	$f'_c(MPa)$	$E_c(GPa)$
Voile1	2397±28	55.3±1.8	45.0±2.1	44.4± 5.1
Voile2	2421±23	55.0±2.1	40.5±2.8	37.1±0.1
Voile3	2381±18	56.8±1.6	39.2±2.1	35.2±1.5
Voile4	2378±15	58.8±1.7	40.9±1.8	38.5±2.0
Voile5	2404±19	56.0±2.3	38.3±1.4	36.1±1.5
Voile6	2383±22	59.2±2.9	45.6±0.3	36.9±0.7

### 2.2.3 Histoire de chargement

L'historique de chargement correspondait au protocole standard de Park (28). La première étape du protocole d'essai était l'application de la charge axiale, qui a été maintenue constante tout au long de l'essai. Ensuite, l'historique du déplacement cyclique horizontal a été appliqué à la tête du mur par les actionneurs et comprenait deux cycles pour chaque niveau de ductilité (Figure 2.4). Les deux premiers cycles étaient contrôlés par la force tandis que les suivants étaient contrôlés par le déplacement. Dans les deux premiers cycles, le mur a été chargé jusqu'à ce que la force de l'actionneur soit égale aux 3/4 de la force d'élasticité nominale  $F_y$  obtenue à partir d'une analyse moment-courbure de la section de base. Le déplacement limite nominal  $\Delta_y$  a ensuite été déterminé comme étant égal à 4/3 fois le déplacement moyen maximal atteint pendant ces premiers cycles (c'est la règle dite des 3/4 selon (29)). A partir de la ductilité de déplacement  $\mu_\Delta = 2$ , l'amplitude des cycles de déplacement a été continuellement augmentée de  $\Delta_y$  jusqu'à ce que la rupture se produise. A chaque niveau de ductilité, la paroi a été soumise à deux cycles complets. Une petite vitesse de chargement a été choisie pour maintenir les effets dynamiques au minimum et pour permettre un contrôle continu de l'instrumentation et du système hydraulique. Pour les cycles d'amplitude plus importante, la vitesse de chargement a été progressivement augmentée comme indiqué à la Figure 2.5.

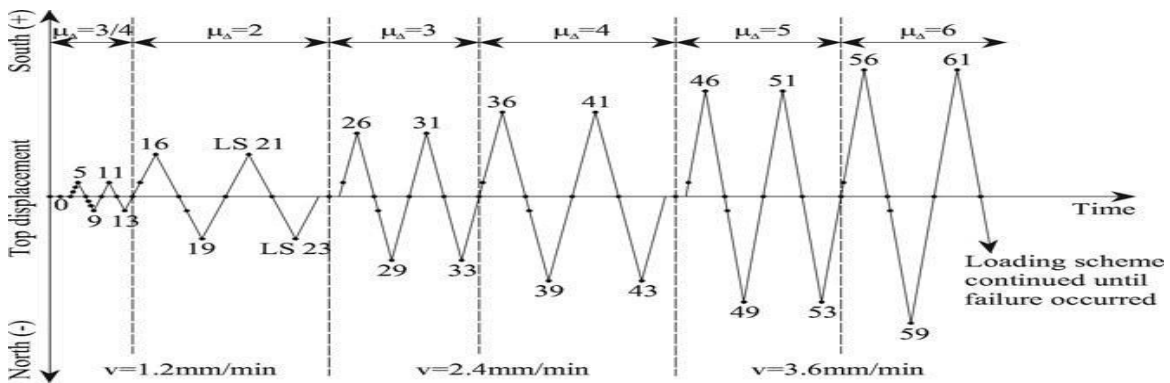


Figure 2.5 Historique de chargement avec étapes de chargement

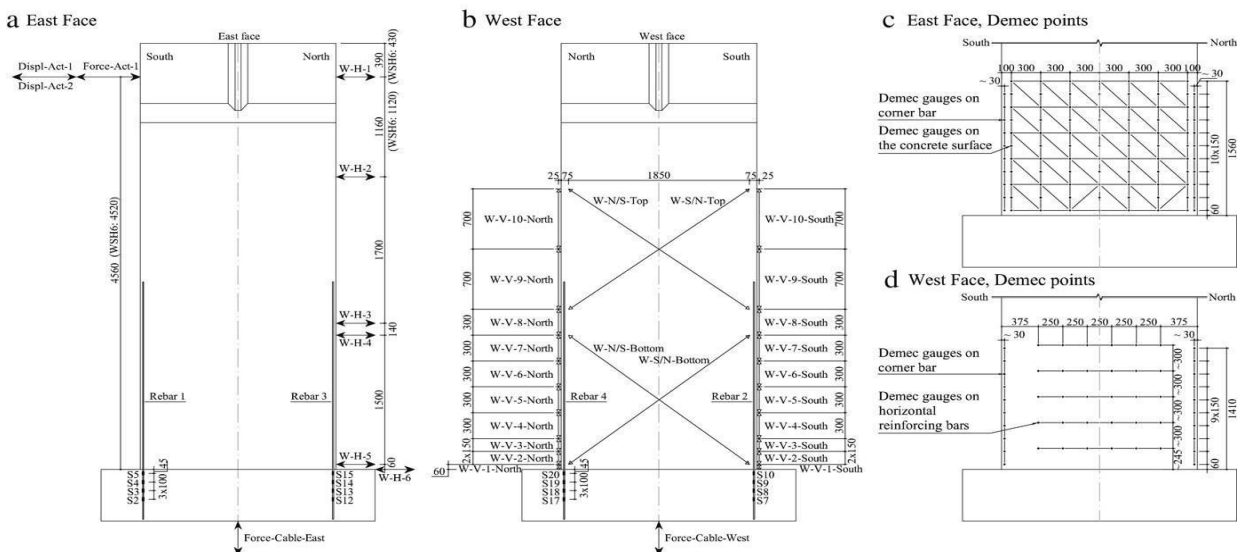


Figure 2.6 Instrumentation des unités de test : Instruments câblés ((a) et (b)) et points Demec ((c) et (d)).

Pendant les essais, le comportement des murs a été surveillé en enregistrant un grand nombre de mesures câblées et en effectuant des mesures manuelles après des étapes de charge sélectionnées. Les instruments câblés sont présentés sur les figures 2.6 (a) et (b). Les quantités mesurées étaient les déformations locales et globales ainsi que les forces appliquées. Les déformations locales mesurées comprenaient des mesures par transformateur différentiel linéaire variable (LVDT) des elongations des bords des murs, des mesures LVDT diagonales pour déterminer les déformations de cisaillement, et des déformations le long des barres d'angle dans la fondation.

## 2.3 Discussion des résultats des tests

### 2.3.1 Comportement hystérétique et mécanismes de rupture

Les courbes d'hystérésis de force-déplacement des six unités d'essai sont présentées ci-dessous. Dans ce qui suit, une brève description de l'évolution des dommages et le mécanisme de rupture final sont donnés pour chacun des unités de test.

#### WSH1 :

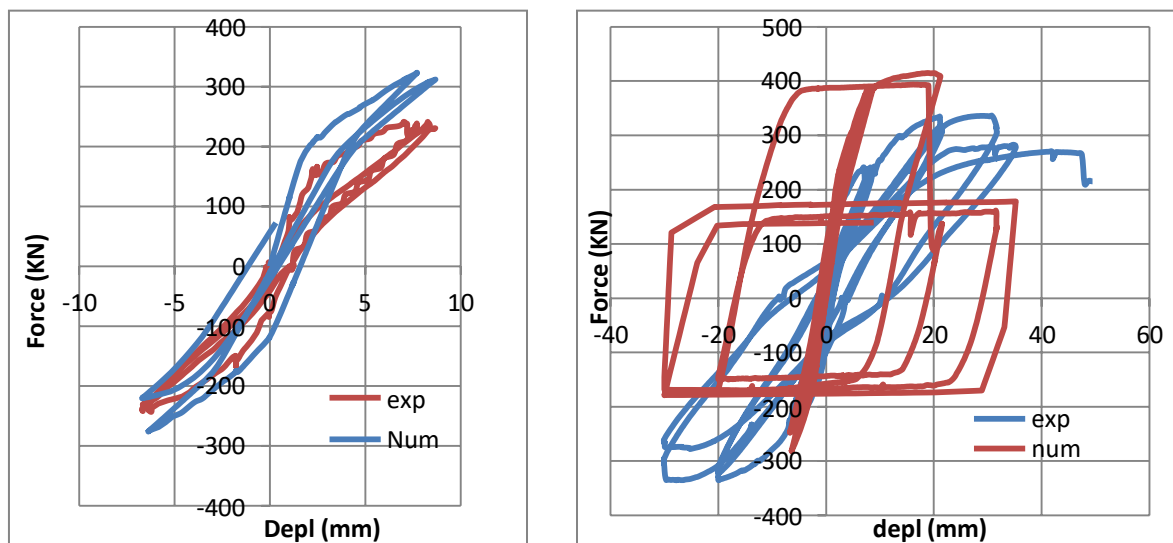


Figure 2.7 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH1)

On remarque la partie élastique est correctement reproduite, les décharges sont linéaires ce qui conduit à la plastification des armatures.

De toutes les unités d'essai, l'armature longitudinale de WSH1 avait des propriétés de ductilité les plus faibles. Cela s'appliquait dans particulier à l'armature longitudinale de l'âme, qui a montré presque pas d'écrouissage ( $R_m/R_{p0.2} = 1.03$ ) et une très faible capacité de déformation ( $A_{gt} = 2.34\%$ ). En conséquence, les premières barres du renfort d'âme rompu à un drift aussi petit  $\delta = 0.68\%$  (étape de charge LS26) car leur contrainte ultime a été dépassée. À ceci mettre en scène la couverture en béton à la base du mur qui vient de commencer pour montrer les premières fissures verticales qui apparaissent toujours avant le début de l'effritement du béton. Lors de l'inversion de charge, plusieurs autres barres d'armature sont rompues (LS29). Lors du déchargement de LS36 à LS39 le mur a été involontairement poussé plus loin dans la direction



positive et à  $\delta = 1.04\%$  trois des barres les plus intérieures D10 mm de l'élément de frontière nord s'est rompu. La force a baissé de 21% (56 kN) mettant fin au test.

**WSH2 :**

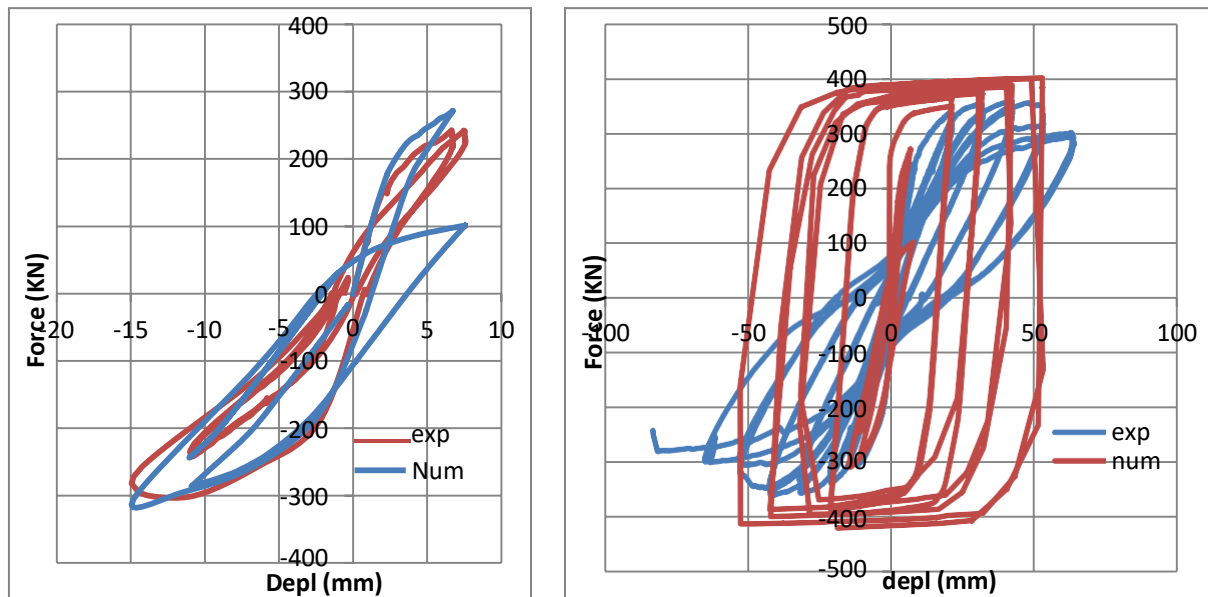


Figure 2.8 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH2)

La disposition des armatures de WSH2 était la même que pour WSH1 mais les propriétés de ductilité des barres étaient meilleures. Cela s'est directement reflété dans le drift de  $\delta = 1.16\%$  qui a causé la première rupture des barres d'âme (LS46, les barres 6-8 sont fracturées). Ce drift était plus important que le drift ultime de WSH1 mais les barres de WSH2 sont toujours fracturées à ce qui est normalement considéré comme une déformation inélastique assez faible puisque l'effritement du béton d'enrobage n'avait pas encore lieu. En cas d'inversion de charge encore les barres d'âme 6-8 sont fracturées (LS49). À la fin du deuxième cycle au même niveau de déformation (LS53) toutes les barres d'armature d'âme avaient rompu dans la fissure continue à environ 175 mm au-dessus de la base. A ce stade, des parties du béton de couverture sont tombées et a révélé que les barres d'angle s'étaient déformées à environ 150 mm au-dessus de la base. À LS61 ( $\delta = 1.39\%$ ) les six barres D10 mm de l'élément de frontière en compression avaient fléchi. En renversement de charge le premier de ces barres s'est rompu lors d'une dérive de  $\delta = 1.11\%$  a été atteint. L'unité de test a été poussée plus loin et à  $\delta = 1.80\%$  la deuxième barre d'angle s'est rompue. Les deux barres s'étaient rompues à l'endroit où elles avaient déjà bouclé. En conséquence, la capacité du mur a été réduite à 78% (279 kN) de sa capacité maximale et le test était terminé.

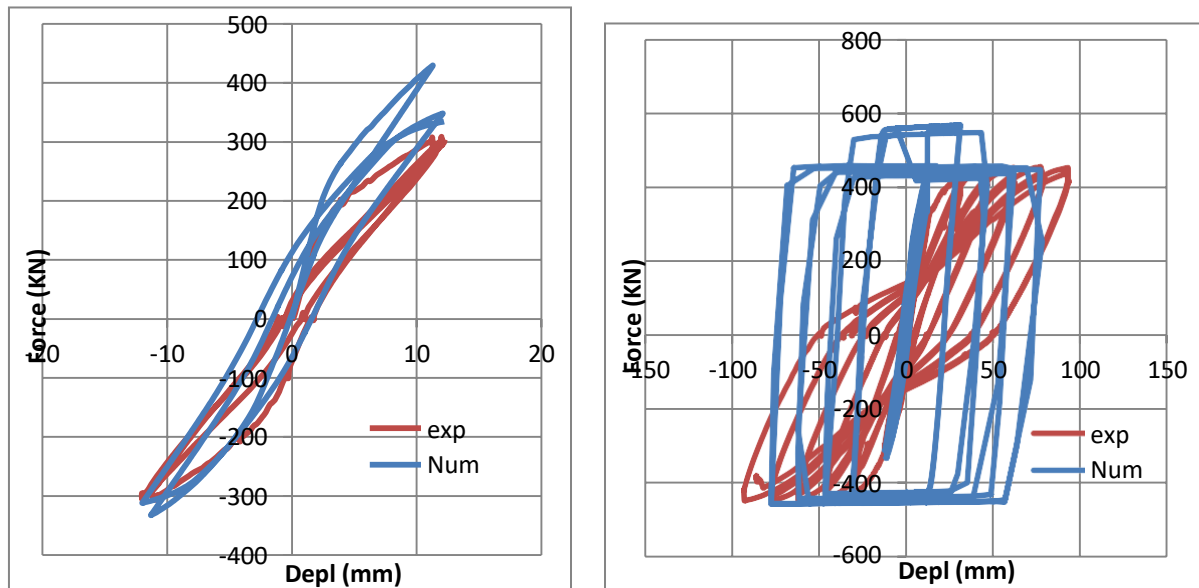
**WSH3 :**

Figure 2.9 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH3)

Pour les normes d'Europe centrale Unité de test WSH3 représenté une paroi ductile « modèle » en termes de renforcement propriétés, le contenu des armatures longitudinales. Les taux de renforcement longitudinaux, en particulier du l'âme, étaient significativement plus grandes que les ratios de WSH1 et WSH2, ainsi que les propriétés de ductilité de l'armature longitudinale étaient mieux. Par conséquent, aucune fracture prématurée de renforcement longitudinal ne s'est produite. Ecaillage initié en  $\delta=1.02\%$  (LS26) mais à ce stade les barres longitudinales n'étaient pas encore visibles. Au fur et à mesure que les amplitudes de déplacement augmentaient, l'effritement du béton s'est poursuivi et les barres longitudinales sont devenues visibles pour la première fois à un drift de  $\delta=1.70\%$  (LS51) montrant déjà les premiers signes de flambage. Malgré les liens de confinement rapprochés ( $s/D_{nom}=75/12=6.25$ ) le flambage des barres est devenu plus sévère dans les cycles. A  $\delta=1.79\%$ , peu avant que LS63 ne soit atteint, l'un des Barres d'angle D12 mm rompues à environ 140 mm au-dessus de la base où lors des cycles précédents la courbure locale de la barre due au flambement avait été le plus important (30). Le test s'est terminé à LS63 bien que la baisse totale de la capacité de force ait été légèrement inférieure à 20%. Le drift maximal atteint par WSH3 était de  $\delta=2.04\%$ . Le comportement de force-déplacement très stable de WSH3 avec grandes boucles d'hystérésis.

**WSH4 :**

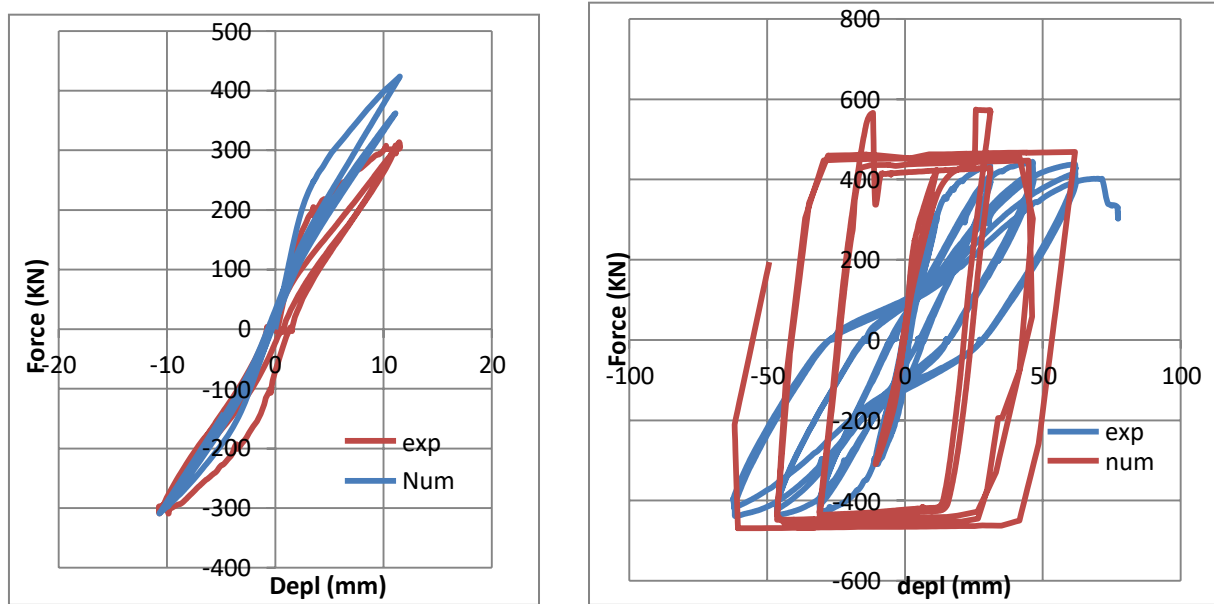


Figure 2.10 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH4)

La disposition des armatures longitudinales de WSH4 a été le même que celui de WSH3. De plus, les propriétés de ductilité des barres d'armature des deux unités d'essai étaient très similaires mais contrairement à WSH3, WSH4 n'avait pas de renfort de confinement ou de stabilisation, c'est-à-dire qu'il n'a pas été spécifiquement conçu pour un comportement ductile. Pour WSH4 le début de l'effritement du béton a été observé à un drift de  $\delta=1.02\%$  (LS29).

Étant donné que l'armature longitudinale n'a pas été stabilisée par des crochets, le flambage a effectivement commencé à en même temps que l'effritement du béton, qui en retour a été accéléré. La première barre déformée est devenue visible à LS31 ( $\delta=1.02\%$ ). Dans les cycles suivants, l'effritement du béton s'est poursuivi, réduisant ainsi de plus en plus la taille de la section de béton près du bord du mur, et le flambement des barres de délimitation augmenté régulièrement. Lors du chargement sur LS46, l'unité de test est soudainement atteinte un drift  $\delta= 1.04\%$ . Il a repris de la raideur mais ensuite la capacité a commencé à baisser : Au début la perte de force était modérée mais à un drift de  $\delta= 1.63 \%$  la force de l'actionneur chute brutalement de 63 kN. Cette baisse de force avait été causée par concassage du béton non confiné dans la zone de compression. Le béton concassé est tombé en réduisant la longueur effective du mur et donc aussi son bras de levier interne. L'unité de test a atteint un nouvel état d'équilibre avec une résistance latérale de 331 kN qui correspond à 75 % de la force d'actionnement maximale atteinte la fin de l'épreuve. Jusqu'à la rupture la forme de la courbe d'hystérésis était très similaire à celle de l'unité d'essai ductile WSH3. De plus, les motifs de fissures des deux murs sont très similaires. Pourtant, La figure 3.3(d) montre que les dommages à la zone de compression de WSH4 étaient significativement plus graves que les dommages à la compression zone de WSH3.

