

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

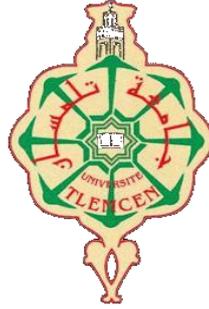
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : structure

Par: Drici Manel Mériem

Braik Mohammed Aymen

Sujet

Comportement non linéaire et capacité sismique des voiles de contreventement en béton armé.

Soutenu publiquement, le 25 / 06 / 2023 , devant le jury composé de :

Mme DJAFOUR Naoual	MCA	Université de Tlemcen	Présidente
Mme BENADLA Zahira	Professeur	Université de Tlemcen	Examinatrice
Mme MEDJAHED Amina	MAA	Université de Tlemcen	Encadrante

Année universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, on remercie Dieu, le tout puissant de m'avoir donné le courage et la force d'avoir pu concrétiser ce travail.

On adresse aussi en premier lieu les plus sincères remerciements à notre encadrante, Mme **MEDJAHED Amina** pour son encadrement, sa disponibilité, sa compétence, ses conseils, ses orientations et surtout l'efficacité de sa méthode de travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à la présidente de jury Dr. **DJAFOUR NAOUAL** ainsi qu'à Pr. **BENADLA Zahira** d'avoir accepté de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à sa perfection.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants de département Génie Civil qui ont participé à notre formation durant tous les cycles.

On ne terminera pas sans avoir exprimé nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin, chacun à sa manière, à la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Je remercie Dieu de m'avoir montré le chemin et de m'avoir donné la force et le courage d'aller jusqu'au bout. Du fond du cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :

A MA CHERE MERE RACHIDA

À la mémoire de Mon cher papa YAMANI que Dieu bénisse son âme

Aucune dédicace ne peut véritablement traduire le respect, l'amour éternel et la profonde considération que j'ai pour les sacrifices que tu as faits pour moi. Ta présence me manque énormément et j'aurais tellement souhaité que tu sois ici à mes côtés.

À MON ADORABLE SOEUR DRICI CHAHINEZ.

À MON ADORABLE SOEUR DRICI SIHAM

À MON ADORABLE SOEUR DRICI AICHA

À MES NEVEUX Nadir Wael Eyad Yamani et l'adorable MIRAL

Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

A mon binôme << Aymen >> et À MES AMIS Amel, Amina... Toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé d'une manière ou d'une autre.

A mon encadrante « Mme MEDJAHED.A » qui font de mieux pour m'aider et me guider dans l'élaboration de notre mémoire.

DRICI MANEL MERIEM

Dédicace

Je remercie Dieu pour ses innombrables bénédictions et pour m'avoir donné le courage et la volonté de continuer le chemin et d'aller de l'avant. Je tiens à exprimer ma gratitude envers moi-même pour avoir cru en mes propres capacités. Je souhaite dédier ce travail à tous mes proches ainsi qu'à ceux qui m'ont soutenu et encouragé.

A mes parents El-Djilali et Fatima Je vous remercie de m'avoir bien élevé et de m'avoir soutenu depuis mon enfance et de m'avoir fourni tout ce dont j'ai besoin.

Je vous souhaite tout le meilleur.

A ma sœur Douaa

A mon frère Ashraf

A mon beau petit frère Adam

Je vous souhaite la réussite dans la vie et que Dieu tout puissant vous bénisse.

A mon binôme Manel , qui a travaillé dur avec moi, à sa famille, et à mes amis, surtout mon ami, mais plutôt mon frère, Ben Ahmed Djawad .

A mon encadrante Mme Medjahed Amina, qui m'a aidé et m'a supervisé et guidé dans ce travail.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

BRAIK MOHAMMED AYMEN

Résumé

Les voiles de contreventement en béton armé sont utilisés pour renforcer les murs porteurs contre les charges horizontales, telles que les sollicitations sismiques. Les modes de défaillance sont nombreux du comportement des voiles de contreventement tels que la fissuration, la flexion, la traction et l'écrasement. Différents éléments tels que la résistance du matériau, la configuration et les dimensions de l'élément, ainsi que les charges sismiques exercées, ont une influence sur le comportement sismique des voiles de contreventement. Pour améliorer la capacité sismique des voiles de contreventement, on utilise des matériaux de meilleure qualité, d'avoir une conception adéquate et une bonne fixation de l'élément à la structure.

Ce mémoire présente les résultats numériques sur le comportement des voiles en fonction de la teneur en ferrailage, des propriétés de ductilité du raidisseur et du renfort d'âme. Les courbes force-déplacement ont été réalisées pour étudier le comportement des voiles. Les résultats ont été traités pour déterminer les endommagements et les comparer aux résultats expérimentaux.

MOTS-CLÉS : voiles de contreventement, béton armé, charges sismiques, comportement non linéaire, amélioration de la capacité sismique, étude expérimentale.

Abstract

Reinforced concrete shear walls are used to reinforce load-bearing walls against horizontal loads, such as seismic loads. There are many failure modes in the behavior of shear walls such as cracking, bending, pulling and crushing. Different elements such as material strength, member configuration and dimensions, as well as the seismic loads exerted, have an influence on the seismic behavior of shear walls. To improve the seismic capacity of the shear walls, better quality materials are used, to have an adequate design and a good fixing of the element to the structure.

This thesis presents the results of numeric on the behavior of the walls as a function of the reinforcement content, the ductility properties of the stiffener and the web reinforcement. The force-displacement curves were made to study the behavior of walls. The results were processed to determine the damage and compare them to the experimental results.

KEYWORDS: shear walls, reinforced concrete, seismic loads, nonlinear behavior, improvement of seismic capacity, experimental study.

ملخص

تستخدم جدران القص الخرسانية المسلحة لتقوية الجدران الحاملة ضد الأحمال الأفقية ، مثل الأحمال الزلزالية. هناك العديد من أنماط الفشل في سلوك جدران القص مثل التكسير والانحناء والسحب والتكسير. تؤثر العناصر المختلفة مثل قوة المادة ، وتكوين الأعضاء وأبعادها ، فضلاً عن الأحمال الزلزالية التي تمارس ، على السلوك الزلزالي لجدران القص. لتحسين السعة الزلزالية لجدران القص ، يتم استخدام مواد ذات جودة أفضل للحصول على تصميم مناسب وتثبيت جيد لعنصر الهيكل. تقدم هذه الأطروحة نتائج التجارب على سلوك الجدران كدالة لمحتوى التعزيز وخصائص ليونة المقوى وتقوية الويب. تم عمل منحنيات إزاحة القوة لدراسة سلوك الأشعة. تمت معالجة النتائج لتحديد الضرر ومقارنتها بالنتائج التجريبية.

الكلمات الرئيسية: جدران القص ، الخرسانة المسلحة ، الأحمال الزلزالية ، السلوك غير الخطي ، تحسين القدرة الزلزالية ، الدراسة التجريبية

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	13
1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	14
1.1 INTRODUCTION.....	14
1.2 DIMENSIONNEMENT DES VOILES :.....	15
1.3 CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON ARME : ...	16
1.4 DOMMAGES ET DEGATS SUBIS AUX VOILES :	16
1.5 TYPES DES VOILES : (10).....	20
1.6 MODES DE RUPTURE	20
1.6.1 Voiles élancés :	20
1.6.2 Voiles courts :	22
1.7 TYPE DE MODELISATION :.....	24
1.7.1 Approche globale :.....	24
1.7.2 Approche macroscopique.....	25
1.7.3 Approche semi –globale :	25
1.8 LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON ET DE L’ACIER :	27
1.8.1 Modèle non linéaire du béton (modèle d’endommagement de fichant) :	27
1.8.2 Modèle élasto -plastique pour l’Acier :	28
1.8.2.3 Loi uni axiale monotone :	29
1.9 DUCTILITE.....	30
1.9.1 Ductilité de déformation	30
1.9.2 Ductilité de courbure	30
1.9.3 Ductilité de déplacement :	31
1.9.4 Ductilité de rotation :.....	31
1.10 NOTION DE ROTULE PLASTIQUE :	31
1.10.1 Loi moment-courbure pour un mur de cisaillement :	33
1.11 CONCLUSION.....	34
2. SIMULATION DES VOILES PAR UNE APPROCHE MACROSCOPIQUE ET SEMI-GLOBALE	35
2.1 INTRODUCTION :	35
2.2 ETUDE EXPERIMENTALE :	35
2.2.1 Unités d’essai :	37
2.2.2 Propriétés matérielles : (19).....	38
2.2.3 Discussion des résultats des tests :	39
2.3 MODELISATION MACROSCOPIQUE DU COMPORTEMENT DES DEUX VOILES :	40
2.3.1 Etude expérimentale : (20).....	40
2.3.2. Discussion des résultats des tests :	43
2.4 CONCLUSION.....	44
3. CALCUL DES DEPLACEMENTS ET PRESENTATION DES CARTES D’ENDOMMAGEMENTS DES VOILES :	45
3.1 INTRODUCTION :	45
3.2 CONFIGURATION DES TESTS, INSTRUMENTATION ET HISTORIQUE DES CHARGEMENTS : (19)	45
3.3 COMPOSANTES DE DEPLACEMENT : (9).....	46
3.5 INTERVENTION EN CAS DE DEPLACEMENT DE FORCE :	49
3.6 CARTES D’ENDOMMAGEMENT.....	52
3.7 CONCLUSION	57
CONCLUSIONS GENERALE ET PERSPECTIVES	58
BIBLIOGRAPHIE	60

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1 : INFLUENCE DE LA DISPOSITION DES VOILES SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS (1).....	14
FIGURE 1.2 : CARACTERISTIQUES D'UN VOILE (2)	16
FIGURE 1.3 : FISSURE DE CISAILLEMENT. (2).....	17
FIGURE 1.4 : LES RUPTURES ET FISSURES SUBIS AUX VOILES. (8).....	17
FIGURE 1.5 : DOMMAGES SUBIS PAR LES VOILES (A) RUPTURE DE SECTION A LA BASE DU VOILE (SEISME DE BOUMERDES DU 21/05/2003) ; (C) ENDOMMAGEMENT AUX NIVEAUX DE NŒUD POTEAUX FORTE POUTRE FAIBLE. (B-D) : RUPTURE EN CISAILLEMENT DES VOILES (SEISME DE L'AQUILA 06/04/2009). (8)	18
FIGURE 1.6 FISSURES OUVERTES DANS LE VOILE (10) FIGURE 1..17.RUPTURE DE SECTION A LA BASE DES VOILES (10).....	18
FIGURE 1.8 : PLASTIFICATION D'UN POTEAU D'ANGLE DUE A LA POSITION ASYMETRIQUE DES VOILES. (9).....	19
FIGURE 1.9 : DEGATS SUBIS PAR LES VOILES. (11)	19
FIGURE 1.10 : ELEMENTS ELANCES (14).....	21
FIGURE 1.11 : MODES DE RUPTURE DES VOILES ELANCES (7).....	22
FIGURE 1.12 : MODE T1 DE RUPTURE DES VOILES COURTS. (DAVIDOVICI ET AL. 1985).....	22
FIGURE 1.13 : MODE T2 DE RUPTURE DES VOILES COURTS (12).....	23
FIGURE 1.14 : MODE T3 DE RUPTURE DES VOILES COURTS (12).....	23
FIGURE 1.15 : MODES DE RUPTURE DES VOILES COURTS. (11)	24
FIGURE 1.16 : DESCRIPTION DE LA MODELISATION MULTIFIBRE (7)	26
FIGURE 1.17 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE L'ELEMENT POUTRE MULTIFIBRE (7)	26
FIGURE 1.18 : PRINCIPE DE LA DISCRETISATION PAR ELEMENTS POUTRES MULTICOUCHES. (3).....	27
FIGURE 1.19 : MODELE ELASTO-PLASTIQUE SIMPLIFIE.(22).....	28
FIGURE 1.20 : MODELE ELASTO-PLASTIQUE AVEC ECROUISSAGE (23)	29
FIGURE 1.21 : COMPORTEMENT MONOTONE DE L'ACIER (14).....	30
FIGURE 1.22 : LA LONGUEUR DE LA ROTULE PLASTIQUE L_p . (17).....	31
FIGURE 1.23 : DEFINITION DE LA LONGUEUR DE LA ROTULE PLASTIQUE. (19)	32
FIGURE 1.24 : EXEMPLE DE ROTULE PLASTIQUE DANS UNE PILE DE PONT. (24).....	32
FIGURE 1.25 : COURBURE D'UNE SECTION PAR RAPPORT A SA DISTANCE DE L'AXE NEUTRE. (9)	33
FIGURE 2.1 : DISPOSITION DES ARMATURES DANS LA ZONE PLASTIQUE DES UNITES DE TEST. (19)	35
FIGURE 2.2 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DE VOILE WSH3 (TOUTES LES DIMENSIONS EN (MM)) (19)..	36
FIGURE 2.3 : (A) LE FERRAILLAGE HORIZONTAL ET VERTICAL POUR LE VOILE WSH3 A PARTIR DU LOGICIEL CASTEM, (B) LE FERRAILLAGE HORIZONTAL ET VERTICAL POUR LE VOILE (WSH5) A PARTIR DU LOGICIEL CASTEM....	36
FIGURE 2.4 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE DU CONCEPT D'ESSAI [MM]. (19).....	37
FIGURE 2.5 : RELATION CONTRAINTE-DEFORMATION ET PROPRIETES DE DUCTILITE TYPIQUES POUR LES BARRES D12 UTILISEES DANS LES ESSAIS. (19).....	38
FIGURE 2.6 : FORCE ET DEPLACEMENT DES DEUX UNITES DE TEST DES VOILES WSH 3 ET WSH5.....	40
FIGURE 2.7 : AMENAGEMENTS DE RENFORCEMENT VERTICAL DE SPECIMENS MURAUX. (20)	41
FIGURE 2.8 : COUPES TRANSVERSALES ET DETAILS D'ARMATURE. (20).....	41
FIGURE 2.9 : (A) LE MAILLAGE DU VOILE NC 80 ET (B) LE MAILLAGE DU VOILE BC 80	42
FIGURE 2.10 : FORCE ET DEPLACEMENT DES DEUX UNITES DE TEST DES VOILES NC 80 ET BC 80.....	43
FIGURE 3.1 : INSTRUMENTATION DES UNITES D'ESSAI : INSTRUMENTS CABLES ((A) ET (B)) ET POINTS DEMEC ((C) ET (D)). (19).....	46
FIGURE 3.2 : MODELES DE CALCUL DES COMPOSANTES DE DEFORMATION (9)	47
FIGURE 3.3 : LE RAPPORT ENTRE LES DEPLACEMENTS EN CISAILLEMENT ET EN FLEXION AUX PICS DES CYCLES POUR LES DEUX UNITES D'ESSAI.	48
FIGURE 3.4 : DISTRIBUTION DE LA COURBURE LE LONG DE LA HAUTEUR DU MUR. (22).....	49
FIGURE 3.5 : LE RAPPORT ENTRE LES DEPLACEMENTS EN CISAILLEMENT ET EN FLEXION AUX PICS DES CYCLES POUR LES DEUX UNITES D'ESSAI (BC80 ; NC80).	51
FIGURE 3.6 : LA CARTE DE L'EVOLUTION D'ENDOMMAGEMENT DES QUATRE VOILES.....	56

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2.1 : RESUME DES PROPRIETES DE L'UNITE DE TEST (19).....	37
TABLEAU 2.2 : LES PROPRIETES DE RESISTANCE ET DE DUCTILITE DE L'ACIER D'ARMATURE (19).....	38
TABLEAU 2.3 : PROPRIETES MECANIQUES DU BETON (19).....	39
TABLEAU 2.4 : PROPRIETES DES SPECIMENS MURAUX. (20).....	42
TABLEAU 2.5 : PROPRIETES MECANIQUES MESUREES DU BETON ET DE L'ARMATURE. (20).....	42

Introduction Générale

Plusieurs bâtiments à voiles en béton ont pu résister sans détériorations remarquées après avoir passé par des tremblements sévères. En plus de leur rôle d'éléments porteurs envers des charges verticales, les murs de contreventement ou les voiles en béton armé qui sont dimensionnés conformément, peuvent être vraiment en mesure de résister aux forces horizontales, et de diminuer les risques. Ils jouent un rôle primordial afin d'assurer la sécurité sous chargement sismique.

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. Mais plusieurs bâtiments avec des voiles rectangulaires ont connu une ruine totale ou partielle lors du séisme du Chili en 2010. Il a été rapporté que le manque de confinement et de détails adéquats dans les régions d'extrémité était l'une des principales causes de leurs dommages, ce qui suggère que d'autres études sont nécessaires pour examiner leurs performances sismiques.

Notre recherche se concentre sur l'étude du comportement des murs voiles en béton armé lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations sismiques. Les expérimentations et la modélisation numérique sont des méthodes complémentaires qui nous permettent de mieux comprendre les divers phénomènes qui influencent le comportement des murs voiles, tels que la plasticité de l'acier et la dégradation de la liaison acier-béton.

Ce travail se compose de trois parties :

Le premier chapitre de notre travail fournit une introduction générale sur les murs voiles en béton armé et met en évidence l'importance de la modélisation à différentes échelles. Nous allons également discuter les caractéristiques des rotules plastiques et proposer des méthodes d'évaluation pour déterminer la loi du moment-courbure, ce qui est essentiel pour comprendre le comportement des murs voiles.

Le deuxième chapitre se concentre sur la modélisation de quatre voiles à l'aide d'une approche macroscopique utilisant le logiciel CAST3M. Ces simulations permettent d'étudier la capacité et les performances des modèles élasto-plastiques, ce qui peut fournir des informations précieuses sur le comportement des murs voiles soumis à des sollicitations sismiques.

Le troisième chapitre vise à améliorer la performance des murs voiles en béton armé en analysant leur comportement et en proposant des formules pour le calcul des déplacements. Cela peut contribuer à développer des stratégies de renforcement et d'amélioration de la résistance de voiles face aux sollicitations sismiques.

Enfin, ce travail se clôture avec la présentation des cartes d'endommagement des murs voiles en béton armé, offrant ainsi une visualisation et une compréhension de la répartition spatiale de l'état d'endommagement du matériau. Cette approche est précieuse pour évaluer la performance des murs voiles et guider les décisions en matière de conception et de réparation.

1. Analyse bibliographique

1.1 Introduction

L'importance de la prévention et de la connaissance du comportement des ouvrages de génie civil, tels que les bâtiments, les ponts, les centrales nucléaires et les barrages, face aux séismes. Les séismes peuvent causer des dégâts considérables, et il est donc essentiel de comprendre comment ces structures se comportent sous des charges latérales.

Les voiles en béton armé sont largement utilisés comme moyen de contreventement dans les structures en raison de leur comportement satisfaisant face aux charges latérales. Ils jouent un rôle crucial dans la sécurité et la stabilité des bâtiments lors d'un séisme. En effet, les voiles bien positionnés dans un bâtiment peuvent constituer un système très efficace pour résister aux contraintes de cisaillement en comportement non linéaire.

