



HAL
open science

Analyses expérimentale et numérique du comportement de poutres à ouvertures d'âmes raidies

Taher Al-Dafafea

► **To cite this version:**

Taher Al-Dafafea. Analyses expérimentale et numérique du comportement de poutres à ouvertures d'âmes raidies. Génie civil. Université Clermont Auvergne [2017-2020], 2018. Français. NNT : 2018CLFAC024 . tel-02088539

HAL Id: tel-02088539

<https://theses.hal.science/tel-02088539>

Submitted on 3 Apr 2019

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

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

UNIVERSITE CLERMONT AUVERGNE
ECOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THESE

Présentée par

Taher AL-DAFAFEA

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITE

SPECIALITE : Génie Civil / Structures

**Analyses expérimentale et numérique du
comportement de poutres à ouvertures d'âmes raidies**

Soutenue publiquement à Clermont-Ferrand le 06 Juillet 2018 devant le jury :

M	Abdelhamid BOUCHAÏR	Professeur, Université Clermont Auvergne	Directeur de thèse
M	Adrian CIUTINA	Professeur, Politehnica Timisoara (Roumanie)	Examineur
M	Laurent DAUDEVILLE	Professeur, Université Grenoble-Alpes	Président
M	Sébastien DURIF	MCF, Université Clermont Auvergne	Co-Encadrant
M	Eric FOURNELY	MCF, Université Clermont Auvergne	Co-Encadrant
M	Abdelouahab KHELIL	Professeur, Université de Lorraine, Nancy	Rapporteur
Mme	Fatima-Zohra MIMOUNE	Professeur, Université de Constantine (Algérie)	Rapporteur
Mme	Fabienne PENNEC	MCF, Université Clermont Auvergne	Examineur

Remerciements

J'adresse mes remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, je tiens à remercier vivement mon directeur de thèse, le professeur Abdelhamid Bouchaïr pour m'avoir fait l'honneur de diriger cette thèse, pour la confiance qu'il m'a témoignée, le suivi régulier et l'intérêt qu'il a porté à mes travaux.

Je remercie vivement mon premier co-encadrant, Sébastien Durif, MCF à l'UCA, qui m'a beaucoup appris durant ces quatre années de thèse, se rendant toujours disponible, dans toutes les situations et cela dans la joie et la bonne humeur ! Ses conseils m'ont aidé tout au long de la recherche et de l'écriture de cette thèse. Je remercie également mon deuxième co-encadrant Eric Fournely, MCF à l'UCA, qui m'a apporté beaucoup notamment sur la partie expérimentale.

Je remercie Laurent Daudeville, professeur à l'Université Grenoble-Alpes, qui m'a fait l'honneur de présider le jury. Je remercie également Mme Fatima-Zohra Mimoune, professeur à l'université de Constantine, et M. Abdelouahab Khelil, professeur à l'université de Lorraine, qui ont accepté de rapporter mon travail. Mes remerciements vont aussi à M. Adrian Ciutina, professeur à Politehnica Timisoara, et Mme Fabienne Pennec, MCF à l'IUT d'Allier (UCA) d'avoir accepté d'examiner mon travail. Les échanges que j'ai eus avec tous les membres du jury m'ont été bénéfiques et ils me serviront dans mon parcours professionnel.

Je remercie l'entreprise Castel & Fromaget (Groupe Fayat) pour la mise à disposition des éprouvettes, la plateforme MSGC et son personnel pour l'assistance technique aux essais et aux mesures. Je remercie notamment Gaël Godi ingénieur responsable du Hall GC pour son aide dans la manipulation et l'utilisation des machines d'essais ainsi que les techniciens Philippe Fargeix et Dannyl Chanal pour leur aide précieuse lors des travaux expérimentaux.

Je remercie tous mes collègues de travail au sein du laboratoire et particulièrement ceux au sein de l'école Polytech Clermont-Ferrand qui m'ont apporté leur aide et leur encouragement tout au long de cette thèse. Je mentionne en particulier Ali, Amina, Augustin, Bernard, Bilal, César, Chems-Eddine, Claude, Edouard, Elodie, Hassan, Hussam, Maitham, Marwa, Mathilde, Omar, Sabra, Samer, Sofiane, Teguedi et Yassia.

Je termine ces remerciements avec une pensée pour ma famille qui m'a apporté tout au long de cette thèse, confiance, amour et encouragement.

Enfin, je remercie du fond du cœur ma femme Karima et ma fille Ilyana qui m'ont donné la force d'arriver jusque-là et dont l'amour m'a porté au cours de cette expérience.

Taher AL-DAFAFEA

Dédicaces

À mes professeurs

À mon très cher père

À la mémoire de ma mère

À toute ma famille et mes amis

À mes fils Jaafar et Hassan

À ma femme chérie Karima

Abstract

The present thesis aims to characterize the mechanical behavior to failure of steel beams with openings, with variable shapes and sizes, reinforced or not by stiffeners. The study considers beams of realistic dimensions and combines different approaches: tests, finite element models and analytical models. The stiffeners are generally used to improve some weaknesses in the mechanical behavior around the openings. Around rectangular openings, these stiffeners, in vertical or horizontal arrangements, have been the subject of limited number of scientific publications.

In general, the behavior of beams with web openings is considered similar to that of Vierendeel beams with loads applied at the nodes. This hypothesis allows to consider that each frame around the opening is characterized by a bi-triangular local bending moment along the frame elements. In fact, the bending moment distribution, and their resultant axial stresses, along a frame can be more complex and depends on the shape of the opening (rectangular, hexagonal, circular, sinusoidal or any), the position of the opening along the beam and finally, the type of loading (concentrated or uniformly distributed). Several numerical and experimental studies have been conducted on the beams with web openings and different analytical approaches have been developed to describe and predict the behavior of these beams. However, these models show some inaccuracies or inadequacies depending on the types and dimensions of openings including rectangular openings.

The work presented in this thesis examines the main existing models predicting the resistance for beams with web openings. It shows their advantages and limits based on the existing but limited results. To obtain additional and specific results to be used in the comparisons and to validate a finite element model developed within the framework of the study, an experimental campaign is carried out. The tests are focused on beams of real dimensions with different configurations of isolated openings reinforced or not by stiffeners.

The measurements around the opening use strain gauges to analyze the stress profile and its evolution, during loading, in different critical sections. The tests are carried out until failure generally characterized by a combination of elastic-plastic behavior and local instability around openings. Some final failures occurred by tensile-shear fracture of steel in some critical zones. Numerical and experimental analyzes are performed to study the influence of various conditions on the stresses distributions, in particular axial stresses, within the frames around the openings. The stress distribution is mainly observed to evaluate the local buckling potential that remains a complex phenomenon difficult to predict. The results are also analyzed to understand the mechanical behavior of the openings reinforced by stiffeners of different dimensions and positions. The parametric study conducted using the validated finite element model allows evaluating the relevance of the assumptions considered in the existing analytical approaches. These analyzes made it possible to propose an analytical model taking into-account the behavior of isolated openings with or without stiffeners.

Key words: Cellular beams, numerical studies, large scale tests, Vierendeel bending, local buckling, analytical model, section classification, stiffeners.

Résumé

La présente thèse vise à caractériser le comportement mécanique à la ruine de poutres métalliques avec ouvertures, de formes et de tailles variables, renforcées ou non par raidisseurs. L'étude s'intéresse à des poutres de dimensions réalistes et s'appuie sur une combinaison de différentes approches : essais, modèles éléments finis et modèles analytiques. Les raidisseurs sont généralement utilisés pour corriger certaines faiblesses au niveau du comportement mécanique autour des ouvertures. Autour des ouvertures rectangulaires, ces raidisseurs, disposés verticalement ou horizontalement, ont fait l'objet de peu d'études scientifiques publiées.

Généralement, le comportement des poutres à ouvertures d'âmes est considéré comme étant similaire à celui d'une poutre échelle (ou poutre Vierendeel) chargée aux nœuds. Cette hypothèse permet de considérer que les membrures de l'ouverture sont soumises à un moment fléchissant local bi-triangulaire sur la longueur de l'ouverture. Cependant, la distribution du moment fléchissant, et de ses contraintes axiales, le long d'une membrure peut s'avérer être plus complexe et dépend de la forme de l'ouverture (rectangulaire, hexagonale, circulaire, sinusoïdale ou quelconque), de la position de l'ouverture le long de la poutre et enfin, du type de chargement (concentré ou uniformément réparti). Plusieurs études numériques et expérimentales ont déjà été menées sur les poutres à ouvertures d'âmes et ont permis de développer différentes approches analytiques en vue de décrire leurs comportements. Cependant, ces modèles montrent certaines imprécisions ou insuffisances pour différents types et dimensions d'ouvertures notamment les ouvertures rectangulaires.