**WSH5 :**

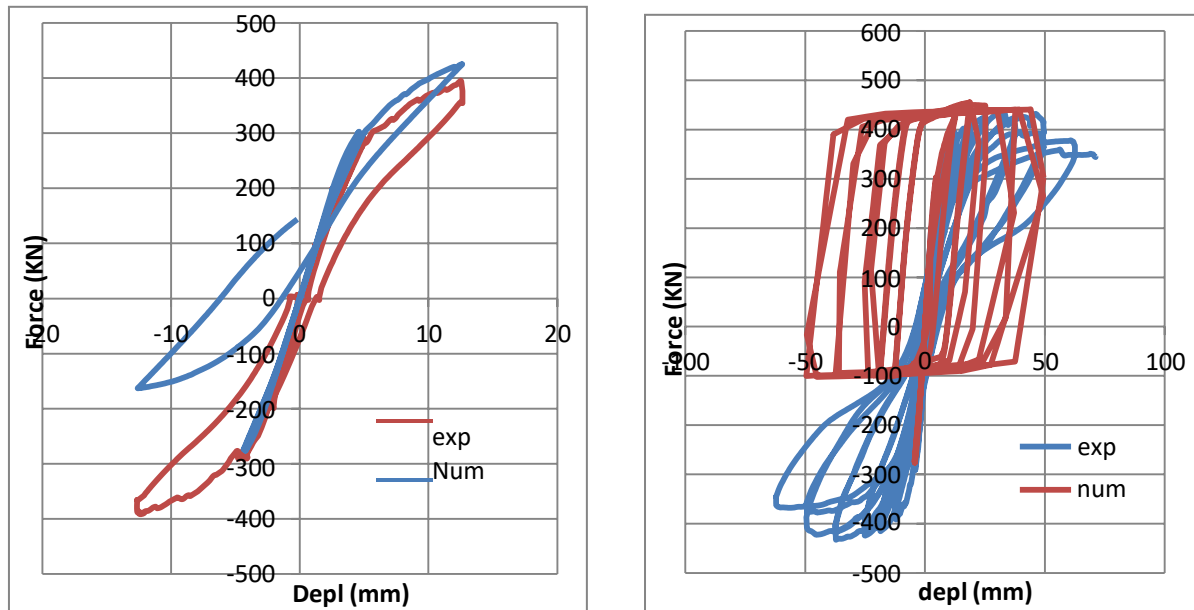


Figure 2.11 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH5)

L'unité de test WSH5 a été conçue pour un moment similaire capacité comme WSH3 mais puisque la charge axiale était d'environ 2,14 plus grand, son taux de renforcement longitudinal a dû être réduit. L'espacement du renfort de confinement de WSH5 a été réduit à 50 mm en raison du plus petit diamètre des barres d'armature dans les régions limites ( $S/D_{nom}=50/8 = 6.25$ ). Les barres d'armature de WSH5 avaient des propriétés de ductilité plus faibles par rapport à celles du WSH3 tandis que les propriétés de ductilité des armatures étaient similaires malgré le fait que D8 mm au lieu de D12 mm, des barres ont été utilisées pour WSH5. Le déplacement élastique  $\Delta_y = 6.2 \text{ mm}$  utilisé dans l'historique de chargement avait été déterminé selon la règle des 3/4 qui s'est avérée plus tard ne pas être la méthode la plus appropriée pour déterminer les déplacements élastiques. Pendant les cycles avec des ductilités de déplacement  $\mu_\Delta = 2 - 4$  il a été remarqué que l'augmentation des amplitudes de déplacement à seulement 6,2 mm nécessiterait un nombre irréaliste de cycles pour atteindre la rupture. A partir de LS44 l'incrément des amplitudes du déplacement ont donc été doublées. Un début d'effritement a été observé pour  $\delta = 0.55\%$  (LS36). Peu avant d'atteindre LS46 ( $\delta = 0.82\%$ ) des problèmes avec le suiveur de charge se sont produits, ce qui a donné des résultats relativement importants oscillations de la charge axiale (l'historique de la charge axiale est inclus dans les données enregistrées (31)). Cependant, les premières barres d'armature seulement fracturées à LS56 ( $\delta = 1.01\%$ ) après que ces problèmes aient été surmontés. A ce stade, les deux à quatre premières barres d'armature de l'âme fracturées et les barres d'angle sont devenues visibles montrant déjà légers signes de flambage à une hauteur de 110 mm au-dessus de la base. Lorsque le mur a été tiré dans le sens négatif (LS59) encore deux à quatre barres d'armature d'âme fracturées et également de ce côté les barres d'angle en compression sont devenues visibles et se sont légèrement déformées. Pendant le deuxième cycle à  $\delta = 1.01\%$  toutes les barres restantes de la bande sont fracturées le long de la fissure continue située à environ 200 mm au-dessus de la base (Fig. 3.3(e)). Dans le cycle suivant (LS65 à 70) à un drift de  $\delta = 1.35\%$ , l'écaillage du béton s'est poursuivi ainsi que les autres barres des éléments de frontière sont devenues visibles et se sont déformées. Lors du chargement sur LS71, une barre D8 mm s'est rompue mettant fin au test. La figure 2.11 montre le pincement de la courbe d'hystérésis dû à la haute force axiale et la faible teneur en armature longitudinale.

## WSH 6 :

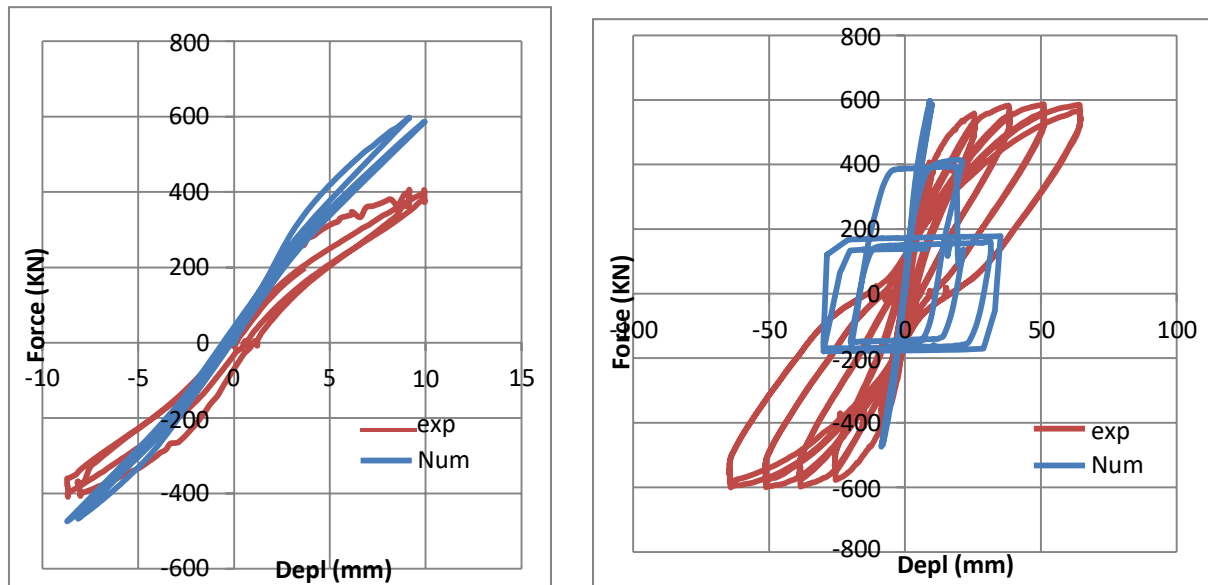


Figure 2.12 Comparaison de la réponse globale expérimentale avec la simulation (WSH6)

L'unité de test WSH6 a été soumise au même niveau de charge comme WSH5. Cependant, WSH6 avait la même disposition des armatures comme WSH3 et donc sa capacité de moment était le plus grand des six murs. Le renfort de confinement a été espacés de 50 mm ( $s/D_{nom} = 50/12 = 4.17$ ) et du fait de la plus grande profondeur de la zone de compression, la zone confinée de WSH6 comprenait également la première rangée des barres d'armature de l'âme. Béton, l'effritement de la couverture a commencé à un drift aussi petit que  $\delta = 0.57\%$  (LS16) et à  $\delta = 0.85\%$  (LS31 et LS33) les barres d'angle aux deux extrémités du mur est devenu visible, mais aucun signe de flambage n'a encore pu être détecté. L'apparition du flambement ne s'est pas produite avant les cycles à  $\delta = 1.70\%$  (LS59 et LS61). Lors du chargement sur LS66, la force a commencé à chuter à un drift de  $\delta = 1.87\%$ . A  $\delta = 2.11\%$  l'actionneur a soudainement atteint sa position de fin et le sens de chargement a dû être inversé. A un drift de  $\delta = 2.11\%$  l'état du mur était très critique et on pense que le mur aurait échoué si le chargement avait continué un peu davantage. Lorsque le mur a été tiré dans le sens négatif, la force de l'actionneur a augmenté régulièrement jusqu'à  $\delta = 1.77\%$ , puis a commencé à décroître lentement et brusquement à 120 kN à  $\delta = 1.93\%$ , qui a mis fin au test. La rupture brutale a été causée par l'écrasement de la zone de compression due à la rupture de plusieurs cerceaux.

**Les deux simulations pour les six voiles produisent une réponse globale quasi-identique dans le premier cycle. En expérimental le changement de signe reproduit un assouplissement suivi d'un raidissement qui engendre une courbe en S, dans la simulation on remarque que l'absence de la zone correspondant à l'assouplissement reproduit des efforts positifs plus importants.**

**La superposition des résultats expérimentaux et calculés montre que les efforts ultimes ont été bien estimés mais les résultats numériques montrent aussi que les cycles dissipent légèrement, une fois il y a une plastification des aciers. On peut noter que la diminution de la raideur globale augmente avec l'amplitude des cycles, signe d'une macro-fissuration ainsi que l'augmentation de l'énergie dissipée au sein de chacun des cycles simultanément à l'accroissement de la fissuration. (Ce commentaire est valable pour les six voiles).**

## 2.3.2 Composants de déplacement

### 2.3.2.1 Composantes de déplacement

Les trois composantes de déformation Fixed End, flexion et cisaillement sont calculées à partir d'autres valeurs mesurées comme suit :

- Extrémité fixe

Les déformations à bout fixe  $\Delta_{fe}$  sont calculées avec l'équation (2.1) en utilisant les Désignations calculées selon la figure 2.13 à gauche.

$$\Delta_{fe} = \frac{h}{l_w} \cdot w \quad (2.1)$$

- La flexion

Les déformations en flexion  $\Delta_f$  sont calculées à partir de double intégration des courbures calculées sur la hauteur de poussée

- Le cisaillement

Les déformations de cisaillement ( $\Delta_s = \Delta_v$ ) sont calculées avec l'équation (2.2) en utilisant les notations selon la figure 2.13 à droite.

$$\Delta_s = \frac{1}{4b} \cdot (l_1^2 - l_2^2) \quad (2.2)$$

Pour chaque niveau de ductilité, les cycles vers le nord (décalage négatif) et vers le sud (déplacement positif) illustré. Le décalage vertical des courbes est créé en ce que les deux demi-cycles sont évalués indépendamment pour chaque niveau de ductilité volonté.

Cette représentation est manquante sur le mur WSH1 car les encodeurs nécessaires pour cela n'étaient pas toujours disponibles.

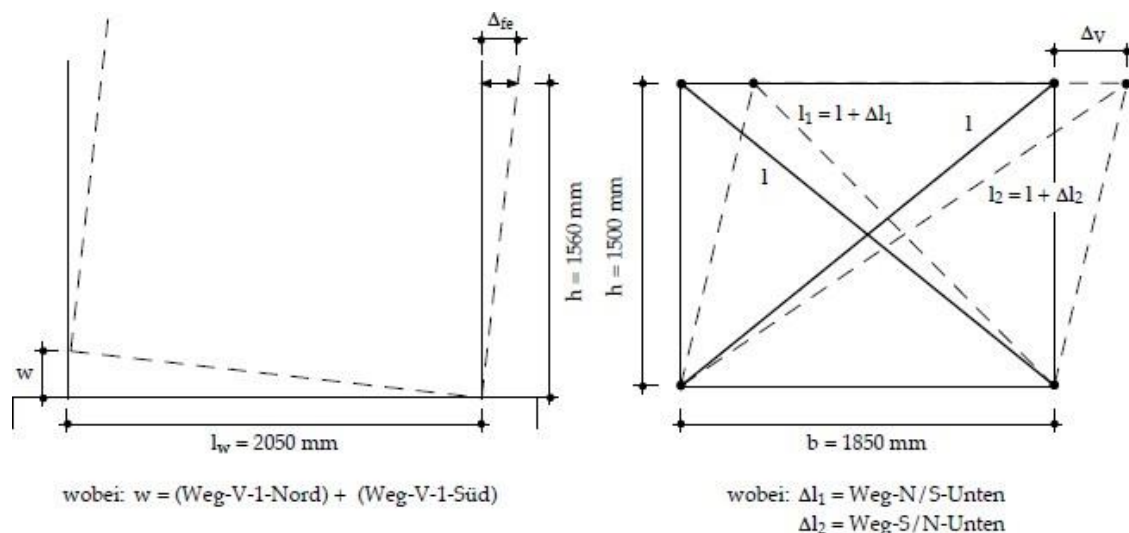


Figure 2.13 Modèles de calcul des composantes de déformation

L'instrumentation des murs a permis de déterminer les contributions des déformations de flexion et de cisaillement au déplacement total. Les déplacements en flexion ont été calculés par double intégration des courbures calculées à partir des chaînes LVDT le long des deux bords de la paroi en supposant que les sections planes restent planes et les déplacements en

cisaillement ont été évalués à partir des mesures diagonales selon la méthode de Hiraishi (32). Les composantes du déplacement ont été évaluées pour tous les déplacements de pointe. La figure 2.14 montre à titre d'exemple les composantes du déplacement de l'unité d'essai WSH6.

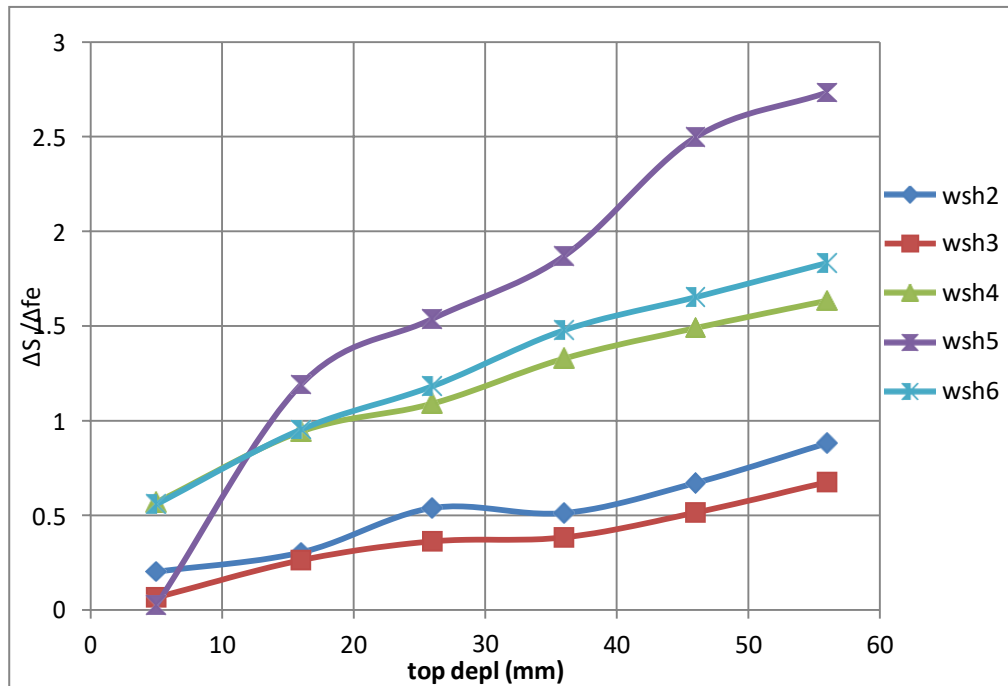
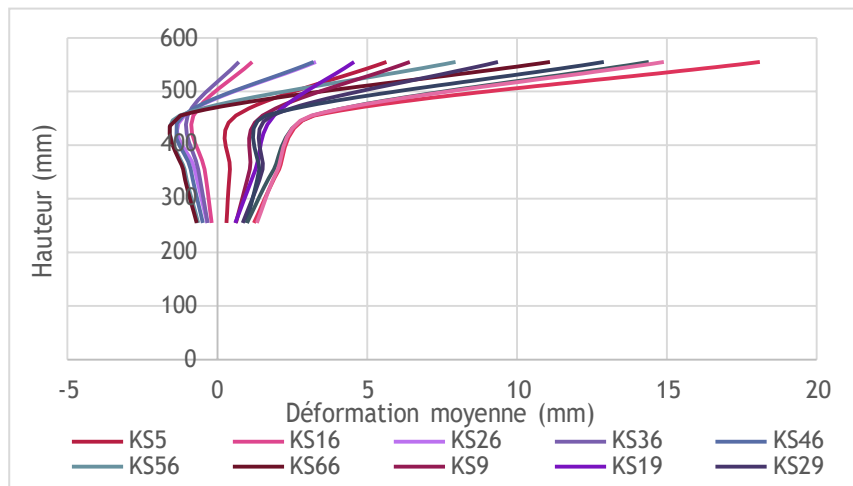
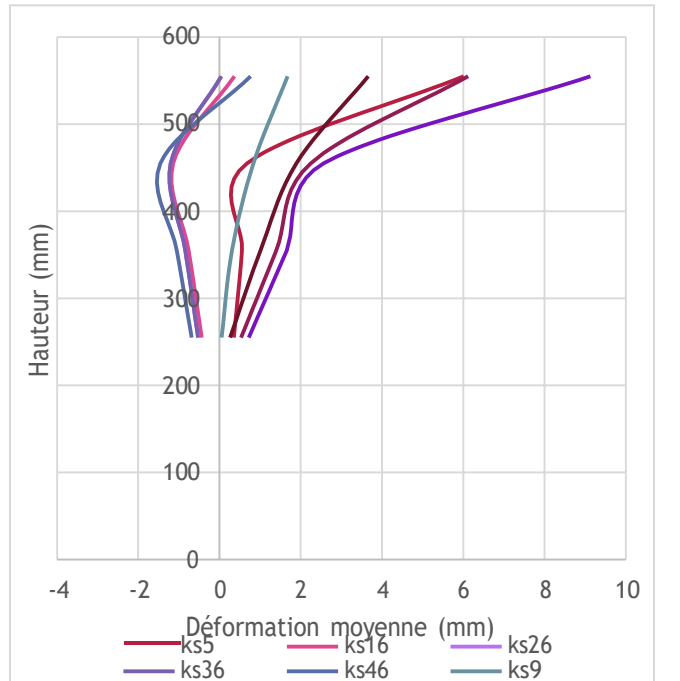
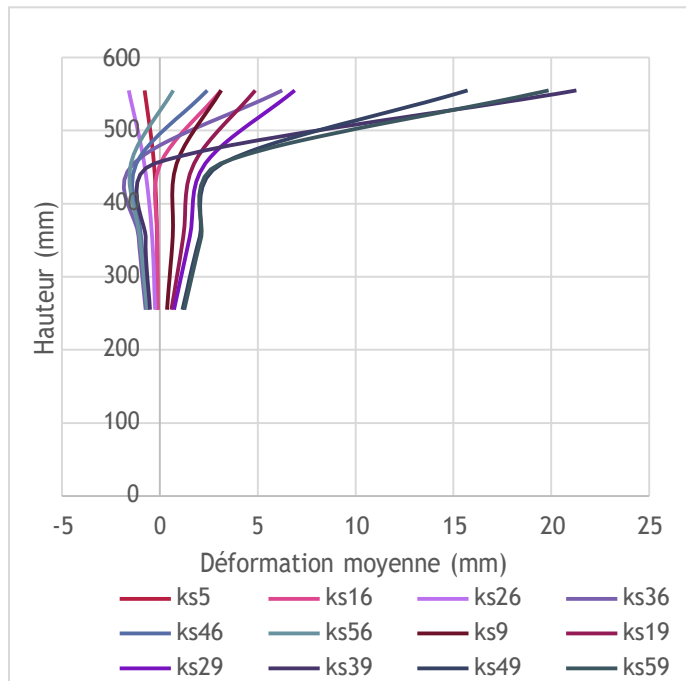
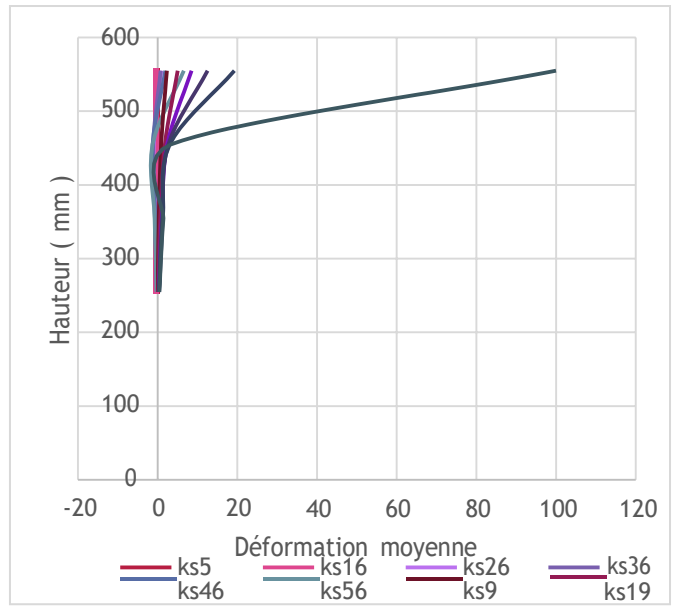
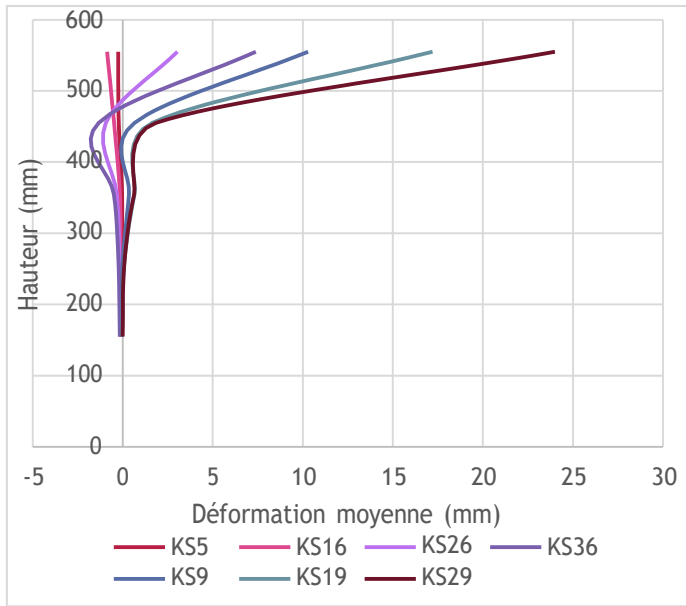


Figure 2.14 Le rapport entre les déplacements en cisaillement et en flexion aux pics des Cycles pour les cinq unités d'essai.

Les rapports du cisaillement aux déplacements totaux de flexion pour toutes les six unités de test sont tracés sur la figure 2.14 montrant qu'aux pics des cycles le rapport des déplacements de cisaillement aux déplacements de flexion reste à peu près constant tout au long de l'historique de chargement. Le rapport le plus petit a été observé pour WSH2 et WSH3 (0,6) et le plus grand pour WSH5 (2,73) tandis que les deux autres unités de test ont donné des ratios assez similaires autour de 1,63 pour WSH4 et WSH6. (Voir la figure 2.14)

### 2.3.3 Déformations en flexion

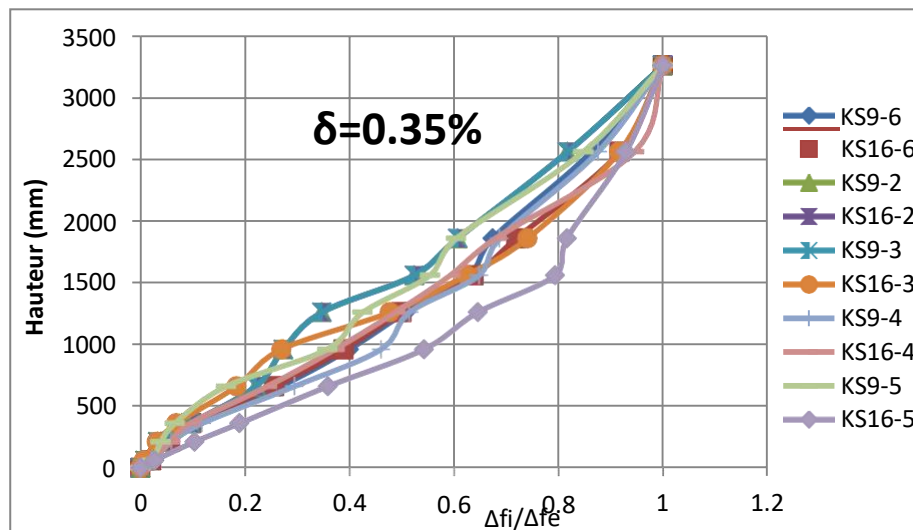
Les unités d'essai WSH2 et WSH3 se sont rompues en mode, les déformations en flexion étaient considérablement plus importantes que les déformations en cisaillement ; pour ces raisons, les déformations en flexion sont étudiées plus en détail dans cette section. Les déformations de flexion sont examinées en ce qui concerne leur distribution sur la hauteur du mur avec l'objectif d'illustrer que pour les mêmes déplacements au sommet, les demandes de déformation locale varient de manière significative entre les six unités d'essai. En outre, il est démontré que la résultante de la force de traction en flexion est un indicateur important de la répartition des déformations inélastiques sur la hauteur du mur et donc de la demande de déformation locale et du mécanisme de rupture qui en résulte.