La recherche actuelle se concentre sur l'amélioration des méthodes d'évaluation du comportement non linéaire des voiles en béton armé lorsqu'ils sont soumis à des séismes majeurs. Comprendre comment ces éléments se comportent sous des charges sismiques intenses est essentiel pour améliorer les stratégies de conception et de renforcement des structures dans les régions sismiques.

En résumé, l'utilisation des voiles en béton armé dans les bâtiments situés dans des zones sismiques est une pratique répandue dans le monde entier en raison de leur capacité à résister aux charges latérales. La recherche vise à améliorer la compréhension et l'évaluation du comportement non linéaire de ces voiles lors de séismes majeurs, afin d'améliorer la sécurité et la résistance des structures dans de telles situations.



Figure 1.1 : Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments (1)

1.2 Dimensionnement des voiles :

Un voile est caractérisé par :

- La hauteur libre nommée l_w , qui est la distance entre le premier plancher et la face supérieure du plancher.
- L'épaisseur h_w
- L'excentricité e qui est dans la direction de l'épaisseur.
- La longueur appelée efficace l_0 .
- L'épaisseur h_w

Le dimensionnement des voiles en béton armé suit des étapes générales en prenant en compte les charges verticales réduites et en ajoutant des armatures :

La première étape consiste à déterminer la capacité portante du voile non armé. Cela est réalisé en calculant la capacité portante initiale du voile en se basant sur la section transversale en béton armé. Si la capacité portante est insuffisante pour résister aux forces verticales réduites (N), il est nécessaire de renforcer le voile en ajoutant des armatures.

La deuxième étape consiste à répartir les armatures de manière uniforme dans le voile une fois la décision prise de les ajouter. Cette répartition uniforme assure une résistance équilibrée et efficace contre les charges. Les armatures verticales contribuent à résister à l'effort axial (N), tandis que les armatures horizontales aident à résister au cisaillement et au glissement.

La troisième étape implique le calcul de la compression et de la flexion en prenant en compte la résistance de la section. Cela dépend de la capacité portante du béton seul ou du béton avec des armatures réparties, ainsi que du phénomène de flambement du voile. La résistance à la compression est évaluée en s'assurant que la contrainte moyenne dans le voile reste inférieure à la contrainte admissible du béton.

La quatrième étape consiste à vérifier la capacité des armatures verticales réparties à résister aux forces de cisaillement et de glissement. Des calculs sont réalisés afin de s'assurer que ces armatures peuvent supporter les charges appliquées de manière adéquate.

La cinquième étape consiste à positionner les armatures de compression avec flexion près des bords du voile afin de résister aux moments de flexion générés par les charges. L'emplacement précis des armatures de compression dépendra des exigences spécifiques de conception.

Il est important de noter que les calculs et les dimensions des voiles en béton peuvent varier en fonction de différentes spécifications régionales, normes de conception et conditions de charge spécifiques. Par conséquent, il est recommandé de se référer aux codes de conception et aux recommandations appropriées pour dimensionner et renforcer correctement les voiles en béton armé.

L'utilisation de logiciels de simulation par éléments finis peut faciliter ces calculs en fournissant des résultats plus précis et en prenant en compte les comportements non linéaires du matériau.

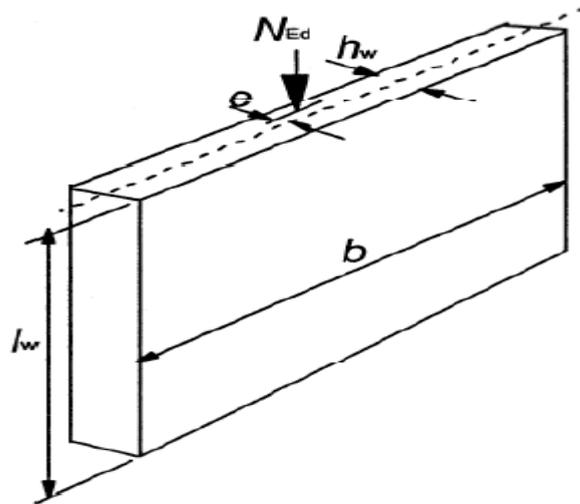


Figure 1.2 : caractéristiques d'un voile (2)

1.3 Caractéristiques essentielles influençant le comportement des voiles en béton armé :

Le comportement d'un voile est sous l'influence de plusieurs importants éléments :

- Les éléments et leurs propriétés géométriques.
- L'élanement qui est la relation entre la hauteur du mur et la largeur du mur : h/l .
- Les renforts avec disposition et leur pourcentage.
- Les sortes de chargement : monotone et statique ou cyclique.
- L'intensité d'effort normale.

1.4 Dommages et dégâts subis aux voiles :

Effectivement, les voiles jouent un rôle crucial dans le comportement et la performance des structures. Voici quelques points importants concernant leur contribution :

- Accroître la rigidité de la structure : Les voiles en béton armé ajoutent de la rigidité à la structure en résistant aux déformations latérales, telles que celles causées par les vents ou les séismes. Ils agissent comme des éléments de contreventement et réduisent les déformations excessives de la structure.
- Réduire les risques des unités non porteuses : Les voiles aident à répartir les charges horizontales sur l'ensemble de la structure, ce qui réduit les contraintes sur les unités non porteuses telles que les façades, les planchers, etc. Cela peut contribuer à éviter les dommages structurels importants et les coûts élevés de réparation.

- Soulagement psychologique en cas de séisme : Les voiles offrent un sentiment de sécurité aux occupants de hauts bâtiments lors d'un séisme. Leur présence et leur capacité à absorber une partie des mouvements horizontaux peuvent réduire l'anxiété et fournir un certain niveau de confort aux occupants.
- Réduire les effets des unités non porteuses : Les voiles aident à réduire les déformations excessives des unités non porteuses en absorbant une partie des charges horizontales. Cela peut prévenir les défaillances potentielles de ces éléments et améliorer la performance globale de la structure.

Il est essentiel de prendre en compte ces aspects lors de la conception et du dimensionnement des voiles en béton armé dans le but d'optimiser la sécurité, la durabilité et la performance globale des structures.

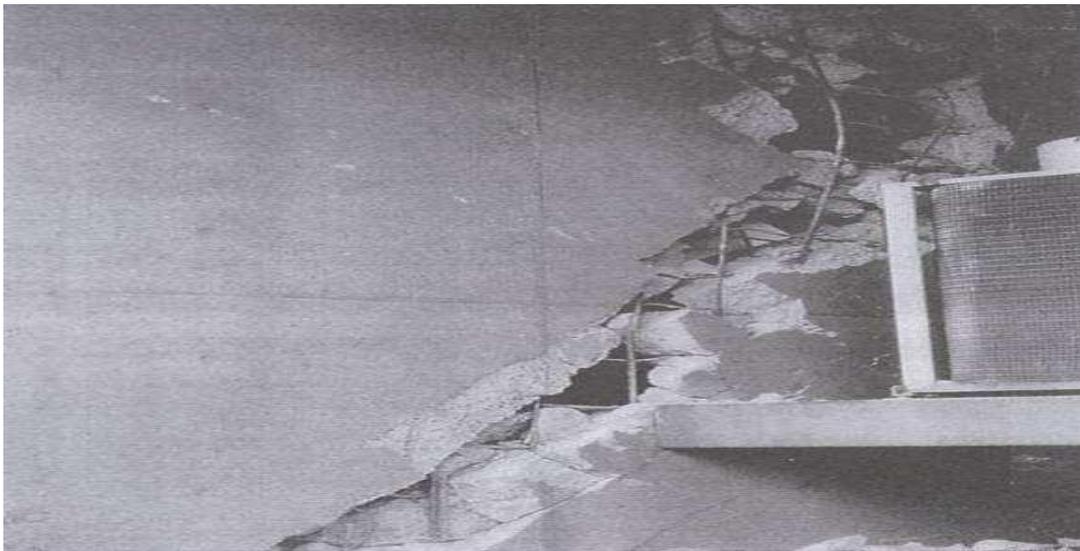


Figure 1.3 : Fissure de cisaillement. (2)



Figure 1.4 : Les ruptures et fissures subis aux voiles. (8)



Figure 1.5 : Dommages subis par les voiles (a) Rupture de section à la base du voile (Séisme de Boumerdès du 21/05/2003) ; (c) endommagement aux niveaux de nœud poteaux forte poutre faible. (b-d) : Rupture en cisaillement des voiles (Séisme de L'Aquila 06/04/2009). (8)



Figure 1.6 Fissures ouvertes dans le voile (10)



Figure 1..17.Rupture de section à la base des voiles (10)

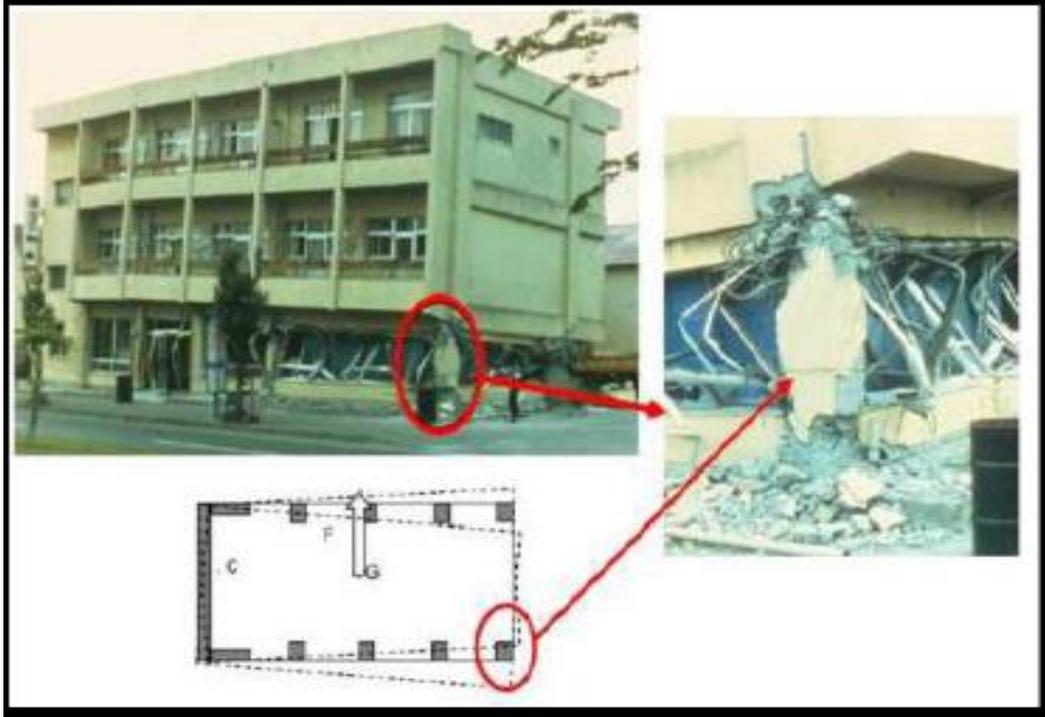


Figure 1.8 : Plastification d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles. (9)



Figure 1.9 : Dégâts subis par les voiles. (11)

1.5 Types des voiles : (10)

Les voiles sont classés selon leur élancement dans les règlements parasismiques, on distingue deux types des voiles :

- Les voiles élancés, définis par le rapport $h/l \geq 2$
- Les voiles courts, définis par le rapport $h/l < 2$

Ce qui permet de mettre en évidence de mode de rupture :

1.6 Modes de rupture

1.6.1 Voiles élancés :

a) Ruptures par flexion :

On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés soumis à un effort normal de compression et à un cisaillement modéré.

Mode f1 : La rupture se produit lorsque les armatures verticales tendues subissent une plastification et que le béton comprimé est écrasé. Ce schéma de défaillance est considéré comme le plus satisfaisant car il entraîne la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile, ce qui permet une dissipation d'énergie significative (10) .

Mode f2 : La défaillance survient lorsque le béton est écrasé. Ce type de ruine se produit principalement dans les voiles fortement armés et soumis à une charge normale élevée. Le mode f2 est moins résistant à la déformation que le mode f1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire (10).

Mode f3 : La défaillance se produit de manière fragile par la rupture des armatures verticales tendues. Ce mode de rupture est observé dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont principalement réparties et non concentrées aux extrémités. Pour améliorer la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie, il est possible de concentrer les armatures verticales aux extrémités (10).



Figure 1.10 : éléments élancés (14)

b) Ruptures par flexion-cisaillement :

Mode f/t : La défaillance se produit lorsque les armatures verticales de flexion et les armatures transversales subissent une plastification.

c) Rupture par effort tranchant :

Mode t : La défaillance se produit lorsque les jambes de compression se brisent dans le cœur de la paroi de cisaillement. Cela se produit généralement dans les murs de cisaillement qui sont équipés de raidisseurs, fortement renforcés longitudinalement et transversalement, et soumis à des forces de cisaillement élevées.

Mode g : La défaillance se produit par glissement au niveau des joints de bétonnage.

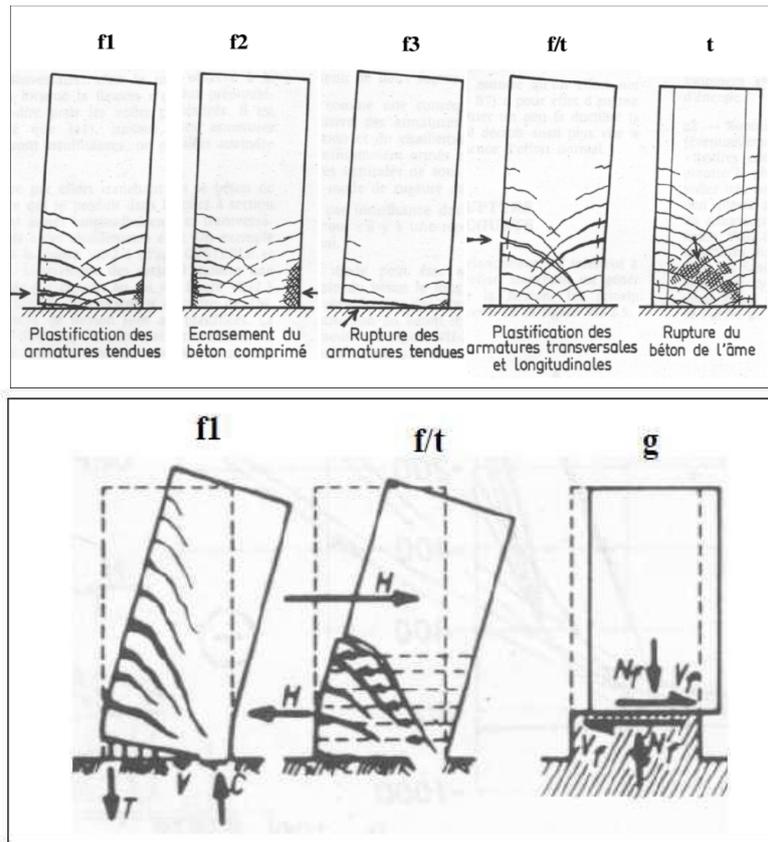


Figure 1.11 : Modes de rupture des voiles élancés (7)

1.6.2 Voiles courts :

Mode T1 : La défaillance se produit par glissement à l'interface de l'encastrement (12).

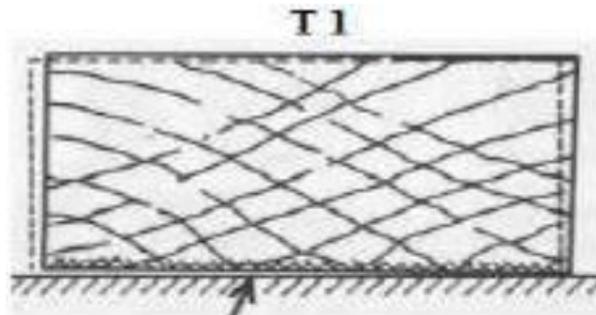


Figure 1.12 : Mode T1 de rupture des voiles courts. (Davidovici et al. 1985).

Mode T2 : La défaillance se produit sous forme de rupture diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode de défaillance est observé dans les voiles moyennement armés qui sont soumis à une faible charge normale (12).

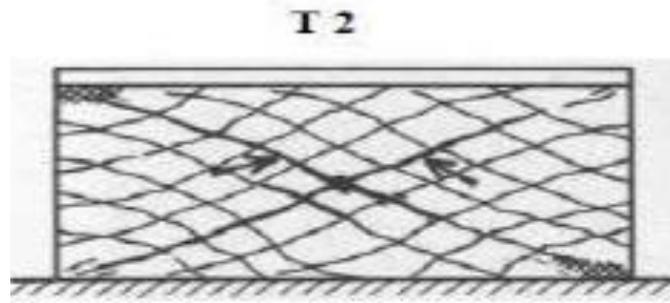


Figure 1.13 : Mode T2 de rupture des voiles courts (12).

Mode T3 : La défaillance se produit par écrasement du béton de l'âme, à la base des bielles qui transmettent les forces de compression. C'est un mode de ruine typique des voiles fortement armés, en particulier lorsqu'ils sont associés à des raidisseurs sur leurs bords (12).

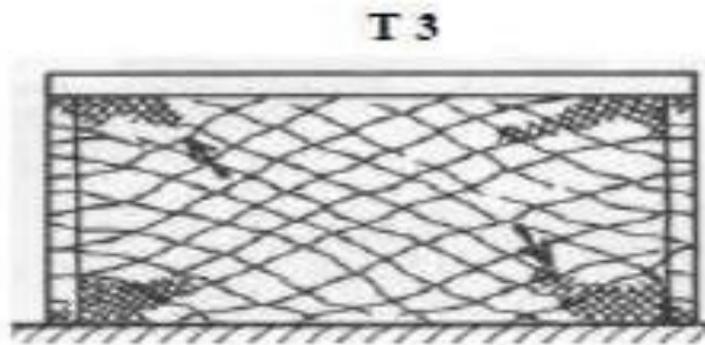


Figure 1.14 : Mode T3 de rupture des voiles courts (12).

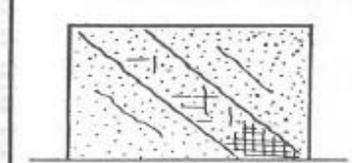
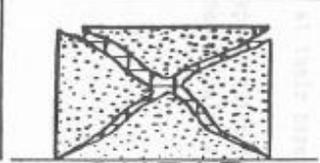
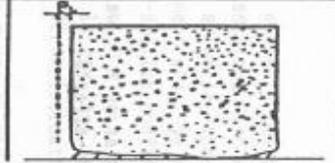
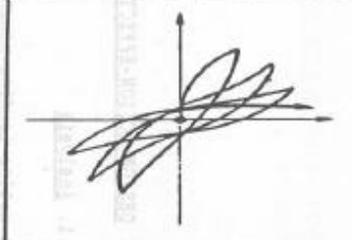
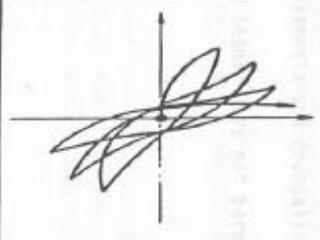
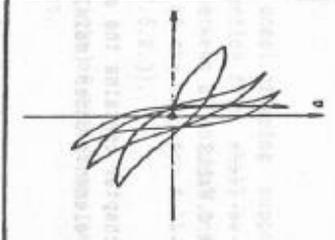
FAILURE MODE			
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)	SHEAR (tension)	HORIZONTAL SLIDING
CAUSE	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web thickness 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web reinforcement • Low N_s-values 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient wall's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

Figure 1.15 : Modes de rupture des voiles courts. (11)

1.7 Type de modélisation :

La modélisation numérique est un outil précieux dans l'analyse et l'étude des structures et des ouvrages de génie civil. Elle permet d'obtenir une représentation virtuelle du comportement mécanique des matériaux et des structures, offrant ainsi une meilleure compréhension de leur performance sous différentes charges et conditions.