Les travaux présentés dans cette thèse font le point sur les principaux modèles existants de calcul de résistance des poutres avec ouvertures d'âmes. Ils présentent notamment leurs avantages et limites. Pour conforter les descriptions basées sur les analyses bibliographiques, une campagne expérimentale est réalisée pour valider un modèle éléments finis développé dans le cadre de l'étude. Les essais s'appuient sur des tronçons de poutres de dimensions réalistes avec différentes configurations d'ouvertures isolées renforcées ou non par des raidisseurs.

Les mesures autour de l'ouverture utilisent des jauges de déformation pour analyser le profil des contraintes et son évolution, au cours du chargement, dans différentes sections critiques. Les essais sont menés jusqu'à la ruine qui s'est développée généralement par une combinaison de comportement élasto-plastique et d'instabilité locale autour des ouvertures. Certaines ruines se sont produites par rupture en traction-cisaillement de l'acier dans des zones critiques. Les analyses numériques et expérimentales ont permis d'étudier l'influence de différentes conditions sur la distribution des contraintes, notamment axiales, au sein d'une membrure d'ouverture, en vue d'évaluer son potentiel de voilement local qui reste un phénomène complexe à appréhender. Elles ont permis aussi de comprendre le fonctionnement mécanique des ouvertures renforcées par des raidisseurs de différentes dimensions et positions. L'étude paramétrique menée, en utilisant le modèle éléments finis validé par essai, a permis d'évaluer la pertinence des hypothèses retenues dans les approches analytiques existantes. Ces analyses ont permis aussi de proposer un modèle analytique tenant compte du comportement d'ouvertures isolées avec ou sans raidisseurs.

Mots clés : Poutres cellulaires, études numériques, essais à échelle 1, flexion Vierendeel, voilement local, modèle analytique, classification des sections, raidisseurs.

Table des matières

Table des matières

Remerciements	3
Dédicaces	4
Abstract	5
Résumé	6
Table des matières	8
Introduction générale.....	14
1.1 Introduction	14
1.2 Modes de ruine	14
1.3 Position du problème.....	16
1.4 Objectif de l'étude.....	16
1.5 Plan de la thèse	17
Chapitre I - Etat de l'art.....	20
1. Introduction	20
2. Quelques études existantes sur le comportement des poutres ajourées.....	22
2.1 Ouvertures sans raidisseurs.....	23
2.2 Ouvertures avec raidisseurs	26
2.3 Bilan.....	29
3. Comportement d'une poutre à ouverture d'âme	29
3.1. Flexion dans la section ajourée	30
3.2. Cisaillement de la section ajourée.....	31
3.3. Flexion Vierendeel.....	32
3.4. Voilement par cisaillement du panneau d'âme	33
3.5. Flambement du montant	35
3.6. Déversement	35
3.7. Flèche additionnelle	36
3.8. Concentration de contrainte	36
4. Modélisation des poutres avec ouvertures d'âmes	38
4.1. Comportement des plaques	40
4.2. Comportement des profilés métalliques.....	41

5. Modèle analytique	42
6. Classification et caractéristiques des sections	48
7. Raidissage des ouvertures d'âme	52
7.1. Ouvertures non raidies	57
7.2. Ouvertures raidies	57
8. Différentes configurations d'ouverture	58
9. Conclusion et Problématique.....	61
Chapitre II - Essais de poutres à ouvertures d'âmes raidies	63
1. Introduction	63
2. Programme expérimental.....	63
2.1. Caractéristiques des poutres testées	64
2.2. Caractéristiques des sections.....	65
2.3. Configurations testées	65
2.4. Mesures des défauts initiaux.....	68
2.5. Propriétés mécaniques des matériaux	69
3. Montage expérimental pour essais en flexion	71
3.1. Dispositifs d'essai.....	71
3.2. Mesure de déplacement.....	72
3.3. Mesure de déformation	72
3.4. Maintiens latéraux anti-déversement	73
3.5. Histoire de chargement	74
3.6. Mesure du déplacement des 2 appuis.....	74
4. Résultats expérimentaux	75
4.1. Résultats expérimentaux (la poutre à âme pleine)	76
4.2. Étude du comportement et des modes de ruine	76
4.3. Comportement des poutres n'ayant pas atteint la ruine	89
5. Analyse comparative des essais.....	99
5.1. Étude comparative sur les rigidités des poutres	99
5.2. Étude comparative dans la zone élastique	100
5.3. Étude comparative de la résistance des poutres	100
5.4. Analyse de la distribution des déformations	102

6. Bilan.....	105
Chapitre III - Comportement des formes d'ouvertures avec charges concentrées	107
1. Introduction	107
2. Montage expérimental	107
3. Programme expérimental Groupes B et C.....	108
3.1. Caractéristiques des dix-huit poutres testées	108
3.2. Caractéristiques des sections.....	109
3.3. Configurations testées (groupes B et C)	110
4. Résultats expérimentaux.....	111
4.1 Observations pour la poutre sans ouverture (A0RHS0)	114
4.2 Synthèse des résultats expérimentaux des poutres du Groupe B.....	115
4.3 Synthèse des résultats expérimentaux des poutres du Groupe C.....	120
5. Bilan.....	123
Chapitre IV - Modélisation par éléments finis	126
1. Introduction	126
2. Position du problème.....	126
3. Géométrie et maillages	127
4. Conditions aux limites et chargement	128
5. Propriétés des matériaux.....	129
6. Imperfections géométriques	129
7. Techniques de pilotage du chargement	130
8. Vérification préliminaire des modèles éléments finis	131
8.1. Plaque simplement appuyée	132
8.2. Poutre à ouverture d'âme rectangulaire avec raidisseur.....	134
8.3. Poutre à ouverture d'âme et âme pleine	135
8.4. Étude du modèle proposé appliqué à une ouverture sinusoïdale isolée	136
8.5. Application à des ouvertures rectangulaires raidies	138
8.6. Ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs	142
8.6.1. Âme sans blocage hors plan.....	142
8.6.2. Âme avec blocage hors plan	144
8.7. Différentes configurations d'ouverture d'âmes	146
8.8. Analyse élastique et élasto-plastique des configurations de poutres avec ouverture	148

9. Validation expérimentale du modèle numérique.....	151
9.1. Poutres avec ouvertures d'âmes raidies	152
9.2. Ouvertures de différentes formes	157
10- Bilan	164
Chapitre V - Approches analytiques	166
1. Introduction – approches analytiques	166
1.2 Modèle Vierendeel (flexion et effort axial).....	166
1.3 Poutre à inerties équivalentes	168
1.4 Poutre fendue.....	169
1.5 Le modèle théorique évolutif.....	171
1.6 Méthodes d'analyse et de dimensionnement	175
1.6.1 Comité Européen de Normalisation (EC3).....	175
1.6.2 Méthodes proposées par l'AISC	179
2. Les études paramétrique comparatives.....	183
2.1. Ouvertures multiples et ouverture isolée	183
2.2. Influence du chargement	186
2.2.1. Charge uniforme	186
2.2.2. Charge par moment constant	188
3. Etudes comparatives entre approches expérimentales et analytiques	191
3.1 Etude des modèles analytiques par rapport aux mesures expérimentales	191
3.1.1 Etude de la longueur d'ancrage sur la section participante autour de l'ouverture.....	196
3.1.2 Evaluation des approches analytiques	199
3.2 Validation expérimentale de la méthode Vierendeel.....	203
4. Vérification expérimentale des méthodes analytiques et numériques.....	206
5- Bilan	211
Conclusion générale	214
Références bibliographiques	217
Annexe A Chapitre III.....	224
Annexe B Notations et Terminologie.....	244

Introduction générale

Introduction générale

1.1 Introduction

Dans les ossatures de bâtiments en acier, il est fréquent de concevoir des poutres avec des ouvertures dans l'âme, pour augmenter le ratio inertie/poids et pour permettre le passage de gaines techniques ou avoir un style architectural avec des ouvertures de formes variées. Cependant, la présence de larges ouvertures dans l'âme d'une poutre génère des comportements mécaniques spécifiques en comparaison avec les poutres à âmes pleines [1][2]. En plus des modes de ruine traditionnels liés à la flexion ou au cisaillement de la section droite, d'autres modes de ruines sont liés spécifiquement à la présence d'ouvertures : le mécanisme de ruine par flexion Vierendeel et le flambement (ou voilement) du montant intermédiaire [3][4].