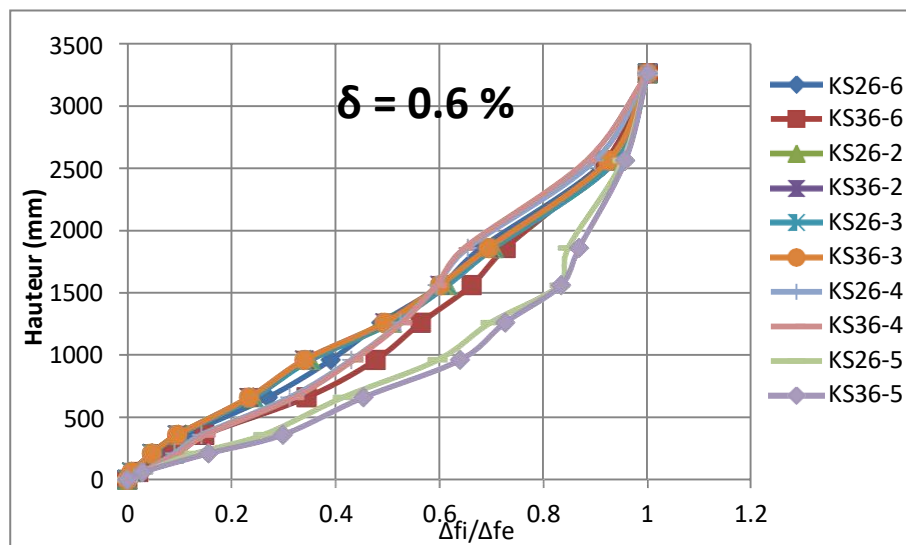


**Figure 2.15** Déformation moyennes le long des quatre barres d'angle des voiles (1, 2, 3, 4, 6) à différentes étapes de charge pour les déplacements vers le sud et vers le nord.

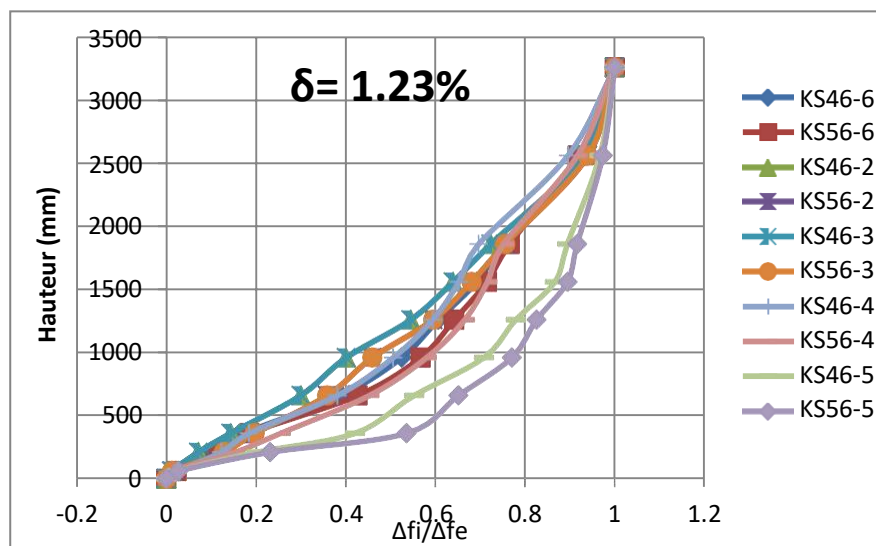
La figure 2.15 montre, pour différents paliers de charge, la distribution des déformations moyennes le long des quatre barres de renfort d'angle. Les déformations ont été obtenues en divisant les lectures des jauges Demec collées sur les barres (voir Figure 2.6) (c) et (d)) par la longueur de jauge correspondante de 150 mm. Chaque barre d'angle comportait neuf jauges. Pour chaque unité d'essai et chaque échelon de charge (LS), la figure 2.15 montre quatre profils différents, qui sont calculés à partir des mesures Demec sur les quatre barres d'angle et qui, en théorie, devraient être presque identiques par paire. La concordance est en particulier très bonne pour les pas de charge inférieurs (LS), ce qui indique la fiabilité des données. Dans certains cas, pour des déformations inélastiques plus importantes, c'est-à-dire des niveaux de charge plus élevés, les différences entre les mesures sur les barres d'angle Est et Ouest sont liées à un comportement différent des deux barres d'angle (par exemple, différents degrés de flambage). La figure 2.15 montre que pour le même déplacement supérieur, indiqué au moyen de drift  $\delta$ , les unités d'essai WSH3, WSH4 et WSH6 ont subi des déformations en traction plus importantes plus haut dans le mur que les unités d'essai WSH1, WSH2 et WSH5. Pour WSH2 et WSH5, la concentration des déformations à la base du mur est devenue encore plus forte après la rupture de certaines des barres de renforcement de l'âme longitudinale (à partir de LS46 pour WSH2 et LS56 pour WSH5). Les grandes déformations en compression sont concentrées à la base du mur et s'étendent sur une hauteur très limitée. Ceci est particulièrement évident pour WSH6 où les déformations en compression sont du même ordre de grandeur que les déformations en traction.



(a)



(b)



(c)

**Figure 2.16** Contribution relative  $\Delta f_i/\Delta f$  des déformations locales en flexion  $\Delta f_i$  se produisant aux différentes élévations le long du mur à la déformation en flexion  $\Delta f$  au sommet du mur. Les contributions relatives sont évaluées pour trois drifts sélectionnés  $\delta$ , qui sont égaux pour toutes les unités d'essai. (a) (b) et (c).

Ces figures montrent quelles parties du mur contribuent le plus aux déplacements au sommet en flexion  $\Delta f$ . Ceci est exprimé par la composante de déplacement en flexion  $\Delta f_i$  à la hauteur  $h_i$ .  $\Delta f_i$  Est défini comme la contribution au déplacement au sommet en flexion dû à la déformation en flexion du mur en dessous de la hauteur  $h_i$ . A un drift de  $\delta = 0.35\%$  (Figure 2.16 (a)), correspondant approximativement au début de la plastification, il a très

peu de différence entre les six unités de test. Pour les plus grands drifts (Figure 2.16 (b) (c)) les rapports  $\Delta f_i / \Delta f$  montrent clairement que se sont concentrées vers la base du mur tandis que pour les déformations en flexion sont réparties sur une plus grande partie du mur.

## 2.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les principaux aspects au moyen de ces essais portent sur les effets de la teneur en renfort et des propriétés de ductilité des barres d'armature longitudinales sur le comportement de déformation des parois et sur leur mécanisme de rupture. Ces aspects sont particulièrement importants pour les structures en béton armé existantes, qui auraient pu être conçues selon les principes de conception des capacités mais avec une attention insuffisante au contenu et aux propriétés des armatures.

Les résultats de simulation macroscopique sur les six murs rectangulaires en béton armé qui ont été testés sous chargement cyclique quasi-statique montrent que les modèles de béton et l'acier utilisés sont capables de reproduire le comportement non linéaire des murs.

### 3. Calcul des longueurs plastiques et les Ouvertures des fissures des voiles en béton armé

#### 3.1 Introduction

Aujourd'hui, plusieurs outils numériques sophistiqués pour l'analyse des murs porteurs en BA sous chargement cyclique sont disponibles (par exemple (33) (34)). Néanmoins, dans la conception et l'évaluation sismiques, la relation force-déplacement d'un mur porteur qui répond dans la gamme inélastique est souvent dérivée au moyen de la méthode de la rotule plastique (voir par exemple (1)). Pour les ingénieurs de conception la méthode attrayante parce que : (i) il est simple, (ii) il est basé sur une conception familière quantités comme les moments et les courbures, et (iii) il a déjà trouvé sa place dans de nombreux codes sismiques (par exemple dans l'Eurocode 8,

La modélisation numérique de l'amorçage et de la propagation de fissures est importante pour la sécurité et la durabilité des structures. Pour beaucoup des structures, la durabilité est non seulement liée au chargement mécanique mais à d'autres propriétés matérielles (par exemple les propriétés de transfert). Les codes des structures en béton armé proposent des relations empiriques pour décrire les ouvertures de fissures sous chargement de service prenant en considération le type d'exposition environnemental.

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer le mécanisme de déformation de la rotule plastique observé pendant les essais est présenté, ainsi que le calcul de  $l_p$  théorique, les valeurs de  $l_p$  mesurées, et de quantifier la fissuration, c'est-à-dire d'obtenir des informations concernant la position, l'ouverture et la direction des fissures induites par le chargement imposé. Pour cela on utilise la procédure "OUVFISS" (35) implémenté déjà sur logiciel d'élément finis Cast3m afin de réaliser des calculs et évaluer les ouvertures de fissures par une approche macroscopique.

#### 3.2 Méthode d'Estimation des longueurs de rotules plastiques

Lorsque des déformations inélastiques surviennent dans les structures en béton armé, ces déformations sont localisées sur une longueur déterminée définie comme la rotule plastique. Ils sont généralement dimensionnés de manière à contenir la zone de rotule plastique à la base des murs. Par ailleurs, la rotule plastique représente la zone où les états limites seront observés et où l'endommagement sera le plus sévère.

##### 3.2.1 Moment courbure

L'utilisation de la courbure ( $\emptyset$ ) est nécessaire pour la détermination de la déformée et l'endommagement du béton. La courbure va être aussi employée dans la relation moment-courbure qui sera détaillée plus tard. La courbure des voiles a été déterminée à l'aide des jauges installées sur les barres longitudinales et aussi par les résultats des capteurs de déplacement.

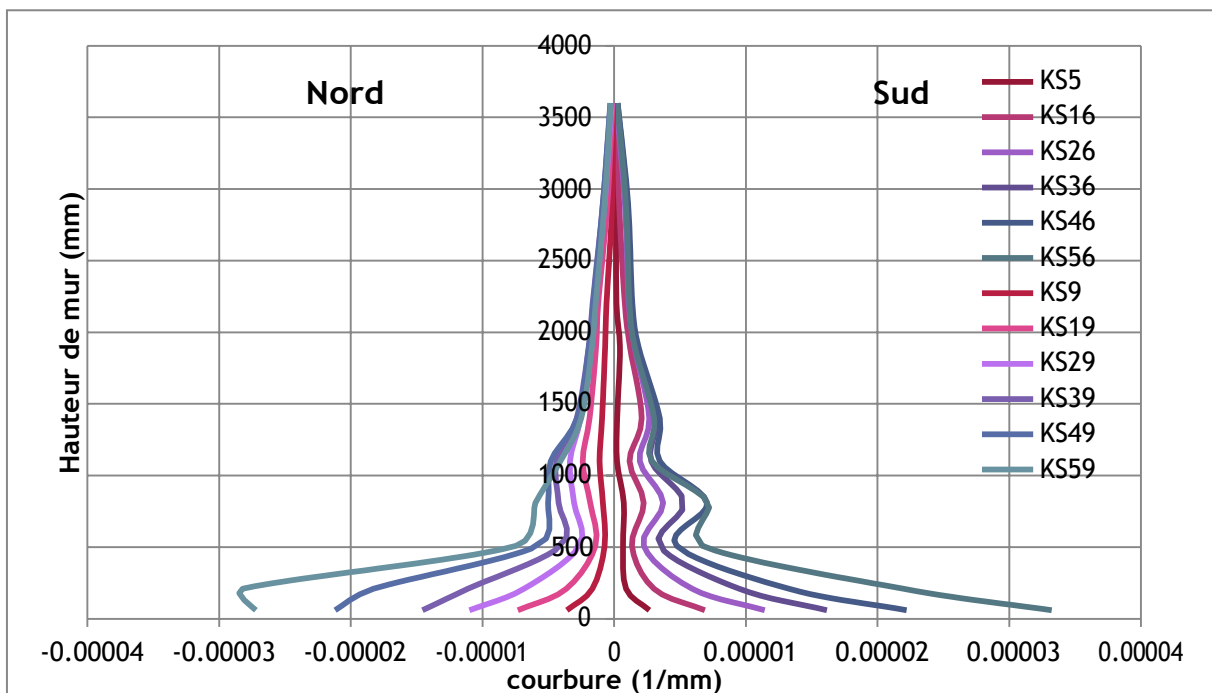
A chaque niveau de puissance principale, la valeur mesurée devient le codeur de déplacement Weg-V-2 à 10-Nord ou -Sud, qui ont été montés sur la face du corps d'épreuve (Figure 2.6), en supposant des sections transversales constantes, le cours de la courbure sur la hauteur est calculé et affiché. Par exemple, la courbure moyenne  $\emptyset$  est comprise entre 360 et 660 mm de la base supérieure du mur pour le point de puissance principal KS56 calculé comme suit :

$$\emptyset = \frac{\frac{\text{Weg.V.4.Nord}}{300\text{ mm}} - \frac{\text{Weg.V.4.sud}}{300\text{ mm}}}{2050\text{ mm}} = -14.1 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$$

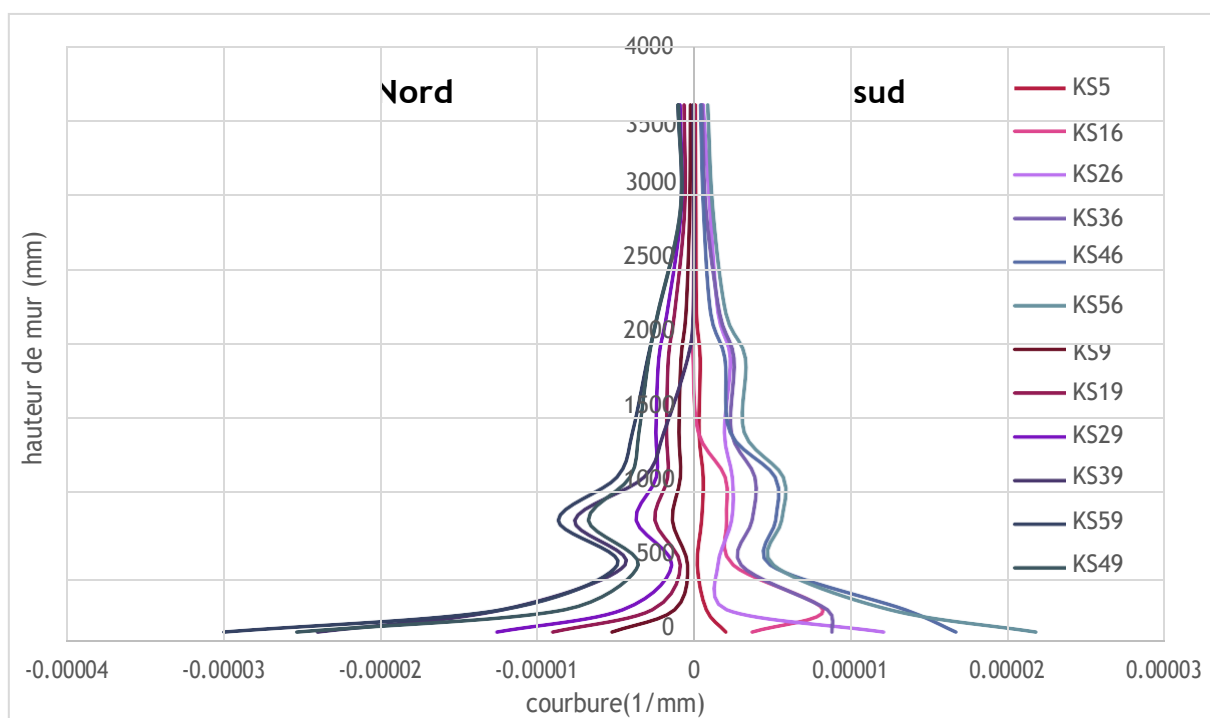
Les 300 mm sont la longueur de base de la section de mesure Weg-V-4-Nord ou -Sud, et le 2050 mm mesurer la distance entre les capteurs Weg-V-4-Nord et -Sud (Figure 2.6). Cette représentation est manquante sur le mur WSH1 car les capteurs nécessaires pour cela n'étaient pas toujours disponibles.

Les postes nommés « Weg » ont été pourvus de capteurs de déplacement LVDT (plage de  $\pm 10$  mm à  $\pm 100$  mm en fonction des déplacements). Les figures suivantes donnent une indication sur la répartition des courbures sur la hauteur des murs.

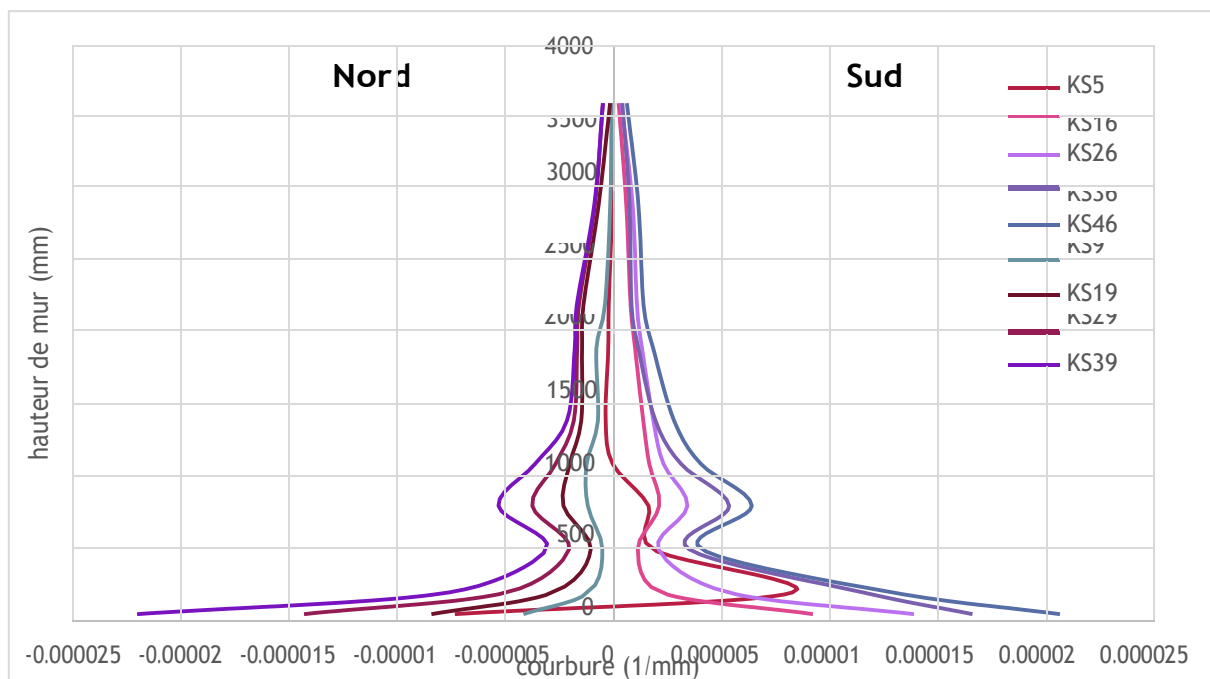
Voile 02 :



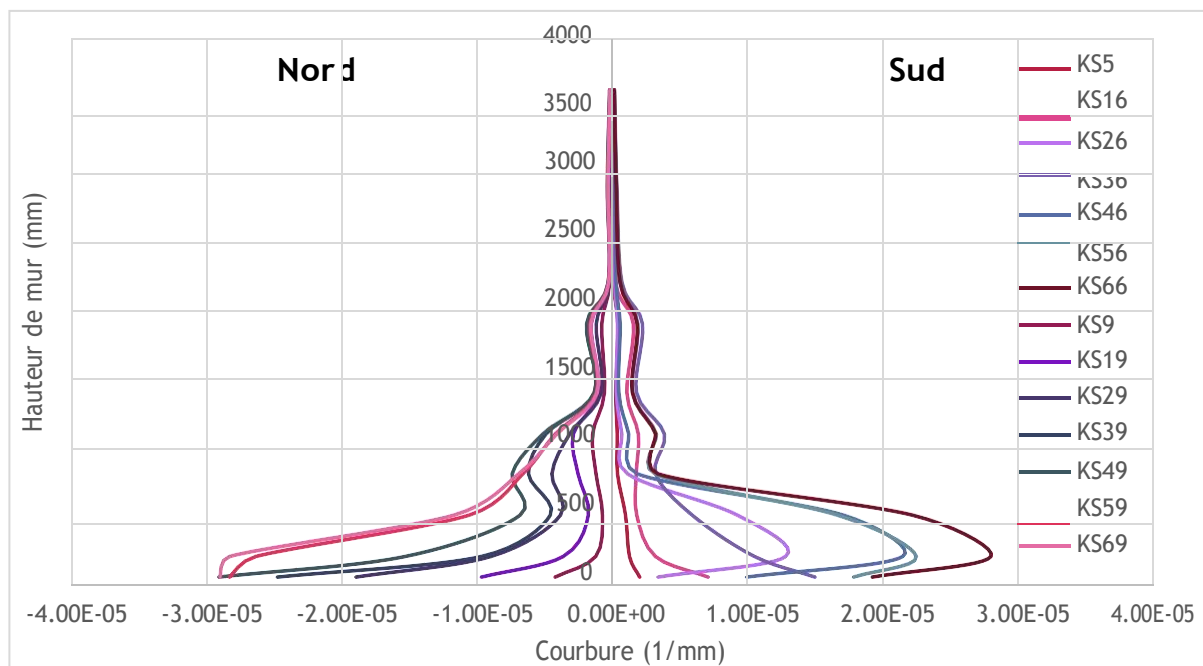
Voile 03 :



Voile 04 :



Voile 05 :



Voile 06

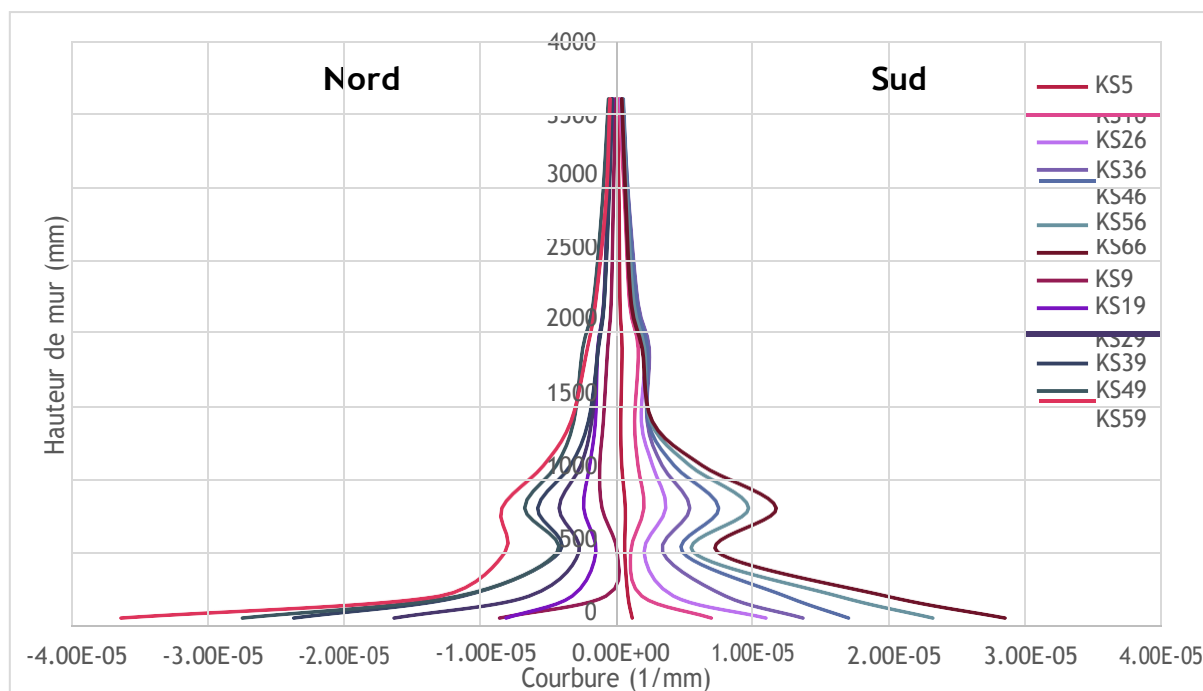


Figure 3.1 Répartition de la courbure sur la hauteur des unités d'essai à différentes étapes de charge.