Parmi les approches de modélisation les plus couramment utilisées, on trouve l'approche globale, l'approche semi-globale et l'approche macroscopique avec l'utilisation de modèles locaux et semi-locaux basés sur des fibres multiples.

Chaque approche de modélisation présente des avantages et des limites, et le choix de la méthode dépend des objectifs de l'analyse, de la complexité de la structure et des ressources disponibles. L'utilisation de la modélisation numérique permet d'obtenir des résultats plus précis et de mieux appréhender le comportement des structures, ce qui facilite la conception optimale et la prise de décision en matière de réparation, de rénovation ou de renforcement des ouvrages de génie civil.

1.7.1 Approche globale :

Le principe de cette approche consiste à intégrer les lois de comportement global qui sont des relations entre les variables généralisées. Les déformations généralisées ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$) et les contraintes associées (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x). Cette approche est particulièrement adaptée à l'étude des structures complexes soumises à des chargements sismiques. Les lois de comportement sont formulées en se basant sur la théorie classique de la plasticité, avec l'introduction de seuils de plasticité $f(N, V, M) = 0$, ou en utilisant la mécanique de l'endommagement en associant une variable interne qui représente la rupture des matériaux. Ce type de modélisation avancée est intégré dans les nouveaux codes de calcul, tels que l'EC8.

En ce qui concerne la modélisation des éléments de structure, les modèles globaux développés pour le calcul des poutres et des poteaux sont plus avancés que ceux développés pour les voiles. En effet, dans le cas des voiles en béton armé, les déformations inélastiques causées par les efforts tranchants peuvent avoir une influence notable sur la réponse globale. Une première approche pour tenir compte de ces effets consiste à enrichir les modèles de flexion. Par exemple, la loi de flexion de Takeda a été modifiée par Roufaiel and Meye (14) pour décrire le pincement des boucles d'hystérésis associé à la fissuration diagonale due au cisaillement.

1.7.2 Approche macroscopique

Ce type de modélisation est basée sur la théorie thermodynamique et l'approche locale peut être très utile pour valider expérimentalement le comportement d'un élément de structure et confirmer les modèles globaux. Cette approche permet de décrire les lois de comportement des matériaux à l'aide de variables locales telles que la contrainte et la déformation, ce qui la rend généralement indépendante de la géométrie de la structure.

L'utilisation de cette approche permet d'obtenir des informations spécifiques sur l'état de fissuration et d'endommagement des matériaux, ce qui est essentiel pour évaluer la durabilité et la résistance des structures. Cependant, il convient de noter que cette analyse peut être relativement complexe et demande plus de temps, car elle nécessite l'élaboration d'un modèle théorique détaillé et son implémentation dans un logiciel de calcul par le modélisateur.

L'avantage de cette approche réside dans sa capacité à fournir des résultats plus précis en prenant en compte les phénomènes locaux qui peuvent avoir un impact significatif sur le comportement global de la structure. Elle permet également de mieux comprendre les mécanismes responsables de la dégradation des matériaux et de prédire leur réponse sous différentes sollicitations.

1.7.3 Approche semi –globale :

L'approche semi-globale combine des éléments globaux pour représenter la structure principale et des éléments locaux pour modéliser les détails et les zones critiques. Cette approche permet de prendre en compte les effets locaux et les phénomènes de dégradation, tout en conservant une modélisation relativement simple et efficace.

1.7.3.1 Approche multifibre

L'approche multifibres est basée sur une discrétisation de l'élément de structure à deux niveaux. Au premier niveau, des éléments poutre sont utilisés pour représenter le comportement global de la structure, tandis qu'au deuxième niveau, chaque section de l'élément est subdivisée en plusieurs fibres. Cette approche permet de prendre en compte les déformations locales de manière plus détaillée.

Au premier niveau, les déformations généralisées telles que l'effort normal, les efforts tranchants et les moments fléchissant sont définis pour les éléments poutre. Les relations entre ces quantités sont établies à l'aide des termes de rigidité, en supposant un comportement élastique.

Au deuxième niveau, chaque section de l'élément est subdivisée en fibres. Chaque fibre peut avoir ses propres propriétés mécaniques, telles que la résistance à la traction, la résistance à la compression, la rigidité, etc. Cette subdivision permet d'obtenir une meilleure représentation des déformations locales et de l'endommagement.

L'approche multifibres permet donc d'obtenir une compréhension claire des déformations locales dans une structure, notamment en ce qui concerne l'endommagement et l'ouverture des fissures. Elle permet de prendre en compte les non-linéarités locales et les phénomènes de rupture d'une manière plus précise, ce qui peut être utile pour l'analyse de la sécurité et de la durabilité des structures.

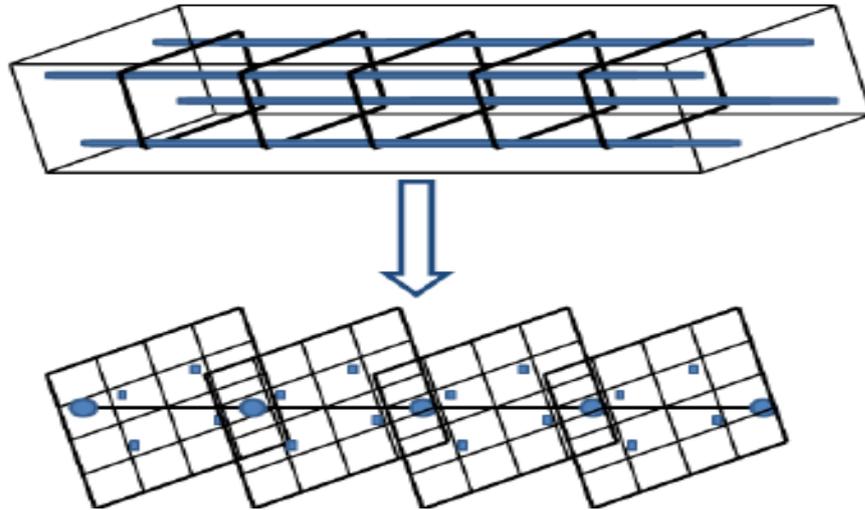


Figure 1.16 : Description de la modélisation multifibre (7)

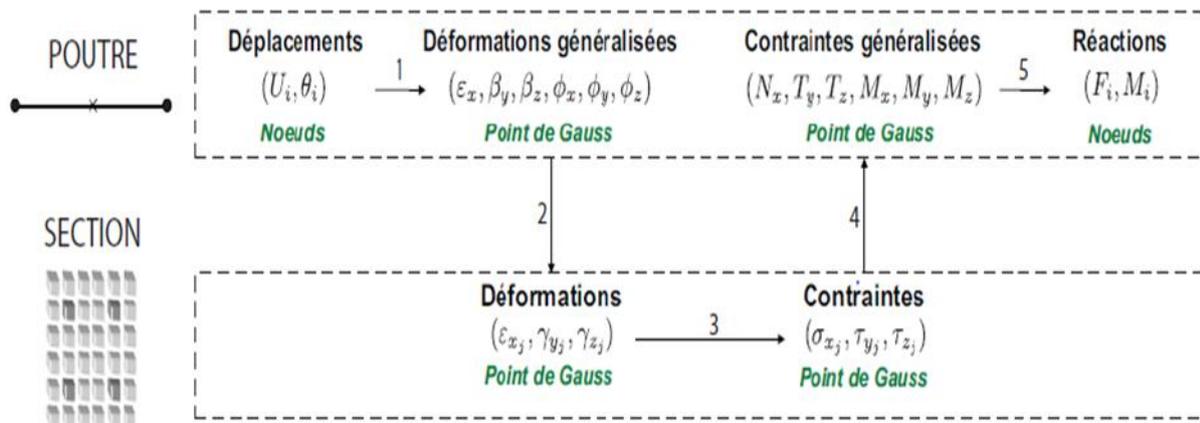


Figure 1.17 : Principe de fonctionnement de l'élément poutre multifibre (7) .

1.7.3.2 Approche multicouche

La modélisation multicouche est une méthode de modélisation basée sur la théorie des plaques. Elle permet de représenter le comportement d'un élément de structure en le divisant en plusieurs couches d'épaisseur h . Contrairement à la modélisation multifibre qui associe des lois de comportement spécifiques à chaque fibre, la modélisation multicouche utilise des lois de comportement locales pour différents matériaux présents dans chaque couche. Chaque couche peut avoir ses propres propriétés mécaniques, telles que la rigidité, la résistance, etc.

La modélisation multicouche permet de prendre en compte les comportements spécifiques de chaque matériau et de représenter les variations de propriétés à travers l'épaisseur de la structure. Cela peut être particulièrement utile lorsque la structure est composée de matériaux hétérogènes ou présente des discontinuités dans son épaisseur.

Il convient de noter que la modélisation multicouche peut également être plus complexe à mettre en œuvre, car elle nécessite la définition des lois de comportement spécifiques pour chaque couche et la gestion de l'interaction entre les différentes couches. Cependant, elle permet une représentation plus détaillée du comportement de la structure dans son épaisseur, ce qui peut conduire à des résultats plus précis pour certaines applications.

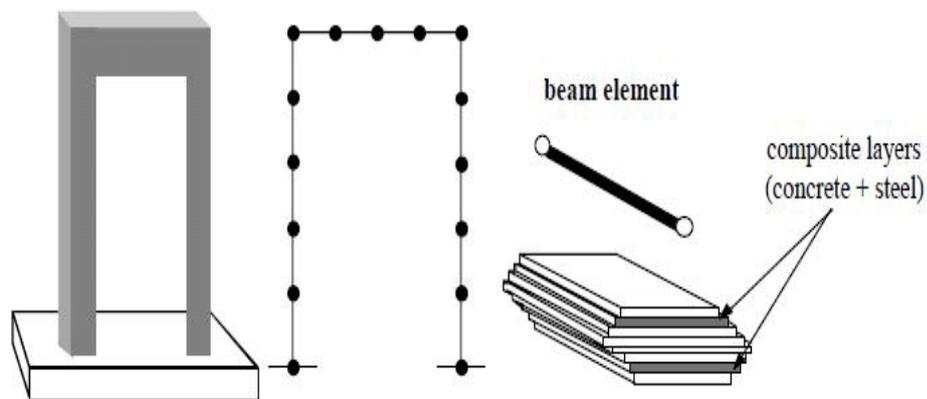


Figure 1.18 : principe de la discrétisation par éléments poutres multicouches. (3)

1.8 Lois de comportement du béton et de l'acier :

Pour étudier le comportement d'une structure soumise à un chargement monotone ou cyclique, il est important d'utiliser des modèles qui permettent de représenter de manière adéquate les différents types de comportement des matériaux constitutifs tels que l'acier et le béton. Dans cette optique, différentes approches de modélisation simplifiée peuvent être utilisées pour mettre en évidence les phénomènes physiques et les paramètres principaux qui interviennent pendant la dégradation des matériaux.

1.8.1 Modèle non linéaire du béton (modèle d'endommagement de fichant) :

Concernant la modélisation macroscopique on a opté pour le modèle de fichant et al (1996) (16) qui est fondé sur la théorie de plasticité et d'endommagement.

Les chercheurs ont créé une famille de modèles d'endommagement : un modèle d'endommagement isotrope et un modèle orthotrope afin de solutionner les complications envisagées des chargements plus difficiles et des matériaux hétérotropiques.

Pour les deux modèles, il faut noter que le coulage s'est effectué en compagnie de la plasticité et les séquelles partielles ont été prises en considération.

Maintenant on se focalise sur les modèles de l'acier. A la différence du béton, il y a une similitude du comportement de l'acier entre traction et compression.

1.8.2 Modèle élasto -plastique pour l'Acier :

1.8.2.1 Modèle elasto-plastique simplifié

Un prototype simplifié premier dans son genre qui peut réaliser une simulation du comportement de l'acier, c'est un modèle uni axial elasto-plastique en compagnie d'écroutissement cinématique linéaire. Dans la figure 1.19 , on remarque la courbe qui explique ce modèle avec σ_y qui indique la limite d'élasticité ensuite E qui représente le module de Young et enfin E_T qui est la pente de la courbe en cours d'écroutissement (22).

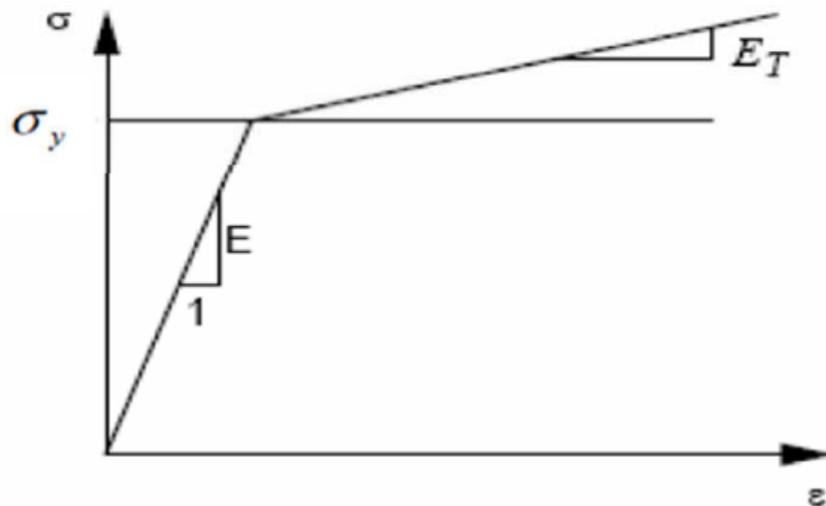


Figure 1.19 : Modèle elasto-plastique simplifié.(22)

1.8.2.2 Modèle Elasto-Plastique écroutissable

Ce modèle est couramment utilisé pour représenter le comportement élasto-plastique d'un matériau ou d'une structure. Il est souvent appelé modèle bilinéaire ou modèle élasto-plastique avec raideur plastique.

Le premier segment de droite, qui représente la phase élastique, est caractérisé par une pente qui reflète la rigidité initiale de la structure. Cela signifie que tant que les contraintes appliquées restent dans la plage élastique du matériau, les déformations sont proportionnelles aux contraintes et la structure se comporte de manière élastique, retrouvant sa forme initiale une fois les charges retirées.

Le deuxième segment de droite, qui représente la phase plastique, montre une pente différente de celle de la phase élastique. Cette pente est généralement appelée la rigidité plastique, notée

k_p . Dans cette phase, le matériau subit des déformations plastiques irréversibles, même lorsque les charges sont réduites. Cela signifie que des déformations permanentes se produisent dans le matériau, entraînant une dégradation de sa résistance et de sa rigidité. La pente k_p de ce segment de droite représente la raideur avec laquelle le matériau se déforme plastiquement.

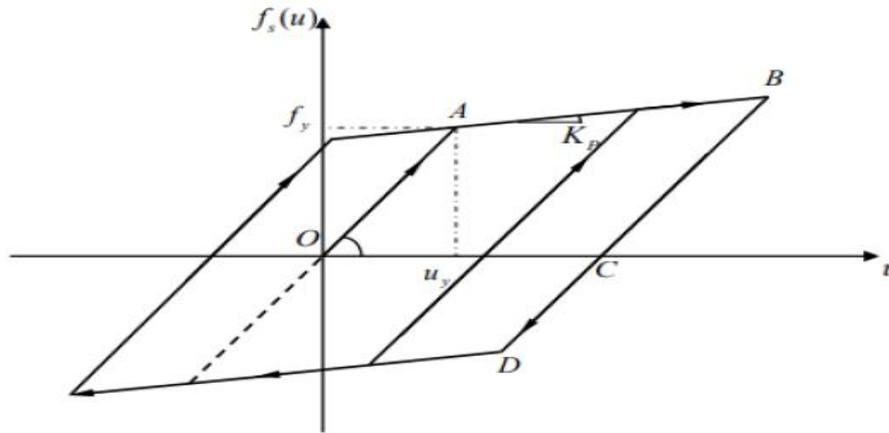


Figure 1.20 : Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage (23)

1.8.2.3 Loi uni axiale monotone :

Le modèle de Menegotto et Pinto (14), cet exemple permet de montrer le comportement uni-axial des armatures du béton armé soumises à un chargement monotone. Il nous explique la non-linéarité en prenant en considération des effets de l'écrouissage cinématique linéaire des barres. Sur la figure **figure 1.24** on remarque que La courbe de chargement en traction monotone nous montre trois zones successives : élasticité linéaire, courbe de raccordement et écrouissage.

f_{sty} : Représente La limite élastique de l'acier et E_{os} représente un module tangent initial.

Le rapport entre la déformation et la contrainte est montré avec deux asymptotes de pente initiale E_{os} et de pente $E_h = \alpha E_{os}$,

On remarque aussi que la forme de liaison entre les deux asymptotes est établie par le le paramètre R qui dépend des propriétés mécaniques de l'acier.

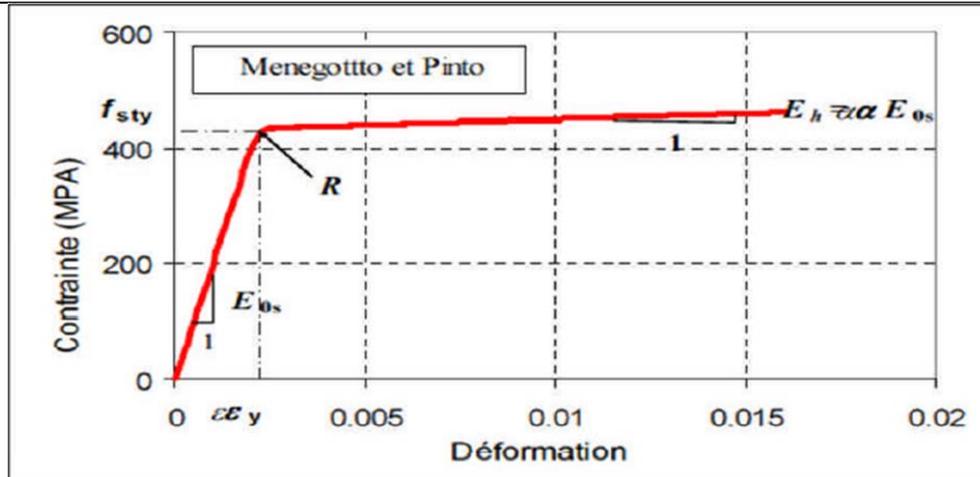


Figure 1.21 : Comportement monotone de l'acier (14)

1.9 Ductilité

La ductilité est particulièrement importante dans les zones sismiques, car elle permet à la structure de dissiper l'énergie sismique et de minimiser les dommages causés par les secousses. Les codes de construction et les normes sismiques intègrent souvent des exigences de ductilité pour assurer la sécurité des structures et la protection des occupants en cas de séisme.