Une des solutions couramment utilisées par les constructeurs consiste à renforcer les ouvertures par le biais de différents raidisseurs verticaux ou horizontaux. Ces raidisseurs peuvent avoir plusieurs objectifs : prévenir le flambement du montant intermédiaire, renforcer la section des membrures d'ouverture vis-à-vis de la flexion Vierendeel, renforcer le panneau d'âme au voilement par cisaillement etc... Par conséquent, diverses raisons peuvent conduire à installer des raidisseurs autour d'une ouverture. Dans le cadre de la présente thèse, différentes configurations géométriques de raidisseurs sont utilisées autour d'une ouverture isolée en vue d'évaluer leur influence sur le comportement global de l'ouverture (résistance et mode de ruine). Bien que dans la dernière décennie, plusieurs travaux de recherches expérimentales, analytiques et numériques aient été effectués pour étudier l'influence de quelques détails de raidisseurs sur le comportement des ouvertures, ils ne fournissent, dans certains cas, que des informations limitées vu le nombre de paramètres à considérer.

La recherche bibliographique montre qu'un certain nombre de modèles de calcul analytique existent déjà et que ces modèles ont besoin d'être enrichis notamment pour des analyses globales et/ou locales de poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. L'étude est partie de ce constat pour enrichir les modèles existants et démontrer, sur des exemples d'application, leurs points forts ainsi que leurs limites.

Des mesures de distribution des contraintes sur des sections autour de l'ouverture ont été comparées aux résultats de calcul donnés par des approches théoriques allant de la méthode Vierendeel aux analyses développées sur la base de modélisations éléments finis. Ainsi, un modèle MEF est développé afin d'étudier le comportement des poutres à ouvertures d'âmes en considérant les sollicitations au niveau local et global et les façons de corriger les faiblesses en considérant les modes de ruine. De plus, la raideur est observée pour évaluer l'effet des ouvertures et de leurs renforcements sur les flèches, en prenant un soin particulier dans la vérification de la capacité des modèles à représenter ce paramètre.

1.2 Modes de ruine

À ce jour, les études expérimentales sur les poutres ajourées ont permis d'identifier six principaux modes de ruine [1]. Ces modes sont étroitement associés à la géométrie de la poutre globale, à l'élançement de l'âme, aux dimensions de l'ouverture, au type de chargement, aux conditions aux limites et à la position des ouvertures. Il est possible de distinguer les modes de ruine locaux, au

niveau des ouvertures, des modes de ruines globaux à l'échelle de la poutre [5]. Les modes de ruine locaux mettent en jeu les sections locales autour de l'ouverture. Trois modes locaux propres aux poutres munies d'ouvertures ont pu être identifiés : la flexion Vierendeel, le flambement du montant intermédiaire et la rupture de la soudure entre ouvertures. La flexion Vierendeel correspond à la formation d'un mécanisme par quatre rotules plastiques aux coins de l'ouverture. Ce mécanisme est induit par la flexion locale due au transfert de cisaillement autour de l'ouverture. Le flambement du montant intermédiaire est généré par le cisaillement horizontal ou par la compression directe liée à un chargement ponctuel. La rupture de la soudure du montant intermédiaire (poutre alvéolaire formée à partir d'un profilé laminé à chaud) est associée au cisaillement horizontal du montant. Les modes de ruine globaux des poutres sont associés généralement à la flexion dans le cas où l'ouverture critique se situe en zone de flexion pure [6].

Pour une ouverture isolée, en plus des vérifications définies dans la NF EN 1993-1-1 pour les poutres comportant des ouvertures dans l'âme, il convient de vérifier les modes de ruine spécifiques suivants (voir Figure (1.1) [7]) :

- Ruine par cisaillement de la section transversale ajourée ;
- Ruine par flexion de la section transversale ajourée ;
- Mécanisme Vierendeel autour des ouvertures.

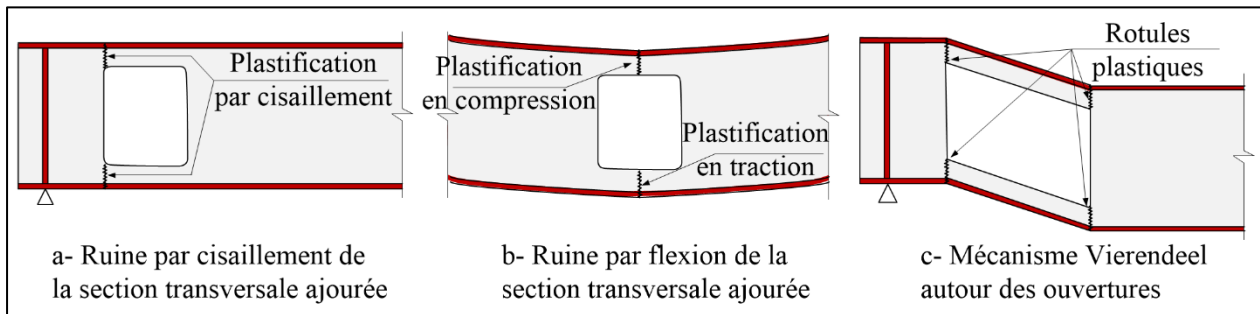


Figure 1.1 : Modes de ruine spécifiques des poutres comportant une ouverture d'âme

Pour les poutres comportant des ouvertures d'âme multiples ou deux ouvertures rectangulaires successives (voir Figure 1.2), il convient de vérifier également les modes de ruine supplémentaires suivants qui concernent le montant d'âme entre deux ouvertures, résultant du cisaillement longitudinal dans la poutre :

- Ruine par plastification ou instabilité provoquée par les moments dans les montants d'âme ;
- Ruine par cisaillement du montant d'âme ou de la soudure du montant d'âme.

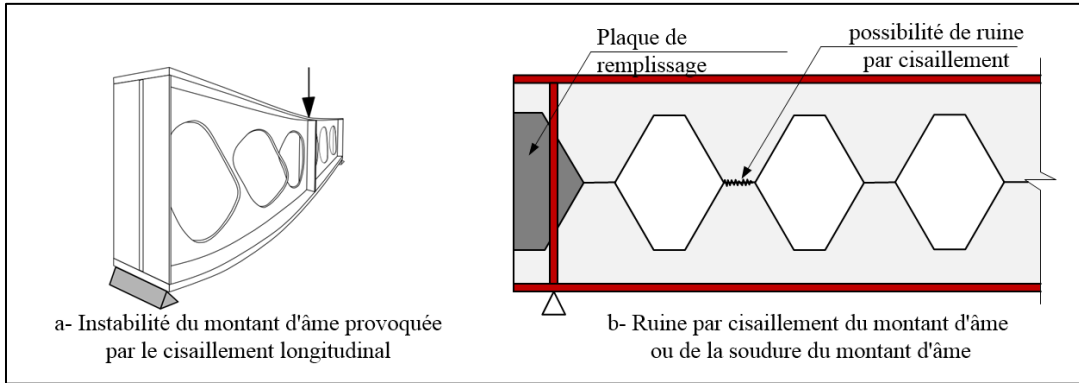


Figure 1.2 : Modes de ruine spécifiques des poutres comportant des ouvertures d'âme multiples

Dans ce mémoire, les notations de l'Annexe N de l'Eurocode 3, illustrée sur la Figure (1.3), sont adoptées.

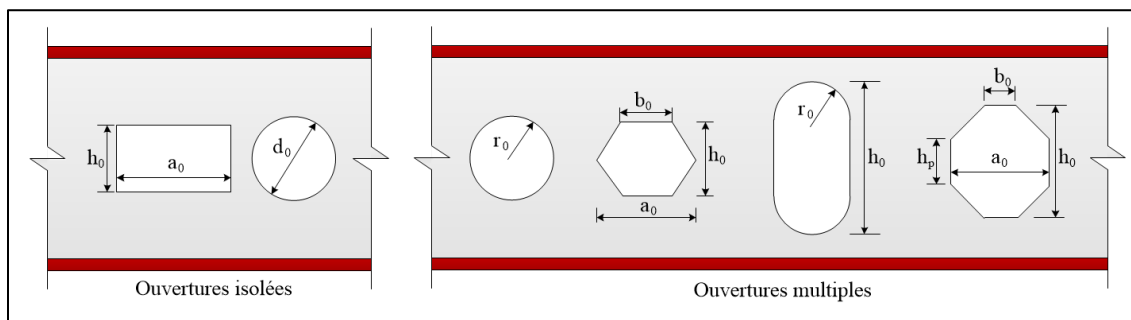


Figure 1.3 : Géométrie des ouvertures et notations

1.3 Position du problème

Actuellement, les normes en vigueur, y compris les Eurocodes ne couvrent pas les larges possibilités de renforcement par raidisseurs des poutres à ouvertures d'âmes. Les ouvertures chargées en leurs milieux, quelles que soient leurs formes, ne sont pas considérées alors que c'est une situation qui peut exister en pratique. La plupart des études ont considéré que le mécanisme de flexion Vierendeel est toujours critique dans les poutres en acier munies d'ouvertures isolées de formes variées. Cependant, la hauteur des ouvertures contrôle à la fois les modes de ruine par cisaillement et flexion des sections ajourées. Les paramètres de longueurs et de hauteurs d'ouvertures régissent le mécanisme Vierendeel et les autres modes influencés par les instabilités de parois. Ces parois peuvent être renforcées par des raidisseurs dont il faudra bien maîtriser l'apport. La connaissance du comportement des ouvertures passe nécessairement par le contrôle de la répartition des contraintes autour de l'ouverture résultant des influences locales et globales. En effet, ce sont ces contraintes qui pilotent les modes de ruine des ouvertures.