### 3.2.2 Les valeurs analytiques de la longueur plastique pour les voiles élancés

Selon les formules déjà exprimées dans le chapitre précédent, le tableau ci-dessus nous montre les résultats obtenus pour les 6 voiles :

Tableau 3.1 calcul de  $l_p$  pour les six voiles en utilisant les différentes équations.

Référence des chercheurs	Equations	Voile 1	Voile 2	Voile 3	Voile 4	Voile 5	Voile 6
Euro-code 8 (2005)	(1.18)	0.608	0.619	0.645	0.637	0.641	0.631
Mattock (1967) et Priestley et al. (1996)	(1.19)	0.649	0.649	0.649	0.649	0.649	0.649
Bohl et Adebar (2011)	(1.22)	0.576	0.576	0.576	0.576	0.574	0.575
Kazaz [2013]	(1.23)	0.644	0.636	0.634	0.636	0.587	0.605
Priestley et al. (2007)	(1.24)	0.451	0.607	0.563	0.522	0.522	0.522
Thomsen and Wallace [2004]	(1.27)	0.660	0.660	0.660	0.660	0.660	0.660
Altheeb et al. [2015]	(1.28)	0.484	1.040	0.965	0.777	0.758	0.827
Wibowo et al. [2013]	(1.30)	0.15	0.15	0.18	0.18	0.18	0.18

### 3.2.2 Calcul théorique de la rotule plastique

Pour le calcul de la longueur de la rotule plastique théorique ( $l_p$  théorique), l'équation 3.1 a été utilisée. L'équation 3.1 (36) est basée sur le moment des aires du graphique hauteur vs courbure conceptualisé à la figure 1.20. Cette équation est habituellement utilisée dans le calcul du déplacement ultime. Les données expérimentales ont été introduites dans l'équation 3.1 afin de déterminer  $l_p$  théorique. Les données pour le calcul de  $l_p$  théorique sont montrées au tableau 3.2

$$\Delta_u = \Delta_y + (\emptyset - \emptyset_u) \cdot l_p (L - 0.5l_p) \quad (3.1)$$

Tableau 3.2 Données expérimentales



Unité de test	$\Delta_u$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	$\phi_u$ (mm <sup>-1</sup> )	$\phi_y$ (mm <sup>-1</sup> )	L(mm)	<b>L<sub>p</sub> théorique (mm).</b>
Voile 2	63.0	10.5	2.67x10 <sup>-6</sup>	8.97x10 <sup>-7</sup>	4950	<b>0.365</b>
Voile 3	92.4	15.4	2.046x10 <sup>-6</sup>	8.044x10 <sup>-7</sup>	4950	<b>0.789</b>
Voile 4	61.6	15.4	3.46x10 <sup>-6</sup>	2.05x10 <sup>-6</sup>	4950	<b>0.534</b>
Voile 5	62.0	6.2	2.02x10 <sup>-6</sup>	1.27x10 <sup>-6</sup>	4950	<b>0.535</b>
Voile 6	93.7	12.8	1.46x10 <sup>-6</sup>	3.55x10 <sup>-6</sup>	4950	<b>0.647</b>

Tableau 3.3 Calcul de l'erreur entre la formule théorique et les autres formules.

	Lp théorique (mm).	Euro-code 8 (2005)	Erreur (%)	Kazaz [2013]	Erreur (%)	Priestley et al. (2007)	Erreur (%)	Thomsen and Wallace [2004]	Erreur
Voile 01		0.608		0.644		0.451		0.660	
Voile 02	0.365	0.619	-69.58	0.636	-74.24	0.607	-39.86	0.660	-44.69
Voile 03	0.789	0.645	18.25	0.634	19.64	0.563	40.14	0.660	19.54
Voile 04	0.534	0.637	-19.28	0.636	-19.1	0.522	2.29	0.660	-19.09
Voile 05	0.535	0.641	-19.81	0.587	9.7	0.522	2.49	0.660	-18.93
Voile 06	0.647	0.631	1.54	0.605	6.5	0.522	23.94	0.660	-1.96

Le tableau 3.3 présente les erreurs entre la longueur de la rotule plastique calculée avec les principales équations présentes dans la littérature et la formule théorique, on remarque que pour les erreurs des voiles 4, 5 et 6 ne dépassent pas 30 % mais pour les voiles 2 et 3 il y a une différence importante plus que 35 %.

Le comportement des spécimens a démontré l'importance des deux paramètres testés. Le taux de charge axiale ( $\frac{N}{A_g f_c}$ ) et le taux de confinement de l'acier transversal ( $\rho$ ) ont été employés dans l'équation Kazaz (2013), et Lsp est la longueur de pénétration des contraintes d'acier ce paramètre est utilisé dans la formule de Priestley et al. (2007).

### 3.3 Fissuration secondaire - approche simple

Des recherches antérieures ont montré les dangers des murs légèrement renforcés ayant intrinsèquement un moment ultime ou de déformation ( $M_u$  et  $M_y$ , respectivement) inférieur au moment de capacité de fissuration ( $M_{cr}$ ). Un  $M_{cr}$  inférieur à  $M_u$  (ou  $M_y$ ) peut entraîner le

développement d'une seule fissure près de la base, avec tout le comportement inélastique (plastique) concentré à cet endroit.

(37); (38); (39). Le moment de fissuration d'un mur renforcé peut être calculée à l'aide de l'équation fondamentale des contraintes de flexion et en intégrant la contrainte due à la charge axiale. Ce calcul est indiqué dans Eq. (1), où  $f'_{ct,f}$  est la résistance caractéristique du béton en traction,  $P$  est la charge axiale,  $A_g$  est la surface brute,  $t$  est l'épaisseur du mur et  $L_w$  est la longueur du mur.

$$M_{cr} = \frac{(f'_{ct,f} + \frac{P}{A_g}) t \cdot L^2}{6}$$

La résistance à la traction en flexion caractéristique du béton ( $f'_{ct,f}$ ) est utile pour déterminer une limite inférieure du moment où se produit la fissuration par flexion. Cependant, dans les recherches étant menées ici, il est plus important de déterminer une valeur réaliste pour la résistance du béton à la traction par flexion. La valeur moyenne de la résistance à la traction en flexion du béton  $f_{ct,fl}$  peut être calculée à l'aide de l'équation du Model Code 2010 (40) ; le  $f_{ct,fl}$  est lié à la valeur moyenne de la résistance à la traction directe du béton ( $f_{ct}$ ), comme indiqué dans les équations. (2) - (4). Notez que  $f_{cmi}$  est la résistance à la compression moyenne in situ du béton. Les limites supérieure et inférieure de  $f_{ct,fl}$  peuvent être trouvées en multipliant  $f_{ct}$  [Eq. (3)] par 1,32 et 0,68, respectivement (40) ; (41).

$$f_{ct,fl} = \frac{f_{ct}}{\alpha_f}$$

$$f_{ct} = 0.3(f_{cmi})^{2/3}$$

$$\alpha_f = \frac{0.06 L_w^{0.7}}{1 + 0.06 L_w^{0.7}}$$

Il est important de noter que dans le cas du bâtiment type Pyne Gould, les résistances du béton de certains éléments structurels en béton auraient été beaucoup plus élevés que spécifiés la valeur de la résistance d'un cylindre ( $f'_c$ ) de 28 jours spécifiée dans les modèles de 24,1 et 17,2 MPa colonnes et poutres ; les colonnes avaient une résistance à la compression moyenne ( $f_{cmi}$ ) de 47,3 MPa, tandis que les faisceaux avaient un  $f_{cmi}$  de 40,7 MPa. Le facteur de résistance augmente,  $\kappa$ , défini le rapport entre la résistance à la compression in situ moyenne au moment des essais (ou de la charge dans le cas d'un bâtiment) à la résistance caractéristique spécifiée du béton, a été respectivement 2,0 et 2,4 pour les colonnes et les

Poutres (42). Ce facteur est « utilisé pour augmenter la résistance du béton en raison de la variabilité initiale du béton et augmentation de la résistance avec l'âge » (43).

De plus, des essais concrets similaires menés par Holmes Solutions (44) sur le mur en béton armé qui avait effondré dans le bâtiment de la Gallery Apartments indiquaient que les résistances à la compression dans les cylindres allaient de 46,5 à 56 MPa, soit un facteur de résistance élevé pour le  $f'_c$  de 30 MPa utilisé dans la conception. (38) suggère en outre que même lorsque la capacité du moment ultime du mur est nettement supérieure à celle du moment de fissuration, la plasticité peut encore être concentrée sur une hauteur relativement courte du mur. Dans ce cas, le manque de plasticité distribuée (déformation inélastique) est entraîné par la faible force de traction produite par le petit nombre de barres d'acier de renforcement longitudinales qui traversent une fissure primaire.

Par conséquent, l'effort maximal pouvant être développé dans le béton au-dessus de la première fissure ( $\sigma_{crack}$ ) peut être insuffisant pour dépasser la résistance à la traction du béton ( $f_{ct,fl}$ ) et par conséquent des fissures secondaires incapable de se former. En suivant les recommandations données dans CERC (45), des équations peuvent être dérivées pour estimer si la fissuration secondaire se produira au-dessus du 'fissure primaire'. Cette approche est utilisée ici pour donner une évaluation approximative du rapport de renforcement longitudinal requis pour garantir la formation de fissures secondaires et le développement d'une plasticité répartie à la base du mur. Dans l'approche suivante, l'hypothèse retenue est que le ferrailage longitudinal est réparti de manière uniforme sur l'ensemble du mur, comme il est couramment pratiqué dans les régions sismiques faibles à modérées.

Tableau 3.4 Valeurs théoriques de la résistance au cisaillement pour la barre sans armature de cisaillement  $V_{Rd,c}$  et du moment de fissuration  $M_{cr}$  selon EC2 et la résistance maximale expérimentale des unités d'essai  $V_{max}$  et  $M_{max}$ .

Les unités de test	$V_{Rd,c}$ (KN)	$M_{cr}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)
Voile 1 (WSH1)	245	563	336	1533
Voile 2 (WSH2)	243	536	359	1639
Voile 3 (WSH3)	272	527	454	2072
Voile 4 (WSH4)	268	538	443	2020
Voile 5 (WSH5)	321	792	439	2002
Voile 6 (WSH6)	375	837	597	2724

### 3.3 Ouverture des fissures

#### 3.3.1 Explications générales

La figure 3.2 montre les principales fissures pour le spécimen WSH3, la même image pour tous les autres spécimens.

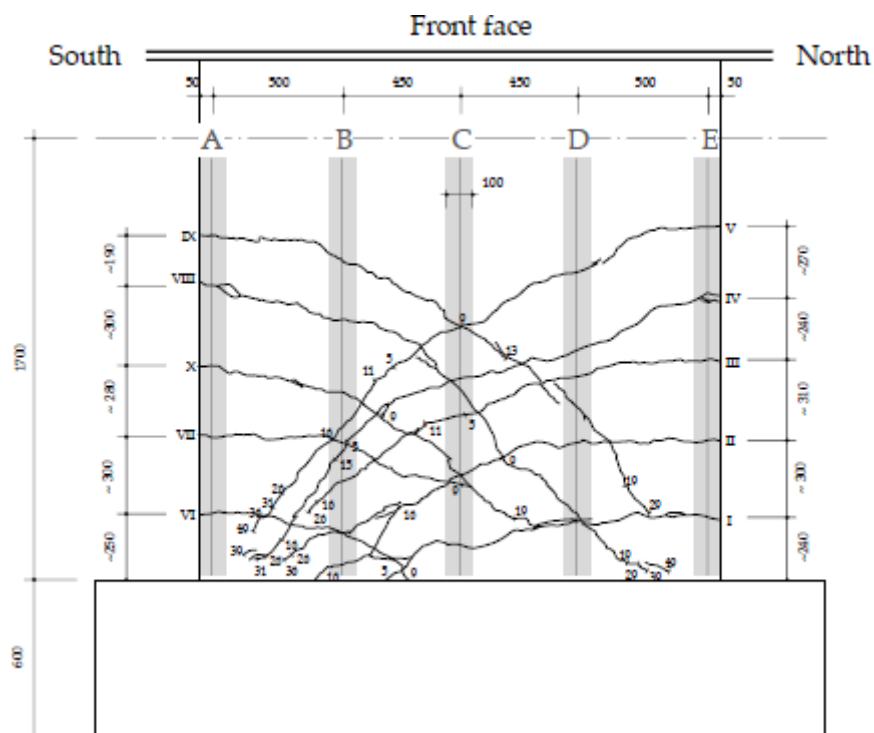


Figure 3.2 : Les principales fissures et zones (barres grises) à l'intérieur de l'ouverture des fissures ont été mesurées. Specimen WSH3 (voile 3). Longueurs en [mm],

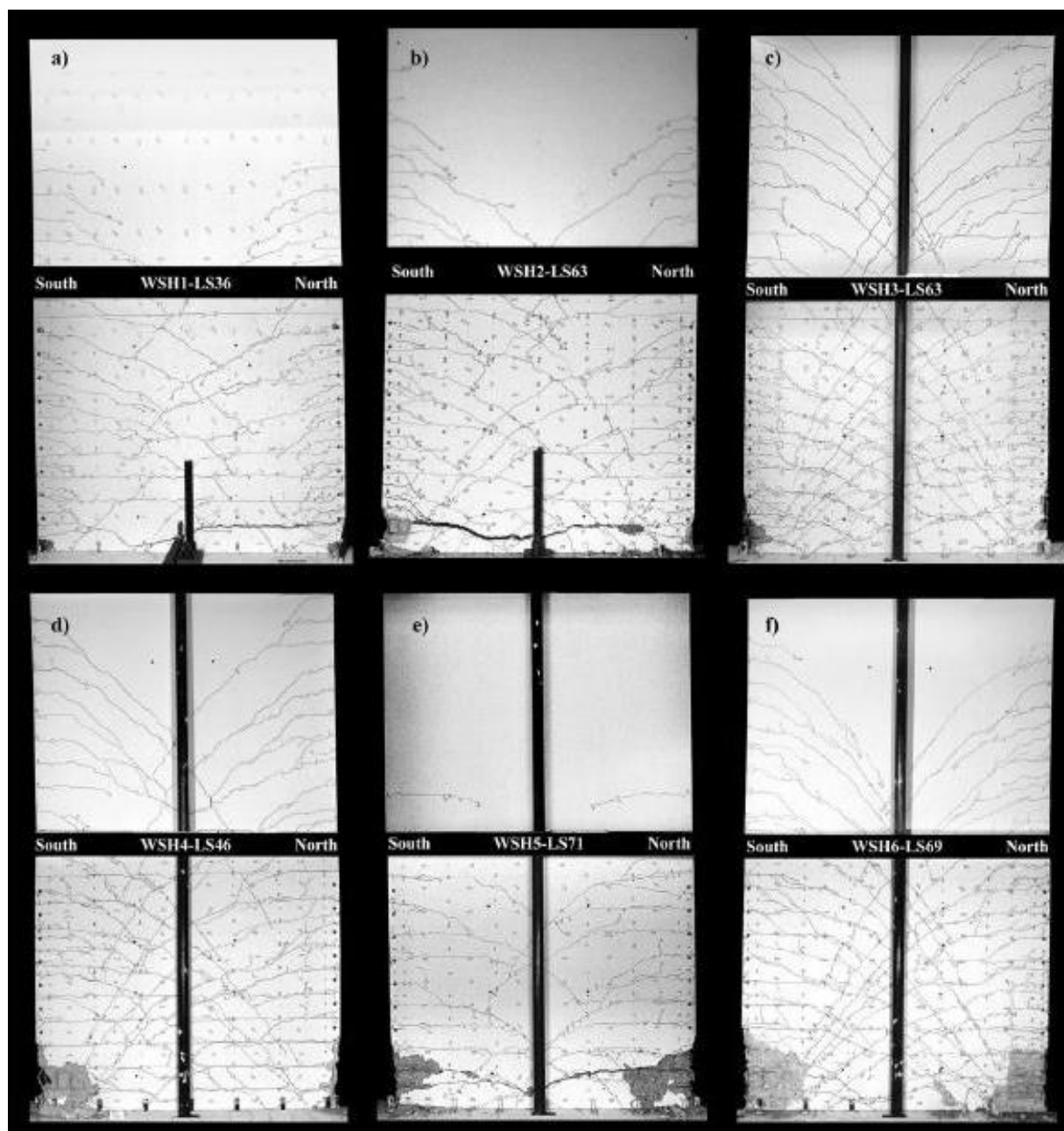


Figure 3.3 Fissures des six unités de test après la rupture.

La quantité de la fissuration et l'extension de la flexion et de la flexion-cisaillement diffèrent sensiblement d'une unité d'essai à l'autre (Figure 3.3). Pour aider à comprendre cette différence, le tableau 3.4 compare résistances théoriques au cisaillement à la fissuration  $V_{Rd;c}$  et le moment théorique à la fissuration  $M_{cr}$  évalués pour la géométrie et les propriétés de matériau des unités d'essai aux forces de cisaillement maximales  $V_{max}$  et les moments fléchissant maximaux  $M_{max}$  à la base des murs mesurée lors des tests. Le moment de craquement  $M_{cr}$  indiquant le début de la fissuration par flexion est calculé en estimant la résistance à la traction du béton selon EC2 (46) puisque ce dernier n'a été pas déterminé expérimentalement.  $V_{Rd;c}$  la résistance au cisaillement des éléments sans armature de cisaillement (46). Pour les membres avec armature de cisaillement comme les murs testés ici,  $V_{Rd;c}$  peut être interprété comme la force de cisaillement pour laquelle le début du cisaillement en flexion une fissuration est à prévoir. Pour toutes les

unités de test,  $M_{cr}$  correspond à 25% 40% de  $M_{max}$ , on s'attendait donc à ce qu'une fissuration par flexion se produise. Les hauteurs sur laquelle ces fissures s'étendaient était la plus grande pour WSH3 avec le plus petit rapport  $M_{cr}=M_{max}$  tandis que l'inverse vaut pour WSH5.

L'emplacement des fissures de flexion primaires a été dicté par l'armature de cisaillement et pour toutes les unités d'essai sauf WSH4 et des fissures de flexion secondaires WSH5 se sont produites dans les régions limites où étaient placés les liens de confinement. Dans le cas de WSH5, la teneur en ferrailage longitudinal de la zone limite n'a pas été assez grand pour déclencher de nouvelles fissures alors que WSH4 ne comportait pas liens de confinement.

L'emplacement des fissures de flexion primaires et secondaires ont eu un effet significatif sur l'échec des unités de test WSH1, WSH2 et WSH5.

L'effort tranchant maximal  $V_{max}$  mesuré lors des essais sur les murs WSH3, WSH4 et WSH6 est nettement plus grand que  $V_{Rd;c}$ , et donc une importante fissuration de flexion par cisaillement s'est produite. Au contraire, la fissuration en flexion-cisaillement des Test Units WSH1, WSH2 et WSH5 étaient limités, réduisant la propagation de la plasticité et des déformations locales croissantes près de la base des murs.

### 3.4 L'évaluation des ouvertures de fissures OUVFISS (35)

Une approche de modélisation continue basée sur la mécanique d'endommagement est employée pour calculer les ouvertures de fissure dans une structure en béton. M. Matallah et al (35) ont proposés une méthode de post traitement pour extraire les ouvertures de fissure à partir d'un calcul d'endommagement continu en éléments finis. Cette méthode peut être appliquée à tous les modèles continus d'endommagement ou/et plasticité.

On suppose que la fissure se localise dans une bande de largeur  $h$  sur laquelle, on considère que les microfissures sont uniformément distribuées.

La dissipation de l'énergie est constante, et donnée par la formule suivante :

$$G_f = \int_0^{\infty} \sigma d\delta \quad (3.1)$$

$d\delta$  : Le saut de déplacement.

Le tenseur de déplacement au niveau de la fissure est calculé comme étant le produit de la déformation de rupture  $s_{ij}^{ouf}$  et la largeur de la bande  $h$ .

$$\delta_{ij} = h * s_{ij}^{ouf} \quad (3.2)$$

Dans la zone de rupture, la déformation totale contient la partie élastique et une partie de rupture. L'énergie de rupture représente la surface sous la courbe contrainte de déformation.

On considère que dans chaque élément il y a une fissure, la déformation de rupture totale est sous la forme suivante :

$$s_{ij} = s_{ij}^e + s_{ij}^{ouf} \quad (3.3)$$

Lors d'un calcul par élément fini, on peut estimer les déformations des ouvertures de fissures à partir des contraintes anélastiques.