1.9.1 Ductilité de déformation

La capacité des matériaux à se déformer localement est connue sous le nom de ductilité de déformation. Elle est exprimée par le rapport de la déformation élastique limite ε_y à la déformation maximale imposée ε_{max} .

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} \quad (1.1)$$

1.9.2 Ductilité de courbure

La capacité des rotules plastiques mises en place dans la structure à tourner est connue sous le nom de ductilité de courbure. Le rapport entre la courbure à la limite élastique χ_y et la courbure maximale χ_{max} est ce qui la définit.

$$\mu_{\chi} = \frac{\chi_{max}}{\chi_y} \quad (1.2)$$

1.9.3 Ductilité de déplacement :

La ductilité globale, qui est Associée au comportement global de la structure, est définie par le rapport entre le déplacement latéral maximal ($\Delta_{max} = \Delta_p + \Delta_y$) et le déplacement latéral élastique limite Δ_y . ($\Delta_{max} = \Delta_p + \Delta_y$).

$$\mu_{\delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1.3)$$

1.9.4 Ductilité de rotation :

Si les déformations plastiques peuvent se Intégrées sur une longueur satisfaisante de l'élément, la ductilité de rotation peut être atteinte.

Le rapport entre l'angle de rotation maximal de la rotule en plastique θ_{max} et la rotation à la limite d'élasticité θ_y est ce qui la définit.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (1.4)$$

1.10 Notion de Rotule plastique :

Plusieurs chercheurs ont constaté que pendant les déplacements, les structures montrent des déformations inélastiques et une forte courbure dans la zone où le moment est plus élevé, cette zone appelée rotule plastique. Les modèles de rotule plastique sont couramment utilisés sur le domaine de génie parasismique pour anticiper les relations charge-déformation des composants en béton armé.

La rotule plastique est la zone de l'élément où des courbures de flexion inélastiques se manifestent. Cette zone se trouve au niveau du bas des murs de contreventement en béton armé, qui sont continus sur toute la hauteur du bâtiment, et elle est soumise une charge latérale considérable. La (figure 1.26).

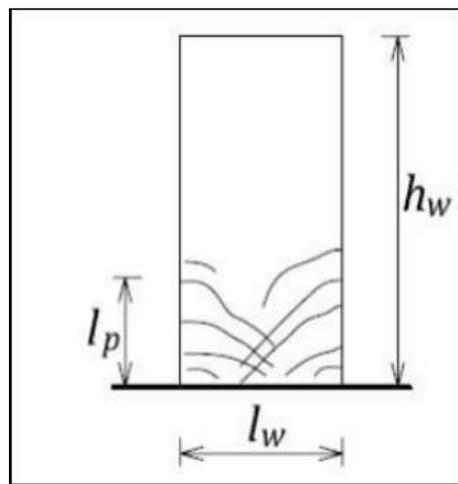


Figure 1.22 : La longueur de la rotule plastique L_p . (17)

Où l_w : est la longueur du mur,
 h_w : est la hauteur du mur

Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination des lois moment-courbure. (18)

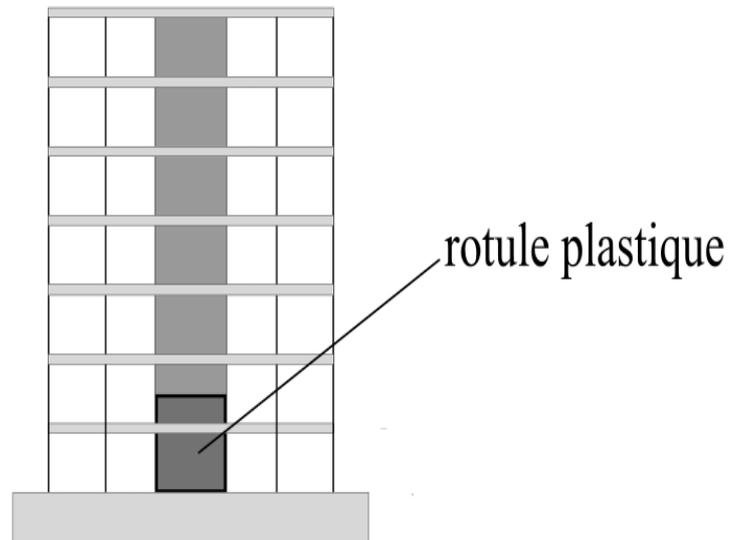


Figure 1.23 : Définition de la longueur de la rotule plastique. (19)



Figure 1.24 : Exemple de rotule plastique dans une pile de pont. (24)

1.10.1 Loi moment-courbure pour un mur de cisaillement :

La principale philosophie d'une conception parasismique repose sur l'absorption et la dissipation d'énergie lors des déformations inélastiques. Lorsque le comportement d'une paroi (mur) est élastique linéaire, la relation moment et la courbure est également linéaire, ce qui permet d'obtenir la courbure comme suit :

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (1.5)$$

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

La courbure est obtenue d'une manière pareille, que ce soit au stade linéaire ou non linéaire :

$$\phi = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{d} \quad (1.6)$$

Où d = la distance à laquelle les déformations (ε_t pour la traction et ε_c pour la compression) sont mesurées correspond à l'écart entre les barres de traction et de compression.

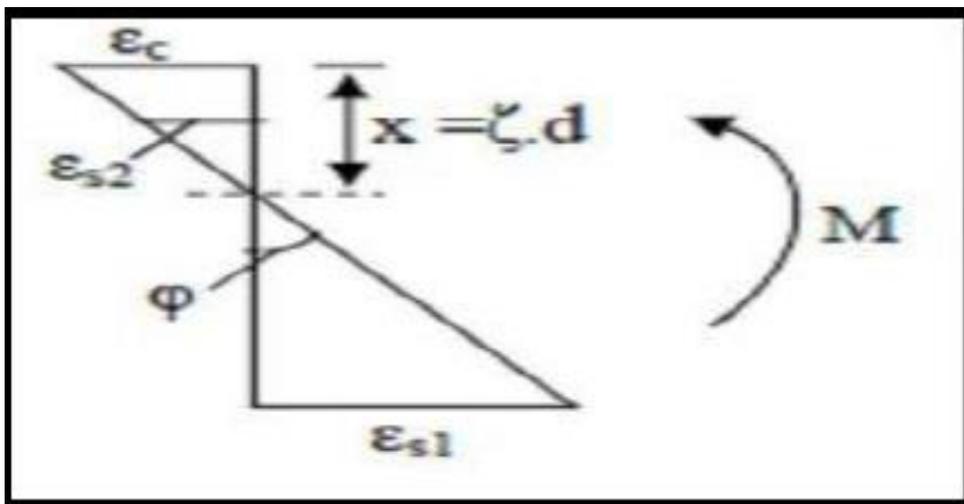


Figure 1.25 : Courbure d'une section par rapport à sa distance de l'axe neutre. (9)

D'après la théorie classique de flexion, la courbure d'une section est déterminée en calculant le rapport entre la déformation et la distance de l'axe neutre. Donc, elle est définie par la relation suivante :

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (1.7)$$

Avec ε_c : représente la déformation de la fibre comprimée du béton

x : Représente la distance depuis l'axe neutre.

En plus :

$$\phi = \frac{\varepsilon_{sl}}{d-x} \quad (1.8)$$

ε_{sl} : représente la déformation des aciers tendus et d : représente la profondeur effective de la section.

La courbure peut être définie en tenant compte des deux équations antérieures, comme suite :

$$\phi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{sl}}{d} \quad (1.9)$$

Ainsi que La courbure du mur de cisaillement à tout moment la capacité est calculée par la formule :

$$K = \frac{\varepsilon_{cm}}{\kappa_d} \quad (1.10)$$

1.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les voiles en béton armé et leur comportement face aux charges sismiques. Nous avons également proposé des modèles de comportement pour le béton et l'acier afin de représenter le comportement non linéaire des voiles.

Les modèles d'endommagement pour le béton sont utilisés pour analyser la réponse non linéaire du matériau. Ces modèles permettent de prendre en compte la progression de l'endommagement dans le béton sous l'effet des charges appliquées. Il permet de simuler la fissuration et la dégradation de la résistance du béton au fur et à mesure de son endommagement. En ce qui concerne l'acier, nous avons choisi un modèle spécifique pour représenter son comportement non linéaire. Les modèles d'acier utilisés dans l'analyse des voiles en béton armé prennent en compte les propriétés de l'acier, telles que la limite élastique, le module de Young et la résistance à la traction. Ces modèles permettent de simuler le comportement de l'acier sous des charges sismiques et de prendre en compte sa ductilité et son endurance.

Il est en effet crucial de sélectionner des modèles de comportement appropriés pour les matériaux constitutifs d'une structure afin de mieux comprendre et prédire son comportement non linéaire. Les choix des modèles doivent être basés sur des données expérimentales et des considérations spécifiques à la structure étudiée. Cela permettra d'obtenir des résultats plus précis et réalistes lors de l'analyse du comportement des voiles en béton armé soumis à des charges sismiques.

2. Simulation des voiles par une approche macroscopique et semi-globale

2.1 Introduction :

Les recherches présentées dans ce chapitre portent sur la démarche de modélisation retenue ainsi que sur les essais expérimentaux qui feront l'objet de simulation. Limiter nos comparaisons dans ce chapitre aux données numériques et expérimentales ; l'outil de recherche utilisé pour cela est le logiciel de simulation numérique CASTEM, qui est basé sur la méthode des éléments finis.

2.2 Etude expérimentale : (19)

La série de tests comprenait deux murs 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

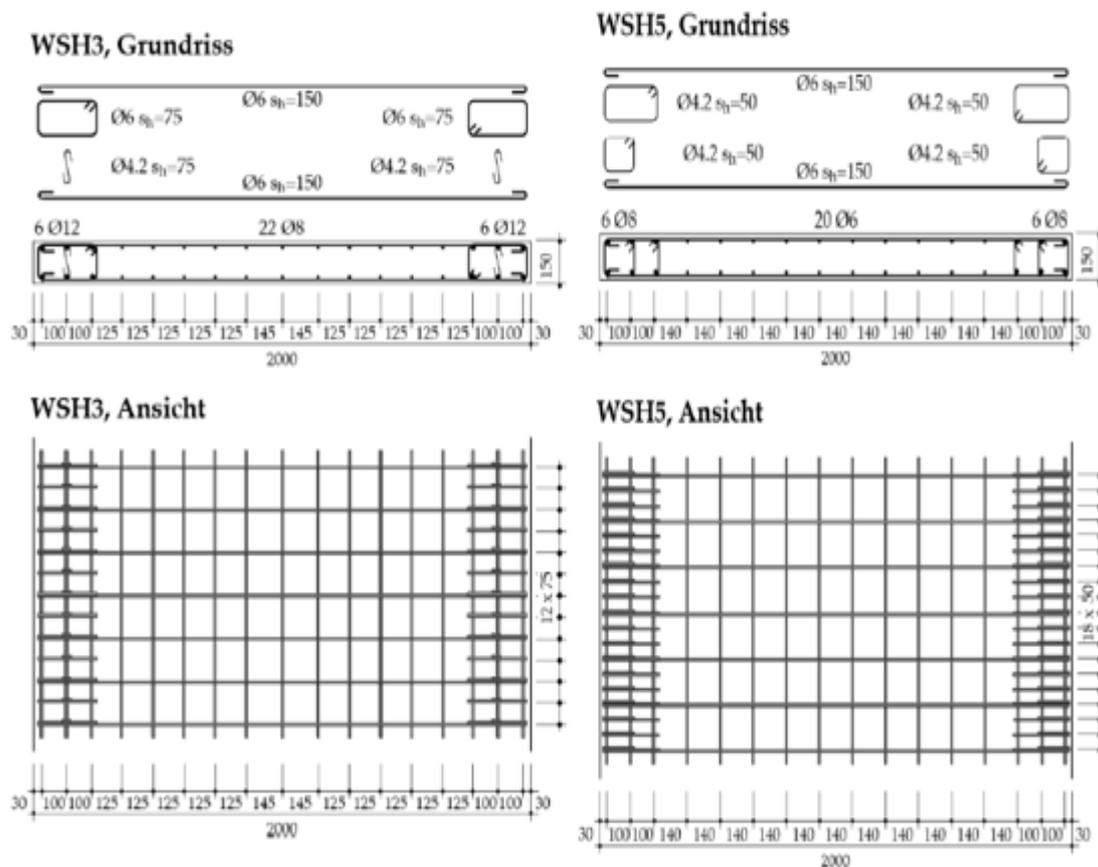


Figure 2.1 : Disposition des armatures dans la zone plastique des unités de test. (19)

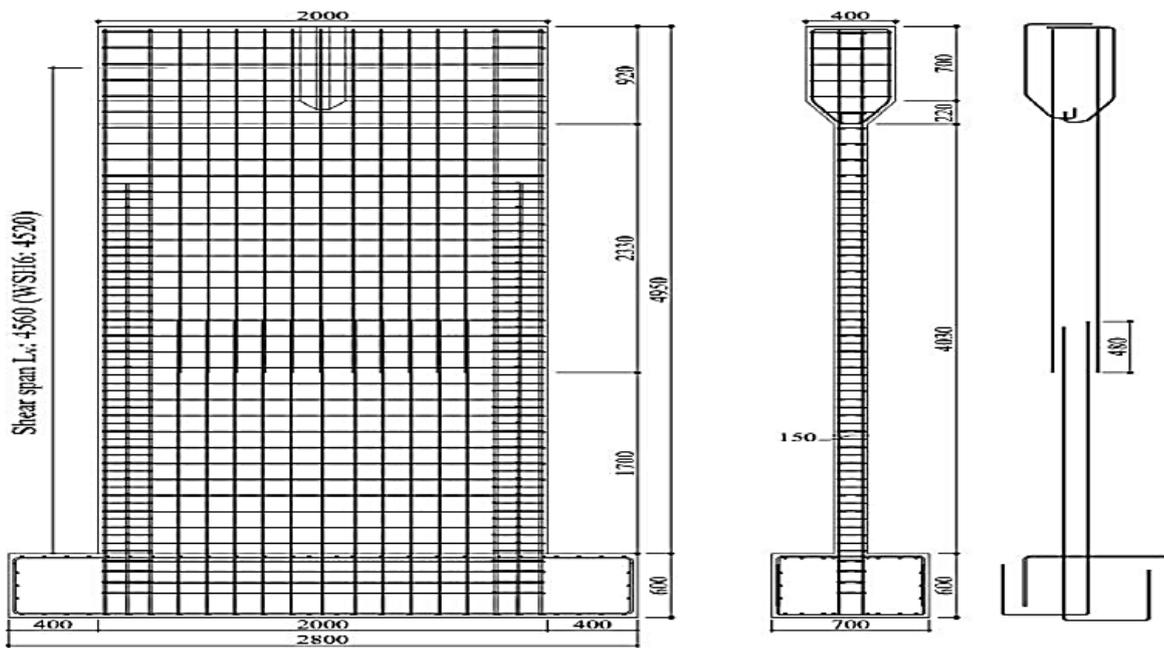


Figure 2.2 : Disposition des armatures verticales de voile WSH3 (toutes les dimensions en (mm)) (19)

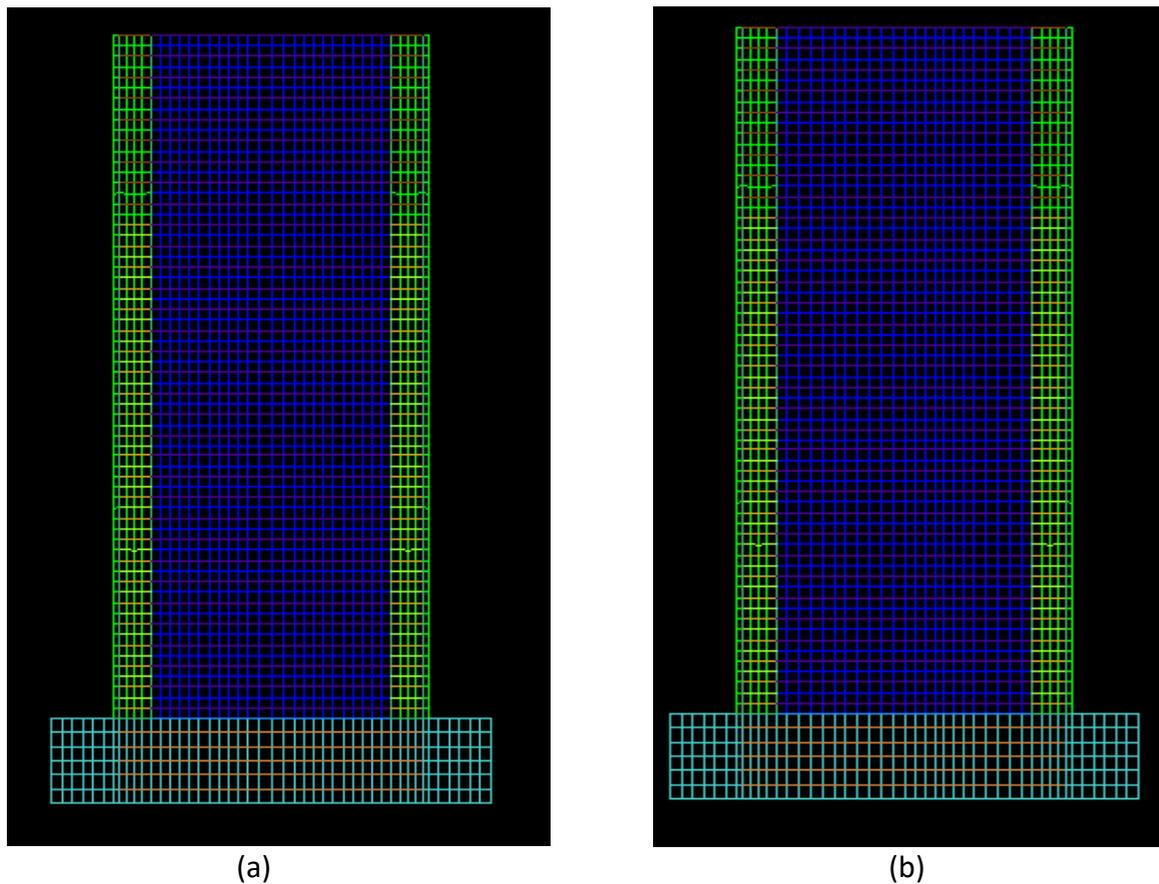


Figure 2.3 : (a) le ferrailage horizontal et vertical pour le voile WSH3 à partir du logiciel CASTEM, (b) le ferrailage horizontal et vertical pour le voile (WSH5) à partir du logiciel CASTEM

2.2.1 Unités d'essai :

La géométrie des murs en BA (WSH3 et WSH5) a été conçue en se basant sur la plus petite portée de cisaillement pour laquelle la capacité de flexion totale a été atteinte. En d'autres termes, il s'agissait de déterminer la distance entre les points où la flexion maximale se produit dans le mur. Cette portée de cisaillement spécifique correspondait à 45 % de la hauteur totale du mur.