1.4 Objectif de l'étude

Le premier objectif de cette thèse est de comprendre le comportement des ouvertures avec raidisseurs en vue d'évaluer les modèles analytiques existants et d'étendre leurs domaines d'application comme par exemple la modification de la longueur d'ancrage des raidisseurs et de

leurs dispositions autour de l'ouverture. Le deuxième objectif est l'étude de l'effet de la forme de l'ouverture sur le comportement d'une poutre. La démarche d'étude s'appuie sur le développement d'un modèle MEF le plus précis possible validé sur une campagne expérimentale avec des mesures riches. La campagne expérimentale concerne des poutres avec ouvertures rectangulaires renforcées par différentes dispositions de raidisseurs.

Ainsi les objectifs principaux de l'étude sont les suivants :

- Evaluer les méthodes analytiques existantes pour calculer la résistance des ouvertures. Principalement, comparer avec la démarche qui consiste à classer les sections en T_é (avec ou sans raidisseur) en s'appuyant sur l'EC3. Ceci permet de discuter l'applicabilité des classifications de l'EC3 à ce type de T_é.
- Observer les modes de ruine expérimentaux (voilement local ou rotules plastiques).
- Observer l'effet des raidisseurs (1 ou 2 côtés, horizontaux ou verticaux, longueurs).
- Mesurer l'évolution des flèches pour les différentes configurations en vue de proposer un modèle analytique.
- Observer l'effet de la forme de l'ouverture sur le comportement local.

1.5 Plan de la thèse

Ce mémoire comprend cinq chapitres en plus de l'introduction générale, de la conclusion générale et des annexes. Ils sont présentés ci-après.

Le chapitre I est constitué de la bibliographie qui permet de faire l'état de l'art sur les différentes études menées sur le comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âme, isolées ou uniformément réparties sur la longueur de la poutre. Il s'agit de recenser les études existantes avec résultats expérimentaux, modèles numériques ou modèles analytiques. Ce chapitre permet de mettre en évidence quelques lacunes dans les modèles analytiques existants. Il s'agit de la distribution des contraintes axiales et des efforts internes autour de l'ouverture dans diverses situations. Cette distribution peut influencer la précision des modèles proposés et leur adéquation avec l'hypothèse d'un comportement mécanique similaire à une poutre Vierendeel isostatique généralement retenu. Il est également montré le peu d'études disponibles sur l'effet des raidisseurs qui constituent une solution naturelle pour renforcer les ouvertures.

Le chapitre II présente les résultats d'une série de treize essais expérimentaux réalisés sur des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. L'observation expérimentale a permis d'identifier différents modes de ruine en fonction de la forme de l'ouverture rectangulaire (300x375 et 200x375) sans et avec différentes configurations de raidisseurs verticaux et horizontaux. Ces configurations, choisies sur la base d'une étude préliminaire par éléments finis, couvrent des dimensions réalistes. Les essais combinent différentes techniques de mesures : capteurs de déplacement, jauges de déformation et inclinomètres. Ces mesures sont concentrées dans la zone autour de l'ouverture.

Le chapitre III présente les résultats de la série de dix-huit essais expérimentaux réalisés sur des poutres avec un chargement concentré au milieu de l'ouverture en prenant différentes formes d'ouvertures avec et sans raidisseur. Au travers d'une géométrie simplifiée d'éprouvettes, les effets d'un chargement concentré appliqué au milieu de l'ouverture sont analysés. Les résultats

expérimentaux sont comparés avec différents résultats théoriques ou numériques. Ceci concerne la théorie des poutres appliquée aux ouvertures et une modélisation MEF. Les essais servent principalement à observer le comportement qui peut servir à développer un modèle analytique. Ils servent aussi à quantifier la loi de comportement force-déplacement sous charge localisée en vue de valider le modèle MEF proposé.

Le chapitre IV est consacré à la présentation du modèle éléments finis et ses hypothèses. Le modèle est développé en s'appuyant sur deux logiciels : Cast3m et Abaqus. Il tient compte des non linéarités matérielles et géométriques pour analyser le comportement mécanique de poutres munies d'ouvertures isolées dans l'âme avec et sans raidisseurs en considérant différentes formes d'ouvertures. Le modèle est validé en confrontant ses résultats avec ceux des essais décrits dans les chapitres II et III ou issus de la bibliographie.

Le chapitre V présente les modèles analytiques qui permettent de mener une analyse détaillée de la distribution des contraintes autour de l'ouverture. En fonction de ces contraintes, il est possible de justifier le choix de la méthode analytique à adopter pour la vérification de la résistance des poutres avec ouvertures. Ainsi, la distribution des contraintes permet d'évaluer les sollicitations locales qui génèrent les deux modes de ruine dominants pour les poutres avec ouvertures d'âmes. Ces modes de ruine concernent la plastification et l'instabilité locale des parois autour de l'ouverture. Pour traiter le phénomène d'instabilité, le choix s'est porté sur une analyse élastique pour s'abstenir de toute influence de la redistribution plastique des contraintes autour de l'ouverture. Ceci permet de mieux analyser la rigidité et la stabilité de la paroi. Enfin, une proposition d'approche analytique est donnée. Elle est confrontée à des résultats de simulations numériques issus d'une étude paramétrique mettant en lumière l'influence des paramètres géométriques et la limite élastique sur la capacité portante et les modes de ruine des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Une étude comparative est menée entre les résultats numériques et analytiques qui comprennent le type de raidisseur, la forme d'ouverture et l'effet de chargement. Elle a pour but de valider les procédures proposées.

La conclusion générale vient compléter les conclusions partielles données à la fin de chaque partie. Elle fait le point sur l'ensemble des résultats principaux du document de thèse et définit quelques perspectives.

L'Annexe A donne certains détails sur les résultats expérimentaux du chapitre III.

L'Annexe B rappelle les notations et la terminologie.

Chapitre I - Etat de l'art

Chapitre I - Etat de l'art

1. Introduction

Les poutres à ouvertures d'âmes sont aujourd'hui largement utilisées dans le domaine de la construction métallique et mixte. Ces poutres, constituées d'ouvertures isolées ou uniformément réparties dans l'âme, offrent la possibilité de faire passer les conduits de service et gaines de ventilation au travers des trous, réduisant ainsi l'épaisseur totale du plancher. De plus, certaines formes d'ouvertures multiples, circulaires ou sinusoïdales, apportent aux structures métalliques un intérêt architectural supplémentaire[8] [3] [5] (voir Figure I-1).

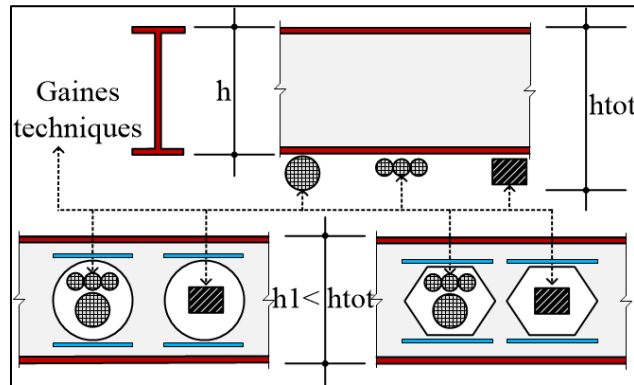


Figure I-1 : Utilisation des ouvertures dans les poutres ajourées

Les poutres en I de section non uniforme sont surtout utilisées dans les bâtiments industriels. Elles possèdent une section reconstituée par soudage (PRS), ce qui facilite toute variation continue de la hauteur de l'âme ainsi que la variation, par tronçons, de la largeur et de l'épaisseur des semelles et/ou de l'épaisseur de l'âme [9].

Les poutres cellulaires (ou poutres à âme ajourée) sont utilisées en raison de leur intérêt architectural et pratique. Il s'agit de poutres comportant des ouvertures dans l'âme (rectangulaire, hexagonale, circulaire, sinusoïdale ou quelconque), ces ouvertures étant régulièrement espacées. Elles sont obtenues par oxycoupage d'un profilé laminé selon un tracé approprié et le réassemblage des deux parties par soudage. Cette procédure donne une poutre de hauteur constante mais supérieure à celle de la poutrelle de base. L'assemblage de deux parties provenant de poutrelles de dimensions différentes permet la fabrication de poutres cellulaires en I à semelles inégales[5] (voir Figure I-2). La géométrie d'une section transversale ajourée est indiquée dans la Figure I-3. Les détails de raidissage ou renforcement des ouvertures d'âme sont indiqués dans la Figure I-4. Les détails des tés et des montants d'âme sont indiqués dans la Figure I-5. Les notations utilisées sont celles de de l'Annexe N de l'Eurocode 3...