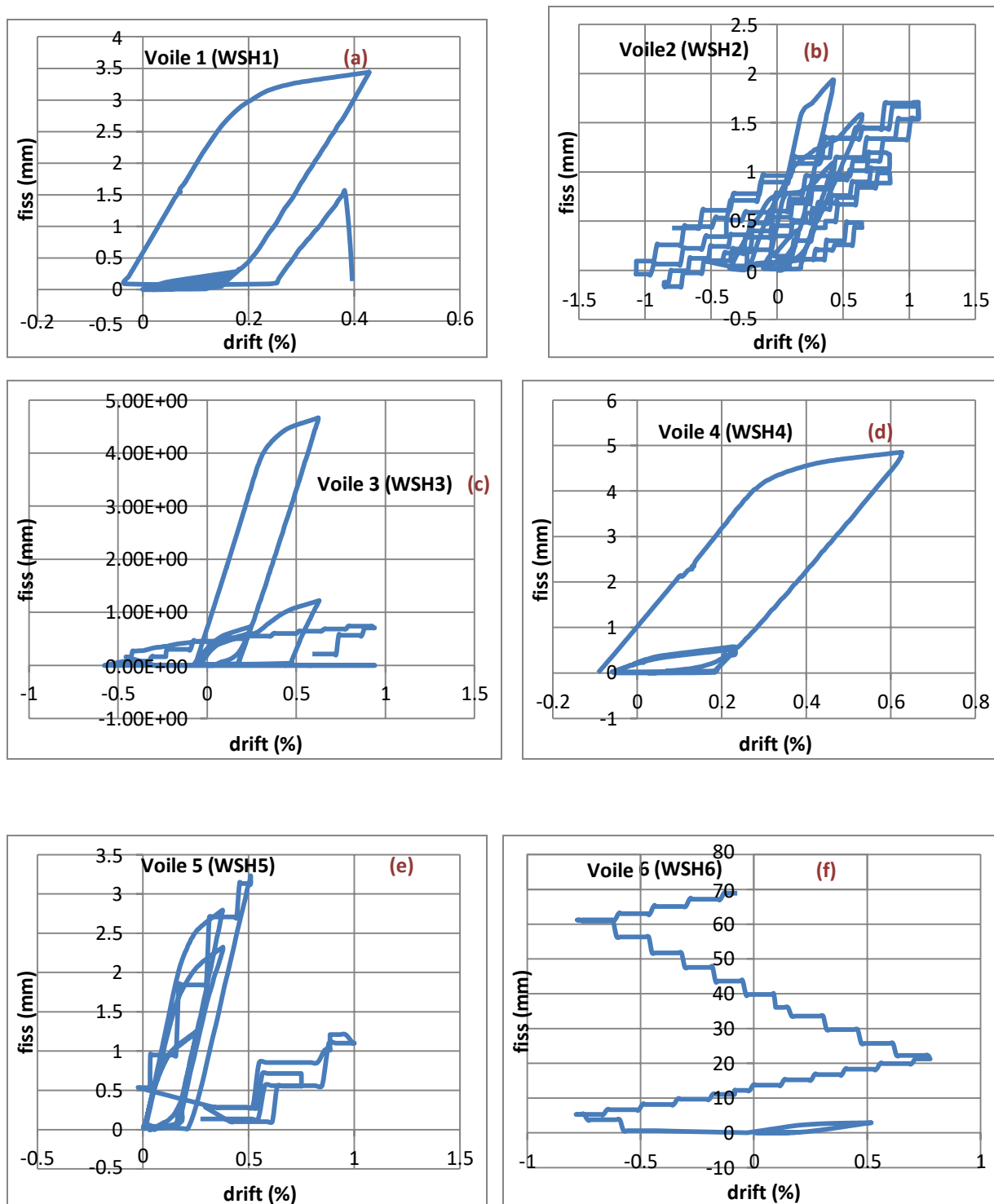
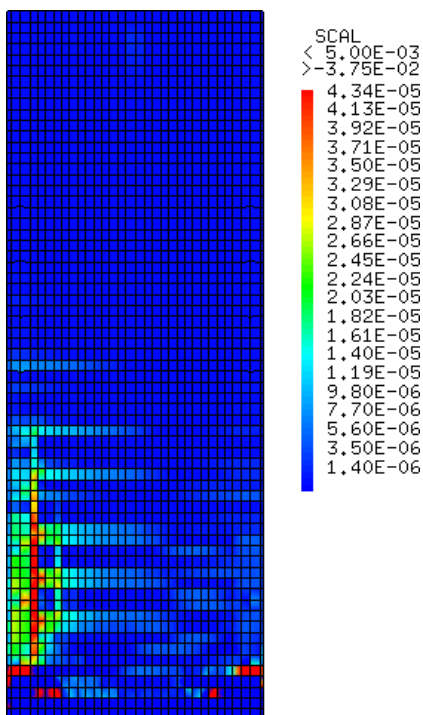
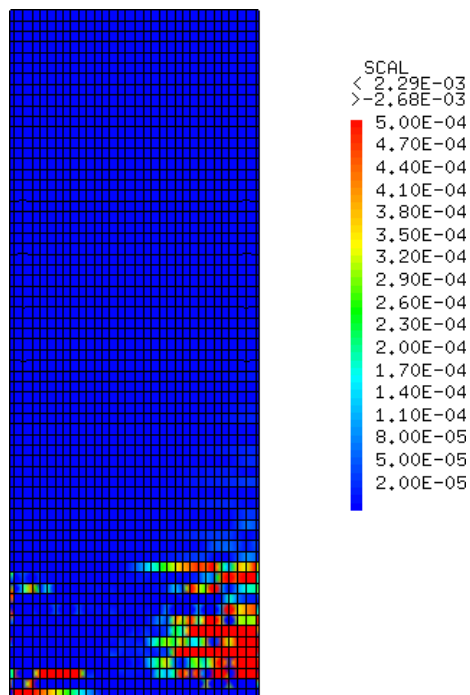


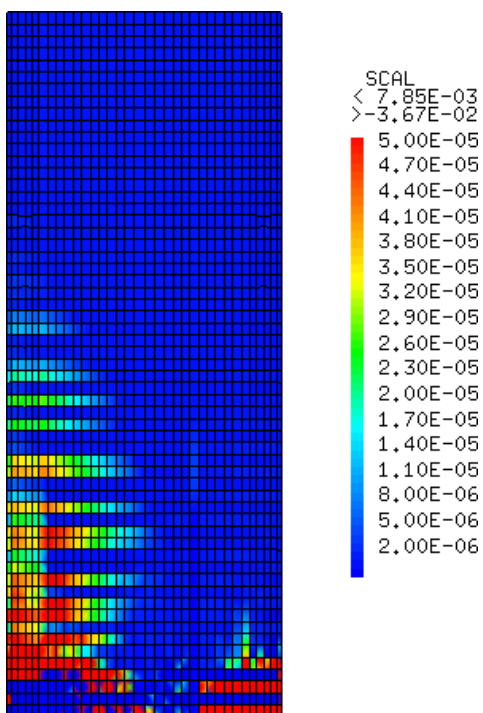
Figure 3.4 L'évolution de l'ouverture de fissures des six voiles en fonction de drift.



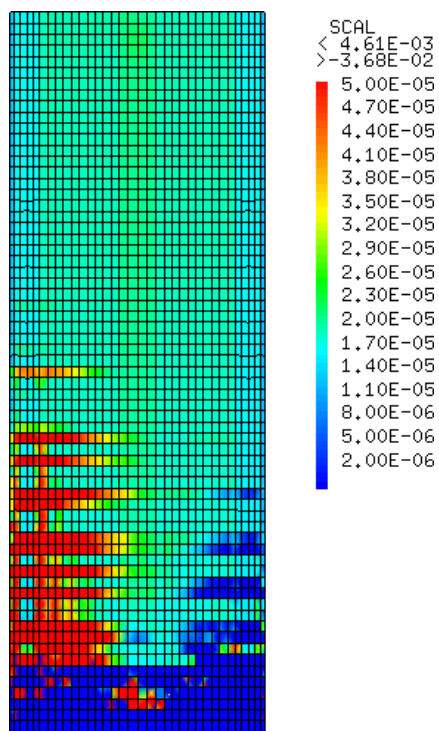
WSH1



WSH2



WSH3



WSH4



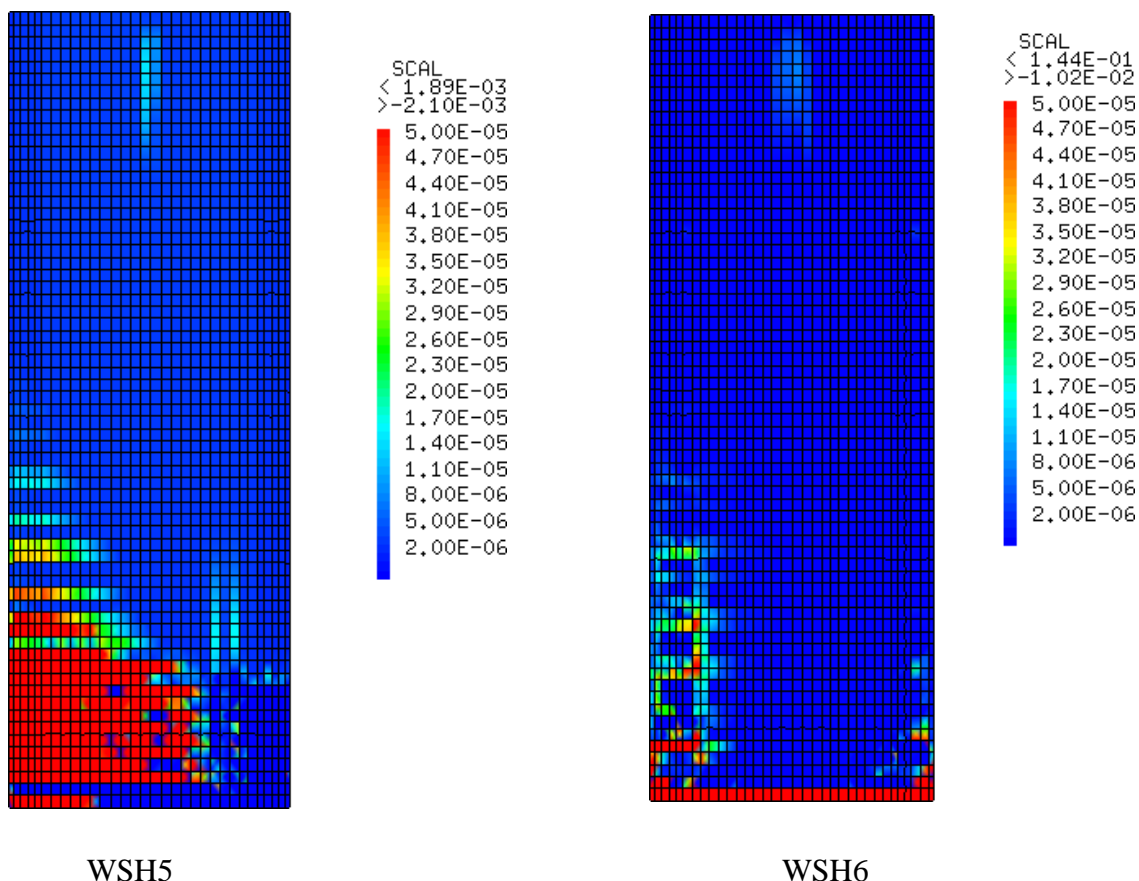


Figure 3.5 La carte de l'évolution des ouvertures des fissures des six voiles.

Le calcul nous a démontré que les zones critiques sont bien déterminées sur la carte de la fissuration, les valeurs numériques sont comparables avec celle de l'expérimentation (voir annexe), les résultats numériques sont présentés dans le tableau 3.5

Tableau 3.5 le tableau des ouvertures des fissures maximales (expérimentales et numériques)

	Voile 1 (mm)	Voile 2 (mm)	Voile 3 (mm)	Voile 4 (mm)	Voile 5 (mm)	Voile 6 (mm)
Expérimentales	8 (zone B Fissure VI)	8 (zone B, Fissure VIII)	3.5 (zone B-D, fissure VII- V)	3.8 (zone A, fissure X)	5.5 (zone B-D, Fissure VII-II)	2-2.6 (A- B- C-D- E, Fissure I, VI)
Numériques	3.15 (drift 0.42%)	1.88 (drift (0.42%)	4.60 (drift 0.62%)	4.65 (drift 0.62%)	3.15 (drift 0.49%)	68.9 (drift 0.13%)

### 3.5 Le calcul réglementaire des fissures

En appliquant l'Eurocode 2 et Fib Model Concrete (MC2010) pour calculer les ouvertures des fissures pour faire une comparaison avec l'expérimental et numérique, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant 3.6

Tableau 3.6 Tableau des ouvertures des fissures règlementaires

	Voile 1 (mm)	Voile 2 (mm)	Voile 3 (mm)	Voile 4 (mm)	Voile 5 (mm)	Voile 6 (mm)
Euro-code 2	0.570	0.9	1.04	1.08	0.771	1.03
MC2010	2.6	2.6	2.36	1.56	2.59	2.8

D'après le rapport des résultats expérimentaux, les ouvertures des fissures maximales induit par un chargement cyclique sont majeures en partie extrémités des voiles, ces ouvertures sont limitées à 8 mm (voir annexe), la qualité de l'évaluation numérique de la largeur de fissure est fortement dépendante du modèle structurel, notamment des conditions aux limites et de la loi de comportement utilisées ; cependant, des développements récents conduisent à une prédiction raisonnable de la largeur de fissure ;

La définition de la zone effective comme dans MC10 et EC2 n'est pas appropriée.

### 3.6 Conclusion

Le comportement des spécimens a démontré l'importance des deux paramètres testés pour la détermination des longueurs des rotules plastiques. Le taux de charge axiale ( $\frac{N}{A_g f_c}$ ) et le taux de Confinement de l'acier transversal ( $\rho_s$ ).

L'utilisation d'une méthode de régularisation est nécessaire pour nos calculs afin d'éviter la dépendance au maillage, les résultats trouvés sur l'ouverture des fissures sont intéressants, même si on n'a pas pu décrire le profil des fissures mais les valeurs trouvées sont comparables avec celle trouvés en expérimentation.

## Conclusions

Nous avons présenté dans ce travail les résultats de simulation des six murs rectangulaires en béton armé qui ont été testés sous chargement cyclique quasi-statique, Les modèles utilisés permettent de modéliser de façon satisfaisante le comportement global des structures en béton armé sous chargement statique ou cyclique.

La superposition des résultats expérimentales et numérique montre que la forme des cycles reproduite par le modèle \_'de Fichant'' est bien représentée surtout dans les premiers cycles,

Les résultats montrent que les modèles utilisés doivent encore progresser dans le domaine de la refermeture de fissures qui est un point clairement essentiel dans le domaine du chargement cyclique. L'endommagement doit s'accompagner de déformations permanentes qui doivent s'annuler sous une contrainte de compression, ce qui n'est pas le cas pour le modèle utilisé. Cette particularité conduit à obtenir une forme caractéristique des cycles en forme de S.

La plastification des aciers empêche les microfissures du béton de se refermer. Ce problème met en évidence une limite à l'hypothèse d'adhérence parfaite entre le béton et les armatures.

Les conclusions de cette étude expérimentale sont résumées dans ce qui suit :

- Les murs à faible teneur en ferrailage longitudinal généralement réduit la fissuration de flexion par cisaillement. De plus, le faible ferrailage longitudinal signifie que la force de traction par flexion résultante T de la section transversale du mur est petite et donc aussi son augmentation due à l'écrouissage des barres longitudinal. Si le rapport d'écrouissage  $R_m/R_{p02}$  de l'armature longitudinale est petit on doit encore renforcer. La fissuration due à la flexion par cisaillement réduit ainsi que la faible augmentation de T due à l'écrouissage des barres longitudinales conduit à une concentration de déformations plastiques près de la base du mur, réduisant la capacité de déplacement de mur.

- On suppose souvent que les propriétés de ductilité des armatures longitudinales dans les éléments de bordures sont plus importantes que ceux de l'armature longitudinale de l'âme puisque l'hypothèse des sections planes-plan restant suggère que les barres d'armature dans l'élément d'extrémité sont soumises à des contraintes plus importantes que les barres d'armature de l'âme. Cependant, il a été montré qu'en raison de (i) la configuration des fissures, (ii) les mauvaises propriétés de ductilité des barres d'armature d'âme, et (iii) les bonnes propriétés de liaison, les déformations locales dans une fissure peuvent être plus grand pour le ferrailage de l'âme que pour le ferrailage des bordures. Pour les six unités de test examinées dans cet article une rupture prématurée des barres d'armature d'âme a été observée puisque le rapport d'écrouissage  $(R_m/R_{p02}) \leq 1.1$  et les teneurs de renforcements d'environ 0,3 % (WSH1, WSH2, WSH5) tandis que les barres d'armature d'âme des unités d'essai WSH3, WSH4 et WSH6, qui ne s'est pas fracturé prématurément, avait des rapports d'écrouissage supérieurs à 1,20 et des teneurs en renfort d'environ 0,5%.

- Une rupture prématurée de l'armature d'âme se produit généralement dans une fissure, qui traverse souvent tout le mur. À la hauteur de cette fissure, le mur est fortement fragilisé et à partir du moment où les premières barres d'armature d'âme les déformations de fracture ont tendance à se concentrer à cette hauteur. Par conséquent, à cette section, la demande de

déformation sur les barres d'armatures frontière augmente également de manière disproportionnée avec les déplacements au sommet conduisant bientôt à la rupture de mur.

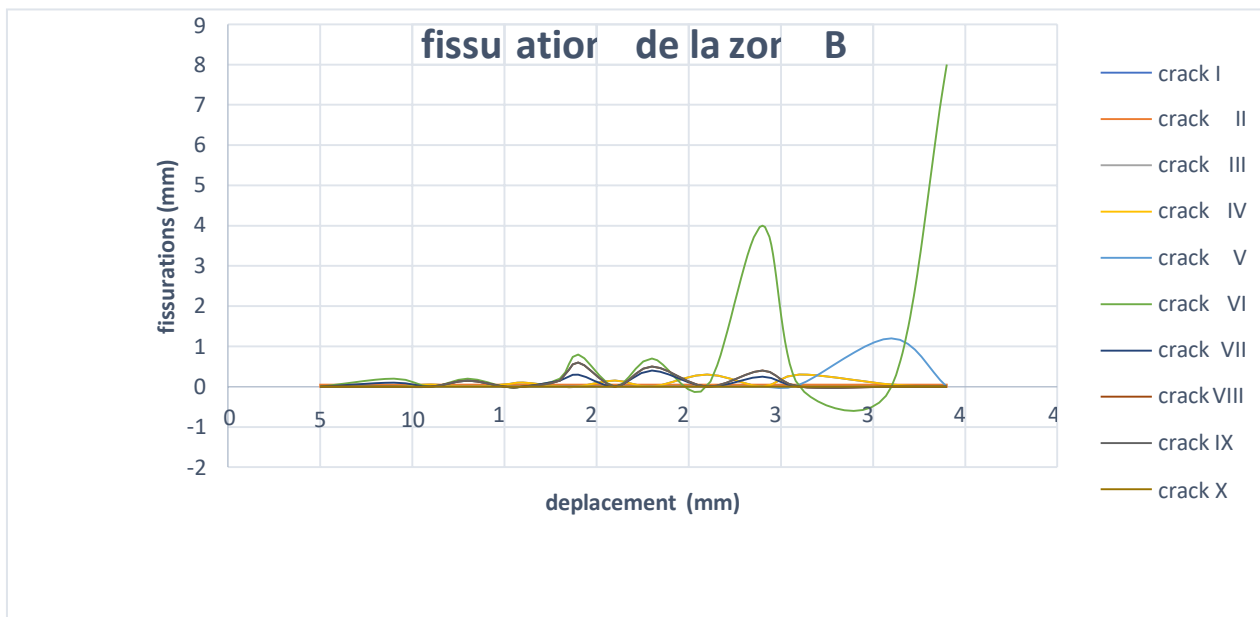
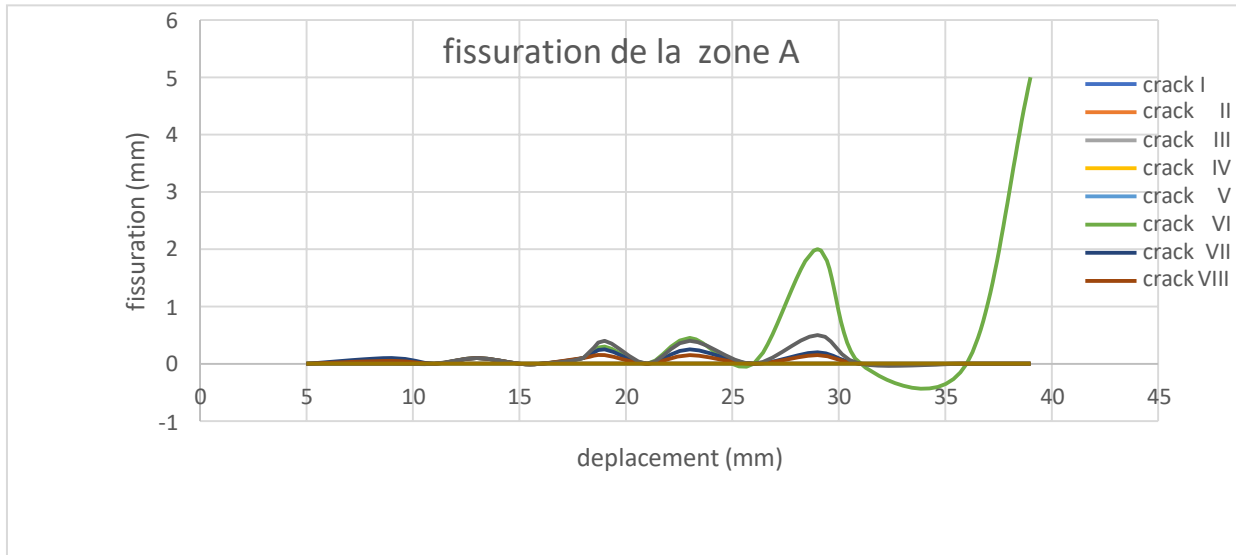
- L'analyse de la rotule plastique est un outil souvent utilisé en analyse sismique pour déterminer la capacité de déplacement inélastique des éléments structurels. Les deux variables d'entrée clés sont la longueur de rotule plastique et limites de déformation associées à états limites. En supposant un profil de courbure linéaire sur la hauteur de la zone plastique, longueurs des rotules plastiques et courbures de la base associée à cinq états limites différents ont été déduits par des Mesures LVDT et Demec prises pendant les expériences.