Les deux murs avaient les mêmes dimensions afin de maintenir une cohérence lors des essais. De plus, elles étaient équipées d'une armature de cisaillement qui respectait les principes de conception de la capacité, c'est-à-dire les critères nécessaires pour assurer la résistance structurale du mur. Cependant, les exigences spécifiques en matière de renforcement horizontal régissaient la configuration de l'armature de cisaillement dans les unités de test. La figure 2.4 montre à titre d'exemple la vue latérale de la cage de renfort de WSH3. (19)

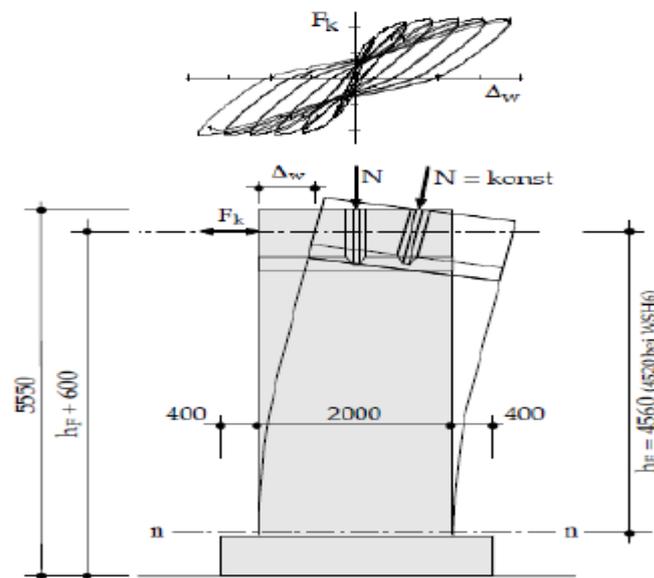


Figure 2.4 : Représentation schématique du concept d'essai [mm]. (19)

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 2.1** suivant.

Tableau 2.1 : Résumé des propriétés de l'unité de test (19)

Unité de test	Forces sectionnelles à la base				Rapports de renforcement				Renforcement stabilisant	
	N(KN)	$\frac{N}{A_g f'_c}$ (-)	$\frac{V}{0,8 l_w b_w}$ (MPa)	$\alpha_{N=0,45 l_w \frac{N}{M}}$ (-)	ρ_{bound} (%)	ρ_{web} (%)	ρ_{tot} (%)	ρ_h (%)	S(mm)	$\frac{S}{D_{nom}}$ (-)
WSH3	686±7	0.058	1.89	0.30	1.54	0.54	0.82	0.25	75	6.25
WSH5	1474±29	0.128	1.83	0.66	0.67	0.27	0.39	0.25	50	6.25

2.2.2 Propriétés matérielles : (19)

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 : Les propriétés de résistance et de ductilité de l'acier d'armature (19)

$D_{nom}(mm)$	$R_{p02}(MPa)$	$R_m(MPa)$	$\frac{R_m}{R_{p02}}(-)$	$A_{gt}(\%)$
WSH3				
12(6x)	601.0±6.3	725.5±2.1	1.21±0.01	7.69±0.57
8(4x)	569.2±4.0	700.2±3.3	1.23±0.01	7.34±0.29
6(6x)	489.0±4.3	552.2±3.3	1.13±0.00	6.45±0.33
WSH5				
12(6x)	576.0±2.6	674.9±1.8	1.17±0.01	7.29±0.61
8(6x)	583.7±5.5	714.4±5.1	1.22±0.01	7.85±0.66
6(6x)	518.9±13.8	558.7±6.7	1.08±0.02	5.45±0.41
4.2(6x)	562.2±1.8	615.0±3.0	1.09±0.00	3.06±0.66

D'après la figure 2.5, il semble que des essais de traction uni axiale aient été réalisés sur des barres d'armature d'un diamètre de 12 mm (D12). Les essais visaient à évaluer la ductilité des barres, mesurée par le rapport d'écroutissage R_m/R_{p02} , ainsi que l'allongement total à la force maximale et la déformation ultime A_{gt} . Les essais ont été effectués sur des barres d'armature d'une longueur de 750 mm, mais une longueur de référence de 300 mm a été utilisée pour mesurer les paramètres de ductilité. Les barres qui ont rompu en dehors de la longueur de la jauge de l'extensomètre ont montré un A_{gt} inférieur d'environ 8% par rapport à celui obtenu à partir de la courbe.

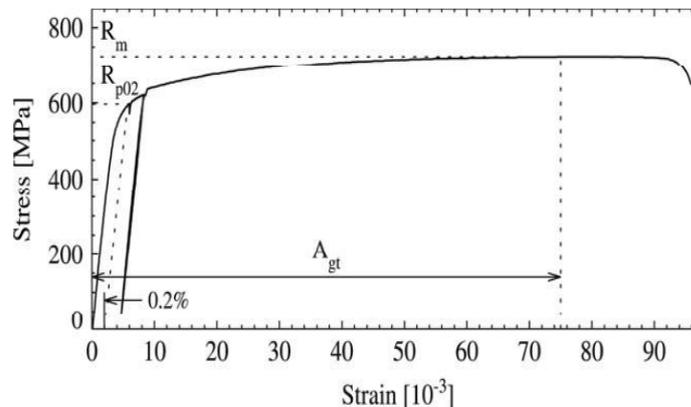


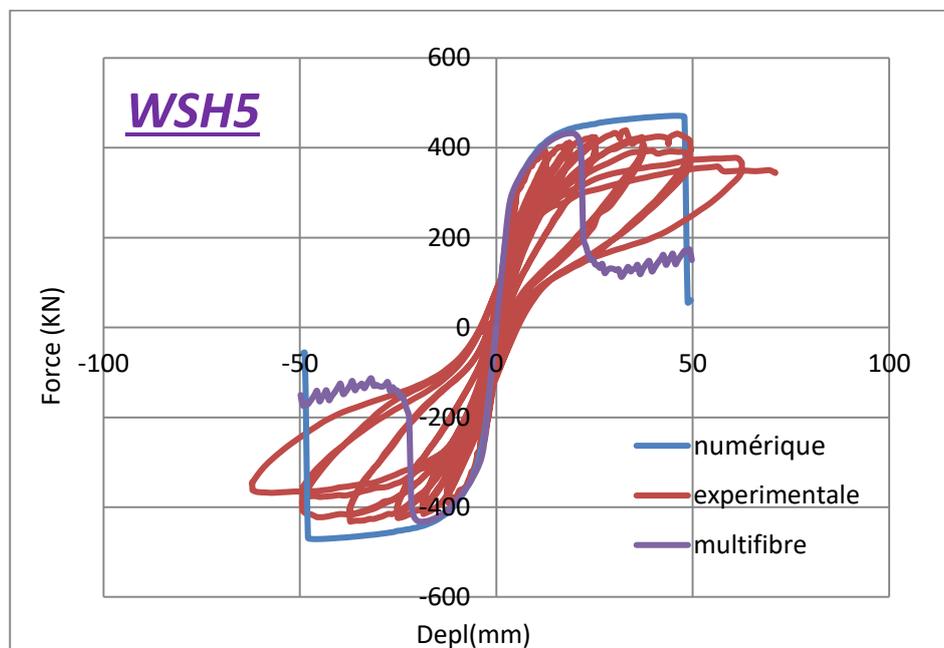
Figure 2.5 : Relation contrainte-déformation et propriétés de ductilité typiques pour les barres D12 utilisées

Le Tableau 2.3 présente les propriétés mécaniques du béton, f_{cw} la résistance du béton a été obtenus partir d'échantillons de cube avec une longueur d'arête de 200 mm tandis que la résistance du béton 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. (19)

Tableau 2.3 : Propriétés mécaniques du béton (19)

	ρ_c (KG/M ³)	f_{cw} (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (GPA)
WSH 3	2381±18	56.8±1.6	39.2±2.1	35.2±1.5
WSH 5	2404±19	56.0±2.3	38.3±1.4	36.1±1.5

2.2.3 Discussion des résultats des tests :



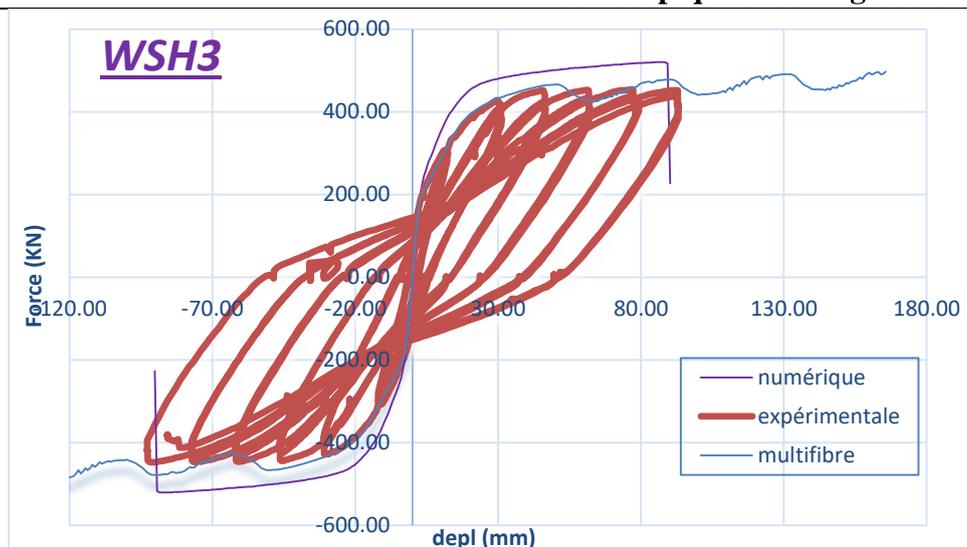


Figure 2.6 : force et déplacement des deux unités de test des voiles WSH 3 et WSH5.

D'après la figure 2.6, les résultats ont été comparés avec des calculs effectués à l'aide de modélisations macroscopiques et multifibres. La superposition des résultats expérimentaux et calculés a montré que les efforts ultimes ont été bien estimés pour les deux voiles et les deux types de modélisation. Il est également indiqué que la diminution de la raideur globale augmente avec l'amplitude des cycles, ce qui suggère une macro-fissuration. Cela signifie que plus les cycles d'efforts ne sont importants, plus la raideur de la structure ne diminue en raison de la formation de fissures à l'échelle macroscopique. Parallèlement à cette diminution de la raideur, l'énergie dissipée au sein de chaque cycle augmente, ce qui indique une capacité accrue de la structure à absorber l'énergie des charges appliquées.

En résumé, les résultats expérimentaux et les calculs effectués montrent que les efforts ultimes des voiles WSH3 et WSH5 ont été correctement estimés, quelle que soit la méthode de modélisation utilisée. De plus, l'augmentation de la macro-fissuration est associée à une diminution de la raideur globale de la structure, mais également à une augmentation de l'énergie dissipée, ce qui témoigne de la capacité de la structure à absorber les charges et à résister à la fissuration.

2.3 Modélisation macroscopique du comportement des deux voiles :

2.3.1 Etude expérimentale : (20)

L'objectif de ces études expérimentales était probablement d'évaluer et de comparer les performances des différentes configurations de section et des quantités d'armatures de cisaillement dans des conditions de chargement cyclique. En examinant les réponses des structures à ces chargements, les chercheurs peuvent obtenir des informations sur leur comportement, leur résistance et leur capacité de déformation. **Figure 2.7** et **Tableau 2.4** donnent les détails et les propriétés des spécimens de mur. Les propriétés mécaniques du matériau utilisé dans l'analyse sont ainsi données dans le **Tableau 2.5**.

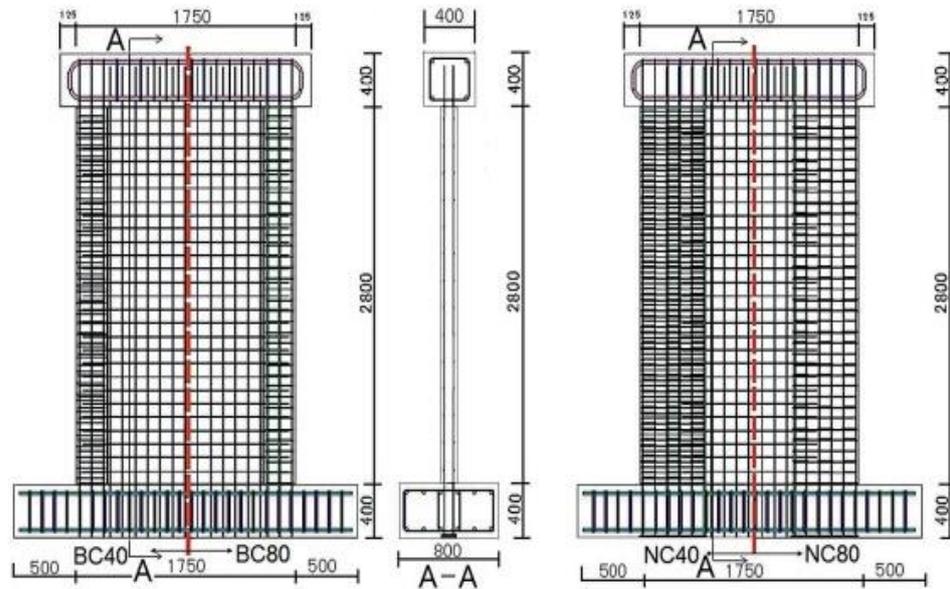


Figure 2.7 : Aménagements de renforcement vertical de spécimens muraux. (20)

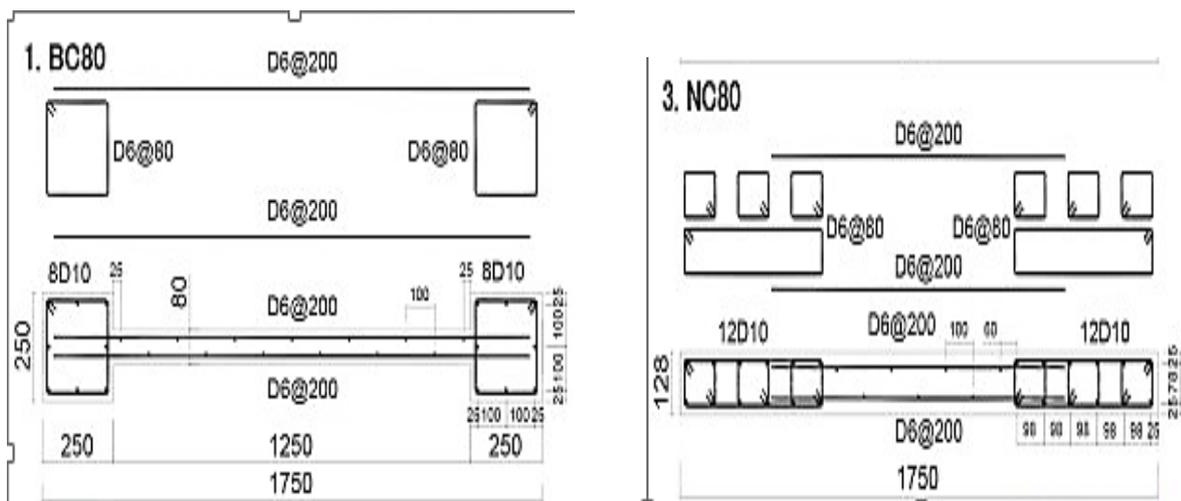


Figure 2.8 : Coupes transversales et détails d'armature. (20)

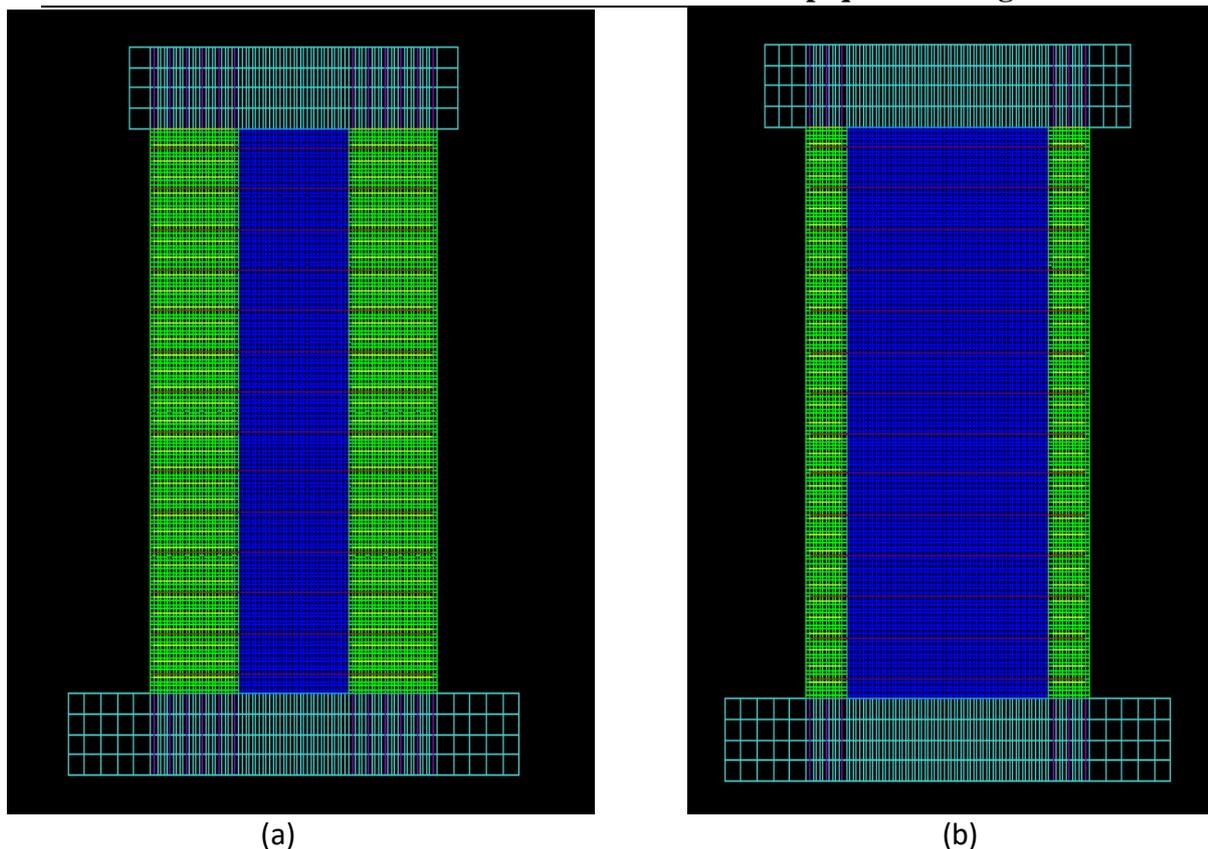


Figure 2.9 : (a) le maillage du voile NC 80 et (b) le maillage du voile BC 80

Tableau 2.4 : Propriétés des spécimens muraux. (20)

Spécimen	hw/lw (mm)	Régions terminales confinées		P_p %	t_w (mm)	Panneau mural			
		a_s (Portée de cisaillement)	$A_{ch}(mm^2)$			$P_{wh}=P_{wvr}$ %	$N/A_g f'_c$	cQ_{mu} (KN)	cQ_{su} (KN)
BC80	1.6	1.71	250×250	0.91	80	0.40	0.13	532	761
NC80	(2800/1750)	(3000mm)	128×520	1.29	128	0.25	0.11	586	867

Tableau 2.5 : Propriétés mécaniques mesurées du béton et de l'armature. (20)

Spécimen	Béton			Renforcement			Résistance à la traction (MPa)
	Résistance à la compression (MPa)	Module du Young (GPa)	Force de rupture (MPa)	barres d'armature	Limite d'élasticité (MPa)	Module du Young (GPa)	
BC80	59.5	30.9	5.10	D6	387	189	496
NC80	52.5	30.1	3.66	D10	377	194	533

2.3.2. Discussion des résultats des tests :

la figure suivante montre les résultats obtenus du test des deux voiles NC 80 et BC 80 .