Dans ce chapitre, les études existantes dans la littérature sont présentées pour notamment montrer les différents modes de ruine associés aux ouvertures ainsi que l'effet des dimensions et de la forme d'ouverture sur la charge ultime. Des moyens de « correction » de la résistance sont également présentés. Ils concernent par exemple la mise en place de raidisseurs et l'utilisation de formes optimisées d'ouverture.

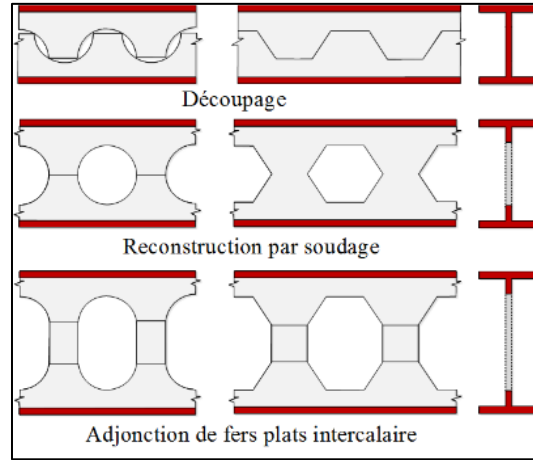


Figure I-2 : Principe de réalisation des poutres ajourées, alvéolaires et cellulaires

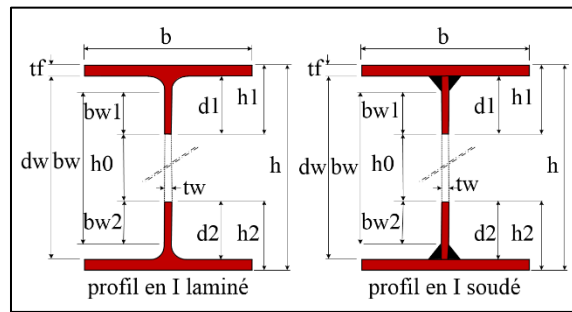


Figure I-3 : Géométrie des sections transversales ajourées (Tés supérieur et inférieur)

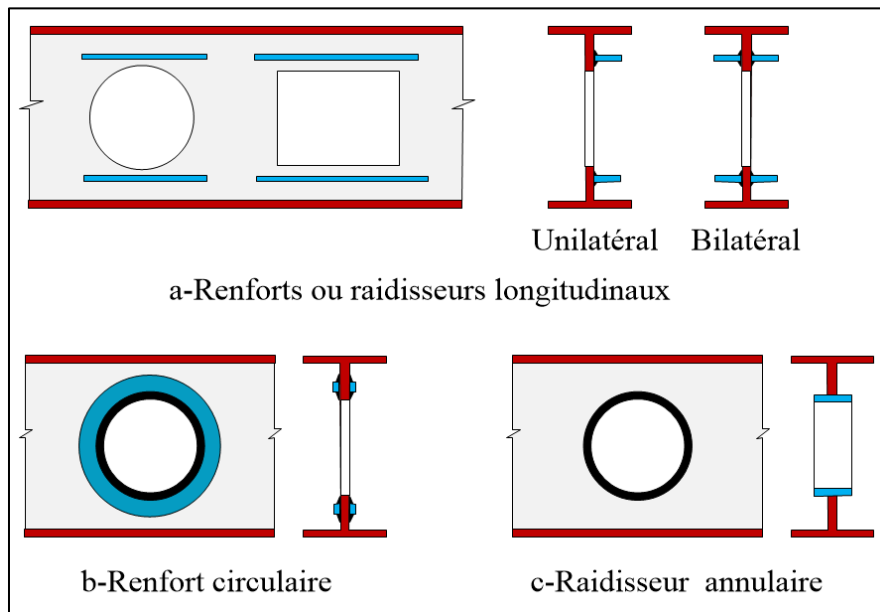


Figure I-4 : Raidissage ou renforcement des ouvertures d'âme[7]

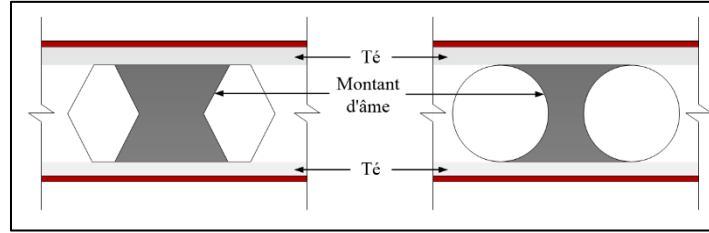


Figure I-5 : Tés et montants d'âme

Les informations disponibles sur les poutres à ouvertures d'âmes ne couvrent pas le rapport optimal entre l'espacement et le diamètre et le rapport d'aspect qui devraient être adoptés en toute sécurité sans ruine du montant d'âme (voir Figure I-6)[10].

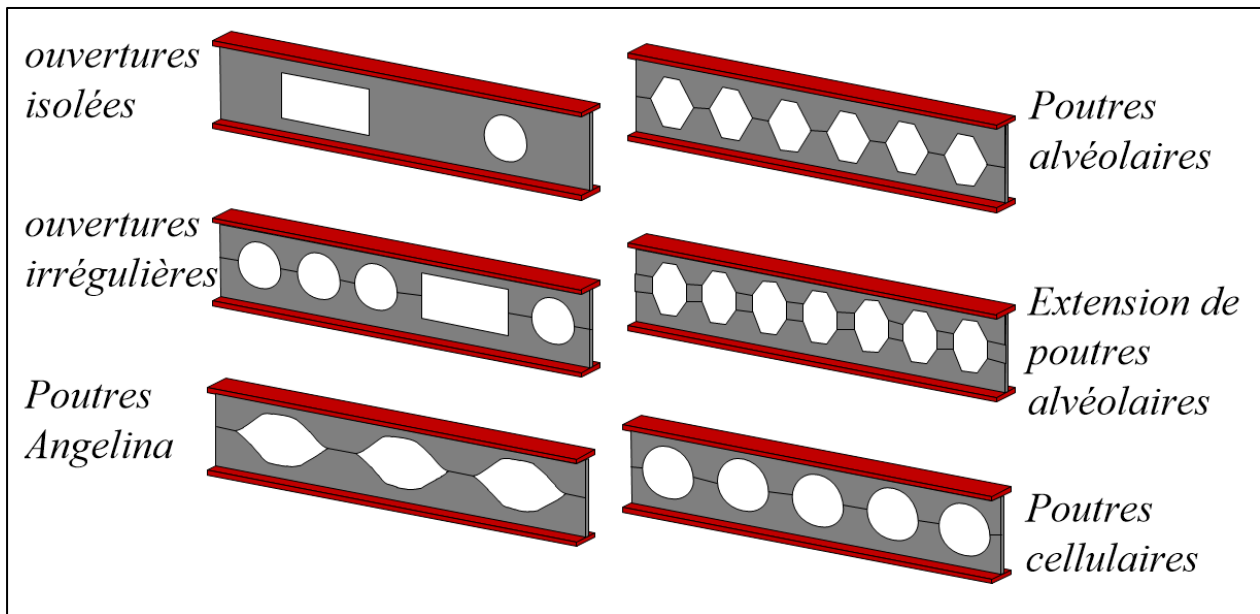


Figure I-6 : Quelques exemples de poutres à ouvertures d'âmes [11]

2. Quelques études existantes sur le comportement des poutres ajourées

Les études expérimentales sur les poutres ajourées ont permis d'identifier six principaux modes de ruine[3][1]. Ces modes sont étroitement associés à la géométrie de la poutre globale, à l'élançement de l'âme, aux dimensions de l'ouverture, au type de chargement, aux conditions aux limites, à la position des ouvertures et au mode de raidissage d'ouvertures. Il est possible de distinguer les modes de ruine locaux, au niveau des ouvertures, des modes de ruines globaux [5]. Les modes de ruine locaux mettent en jeu les sections locales autour de l'ouverture.

Trois modes locaux propres aux poutres munies d'ouvertures ont pu être identifiés :

- Flexion Vierendeel, correspondant à la flexion locale des sections en Té aux coins de l'ouverture, due au transfert de cisaillement autour de l'ouverture.

- Flambement du montant intermédiaire (poutres alvéolaires) par cisaillement horizontal ou par compression directe liée à un chargement ponctuel.
- Rupture de la soudure du montant intermédiaire (poutre alvéolaire formée à partir d'un profilé laminé à chaud). Cette rupture de soudure est associée au cisaillement horizontal du montant. Les essais de Hosain et Speirs (cités par [1][12][13]) en 1971 ont permis de mettre en évidence ce mode de ruine.