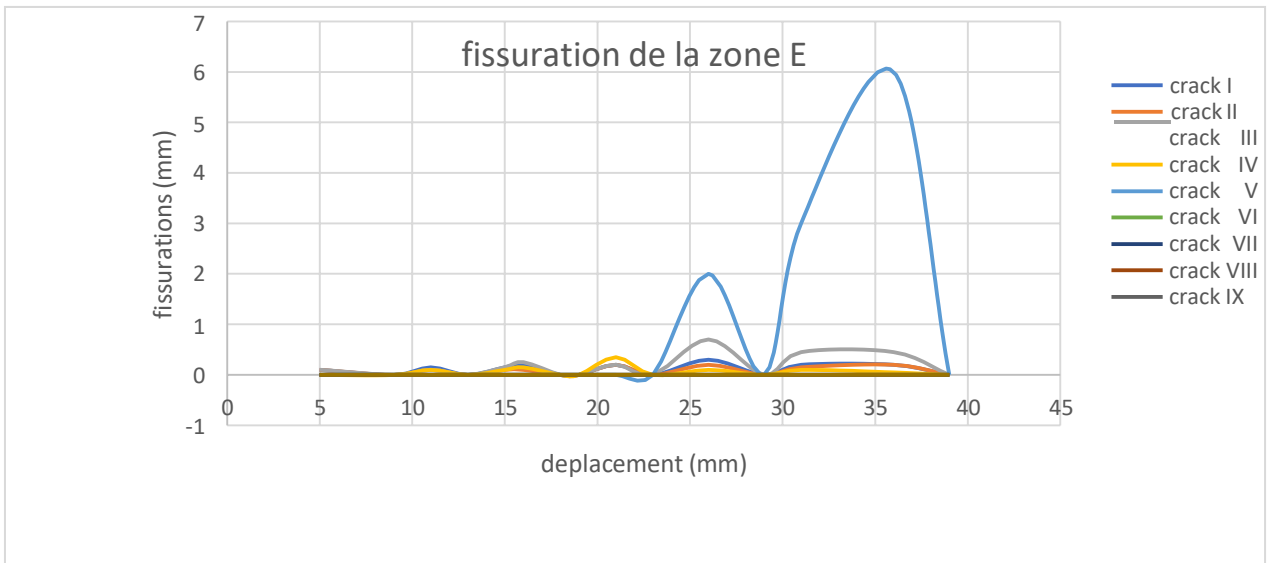
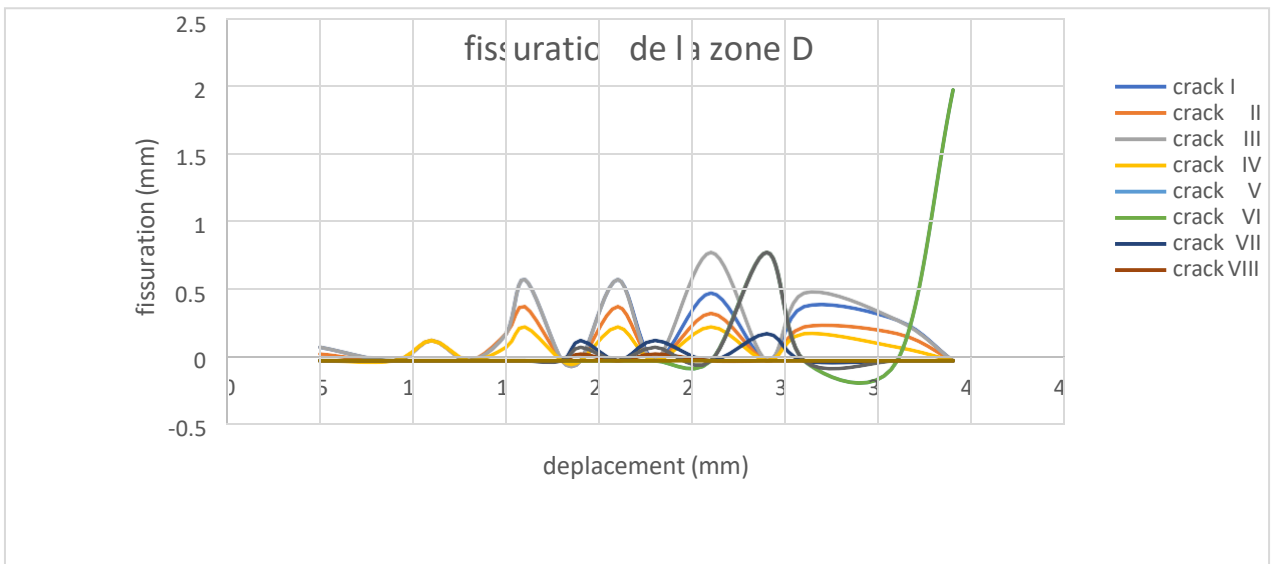
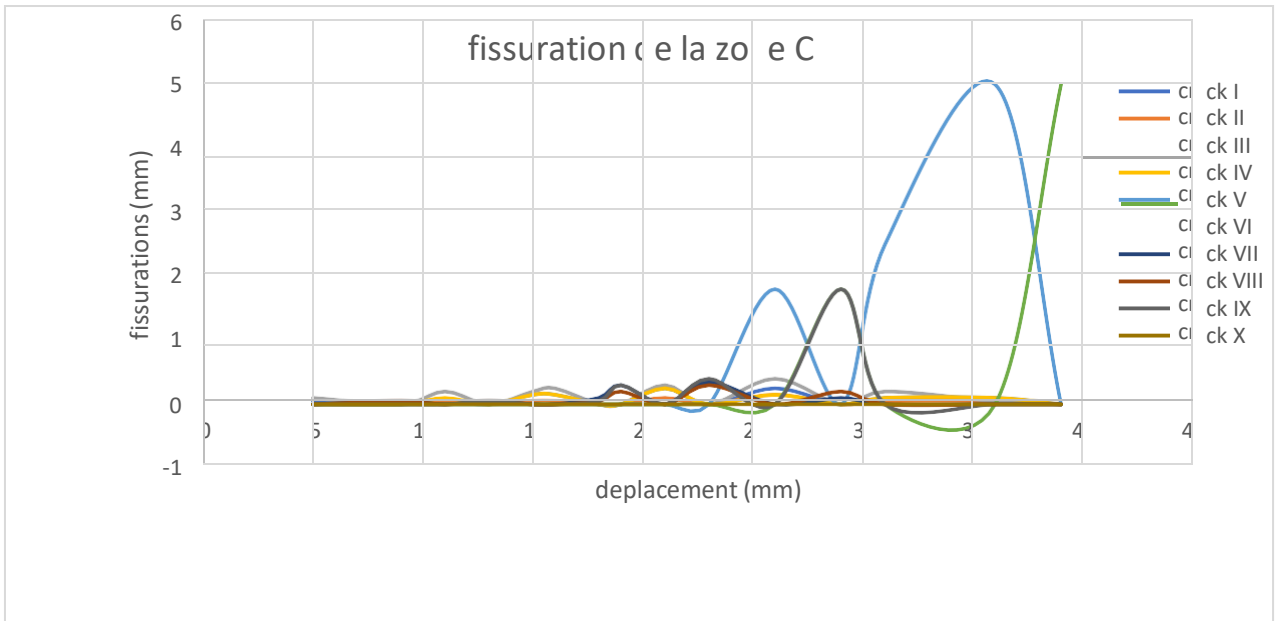
- Pour conclure, les expériences ont montrées la déformation réduite capacité des murs porteurs en BA à faible armature longitudinal. Cet effet était encore accru si les barres d'armature avec des propriétés de faible ductilité ont été utilisées. Lors de l'évaluation de la déformation inélastique le comportement de telles parois au moyen d'une méthode des rotules plastiques, le choix de calculs des longueurs des rotules plastiques doit refléter la propagation réduite de la plasticité en raison de la fissuration limitée de flexion par cisaillement et l'écroutissement limité. Sur le même sujet, le choix de la déformation limites identifiant des états limites spécifiques dans le cadre de l'analyse plastique des rotules doit tenir compte la différence entre le maximum et les déformations locales moyennes et les différences entre les déformations réelles qui peut être mesuré sur le mur et les déformations dérivées du plan d'analyse des sections.

Annexes

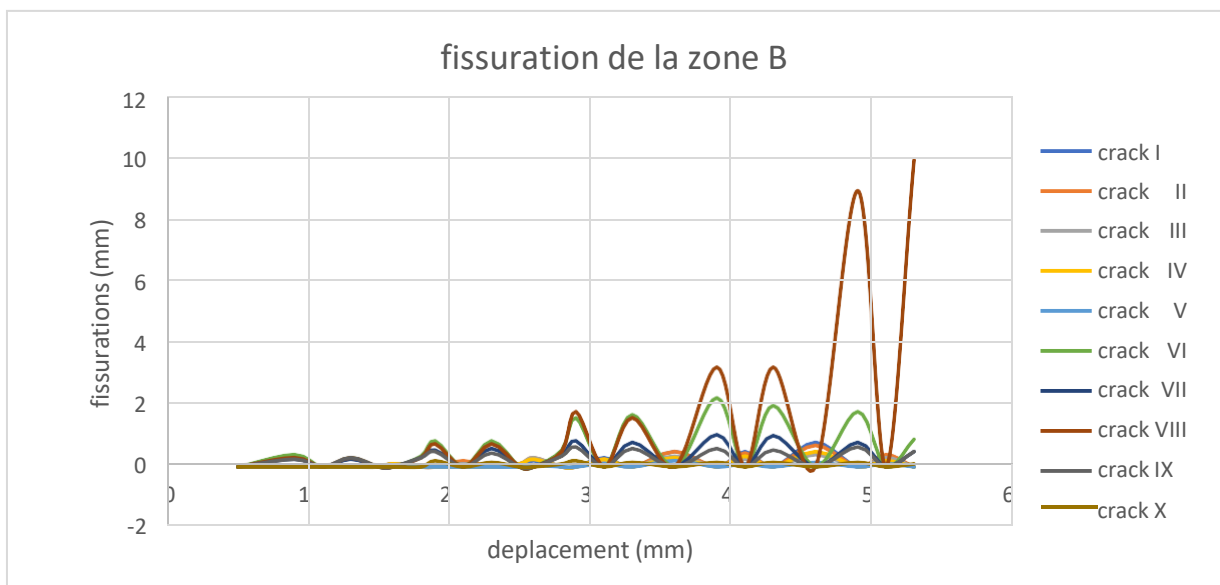
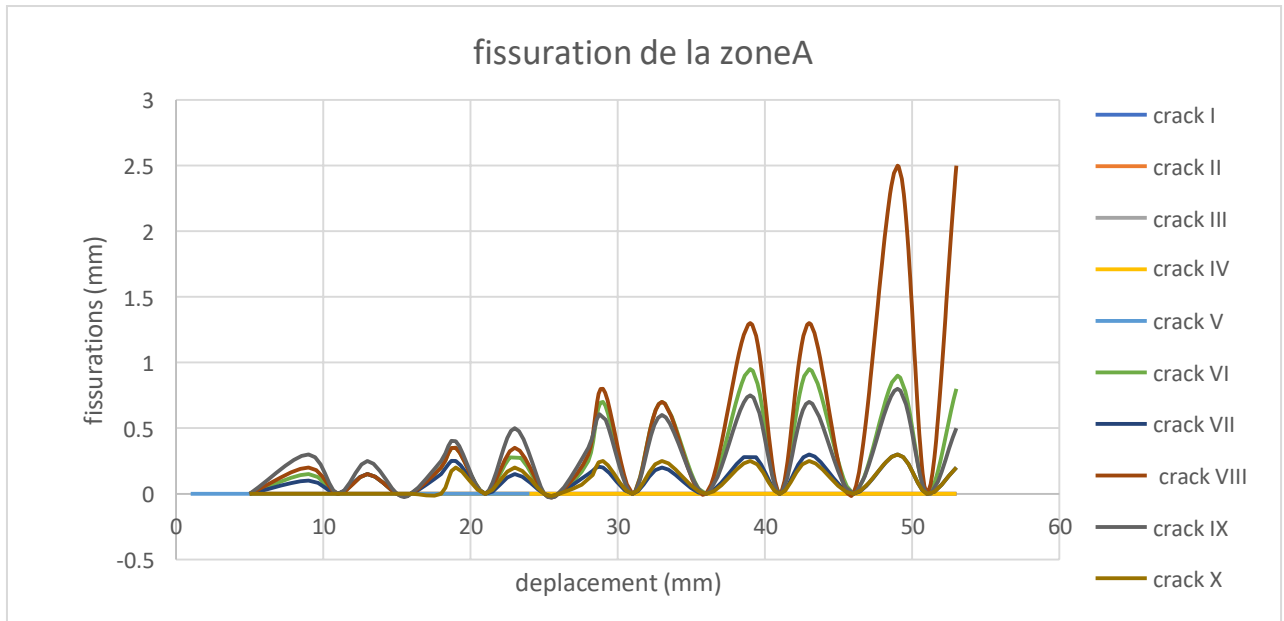
Les courbes des ouvertures des fissures expérimentaux

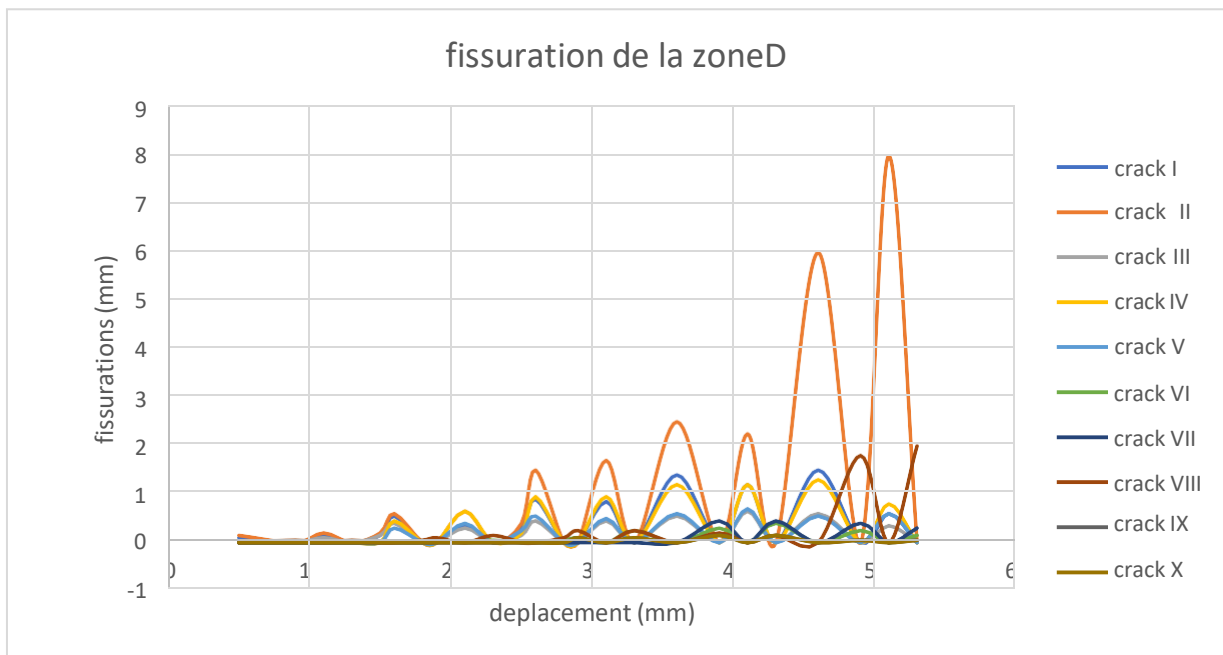
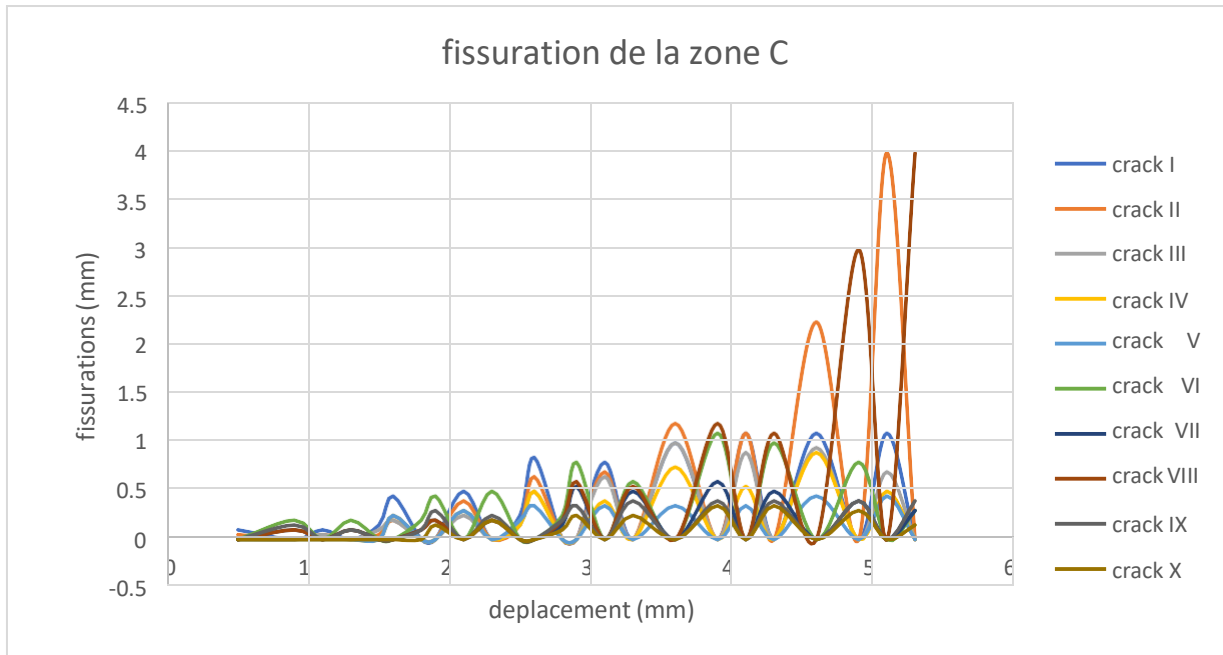
WSH 1



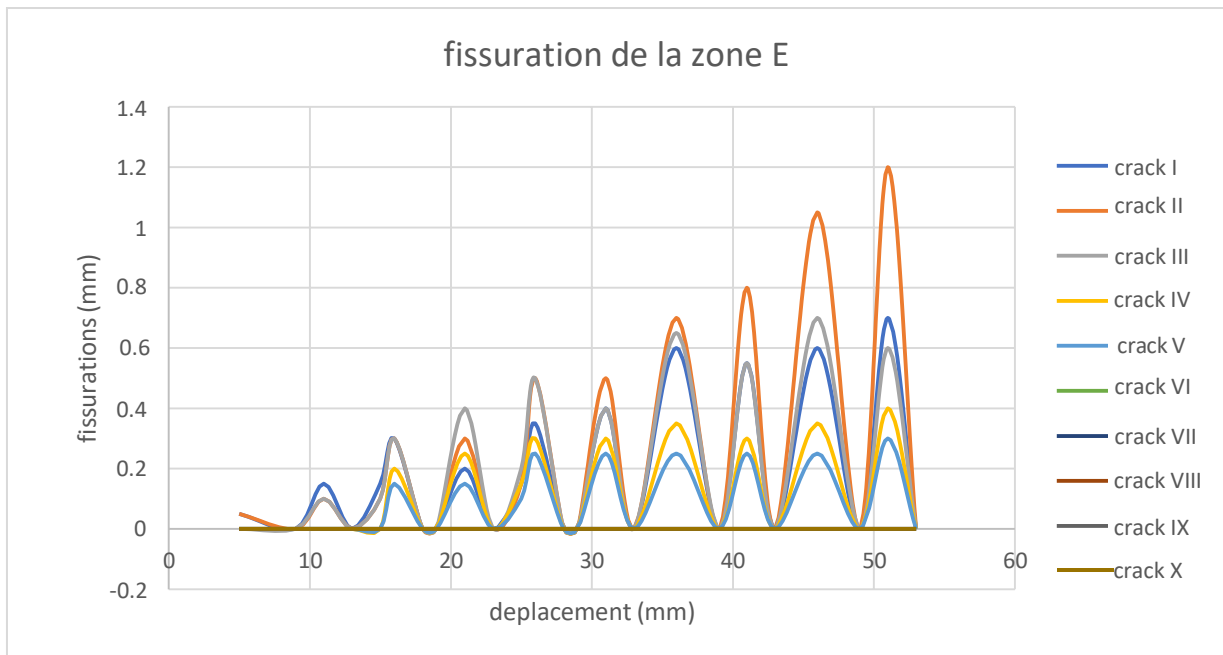


WSH 2

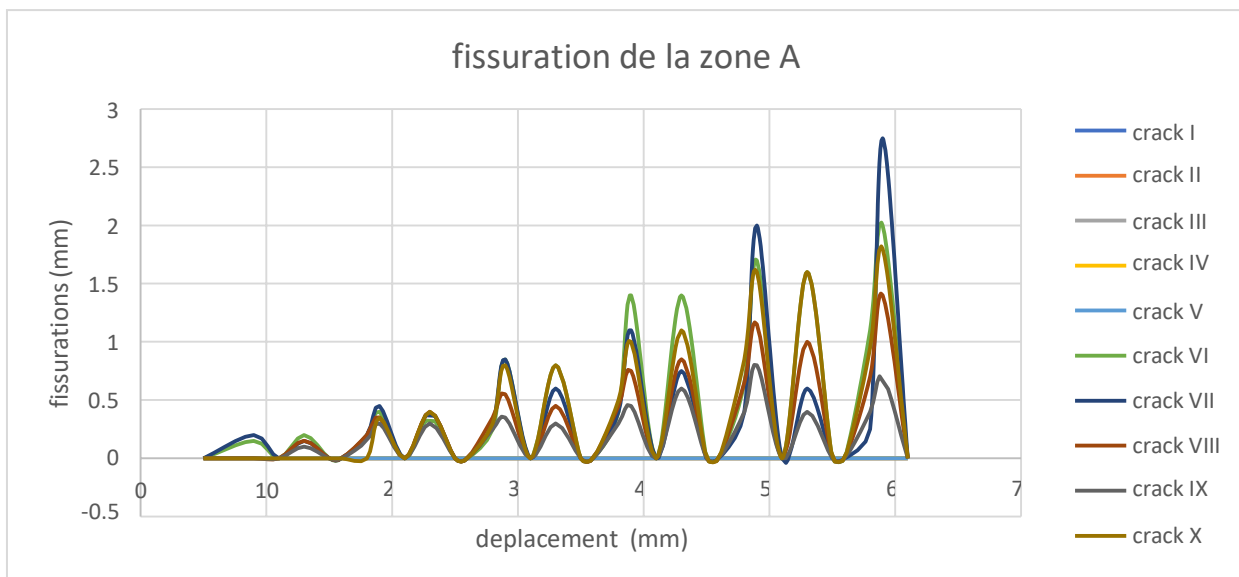


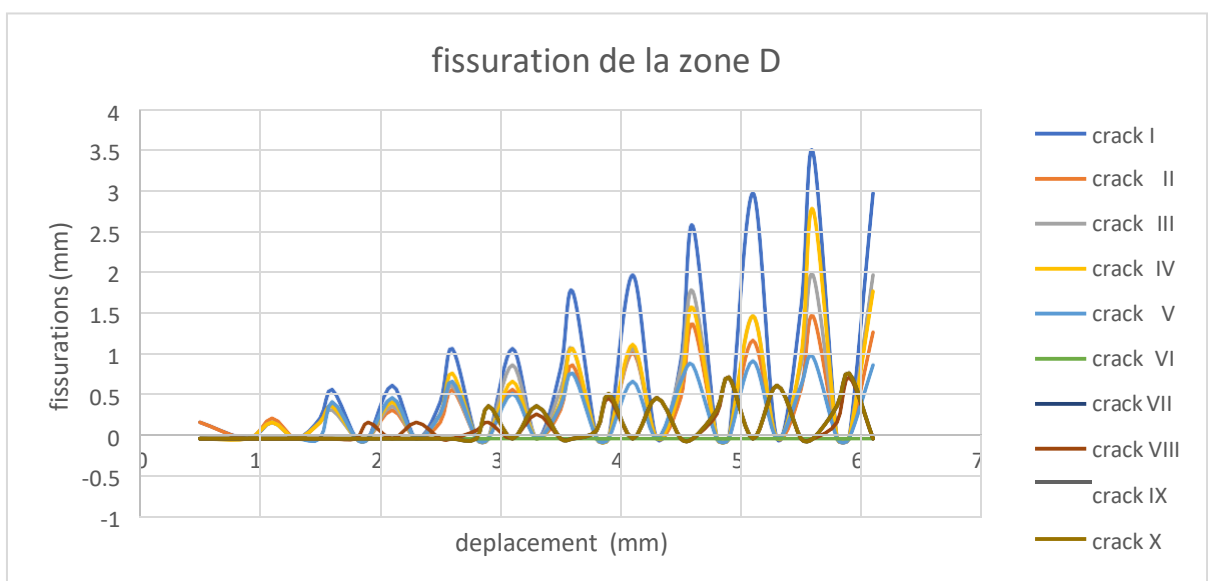
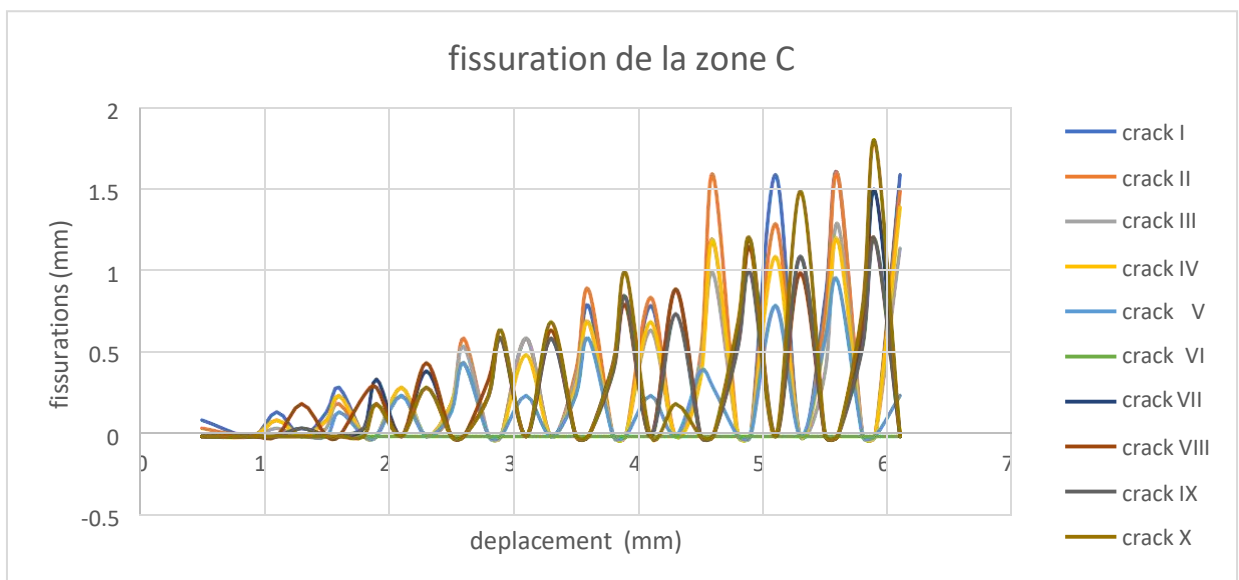
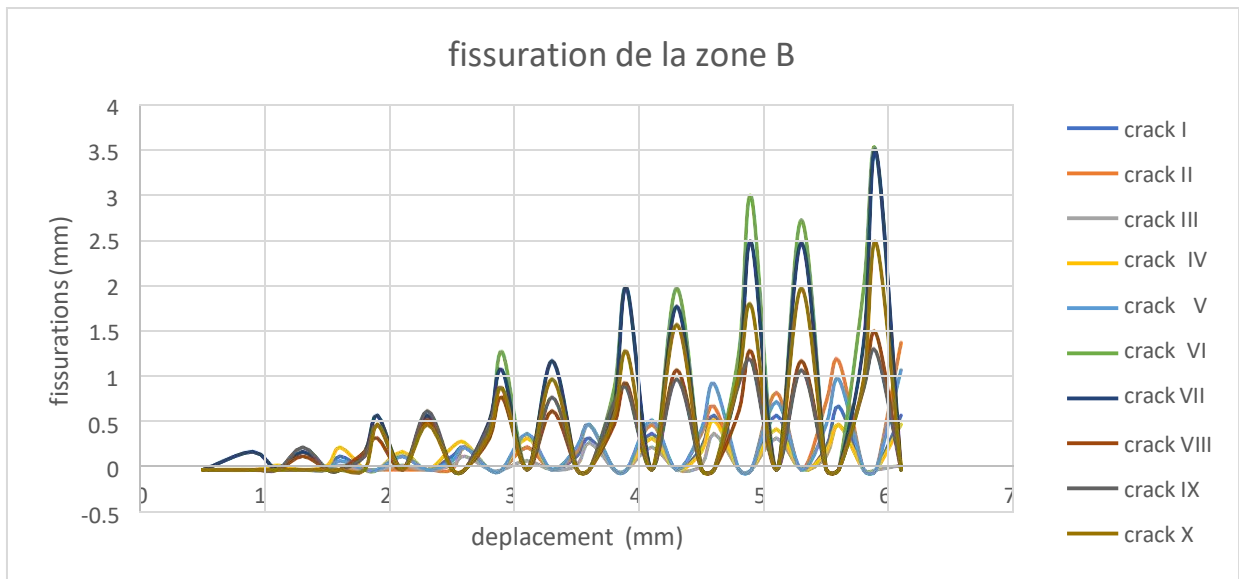