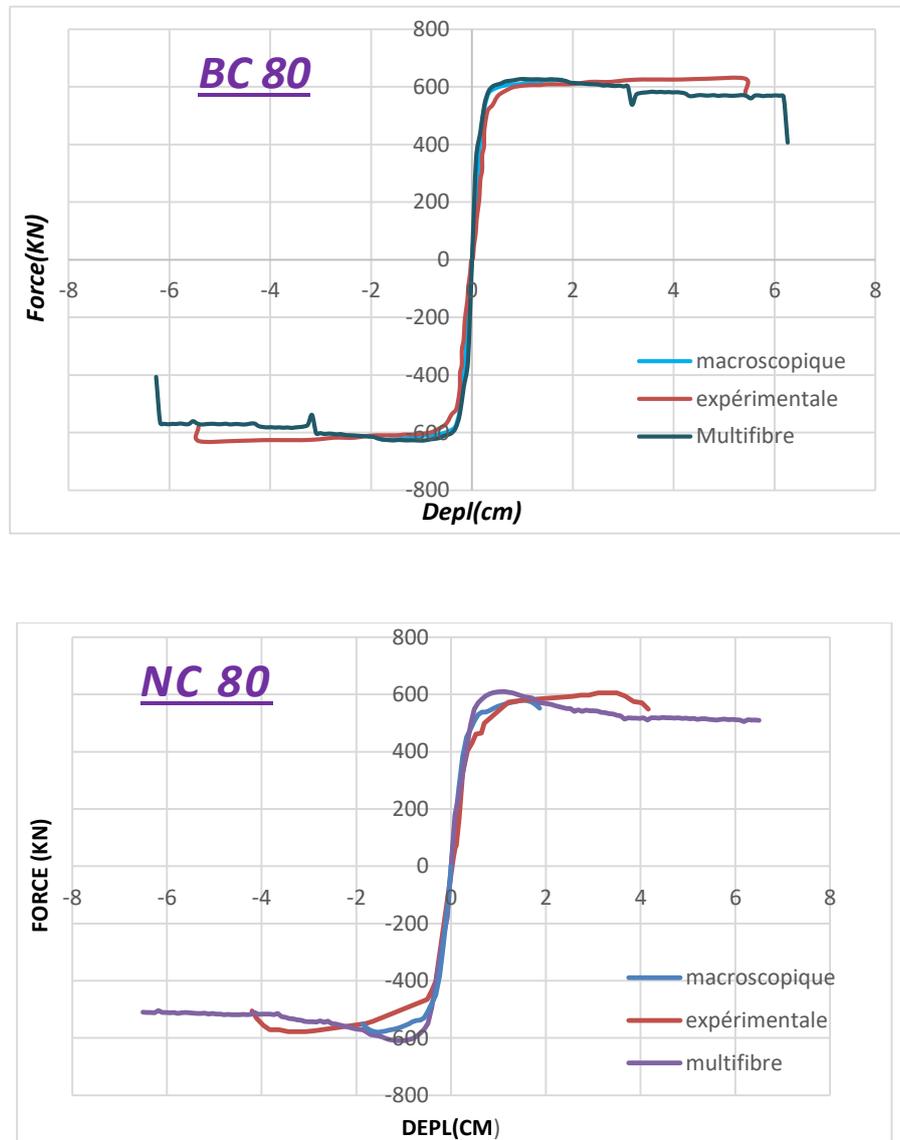


Figure 2.10 : force et déplacement des deux unités de test des voiles NC 80 et BC 80.

BC 80, NC80

D'après la figure 2.10 présente une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats de simulation d'un modèle. Cette comparaison montre une assez bonne corrélation entre les deux. Les résultats indiquent que le modèle est capable de simuler l'ensemble des étapes du comportement non linéaire de l'ouvrage, ce qui comprend la rigidité initiale, la fissuration, la déformation de l'acier et la charge maximale. Le modèle parvient à reproduire ces différentes étapes avec une bonne précision.

Les modèles utilisés sont capable de capturer les caractéristiques importantes du comportement non linéaire du mur en béton. Il peut prédire avec précision la réponse du mur aux charges appliquées, y compris la fissuration, la déformation de l'acier et la charge maximale supportée. Il est important de noter que la précision de la corrélation entre les résultats expérimentaux et les résultats de simulation peut dépendre de nombreux facteurs, tels que la qualité des données d'entrée, la calibration du modèle et les hypothèses sous-jacentes. Il est également essentiel de prendre en compte les limitations et les incertitudes associées aux résultats de la simulation.

2.4 Conclusion

Les résultats obtenus dans cette partie de l'étude montrent que la reproduction numérique du comportement global des murs voiles (élançé et non élançé) a été réalisée avec succès. Cela comprend la courbe de capacité, c'est-à-dire la relation entre la charge appliquée et la déformation du mur.

La modélisation des voiles en béton armé est devenue une méthode largement utilisée de nos jours pour évaluer et limiter les risques associés à ces structures. En utilisant des modèles numériques, il est possible de prédire avec précision le comportement d'un voile en béton armé sous des charges appliquées, en prenant en compte des variables telles que la déformation, la contrainte, la rigidité et la résistance.

Cela permet aux ingénieurs et aux concepteurs de mieux comprendre le comportement des voiles dans différentes situations . La modélisation numérique offre également la possibilité d'évaluer différentes stratégies de renforcement et de comparer les performances des voiles existants avec des conceptions alternatives.

Il est important de noter que la précision des prédictions obtenues dépend de la qualité des données d'entrée, de la calibration du modèle et de la représentation réaliste des conditions de chargement et des propriétés des matériaux. Des vérifications expérimentales et des ajustements peuvent également être nécessaires pour valider les résultats de la modélisation numérique.

3. Calcul des déplacements et présentation des cartes d'endommagements des voiles :

3.1 Introduction :

Dans la conception sismique moderne, l'objectif principal est de garantir que les structures en béton armé présentent une résistance et une ductilité adéquates lors d'un tremblement de terre, évitant ainsi toute rupture fragile. Cela implique de s'assurer que la capacité de cisaillement est suffisante, que la longueur d'ancrage du renforcement est adéquate et que la capacité de cisaillement du mur est prise en compte.

Le chapitre en question vise à évaluer les déplacements des voiles lors d'événements sismiques. L'objectif est de faire progresser les outils et les pratiques d'ingénierie en matière d'estimation et de prédiction des dommages liés à la fissuration des voiles en béton armé.

Le chapitre se conclut par la présentation de cartes d'endommagement des voiles. Ces cartes fournissent une représentation visuelle des zones susceptibles de subir des dommages lors d'un tremblement de terre. Elles aident les ingénieurs à identifier les zones critiques et à prendre des mesures préventives pour renforcer ces zones afin de minimiser les dommages potentiels.

3.2 Configuration des tests, instrumentation et historique des chargements : (19)

Pendant les essais, il est courant de surveiller le comportement des murs en enregistrant un grand nombre de mesures câblées et en effectuant des mesures manuelles à des étapes spécifiques de la charge. Cela permet d'obtenir des données détaillées sur la réponse du mur aux chargements appliqués et de mieux comprendre son comportement.

Les mesures câblées font référence à l'utilisation de capteurs, tels que des capteurs de déplacement, des jauges de contrainte ou des capteurs de pression, qui sont placés à des emplacements stratégiques sur le mur. Ces capteurs enregistrent les variations de déplacement, de contrainte ou de pression pendant les essais, fournissant ainsi des données quantitatives sur le comportement du mur. Ces mesures peuvent être enregistrées en continu ou à des intervalles de temps spécifiques. Les instruments câblés sont présentés dans les figures 3.1 (a) et (b).

Lors des essais, différentes quantités ont été mesurées pour évaluer le comportement des murs. Cela comprend les déformations locales et globales, ainsi que les forces appliquées. Les déformations locales ont été mesurées à l'aide d'un transformateur différentiel variable linéaire (LVDT). Les LVDT sont des capteurs utilisés pour mesurer de petites variations de déplacement. Ils sont généralement fixés à des points spécifiques de la paroi pour enregistrer les déformations locales.

En résumé, les essais ont inclus des mesures de déformations locales et globales à l'aide de LVDT pour évaluer les déformations dans différentes parties du mur. Les forces appliquées ont également été mesurées pour quantifier la réponse du mur aux chargements. Ces mesures

fournissent des informations essentielles pour comprendre le comportement du mur et améliorer les pratiques de conception des structures en béton armé.

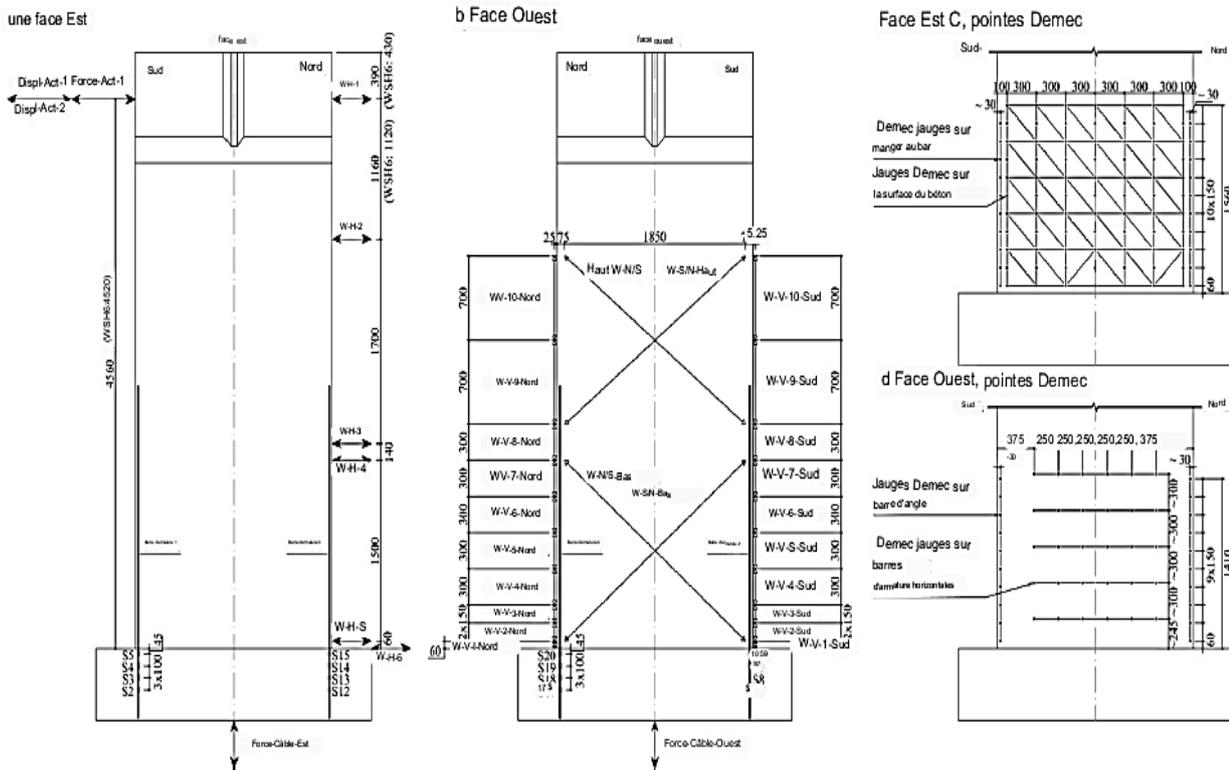


Figure 3.1 : Instrumentation des unités d'essai : Instruments câblés ((a) et (b)) et points Demec ((c) et (d)).

(19)

3.3 Composantes de déplacement : (9)

Dans le cadre de l'évaluation du comportement des murs, trois formes de déformations sont généralement prises en compte : les déformations d'extrémité fixe, les déformations de flexion et les déformations de cisaillement.

❖ Extrémité fixe

Les déformations d'extrémité fixe se réfèrent aux variations de longueur entre les extrémités fixes d'un mur. Elles sont généralement mesurées à l'aide de capteurs de déplacement, tels que les LVDT mentionnés précédemment. Ces capteurs sont fixés aux extrémités du mur pour mesurer les variations de déplacement et ainsi obtenir des informations sur les déformations d'extrémité fixe.

Les déformations à bout fixe Δ_{fe} sont calculées avec l'équation (3.1) :

$$\Delta_{fe} = \frac{h}{l_w} \cdot W \quad (3.1)$$

❖ La flexion

Les déformations de flexion se produisent lorsque le mur fléchit sous l'effet des forces appliquées. Ces déformations sont évaluées en utilisant des principes de résistance des matériaux et des équations de flexion. Les propriétés du matériau, telles que le module d'élasticité, sont utilisées pour calculer les déformations de flexion dans différentes sections du mur. Les déformations en flexion Δ_f sont calculées à partir de double intégration des courbures calculées sur la hauteur de poussée.

❖ Le cisaillement

Les déformations de cisaillement se produisent lorsque le mur est soumis à des forces de cisaillement. Ces déformations peuvent être calculées en utilisant des équations de cisaillement et des mesures de contrainte dans le mur. Les capteurs de déformation, tels que les jauges de contrainte, peuvent être utilisés pour mesurer les variations de contrainte et ainsi obtenir des informations sur les déformations de cisaillement.

Les déformations de cisaillement ($\Delta_s = \Delta_v$) sont calculées avec l'équation (3.2) :

$$\Delta_s = \frac{1}{4b} \cdot (l_1^2 - l_2^2) \quad (3.2)$$

Les cycles vers le nord (décalage négatif) et vers le sud (déplacement positif) sont illustrés à chaque niveau de ductilité. La courbure verticale des courbes est créée en évaluant indépendamment chaque niveau de volonté de ductilité pour les deux demi cycles. (9)

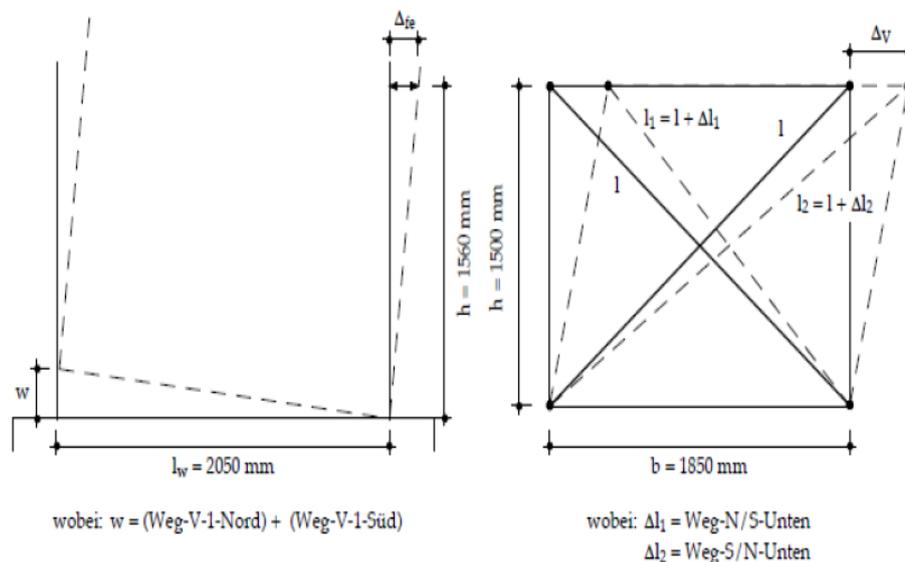


Figure 3.2 : Modèles de calcul des composantes de déformation (9)

L'instrumentation des murs a permis de déterminer les contributions des déformations de flexion et de cisaillement au déplacement total. Selon la méthode de Hiraishi (23) les composantes du déplacement ont été évaluées pour tous les déplacements de points.

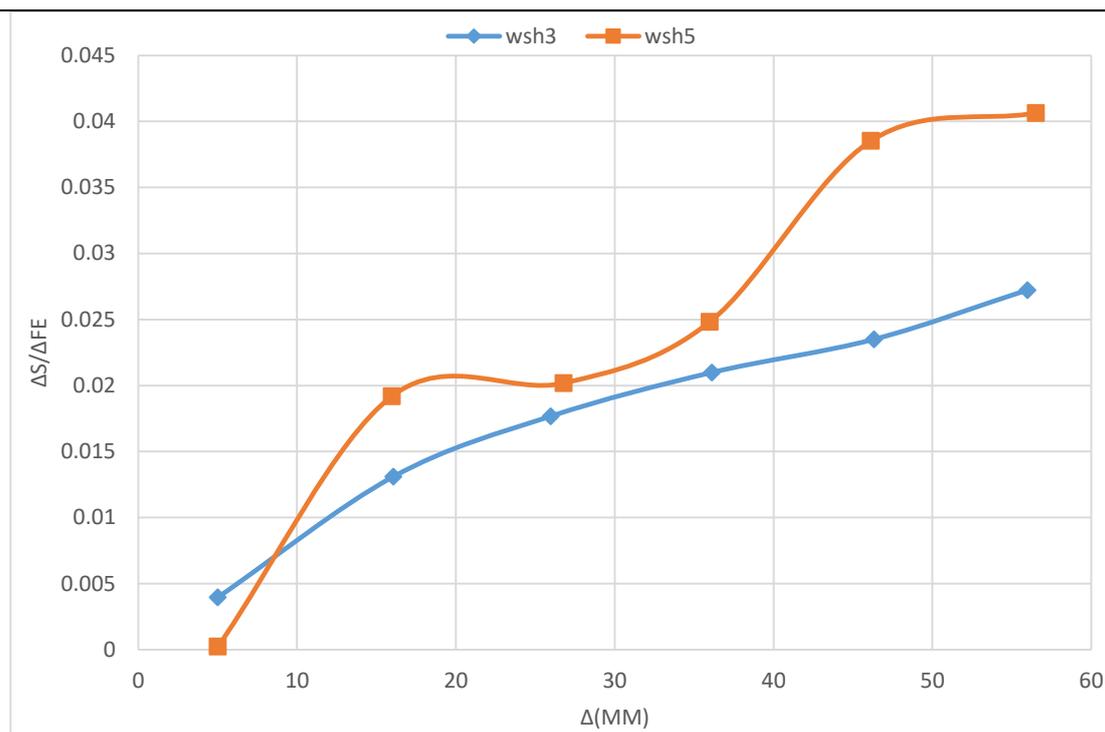


Figure 3.3 : Le rapport entre les déplacements en cisaillement et en flexion aux pics des cycles pour les deux unités d'essai.