Les modes de ruine globaux des poutres peuvent être listés ci-après[14] :

- Flexion globale : dans le cas où l'ouverture critique se situe en zone de flexion pure. Dans ce cas, les membrures inférieures et supérieures de l'ouverture se plastifient par traction ou compression.
- Cisaillement global : ce mode peut survenir dans le cas où l'ouverture se situe en zone de fort cisaillement et de faible longueur. Des ruines par cisaillement direct des sections des membrures supérieures et inférieures au droit de l'ouverture critique ont été observées.
- Déversement global : qui, sans maintien adéquat, constitue souvent le mode de ruine principal de ces poutres car la présence des ouvertures dans l'âme des poutres diminue de manière importante leur rigidité en torsion (résultat des recherches menées par Kerdal et Nethercot en 1984 [1]).

Une poutre Vierendeel est une poutre basée sur une structure de type poutre échelle. Ces poutres n'ont pas de maillages triangulaires comme ceux des poutres en treillis classiques, mais ont des maillages rectangulaires. De plus, les liaisons étant rigides, contrairement aux structures en treillis habituelles. Les poutres Vierendeel ont été peu construites en dehors de la Belgique, [15] car ce type de structure requiert plus de matière et était difficile à calculer avant l'arrivée des ordinateurs. La structure "Vierendeel" est généralement employée dans les constructions pour lesquelles le maillage triangulaire des structures treillis classiques interférerait avec son esthétique ou ses fonctionnalités (ouvertures). La première poutre métallique à structure Vierendeel, la poutre du Waterhoek, a été construite en 1902 à Avelgem en Belgique d'après la conception et les calculs mis au point par Arthur Vierendeel en 1896. Il y a beaucoup de poutres Vierendeel en acier ou en béton, en Belgique, la plupart ayant été conçus par les élèves de Vierendeel (Professeur de Génie civil à l'Université catholique de Louvain en Belgique) [15].

La présence de larges ouvertures dans l'âme d'une poutre génère des comportements mécaniques spécifiques en comparaison avec les poutres à âmes pleines. En plus des modes de ruines traditionnels liés à la flexion ou au cisaillement de la section droite, d'autres modes de ruines sont liés spécifiquement à la présence d'ouvertures : le mécanisme de ruine par flexion Vierendeel et le flambement du montant intermédiaire. Plusieurs études analytiques, numériques et expérimentales ont déjà été menées sur les poutres à ouvertures d'âmes et ont permis généralement de développer différentes approches analytiques ou de discuter la validité des méthodes existantes. Elles sont résumées dans ce qui suit.

2.1 Ouvertures sans raidisseurs

Les premières études ont porté sur les influences des ouvertures sur le comportement des poutres et comment trouver les méthodes de calcul appropriées. Ce sont ci-dessous, quelques-unes des conclusions de diverses revues de la littérature au sujet des poutres ajourées :

Marneffe, A. (1937) [16] a présenté un calcul de la poutre Vierendeel habituelle à « m » panneaux en se ramenant à la solution d'un système de « m » équations étagées à « m » inconnues, chaque équation comprenant trois inconnues sauf les extrêmes qui n'en comportent que deux. La solution de ce système nécessite des calculs délicats. Si l'on veut une précision suffisante, il faut chiffrer les opérations avec de nombreuses décimales et, la règle à calcul étant alors inutilisable, employer la machine à calculer. Cette solution est basée sur la méthode de calcul des constructions hyperstatiques utilisant l'ellipse centrale d'élasticité d'un élément élastique dont elle représente toutes les propriétés élastiques. En approfondissant l'emploi de cette méthode pour le calcul de la poutre Vierendeel, elle s'est montrée des plus fécondes. Elle lui a permis de ramener le calcul d'une poutre de hauteur variable à la solution d'équations ne comportant chacune qu'une inconnue. Chacune de celles-ci s'exprime sous forme d'addition de termes ne contenant que des rapports simples, calculables avec une précision suffisante en utilisant la règle à calcul. C'est donc une solution directe, rapide et pratique. Chaque inconnue s'exprime en fonction de la sollicitation extérieure de la poutre et de coefficients qui ne dépendent que des dimensions de celle-ci et de l'étendue des goussets. Ces coefficients peuvent aussi se calculer directement dans la méthode des systèmes équivalents où ils trouvent une interprétation concrète.

En 1950 [17], l'Association Internationale des poutres et charpentes a publié une étude de M. le Professeur Stüssi de l'Ecole Polytechnique de Zürich intitulée, "Zur Berechnung des Vierendeel-trägers" (Sur le calcul des Poutres Vierendeel). L'auteur pose deux principes relatifs au calcul des systèmes hyperstatiques avec un nombre d'inconnues élevé "Hochgradig statisch unbestimmte Tragsysteme" (systèmes de suspension indéterminés hautement statiques).

Tel que rapporté par Bower 1968, Redwood et McCutcheon 1968, Lawson 2011 [18]; Darwin 1990; Redwood et Cho 1993 [19]; Oehlers et Bradford 1995 [20], la présence d'ouvertures d'âme peut avoir une grande conséquence sur la capacité de charge des éléments de structure, en fonction des formes des ouvertures d'âme. De nombreux chercheurs ont étudié expérimentalement des poutres ajourées avec diverses formes d'ouverture dans l'âme. Les ouvertures communément réalisées dans l'âme d'une poutre sont soit hexagonales, rectangulaires, circulaires ou oblongs. Il est remarquable de noter que les ouvertures dans l'âme octogonales se comportent mieux que les hexagonales et qu'elles sont plus faciles à fabriquer que les ouvertures dans l'âme circulaires. Des études MEF ont montré que les ouvertures d'âme avec des formes rhomboïdales (rhombique) conduisent à une diminution des contraintes qui sont plutôt concentrées dans les coins pointus) que sur les formes circulaires, en raison de la longueur d'ouverture plus étroite en haut et des sections en T. Cependant, la plupart des études antérieures étaient basées sur une analyse globale d'une combinaison de forces agissant sur les poutres ajourées. Par conséquent, de nombreux paramètres ont été inclus simultanément et les modes de ruine imprévus ont été obtenus, sans qu'il soit possible de dire quel est le paramètre qui affecte les résultats dans chaque cas particulier. On pense maintenant que différents standards ainsi que des ouvertures dans l'âme non standard (irrégulier) doivent encore être étudiés sur des poutres ajourées avec des ouvertures isolées dans l'âme (voir Figure I-7) [21]. Cette figure illustre la flexion Vierendeel sur deux formes d'ouvertures (hexagonale et rectangulaire).

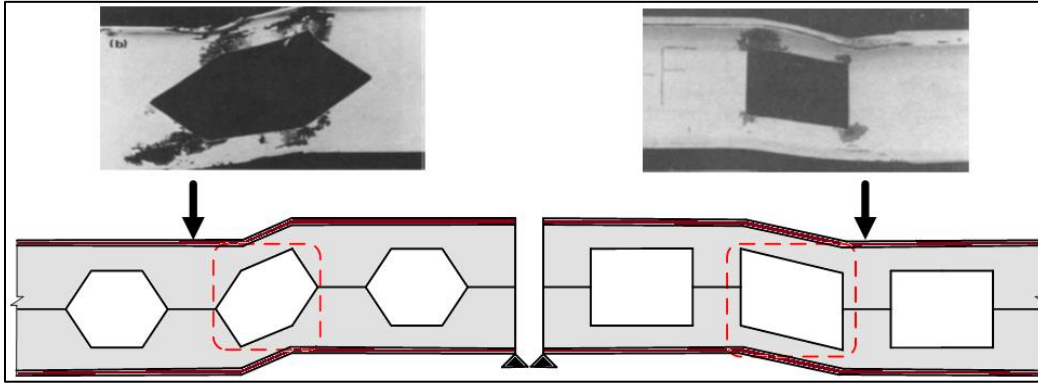


Figure I-7 : Illustration de la flexion Vierendeel et formation de 4 rotules plastiques [1]

R. Redwood [2] et plus tard Chung et al. [22][23] ont cherché à caractériser la résistance des ouvertures en fonction des rapports entre le moment sollicitant et le moment résistant et entre l'effort tranchant sollicitant et l'effort tranchant résistant de l'ouverture considérée. L'équation I-1) présente l'interaction des rapports $M_{Sd}/M_{0,Rd}$ et $V_{Sd}/V_{0,Rd}$ (avec M_{Sd} , V_{Sd} le moment et l'effort tranchant sollicitants globaux au niveau de l'ouverture et $M_{0,Rd}$ et $V_{0,Rd}$ les résistances de la section avec ouverture à la flexion et l'effort tranchant). Les études numériques ont montré que la résistance réelle de l'ouverture est souvent sous-estimée (de l'ordre de 10 à 15 % dans les gammes d'ouvertures testées par les auteurs[22][24][8]).

$$\left(\frac{V_{Sd}}{V_{0,Rd}} \right)^{2.5} + \left(\frac{M_{Sd}}{M_{0,Rd}} \right)^{2.5} \leq 1 \quad \text{Equation I-1}$$

Les poutres élargies sont des poutres en I en acier qui ont été adaptées par ajouter des ouvertures dans l'âme. L'addition de ces cellules donne une poutre de même poids que la poutre mère mais avec un meilleur rapport poids/performance en raison de l'augmentation de la hauteur de l'âme. Cependant, ces ouvertures ajoutées entraînent également une répartition différente des contraintes dans l'âme et de nouveaux modes de ruine associés à la poutre. Des recherches expérimentales récentes sur les poutres alvéolaires ont montré que ces poutres ont souvent trois modes de ruine : 1) par le premier mode de flambement du montant d'âme, 2) par voilement de l'âme de la zone entre l'assemblage à l'extrémité et la première ouverture de l'âme ou 3) par une combinaison entre les deux [25].