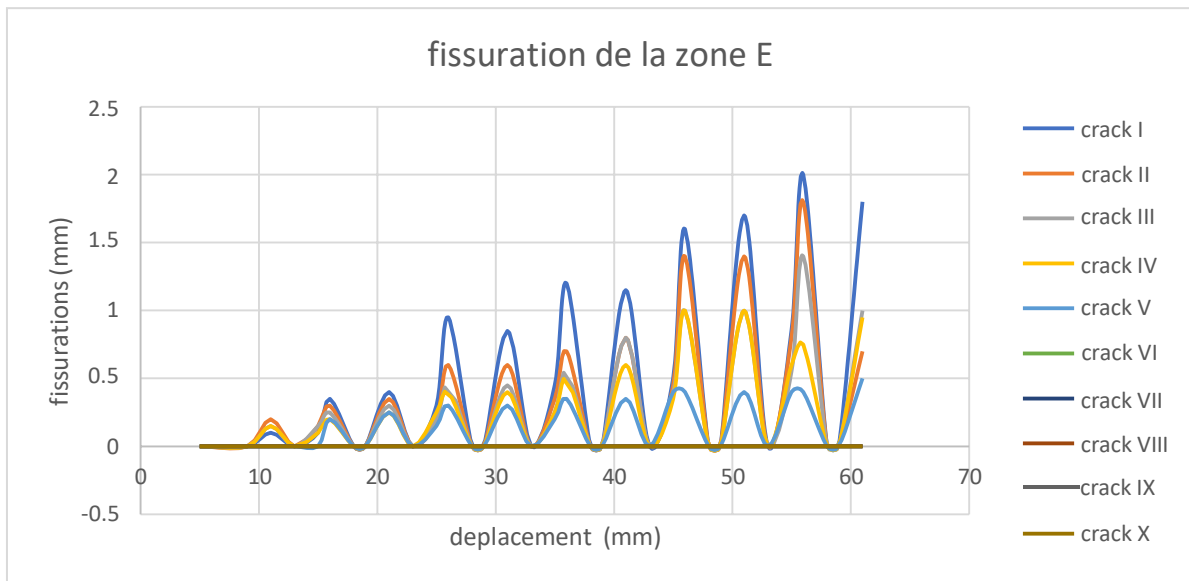




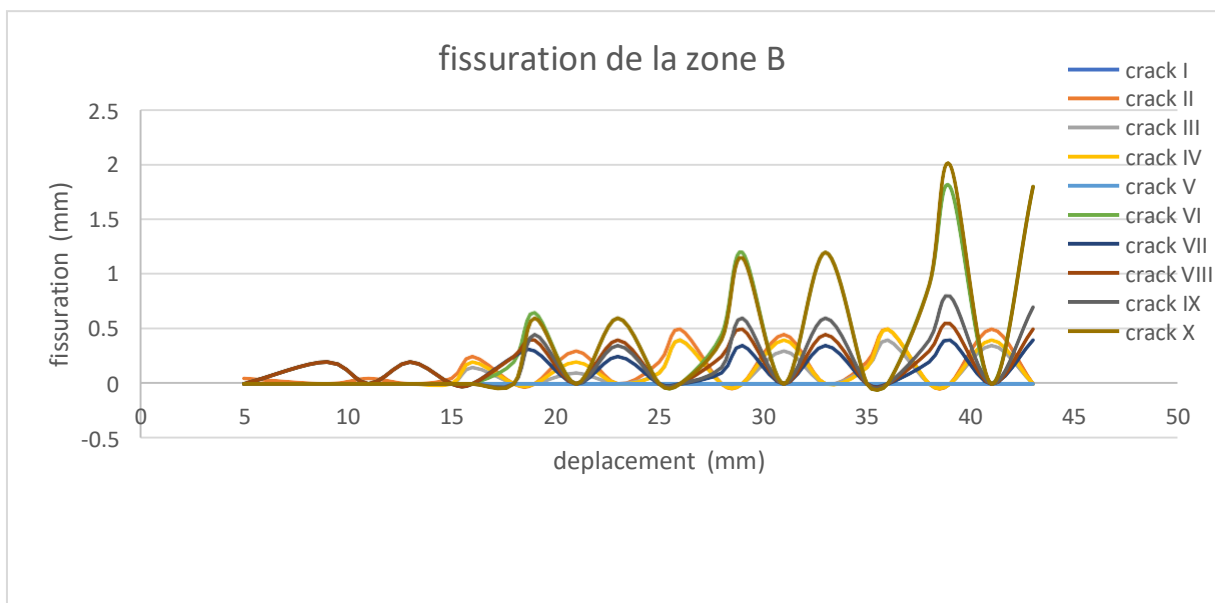
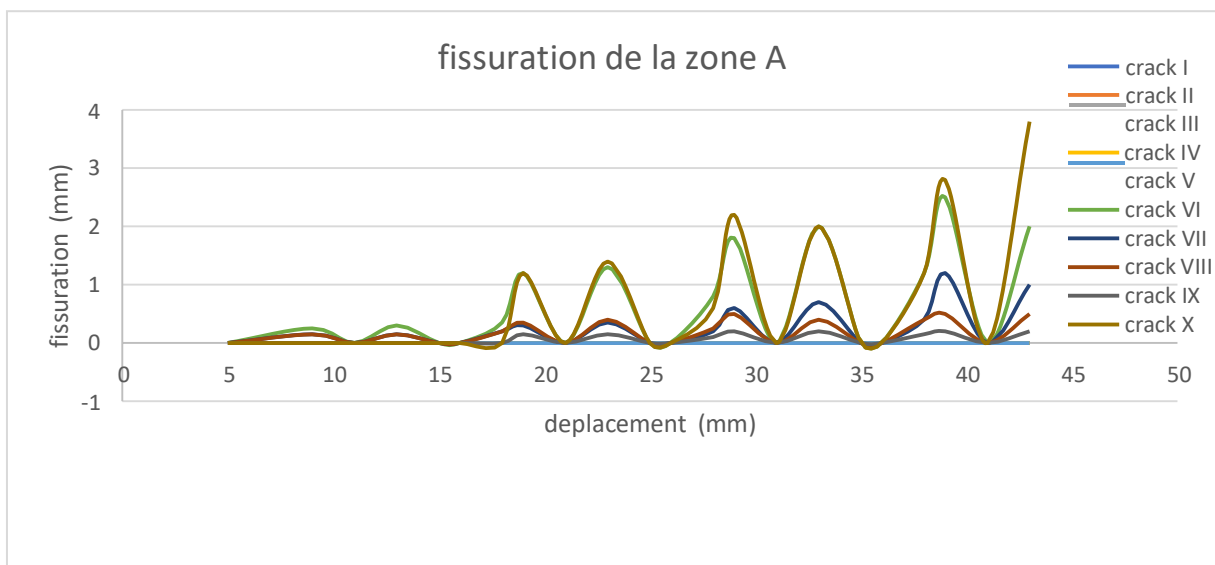
WSH 3

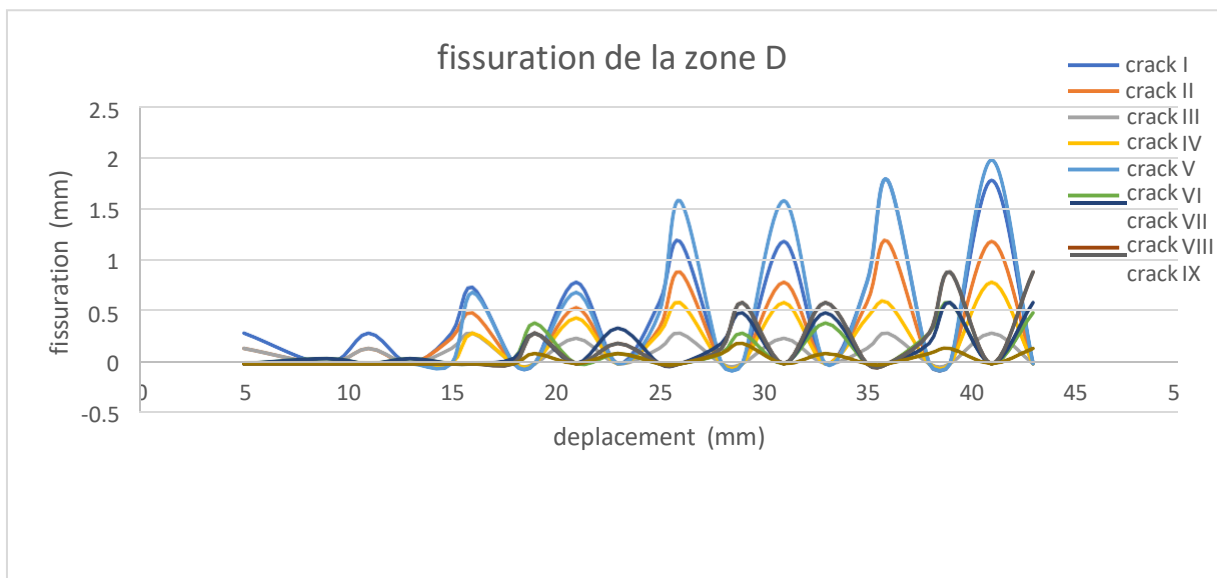
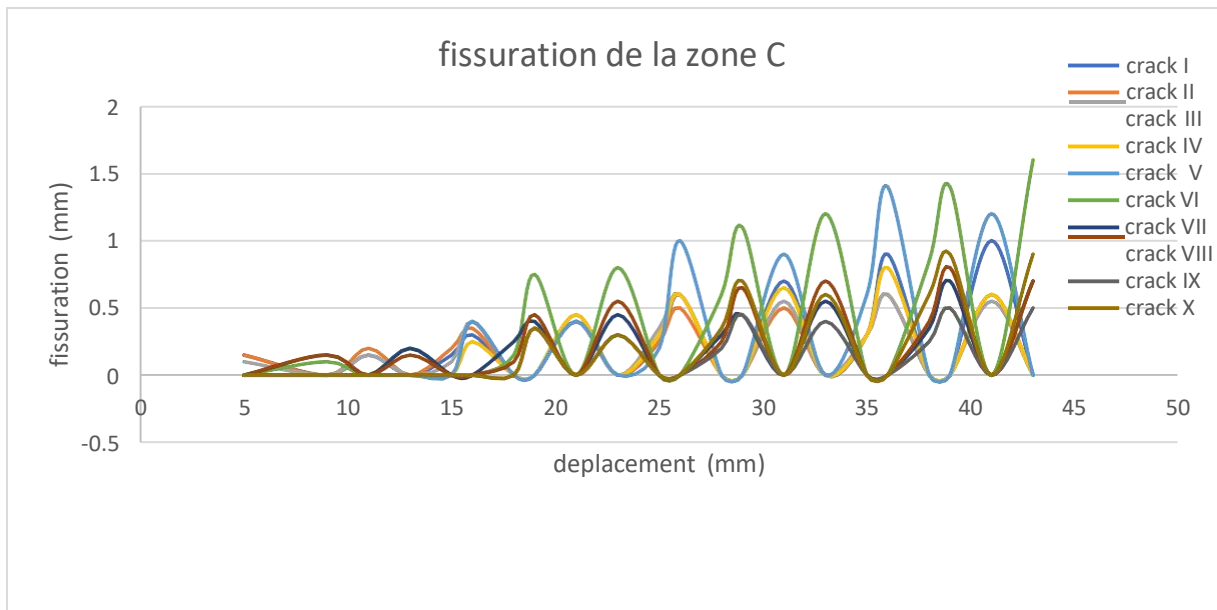


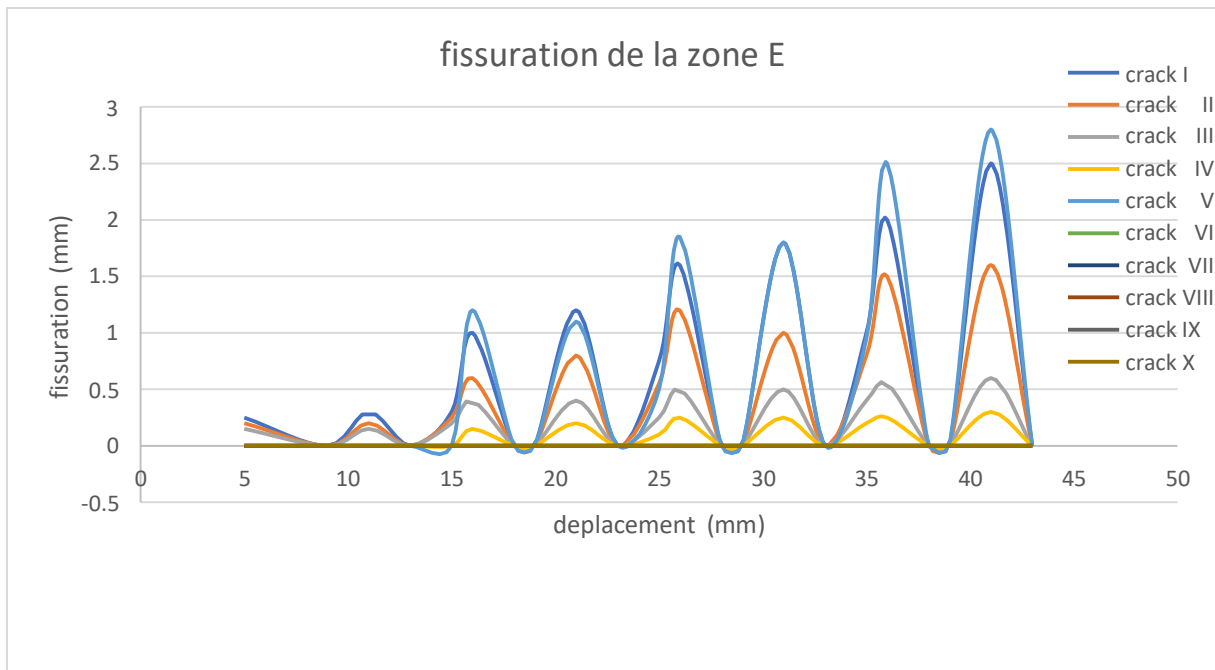




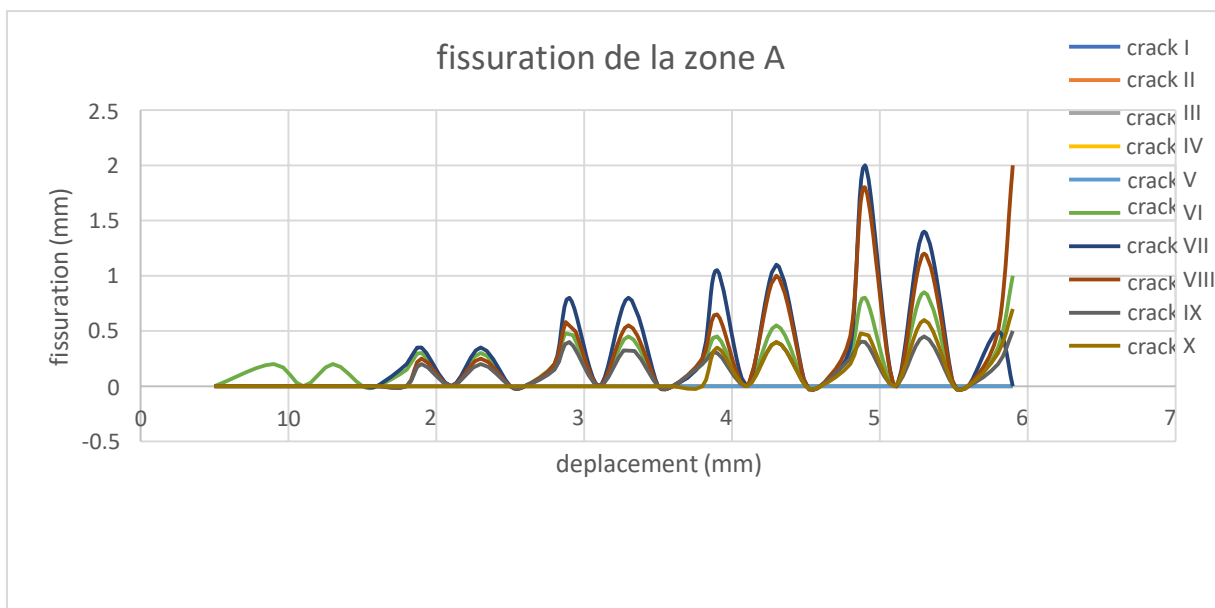
WSH 4

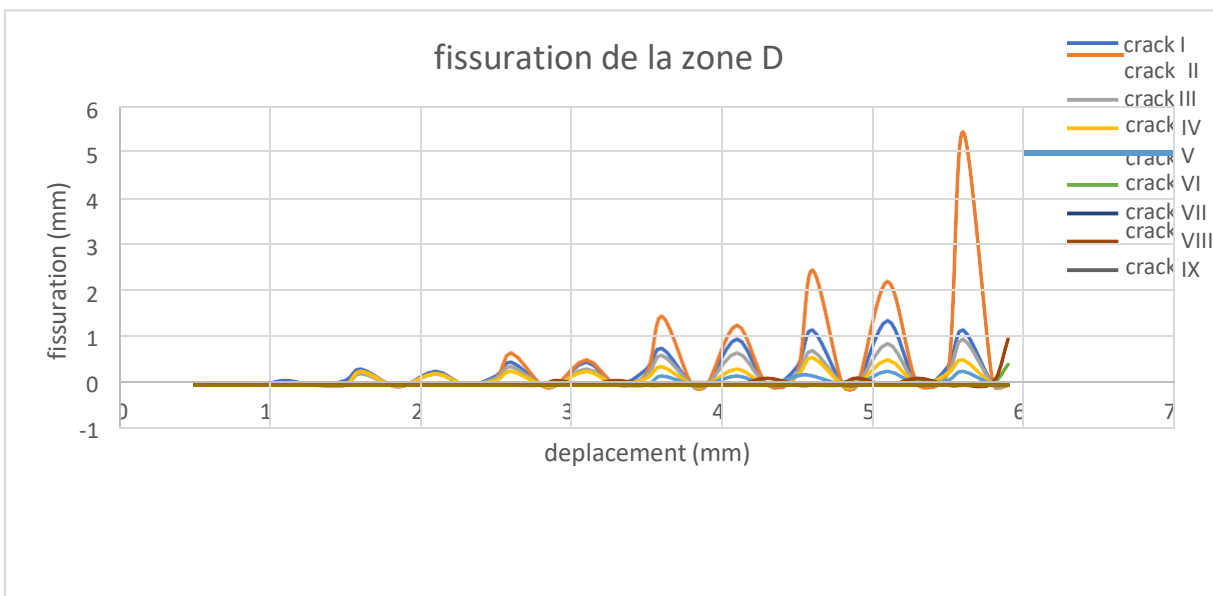
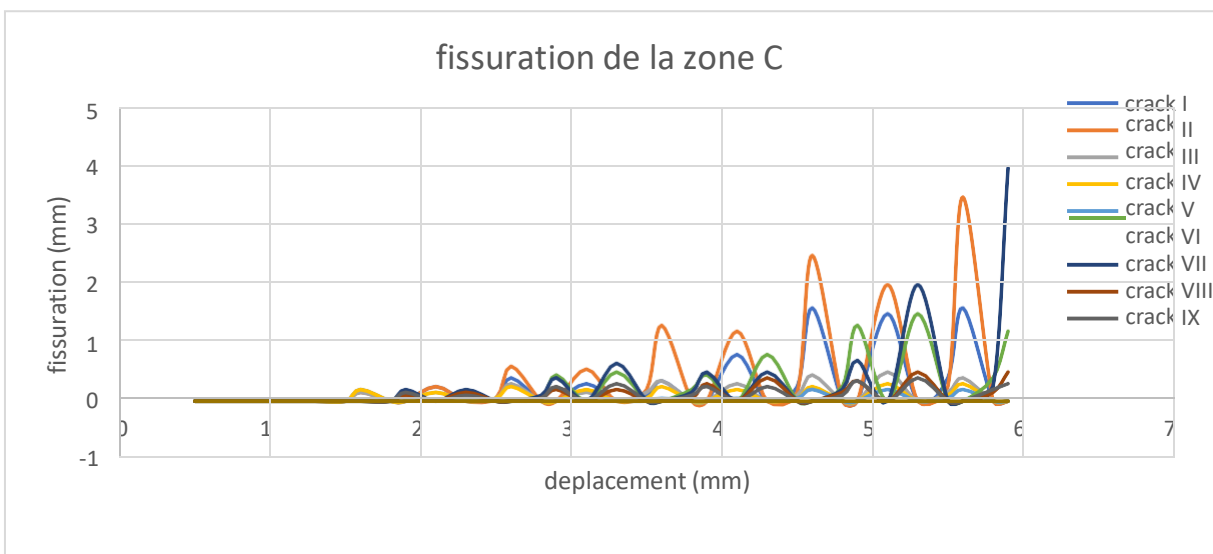
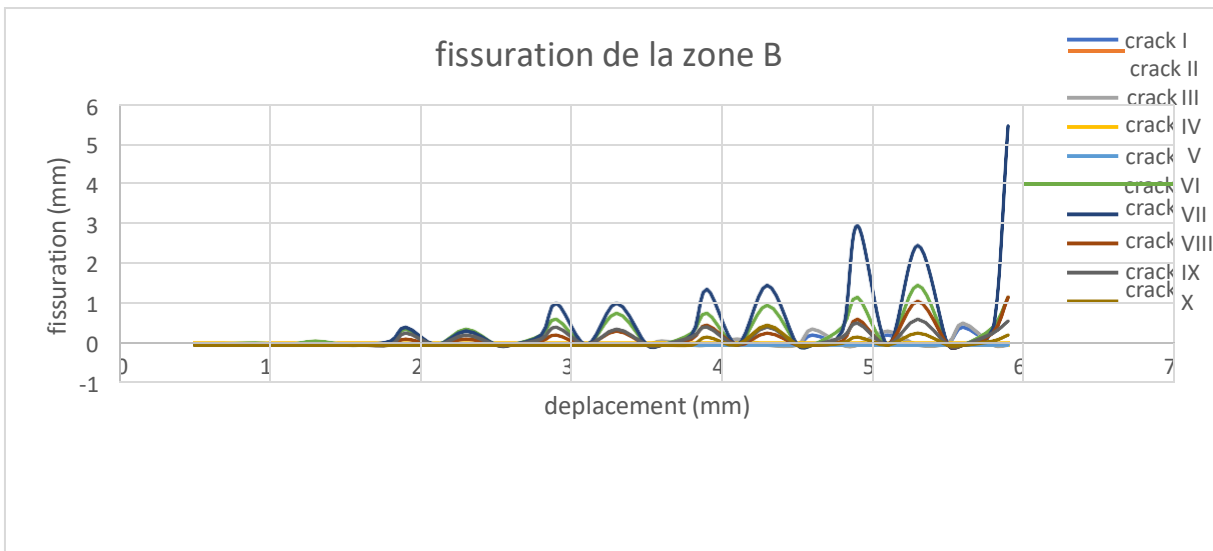