Deux unités d'essai ont été conçues dans lesquelles les déplacements de cisaillement ont été tracés par rapport aux déplacements totaux de flexion sous la **Figure 3.3**

Les rapports du cisaillement aux déplacements totaux de flexion pour les murs WSH3 et WSH5 sont représentés sur la figure 3.3. Selon la figure présentée, les rapports entre les déplacements de cisaillement et les déplacements de flexion restent à peu près constants aux pics des cycles tout au long de l'historique de chargement.

Plus précisément, le mur WSH3 a montré le plus petit rapport, qui est de 0,04. Cela signifie que les déplacements de cisaillement sont d'environ 0,4 % des déplacements totaux de flexion aux pics des cycles pour ce mur.

En ce qui concerne le mur WSH5, le rapport le plus élevé, qui est de 0,027, a été observé. Cela signifie que les déplacements de cisaillement représentent environ 2,7 % des déplacements totaux de flexion aux pics des cycles pour ce mur.

De plus, il est noté qu'un rapport maximum de 0,04 a été observé pour le mur WSH3. Cela signifie que, dans certains cas, les déplacements de cisaillement peuvent représenter jusqu'à 0.4 % des déplacements totaux de flexion pour ce mur.

3.5 Intervention en cas de déplacement de force :

Le comportement de déplacement de force des murs structuraux minces en béton armé peut être prédit avec précision en tenant compte des contributions individuelles des différents modes de déformation. Ces modes de déformation incluent généralement la flexion, le cisaillement, la compression et la traction. Pour prédire le comportement de déplacement de force, on utilise des modèles de calcul qui considèrent les interactions entre ces différents modes de déformation. Ces modèles prennent en compte les propriétés des matériaux utilisés, telles que la résistance à la flexion et au cisaillement du béton et de l'acier d'armature, ainsi que la géométrie et les caractéristiques de la structure. La distribution de courbure le long de la hauteur du mur peut être idéalisée comme le montre la figure 3.4.

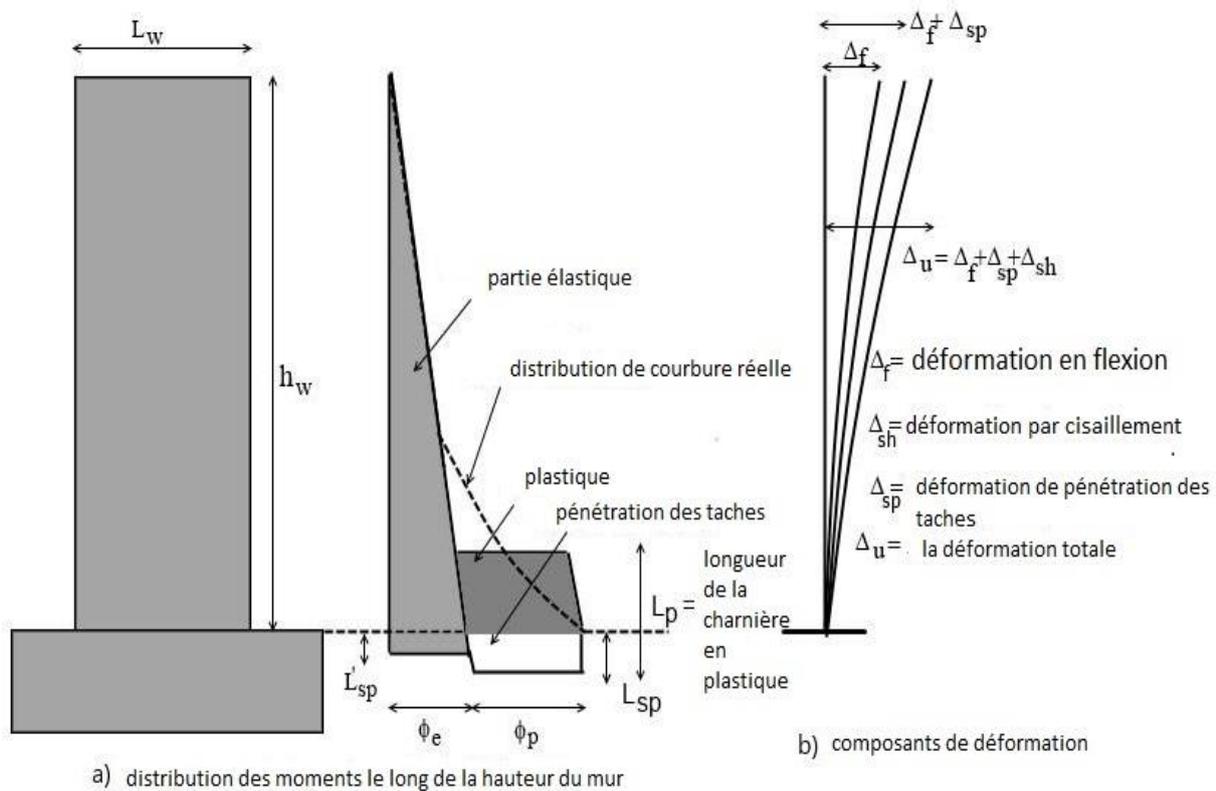


Figure 3.4 : Distribution de la courbure le long de la hauteur du mur. (22)

La déformation par cisaillement des parois est estimée à l'aide de l'équation empirique développée par Beyer et al (25). Cette équation empirique a été développée à partir d'une série d'Etudes expérimentales et analytiques de murs minces en béton armé sous charge sismique. La composante de déformation par cisaillement a été ajoutée à la composante de flexion pour obtenir la totale déformation sans tenir compte de l'interaction flexion-cisaillement. (25)

$$\Delta_s = 1.5 * \Delta_{fe} \left(\frac{\varepsilon_m}{\phi \tan \beta} \right) \frac{1}{H_w} \quad (3.3)$$

Avec,

$$\tan \beta = \frac{j_d}{V} (f_t \cdot t_w \frac{A_{sw} \cdot f_{yw}}{S}) \quad \beta \leq 90^\circ \quad (3.4)$$

Où

Δ_{fe} : est le déplacement latéral en flexion,

β : La fissure angle,

ε_m : est la déformation axiale au centre de la section de paroi,

Φ : est la courbure de la section de mur,

j_d : Le bras de levier entre résultant de la compression et de la traction,

V : La force de cisaillement,

f_t : La résistance à la traction orthogonale à la fissure,

t_w : L'épaisseur de la paroi, A_{sw} est la surface de l'armature de cisaillement,

f_{yw} : Le rendement la résistance de l'armature au cisaillement,

S : L'espacement du cisaillement renforcement.

Lorsque la barre longitudinale du mur raidisseur a été redressée, la courbure de la section d'environ peut être supposée correspondre à une répartition linéaire sur la hauteur du mur, en supposant que là où se trouve la courbure, il existe un segment de longueur l_{pw} identique à la courbure plastique maximale de la section inférieure.

En supposant que les éléments structuraux tournent avec le centre de la zone plastique équivalente de la charnière comme centre de rotation plastique avant d'atteindre leur état final, la déformation finale u_w peut être égale à : (25)

$$\Delta_{uw} = \Delta_{yw} + \Delta_{pw} = \frac{1}{3} \Phi_{yw} h_w^2 + (\Phi_{uw} - \Phi_{yw}) l_{pw} (h_w - \frac{l_{pw}}{2}) \quad (3.5)$$

Ainsi la courbure peut être le rendement des murs de cisaillement comme suit :

$$\Phi_{yw} = \Phi_e = \frac{\varepsilon_y}{y} \quad (3.6)$$

Si la déformation d'élasticité du renfort est supposée :

$$\varepsilon_y = 0,0018$$

Avec : $Y = 0,259 * d$ et $d = 0,9 * h$

On suppose que dans les calculs sismiques basés sur les paramètres des murs transversaux, la longueur de la rotule plastique des murs transversaux peut être assimilée à la moitié de la hauteur de la section transversale, c'est-à-dire :

$$l_{pw} = \frac{l_w}{2} \quad (3.7)$$

Avec

$$l_w \Phi_{uw} = \frac{\frac{2\Delta_{uw}}{hw} - 0,0024r}{1 - \frac{0,25}{r}} + 0,0036 \quad (3.8)$$

h : Epaisseur de voile.

Φ_{yw} : Courbure élastique.

Φ_{uw} : Courbure plastique.

r : Le rapport d'aspect du mur.

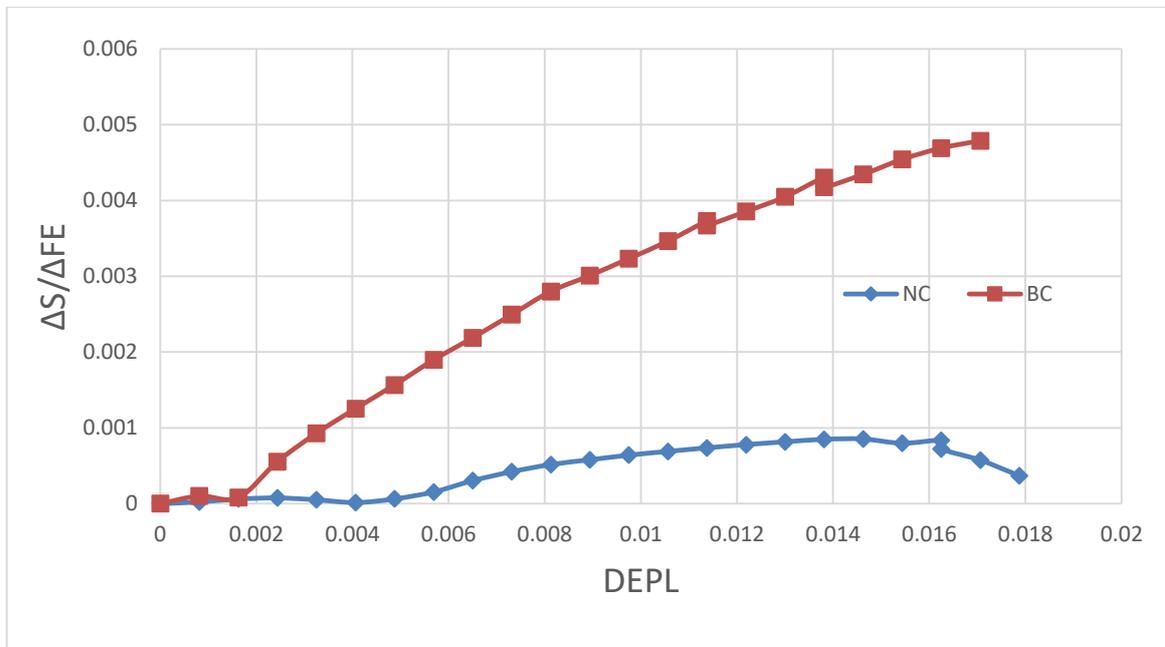


Figure 3.5 : Le rapport entre les déplacements en cisaillement et en flexion aux pics des cycles pour les deux unités d'essai (BC80 ; NC80).

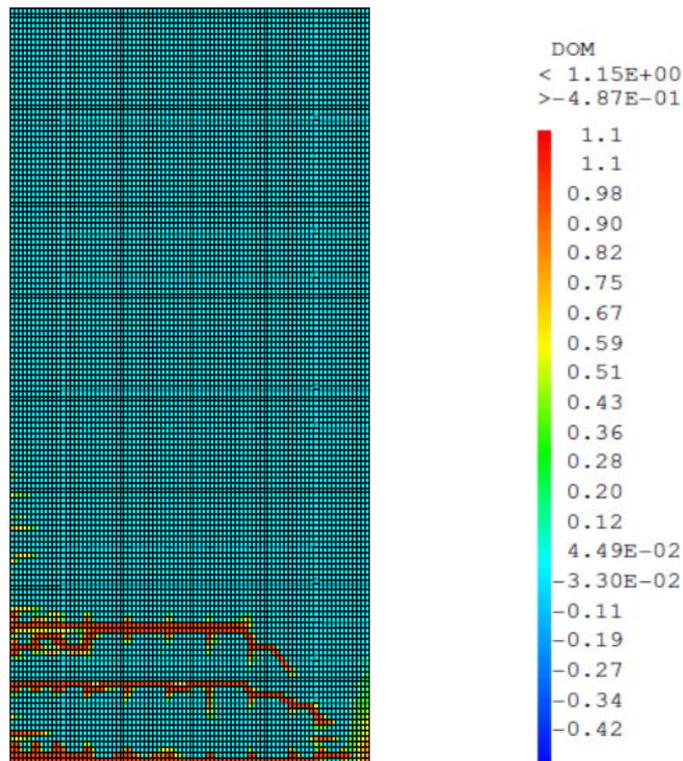
Le rapport entre les déplacements de cisaillement et les déplacements de flexion pour les deux unités d'essai (BC80 et NC80) a été tracé sur la figure 3.5. Selon les résultats, pour le voile NC80, ce rapport reste à peu près constant tout au long de l'historique de chargement, y compris aux pics des cycles. Cela indique que les déplacements de cisaillement et de flexion sont proportionnels et évoluent de manière similaire dans le voile NC80.

En revanche, pour le voile BC80, on observe une augmentation du rapport des déplacements de cisaillement et les déplacements de flexion en fonction du chargement. Cela signifie que les déplacements de cisaillement augmentent à un rythme plus rapide que les déplacements de flexion dans le voile BC80.

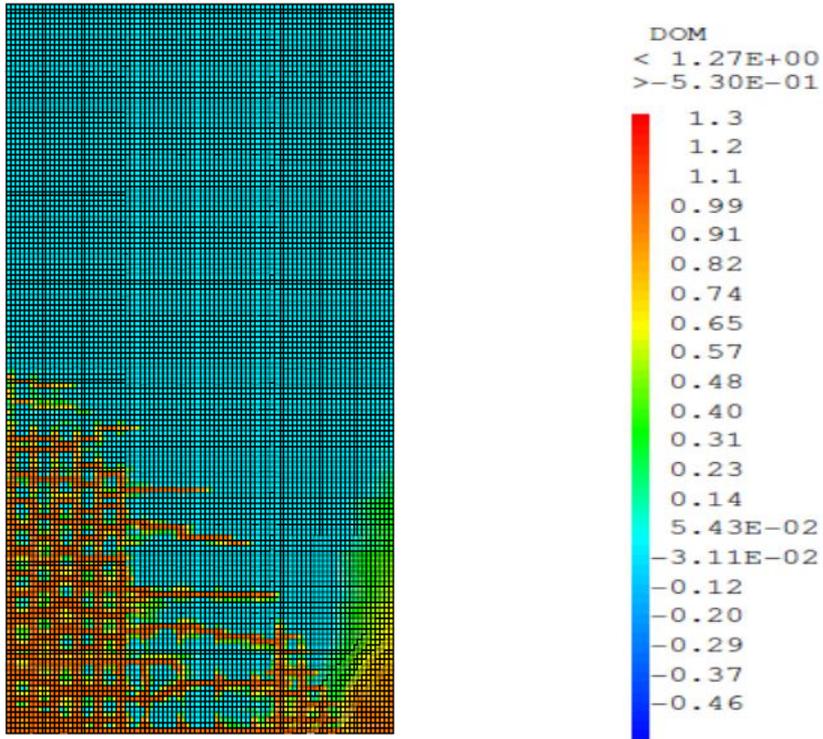
Le rapport le plus grand a été observé pour le voile NC80, avec une valeur de 0.00083, tandis que pour le voile BC80, le rapport atteint 0.005. Ces valeurs représentent les différences dans le comportement de déformation entre les deux unités d'essai.

Il est important de noter que l'interprétation complète de ces résultats nécessite une analyse approfondie, en tenant compte de facteurs tels que la géométrie du mur, les propriétés des matériaux et les conditions de chargement. Il est également recommandé de comparer ces résultats avec d'autres données expérimentales ou de simulation pour vérifier leur validité et leur applicabilité dans d'autres situations.