Budi, et al (2017) [26] ont présenté les travaux de modélisation MEF pour l'optimisation de la taille et de la distance des ouvertures hexagonales dans les poutres en acier alvéolaires. Les résultats de l'analyse d'optimisation sont ensuite vérifiés en mettant en œuvre des éprouvettes de poutre en acier alvéolaire de 225 mm de hauteur testées en laboratoire. Les spécimens ont été modifiés à partir d'un profil de section IWF de 150 mm de hauteur. Le modèle de ces poutres s'est intéressé à différentes valeurs d'angles (45° à 70°) d'ouverture des trous hexagonaux. Toutes les ouvertures ont la même hauteur de 150 mm (h_o) avec une largeur de montant entre ouvertures variant de $0,042h_o$ à $3,153h_o$. Les résultats de l'analyse MEF indiquent que la résistance des poutres en acier alvéolaire augmente d'un facteur de 1,938 à 2,041 par rapport au profil d'origine de l'IWF de 150 mm. Les résultats optimaux sont obtenus pour une poutre en acier avec un angle de 60° et une largeur d'ouverture entre $0.186h_o$ et $0.266h_o$. La comparaison des résultats d'essais avec ceux de la MEF

montre que le rapport entre les résistances obtenues par ces deux approches ne dépasse pas 1,011 avec un COV (coefficient de variation) de 0,069.

Richard Frans et al. (2017) [27] ont présenté la modélisation numérique de la poutre à ouvertures hexagonales sous chargement monotone. Dans cet article, l'approche de modélisation numérique est utilisée pour déterminer l'angle d'ouverture et l'espacement entre les ouvertures alvéolaires hexagonales de la poutre. Le modèle par éléments finis a été développé à l'aide de la version 6.11 d'ABAQUS / CAE et le critère de ruine plastique de von-Mises a été utilisé pour déterminer la charge de ruine de la poutre. Trois angles de variation (50°, 60° et 70°) avec différents espacements d'ouverture (6 mm, 9 mm, 12 mm) ont été utilisés. Le résultat a montré que l'angle de 60° et la largeur de montant de 6 mm donnent une charge de plastification de 78,5 kN, une flèche de 0,8 mm et une contrainte de 247,4 MPa. Il n'y a pas de différence significative entre le modèle numérique et le modèle expérimental (différence moyenne de $\pm 10\%$). Le mécanisme de ruine par rotules plastiques (Vierendeel) a été observé.

Martin et al. (2017) [28] ont présenté les résultats de 4 essais (sur 3 poutres en acier et une poutre mixte) et de 287 simulations numériques réalisées pour déterminer les charges ultimes et les modes de ruine sous l'effet simultané de la flexion et du cisaillement. Une nouvelle méthode de calcul analytique est alors proposée pour la résistance des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales prenant en compte l'effet Vierendeel. Enfin, la comparaison des charges ultimes selon ce nouveau modèle analytique et selon la base de données de référence (données expérimentales ou numériques) a permis d'évaluer l'exactitude des expressions proposées.

L. Zhang et P. Wang (2018) [10] ont étudié une méthode d'analyse simplifiée pour l'action caténaire de la poutre cellulaire en acier exposée au feu compte tenu de l'inversion de la déformation. Une méthode d'analyse simplifiée (SAM) pour prédire l'action caténaire des poutres en acier cellulaire restreints (CSB) à température élevée, comme une alternative à la méthode des éléments finis, a été proposée dans cet article. Un modèle d'éléments finis a été développé et validé par les résultats d'essais existants et les résultats numériques. La distribution de la température sur la hauteur de la section a été supposée linéaire sur la base des résultats de recherche disponibles. Ensuite, la méthode d'analyse simplifiée a été développée à partir d'équations d'équilibre, d'équations constitutives et d'équations géométriques. L'approche a pris en compte la température non uniforme, la non-linéarité géométrique, la non-linéarité matérielle, ainsi que l'inversion de contrainte lors du calcul des déformations de section. Une série d'études paramétriques utilisant un modèle numérique vérifié a ensuite été réalisée pour évaluer l'exactitude de la méthode proposée. Il a été constaté que la méthode simplifiée a donné des résultats qui concordent bien avec ceux obtenus à partir de l'analyse par éléments finis (MEF). L'approche simple pourrait être utilisée pour prédire le comportement de la poutre soumise à une distribution de température non uniforme à travers la section dans la dernière phase d'un incendie, qui ne peut pas toujours être obtenue à partir de la MEF en raison de problèmes de convergence numérique.

2.2 Ouvertures avec raidisseurs

La nécessité de renforcer les ouvertures est un sujet qui a intéressé les chercheurs et ingénieurs. Ils proposent plusieurs solutions inspirées des études expérimentales et des théories des poutres ajourées. Quelques-unes des conclusions de diverses revues de la littérature sont données ci-après.

S. Shrivastava et R. Redwood [2] ont étudié le renforcement de l'âme près d'ouvertures rectangulaires, au moyen de plaques horizontales en utilisant une approche de calcul à la rupture (ruine élasto-plastique). Il est nécessaire, pour que cette méthode soit valide, de déterminer au préalable les cas dans lesquels le voilement de l'âme se produit avant la rupture à proximité de l'ouverture. Une étude expérimentale devait permettre de déterminer le voilement prématuré des sections de poutres normalement considérées dans le calcul plastique des structures. Des recommandations sont présentées pour le calcul ; leur application devrait prévenir le voilement, lors de l'emploi de ce type de renforcement. Les paramètres significatifs qui peuvent être considérés comme affectant la stabilité de l'âme près d'une ouverture raidie sont discutés par les auteurs en référence à la configuration d'ouverture et de renforcement illustrée à la Figure I-8. Ces paramètres sont considérés ci-dessous :

- Effort tranchant appliqué V au niveau de l'ouverture.
- Flexion appliquée M ou, avec V ci-dessus, et ratio M / Vh au niveau de l'ouverture.
- Rapport d'aspect a / H de l'ouverture.
- Résistance du raidisseur et de ses dimensions a_0 et t_r .
- Longueur d'ancrage du raidisseur l_v .
- Effet des raidisseurs transversaux non loin de l'ouverture.
- Elancement, $\bar{H} = (2H/t_w)\sqrt{\sigma_{rw}/E}$ de la paroi d'âme entre les raidisseurs.
- Elancement, $\bar{h} = (h_w/t_w)\sqrt{\sigma_{rw}/E}$ de l'âme pleine.