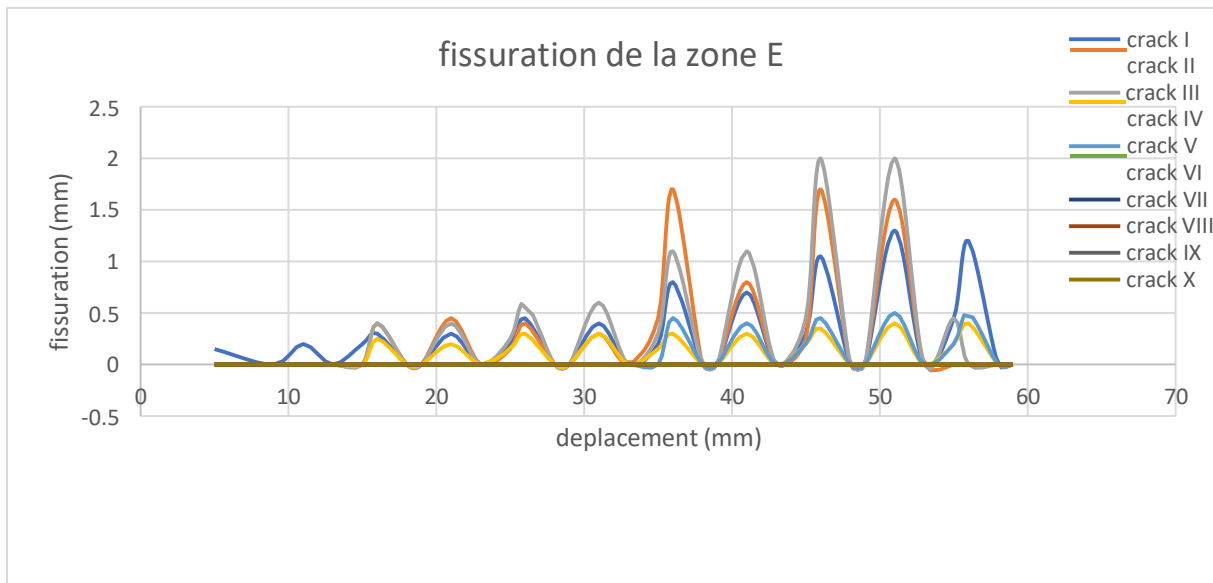




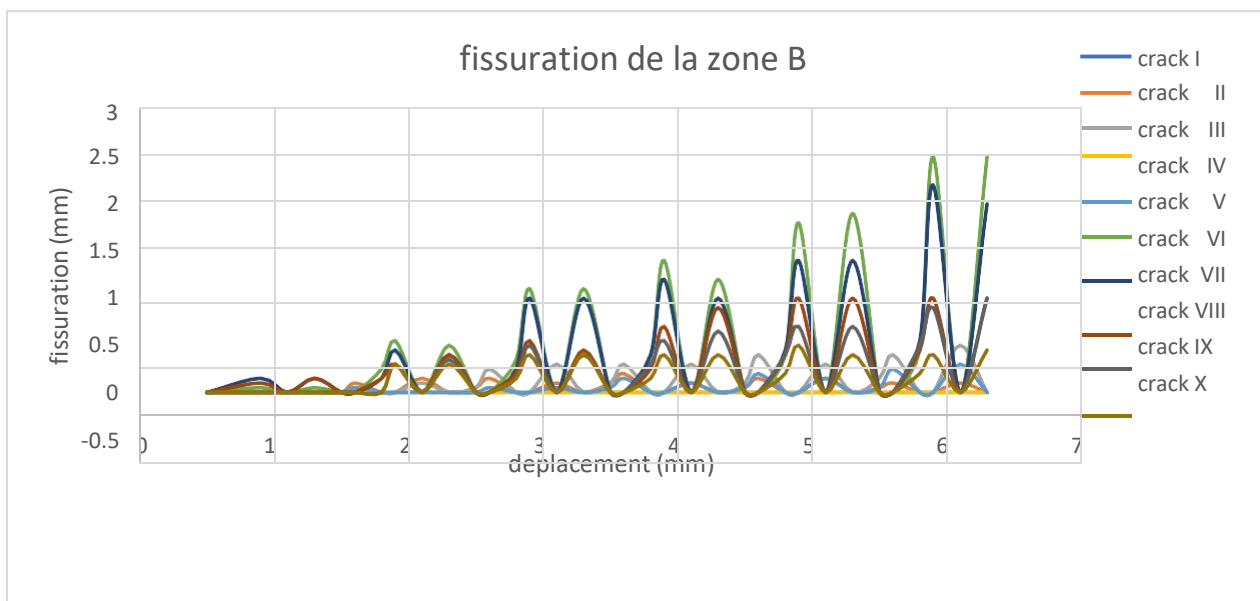
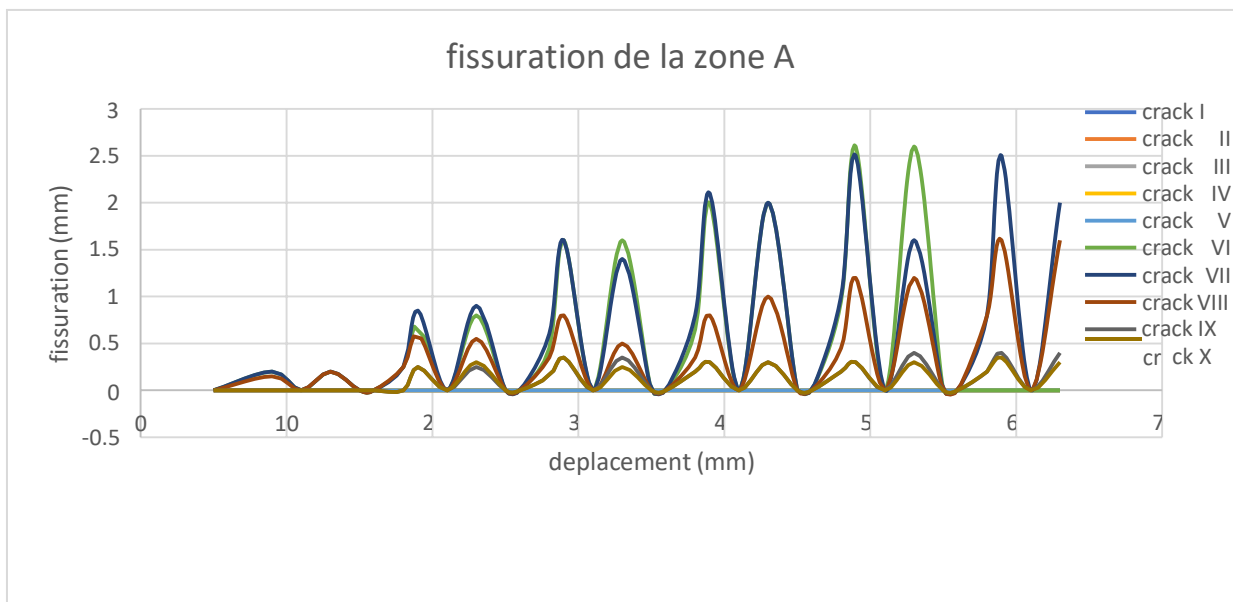
WSH 5

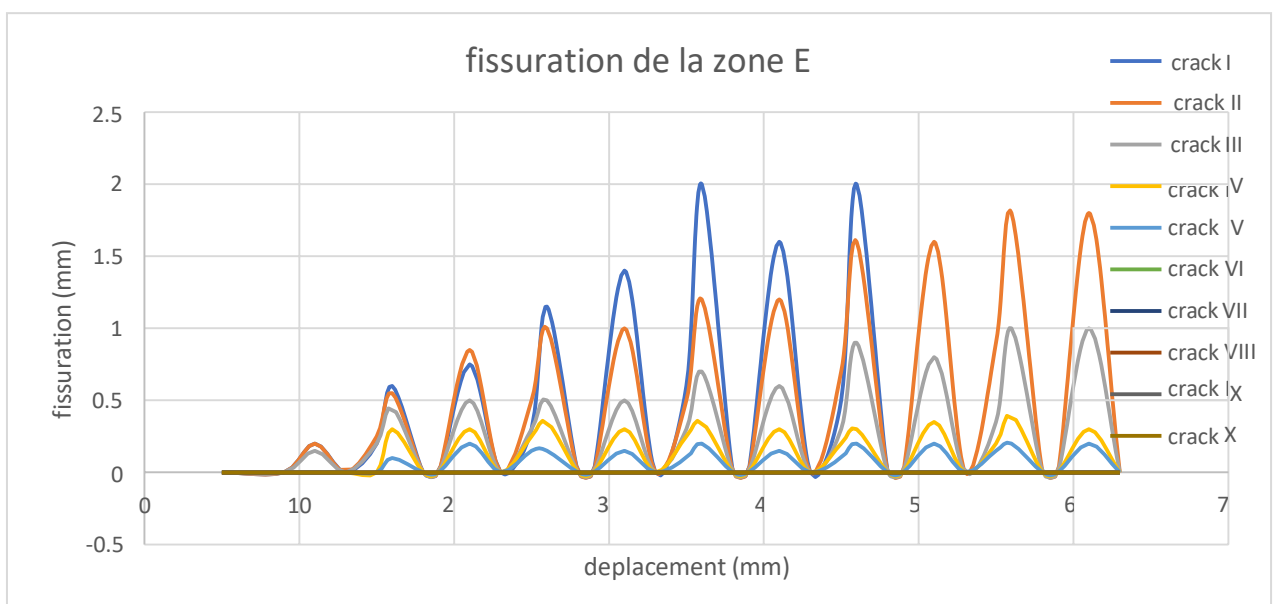
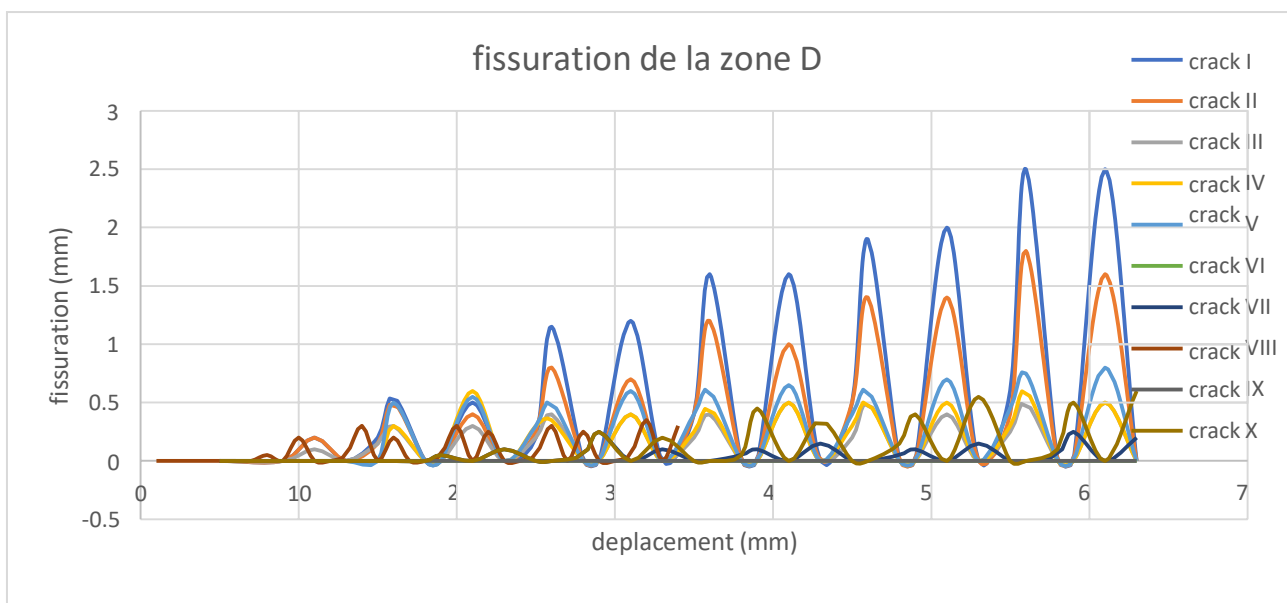
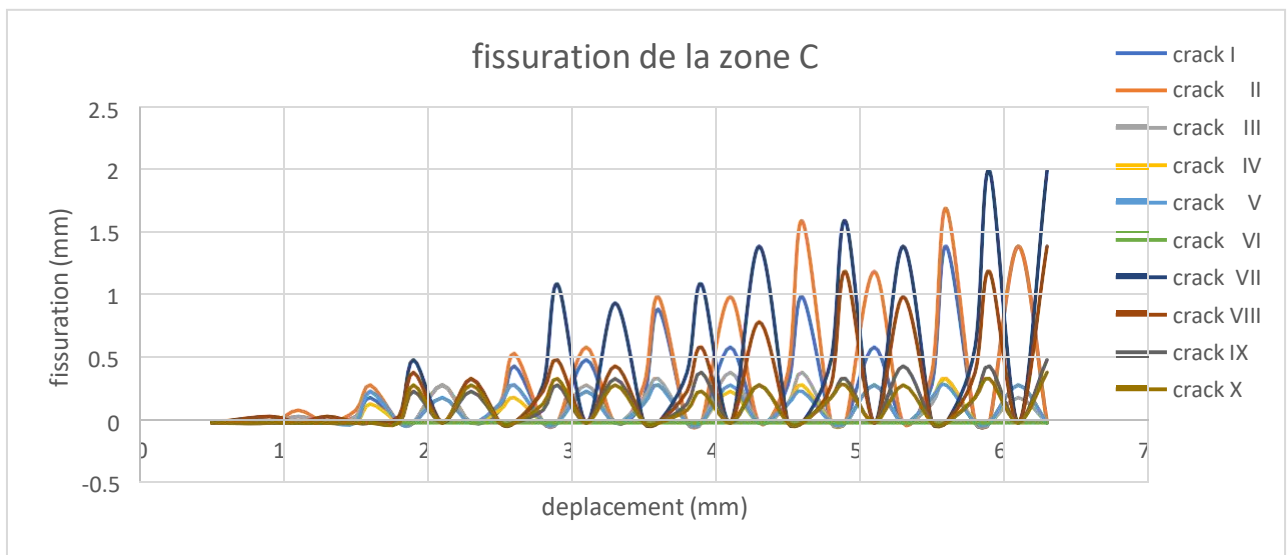






WSH 6







**Bibliographie**

1. **PAULAY, T., PRIESTLEY, M. J. N.** Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York:Sons, Willey : s.n., 1992, p. 744.
2. **Moehle, J.** Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. McGraw-Hill Education LLC, New York. : s.n., 2015.
3. **SRIA.** Guide to Seismic Design and Detailing of Reinforced Concrete Buildings in Australia,. eds. *P. McBean, J. W. Woodside, S. Munter, and E. Lume, 1st ed.* Steel Reinforcement Institute of Australia, Roseville, NSW, Australia. : s.n., 2015.
4. **Hoult, R et al.** Plastic hinge length for lightly reinforced rectangular concrete walls. disponible sur <http://www.tandfonline.com/loi/ueqe20>. [En ligne] 10 may 2017. ISSN:1363-2469,p9.
5. **American Concrete Institute ACI 318-14.** Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). *Farmington Hills.* s.l. : MI: ACI, 2014.
6. **J.W. Wallace, Behavior,.** design, and modeling of structural walls and coupling beams. *lessons from recent laboratory tests and earthquakes. Int. J. Concrete Struct. Mater.* 6(1) (2012). 3-18. doi:10.1007/s40069-012-0001-4.
7. **B. Westenek, J.C. Llera, J.J. Besa, R. Jünemann, J. Moehle, C. Lüders, J.A. Inaudi, K.J. Elwood, S.J. Hwang,.** Response of reinforced concrete buildings in concepción during the Maule earthquake. *Earthquake Spectra.* 28(S1) (2012). S257-S280. doi:10.1193/1.40.
8. **Saad, Ammar.** Modélisation du comportement, jusqu'à rupture, en cisaillement. *Memoire de Master.* Tizi-ouzou : Mémoire de Master, 2013. p. 98.
9. **ile, Nicolae.** Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception. France: l'institu national des sciences appliquées : s.n., 2000, p. 264.
10. **FOURE, B.** Prise en compte du comportement du béton-cas particulier des voiles plans en béton armé», en Génie parasismique. Presses de l'ENPC, 1985, pp. 605-616.
11. **EUROCODE 8 .** Structures in seismic regions, Design Part 1 . *General and Building.* Bruxelles : Office for official publications of the european communities, 1988. Report EUR 12266 EN, p. 327.
12. **REGLES PS 92.** Règles de construction parasismique , Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92. AFNOR : norme française, 1995. p. 217.
13. **Kheddache, Lynda.** Tunue aux séisme des voiles en béton armé. *Memoire de master.* Tizi-ouzou, Algerie : Memoire de Master, 2014. p. 130.
14. **BALANDIER. P.** Introduction à la construction parasismique à l'usage des architectes et ingénieurs. *pour DDE Martinique-SECQUIP.* Juillet 2001.
15. **Nguyen, X.H.** Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs. *Expérimentation et modélisation.* France, Institue national polytechnique de Grenoble : Thèse de doctorat, 2006. p. 186.

16. **Hemsas, M.** modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous actions sismique. *thèse de doctorat.* université bordeaux science technologie : s.n., 2010.
17. **Ramtani.S.** contribution à la modélisation du comportement uni-axial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral. *thèse de doctorat.* universités paris 6 : s.n., 1990.
18. **Mazars, J.** application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton. *thèse de doctorat.* universités paris 6 : s.n., 1984.
19. **Laborderie, C L.,** modélisation et application à l'analyse des structures en béton . *thèse de doctorat.,* unéversité de paris6 : s.n., 1991.
20. **Chaboche, J. Lemaitre et J. L.** mécanique des matériaux solides. Dunod : 2e édition, 1986.
21. **Boubegtiten L., Bouziane.** Modélisation non linéaire et evaluation de la capacité sismique des voiles. *Mémore de Master* . 2014. p. 94.
22. **Carvalho, E.** Determination de la longueur de la rotule plastique dans des poteaux confinés avec des PRFC. Publiée dans l'université de Sherbrooke : s.n., 2012, p. 25.
23. **Donald, A et Svetlana.** Seismic design guide for masonry building . *CCMPA:Canadian concrete masonry producers association.* 2009. p. 91.
24. **Analytical investigation.** Chapter 4. Anna University,Chennai. : s.n. 600 025, p. 05.
25. **Parulekarl, Y.M et al.** Evaluation of strength and drift of RCC shear walls using nonlinear analysis. *Reactor safety division,Bhabha atomic research centre,1.* Mumbai,India-400085,2 : Structural engineering research centre,Chennai,India600113, 2011. p. 04.
26. **Gallitre, Etienne.** fissuration des voiles courtes en béton armé soumis a des sollicitations sismique-évaluation des ouvertures des fissures. *contribution à l'amélioration des connaissances, des données expérimentales aux pratiques d'ingénierie.* Thèse de doctorat-Institut national des sciences appliquées de Lyon en France : s.n., 2008. p. 211.
27. **Eurocode 2.** Design of concrete structures Norme Européenne pr EN 1992-1-1. November 2002.
28. **R., Park.** *Ductility evaluation from laboratory and analytical testing.* In: Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering : s.n., 1988. Vol. III.
29. **Priestley MJN, Park R.** Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Struct J.* 1987. pp. 84:61–76.
30. **Restrepo-Posada, JI.** Seismic behaviour of connections between precast concrete elements. Christchurch (New Zealand):Department of Civil Engineering, University of Canterbury : s.n., 1993. pp. 3-93.
31. **Dazio A, Wenk T, Bachmann H.** Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung (Tests on RC walls under cyclic-static action). *IBK report no. 239.* [<http://e-collection.ethbib.ethz.ch/view/eth:23296>]. Birkhäuser; 1999 : s.n.

32. **Hiraishi, H.** Evaluation of shear and flexural deformations of flexural type shear walls. pp. 44-135.
33. **Vecchio FJ, Wong P.** VecTor2 and formworks user's manual. . Toronto(Canada): University of Toronto : s.n., July,2003.
34. **Millard.A.** CASTEM 2000, Manuel d'utilisation. *CEA-LAMS report no. 93-007*,. Saclay (France) : s.n., 1993.
35. **Matallah, M., Borderie, C. L. et Maurel, O.** practical method to estimate crack openings in concrete structures. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34:1615–1633. 2010. doi=10.1002/nag.876. 2, 113, 129, 131, 132.
36. **Park, R. et Paulay, T.** *Reinforced Concrete Structure John Wiley Sons*. New York ,NY, USA, : s.n., 1975. p. 769.
37. **Goldsworthy, H.M., and Gibson, G.** Changes in seismic design philosophy for RC structures in areas of low to moderate seismicity following the Christchurch earthquake. *Paper presented at the 15th World Conference in Earthquake Engineering*, . Lisbon : s.n., 2012.
38. **Henry, R.S.** -Assessment of the minimum vertical reinforcement limits for RC walls,. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 46(2), 88. : s.n., 2013.
39. **Wibowo, A., Wilson, J., Lam, N.T.K., and Gad, E.F.** -Seismic performance of lightly reinforced structural walls for design purposes,|. *Magazine of Concrete Research*, 65, 809–828. : s.n., 2013.
40. **fib.** Model Code 2010—Final draft, Volume 2. fib Bulletin No. 66. Lausanne, Switzerland. : s.n., 2012.
41. **Standards Association NZ.[2006b].** Concrete structures standard part 2—Commentary on the design of concrete structures,|. *NZS 3101: Part2: 2006*.
42. **Hyland. [2011], H.** -Pyne gould corportation building site examination and materials tests,|. *Report prepared for Department of Building and HousingHyland Consultants Limited*,. Auckland, New Zealand. : s.n., 2011.
43. **Hoult, R.D., Goldsworthy, and H.M., Lumantarna, E.** -Improvements and difficulties associated with the seismic assessment of infrastructure in Australia,|. *Australasian Fire and Emergency Service Authorities Council (AFAC) 2015 Conference*, Adelaide, : s.n., 2015.
44. **Smith, P., and England, V.** -Independent assessment on earthquake performance of gallery apartments—62 Gloucester Street,|. *Report prepared for the Canterbury Earthquakes Royal Commision*. s.l. : Retrieved from <http://canterbury.royalcommission.govt.nz/docum>, 2012.
45. **CERC, C. E. R. C.** *Final Report , Volume 2: The Peromance of Christchurch CBD Buildings*. Wellington, NZ. 2012.
46. **Eurocode 2:.** Design of concrete structures. *Part 1-1: General rules and rules for buildings*.EN 1992-1-1:2004. Brussels (Belgium): European Committee for Standardization; 2004. : s.n.