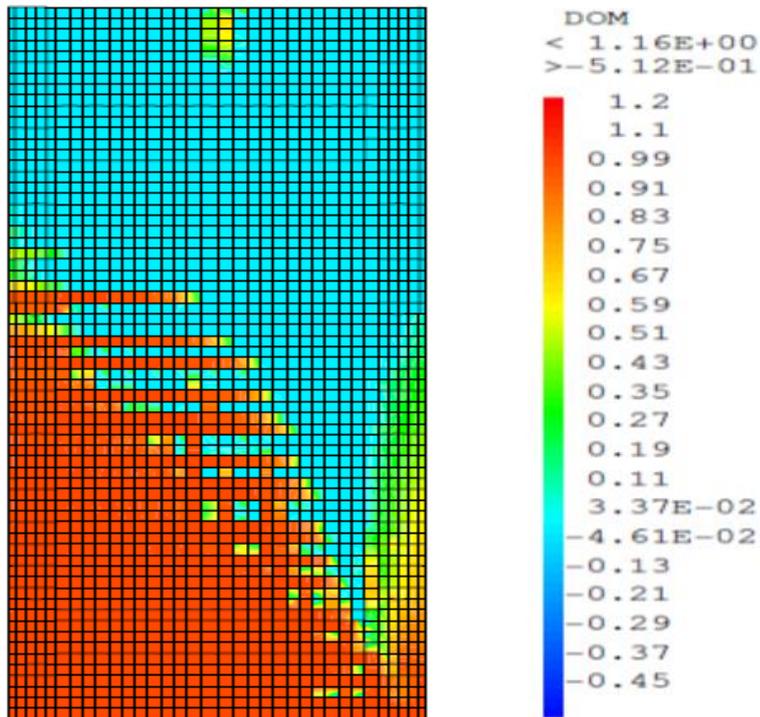
3.6 Cartes d'endommagement



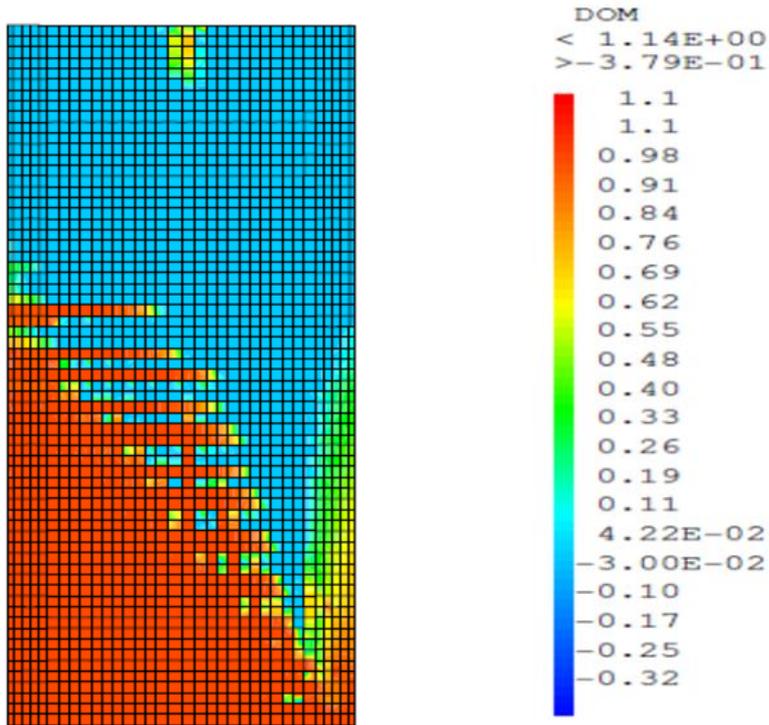
BC



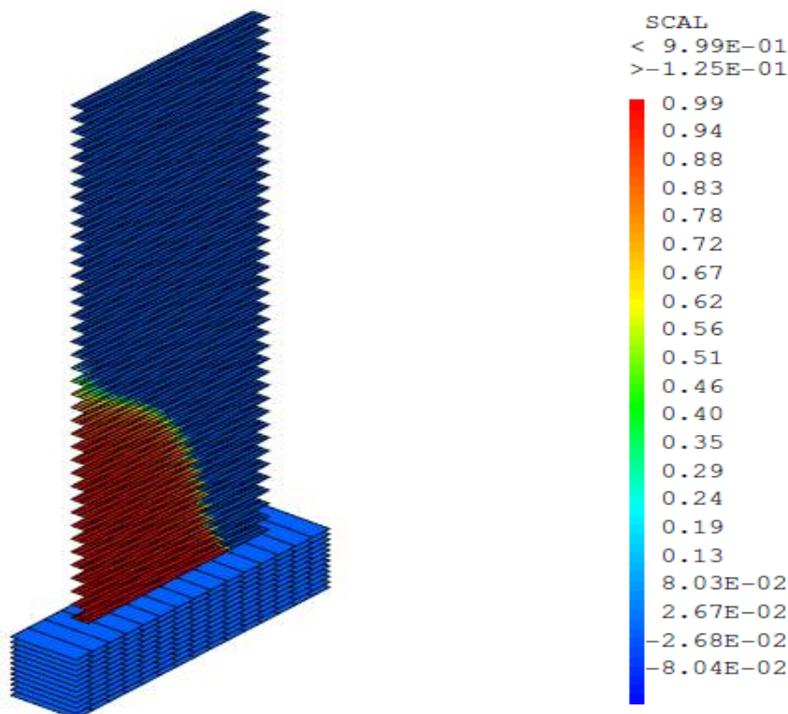
NC



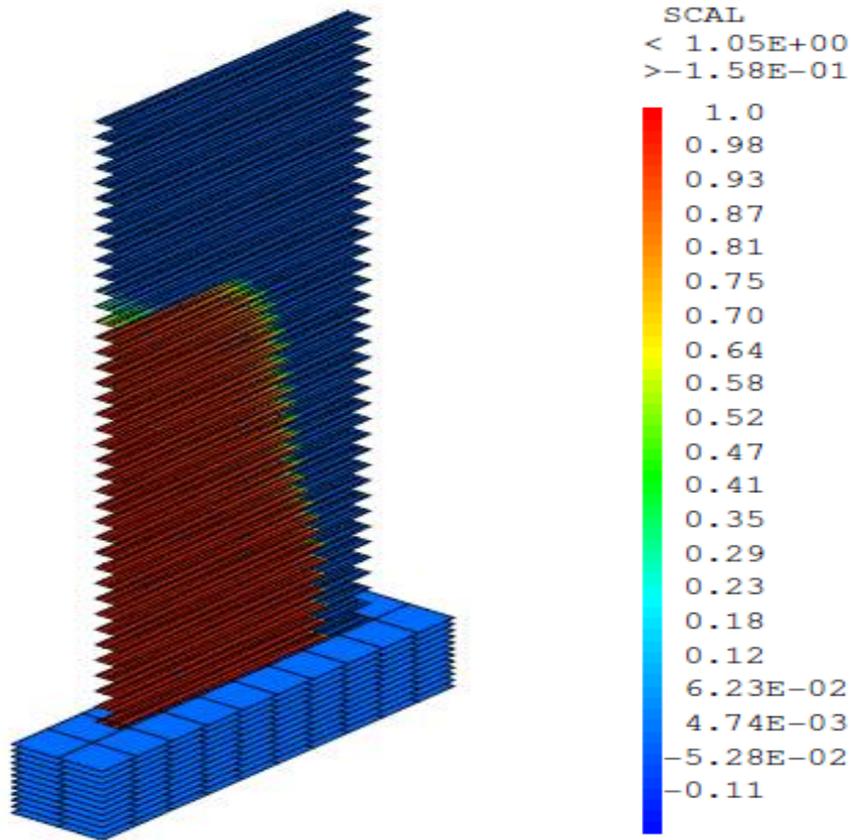
WSH 3



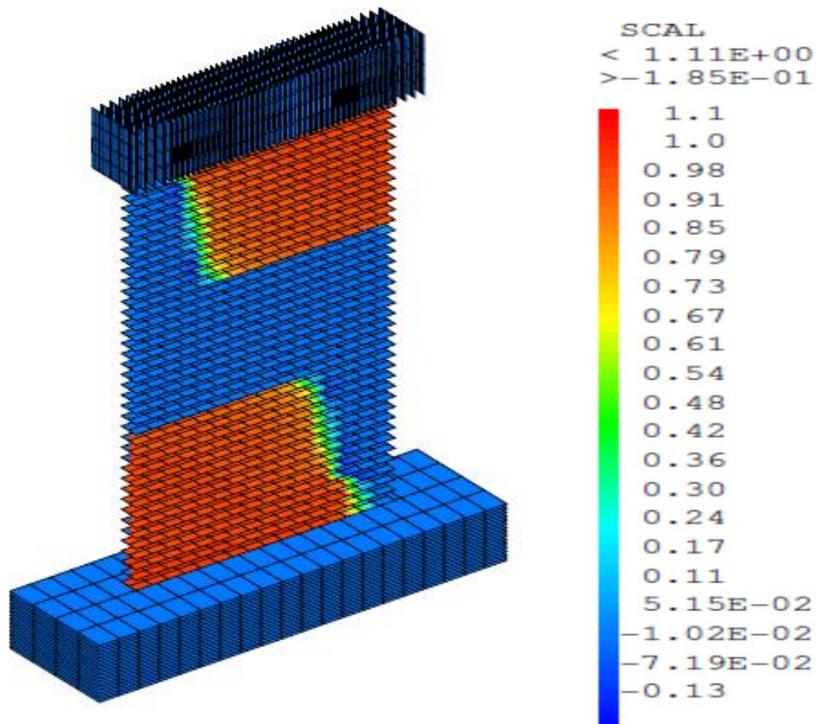
WSH5



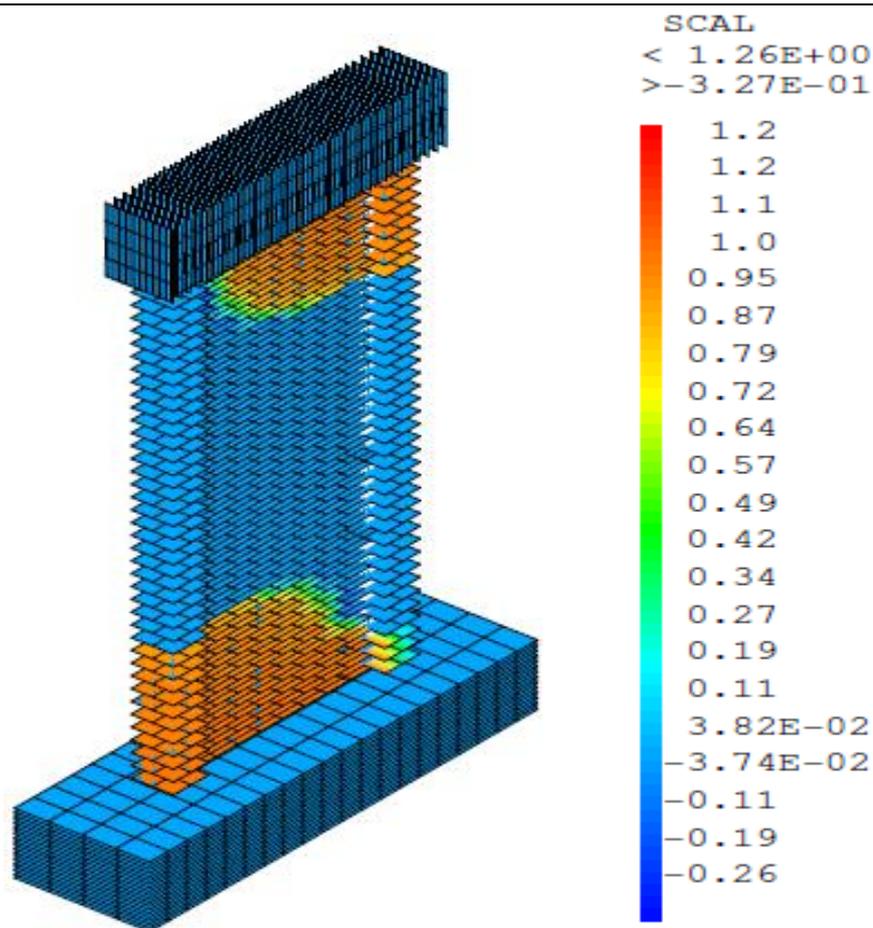
Multifibres WSH 5



Multifibres WSH 3



Multifibres NC 80



Multifibre BC

Figure 3.6 : La carte de l'évolution d'endommagement des quatre voiles.

L'identification des zones critiques permet d'adopter des mesures préventives spécifiques dans ces zones, telles que le renforcement supplémentaire, la modification de la conception ou des méthodes de construction, ou encore la surveillance accrue. Ces mesures contribuent à améliorer la sécurité et la fiabilité des voiles en béton armé, en réduisant les risques de défaillance ou de dommages excessifs.

Il convient de souligner que les zones critiques peuvent varier en fonction de plusieurs facteurs, tels que la géométrie de la structure, les propriétés des matériaux, les charges appliquées et les conditions environnementales. Il est donc important de mettre à jour régulièrement la cartographie des zones critiques en fonction des nouvelles informations et des résultats d'essais ou de surveillance.

3.7 Conclusion

Ce chapitre se concentre sur le calcul des déplacements de cisaillement par rapport aux déplacements de flexion montrant des comportements différents pour les voiles BC80 et NC80. Dans le voile NC80, le rapport reste relativement constant, tandis que dans le voile B80C, le rapport augmente avec le chargement. Ces observations fournissent des informations utiles sur le comportement de déformation des voiles en béton armé dans des situations spécifiques.

L'identification précise des zones critiques sur la carte d'endommagement est une étape essentielle pour assurer la sécurité et la fiabilité des voiles en béton armé. Cela permet de cibler les mesures préventives appropriées et de minimiser les risques de défaillance ou de dommages excessifs.

Conclusions Générale et Perspectives

Les modélisations réalisées, à savoir la modélisation multifibres et la modélisation macroscopique, ont permis de reproduire le comportement des voiles en béton armé de manière satisfaisante.

Les approches simplifiées telles que la modélisation multifibres ou multicouches ont réussi à reproduire de manière précise les réponses globales des voiles. Cela signifie que ces modèles sont capables de prédire avec précision les caractéristiques générales du comportement du voile, telles que la courbe de capacité et la réponse cyclique.

Cependant, ces approches simplifiées ont montré des limitations dans l'évaluation des réponses locales des voiles. Les détails locaux tels que les déformations et les contraintes au niveau des armatures ou des zones de fissuration peuvent ne pas être correctement évalués par ces modèles simplifiés.

En revanche, la modélisation macroscopique a donné les meilleurs résultats, tant au niveau global qu'au niveau local. Ce type de modèle tient compte des propriétés et des comportements du matériau à l'échelle macroscopique, ce qui lui permet de reproduire de manière plus précise les réponses locales des voiles.

Cette recherche met en évidence l'importance de considérer attentivement la conception et la disposition des armatures dans les voiles en béton armé, afin d'assurer une capacité de déformation adéquate. Les résultats obtenus contribuent à l'amélioration des connaissances dans ce domaine et ouvrent la voie à de futures avancées pour renforcer la fiabilité et la durabilité des voiles en béton armé dans des conditions d'utilisation réelles.

Effectivement, il existe de nombreuses perspectives de recherche dans le domaine du comportement des murs voiles en béton armé soumis à des chargements sévères et aux séismes. Voici quelques recommandations :

- 1- Contribution de l'effet échelle : Étudier l'influence de l'échelle du mur voile sur son comportement en réponse à des chargements sévères. Cela permettrait de mieux comprendre comment les murs de différentes tailles réagissent et de développer des modèles de comportement prenant en compte cet effet échelle.
- 2- Comportement des murs voiles élancés : Approfondir l'étude du comportement des murs voiles élancés dans le contexte sismique. Les murs voiles élancés sont souvent soumis à des contraintes plus élevées, et il est important de comprendre leur réponse sous de telles conditions pour améliorer leur conception et leur performance.
- 3- Effet de l'adhérence acier-béton : Prendre en compte l'effet de l'adhérence entre l'acier et le béton dans la réponse des murs voiles lors d'événements sismiques. L'adhérence joue un rôle crucial dans le transfert des efforts entre l'acier et le béton, et son influence

sur le comportement global des murs voiles doit être étudiée pour une meilleure compréhension et une conception plus précise.

Ces différentes perspectives de recherche contribueront à approfondir notre compréhension du comportement des murs voiles en béton armé et à développer des approches de conception et de renforcement plus avancées pour améliorer leur performance en termes de résistance aux charges sévères et aux séismes.

Bibliographie

1. <http://bib.univ-ueb.dz>.
2. <https://fr.slideshare.net/>.
3. <https://www.researchgate.net/>.
4. <https://www.azurseisme.com/>.
5. Abdelghani SEGHIR Enseignant Chercheur. *Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS. à Béjaia : Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques, 26-27 juin 2007.*
6. NAHED , GHERNOUG. *Comportement et influence de l'élancement des voiles parasismiques sur les structures en voiles –portiques.* 2020.
7. ZEBECCHI, R. *Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques.* boumerdes : s.n., 2013.
8. ZENANE Fatima Zohra, BENNEKROUF Younes. *CALCUL DE LA FISSURATION DES VOILES SOUS SOLLICITATION SISMIQUE, CALCUL EXPERIMENTAL ET ANALITYQUE. MEMOIRE DE MASTER .* p 22, 2021.
9. 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.
10. *Modélisation non linéaire et évaluation de la capacité sismique des voiles. Mémoire de Master. .* Boubegtiten L., Bouziane. p. 94, 2014.
11. DAVIDOVICI V et al. *Génie Parasismique". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.* 1985.
12. ile, Nicolae. *Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en beton arme sous sollicitation sismique apport de l'experimentation et de la modelisation a la conception.* France: l'institu national des sciences appliquees : s.n., 2000, p. 264.
13. Meyer, Roufaiel and. 1987.
14. *Endommagement et anisotropie induite du béton des structures . Modélisation approchées.* Fichant, S. 1996.
15. Belhamdi, N. *Etude de la réponse sismique non linéaire et de l'évaluation du coefficient de comportement global des structures.* Publiée dans l'université A.MIRA de Bejaia. 2009.
16. Carvalho, E. *Determination de la longueur de la rotule plastique dans des poteaux confinés avec des PRFC. s.l. : Publiée dans l'université de Sherbrooke ,* 2012. p.25.
17. Donald, A et Svetlana. *Seismic design guide for masonrybuilding . s.l. : CCMPA:Canadian.*
18. Pierino Lestuzzi, M. Badoux. *Génie parasismique. Conception et dimensionnement des bâtiments.* 2008.

19. BENHAMOU NARDJES, TOUAHRIA ROKIA AHLEM. *Contrôle de la dissipation plastique dans les structures en béton armé sous chargement sismique.* p. 23 , 2021 .
20. Beyer, Katrin. *Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls.* <https://www.researchgate.net/publication/47784635>. July 2009.
21. Taleb, Rafik. *Effects of end regions confinement on seismic performance of RC cantilever.* <https://www.researchgate.net/publication/288651379>. July 2014.
22. *Evaluation of shear and flexural deformations of flexural type shear walls.* . Hiraishi, H. pp. 44-135..
23. Sriram Aaleti, Sri Sritharan. *Ductile design of slender reinforced concrete structural walls.* <https://www.researchgate.net/publication/288651533>. February 2016. DOI: 10.4231/D3B853J5Q.
24. Rafik Taleb^{1, 2*}, Hidekazu Watanabe³, Susumu Kono⁴. *Numerical Study on the Ultimate Deformation of RC Structural Walls with Confined Boundary Regions.* <https://doi.org/10.3311/PPci.10554>. [En ligne] 2017. 62(1), pp. 191–199, 2018.
25. Ying Zhou, Dan Zhang, Zhihua Huang & Dan Li. *Deformation Capacity and Performance-Based.* <https://doi.org/10.3130/jaabe.13.209>. 2014. 10.3130/jaabe.13.209.
26. <https://www.geniecivilstore.com/>. 27. J.W. Wallace, *Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams.* 3-18. doi:10.1007/s40069-012-0001-4. [éd.] *Int. J. Concrete Struct. Mater.* 6(1). s.l. : lessons from recent laboratory tests and earthquakes, 2012. 3-18. doi:10.1007/s40069-012-0001-4..
28. B. Westenenk, 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.
29. FOURE, B. *Prise en compte du comportement du béton-cas particulier des voiles plans en béton armé»en Génie parasismique.* Presses de l'ENPC : s.n., 1985. pp. 605-616.
30. ZIRAR Abdelhadi, TAIBI Abdelsemi. *Evaluation l'endommagement /fissuration des voiles en béton armé sous chargement sismique : comparaison avec les règlements internationaux.* p24.
31. <https://docplayer.fr/>.
32. <https://fr.wikipedia.org/>.
33. *State of the seismic design and detailing of buildings with RC structural walls in Europe.* . Dazio A, Bachmann H. Paper no. 526, s.l. : In: *Proceeding of the 12th world conference on earthquake engineering.*, 2000.
34. R., Park. *Ductility evaluation from laboratory and analytical testing.* 1988, Vol. III.
35. Hemsas, M. *modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous actions sismique, thèse de doctorat,* 2010.
36. Assia, AZZOUZ. *Etude comparative relative au ferrailage sur des voiles moyennement élancés en béton armé.* p. 17 , 2014.

37. *BOURDIM AMINA, BOUMEDIENE NESRINE. Évaluation des coefficients de comportement et des longueurs des rotules plastiques des voiles en béton armé. p. 4 , 2019.*
38. *E, M. Menegotto et Pinto P. «method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-alastic behavior of elements under. lisbon : s.n., 1973.*