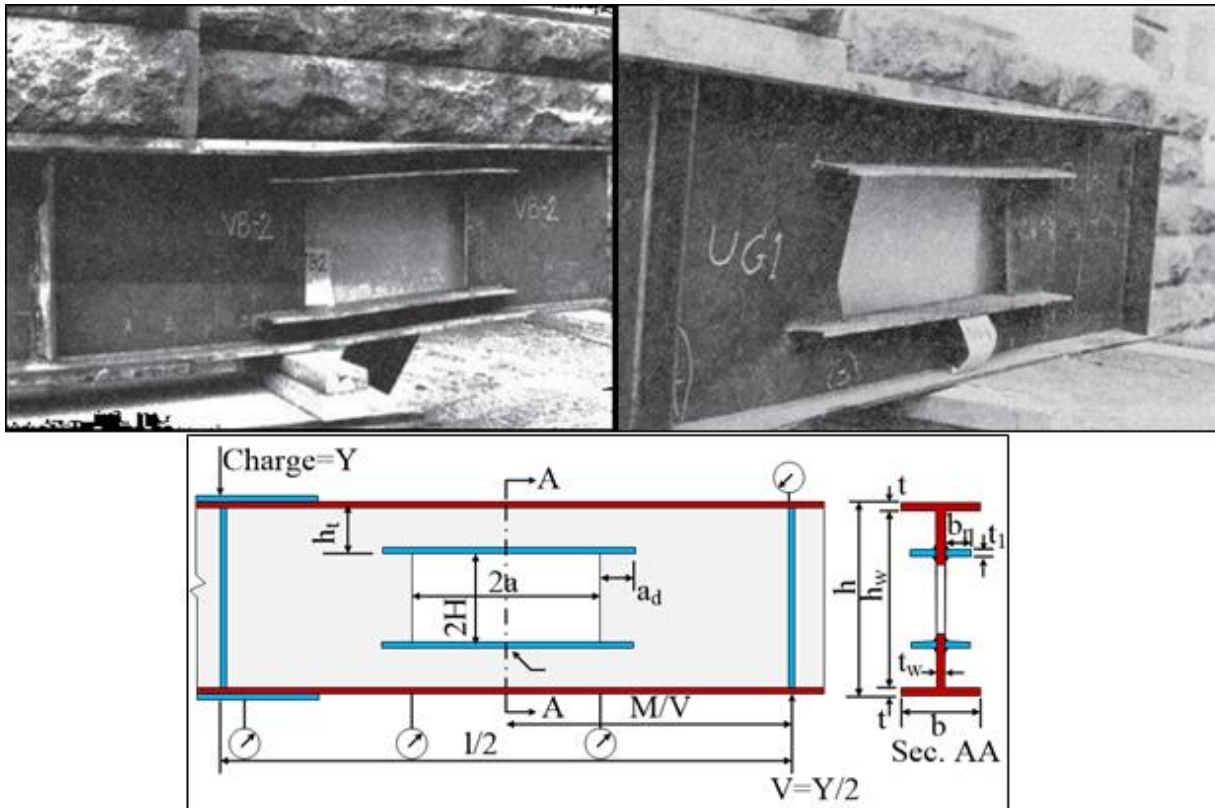


Figure I-8 : Terminologie des caractéristiques des poutres testées et vues des éprouvettes UG1 et VB-1 [2]

Les grandes déformations de l'âme et de la semelle, vues sur la Figure I-8 (Poutre UG1), sont quelque peu trompeuses car elles sont principalement dues à une charge forcée de la poutre après que le flambement est devenu apparent. Il est remarquable qu'il n'y avait aucun signe de mouvement latéral (déplacement hors plan) appréciable, même à la charge maximale, bien qu'aucun raidisseur n'ait été prévu aux points de réaction, voir la Figure I-8 (Poutre VB-2). L'élanement de l'âme H était 1.79 pour la poutre UG1 et 1.7 pour la poutre VB-2 [2].

Cependant, afin de pouvoir appliquer un calcul plastique, il est nécessaire que les parois constitutives de la section respectent certaines limites d'élanement. Il existe différentes valeurs de ces limites, selon que l'on suive les règles actuelles de l'Eurocode 3 [3] ou celles de l'annexe N de la précédente version des Eurocodes, qui propose des critères de classification de sections propres aux ouvertures rectangulaires. Il est proposé de considérer l'apport du raidisseur en terme de résistance plastique seulement si celui-ci respecte une longueur d'ancrage égale à $20tr$ (tr : épaisseur du raidisseur). La longueur d'ancrage d'un raidisseur est écrite l_v dans la Figure I-9. Si le raidisseur ne respecte pas cette longueur d'ancrage, il ne peut pas être pris en compte dans la résistance plastique, mais il peut l'être dans le calcul de classe de section. Cela revient alors à traiter la paroi d'âme de la section en T \acute{e} , non comme une paroi en console mais comme une paroi intérieure [3][29][30].

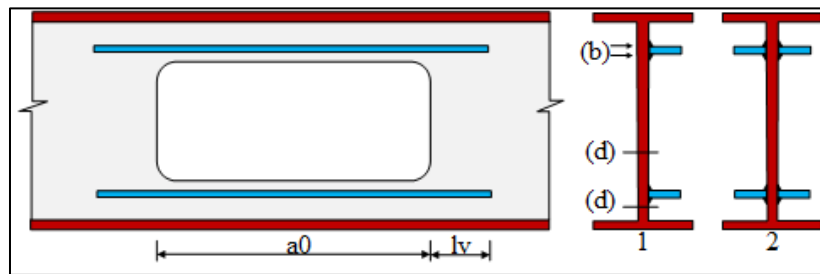


Figure I-9 : Illustration de la longueur d'ancrage l_v des raidisseurs horizontaux [3]

H. Showkati et al (2012) [31] ont présenté une étude expérimentale sur des poutres alvéolaires avec maintien élastique. Dans cet article, l'étude expérimentale de neuf poutres alvéolaires à pleine échelle est rapportée dans le but d'étudier la performance ainsi que l'effet des renforts élastiques sur la stabilité au déversement de ces éléments structuraux. En plus de la présentation des observations et des résultats expérimentaux, les résultats d'essais sont comparés avec les résultats d'autres études expérimentales, analytiques et numériques rapportées. En fin de compte, les résultats expérimentaux et les résultats (MEF) sont évalués en tenant compte des exigences et prévisions du code AISC 360-05.

Dès que la hauteur de l'ouverture augmente, les concentrations de contraintes augmentent dans les zones proches des angles des ouvertures (effet Vierendeel) et au point d'application de la charge. En prenant des mesures correctives, à savoir en arrondissant les coins des ouvertures, en fournissant des renforts aux sections critiques, en fournissant des plaque en dessous du point de charge, etc. les performances des poutres alvéolaires peuvent être améliorées dans la pratique [32].

B. Anupriya et K. Jagadeesan ont présenté [33] les résultats de sections I ISMB 150 et 200 ISMB pour des poutres alvéolaires fabriquées de telle sorte à obtenir une hauteur de poutre 1,5 fois supérieure à la hauteur initiale. La poutre est analysée à l'aide d'une modélisation MEF (ANSYS

14). Deux points de charge sont appliqués et la répartition des contraintes est étudiée. La concentration de contraintes augmente dans les coins des ouvertures le long de la zone de cisaillement et au point d'application de la charge. La flèche de la poutre, avec et sans raidisseurs est étudiée. Des raidisseurs sont introduits en diagonale sur l'ouverture de l'âme le long de la zone de cisaillement, et dans les autres cas des raidisseurs sont prévus sur la partie pleine de la bande le long de la zone de cisaillement. Suite aux résultats obtenus à partir d'ANSYS14, les auteurs ont conclu que la résistance au cisaillement de la poutre alvéolaire peut être améliorée en fournissant des renforts en diagonale le long de l'ouverture. De plus, ils en ont déduit que les raidisseurs prévus sur l'ouverture sont plus efficaces que les renforts en diagonale (dans la zone de cisaillement) prévus sur la portion à âme pleine.

2.3 Bilan

Suite à la consultation des différentes revues de littérature, on observe que la ruine se produit avec l'augmentation de la hauteur de l'ouverture et en raison de la concentration des contraintes à travers les ouvertures. L'effet de la hauteur de l'ouverture peut être réduit en prenant des mesures correctives comme la mise en place de raidisseurs ou la réduction de l'ouverture elle-même grâce à l'utilisation des configurations d'ouvertures à hauteurs variables. Des raidisseurs peuvent être prévus le long de la zone de cisaillement de telle sorte que les contraintes peuvent être réduites, l'instabilité maîtrisée et la rupture par cisaillement réduite au minimum.

3. Comportement d'une poutre à ouverture d'âme

La présence d'une ouverture dans l'âme d'un profilé entraîne une perturbation dans le cheminement des efforts au sein de la poutre. C'est pourquoi le calcul doit porter une attention particulière à cette singularité, dont les modes de ruine sont différents de ceux rencontrés pour une poutre sans ouverture.

Du fait de la présence de l'ouverture, les efforts globaux peuvent être transformés en efforts locaux dans les membrures supérieure et inférieure. Le moment global dans la section se traduit par un couple d'efforts normaux locaux, tandis que les efforts de cisaillement se répartissent entre les deux membrures. La Figure I-10 illustre la répartition des efforts globaux en efforts locaux au centre de l'ouverture. A partir de cette répartition des efforts globaux, les différents modes de ruine pouvant survenir seront explicités dans les parties qui suivent.

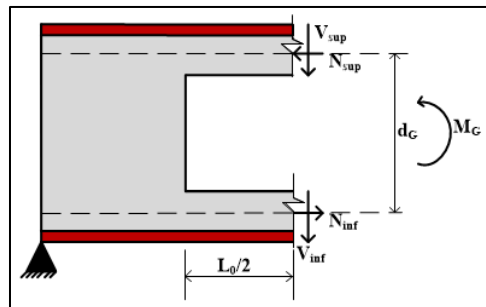


Figure I-10 : Répartition des efforts au centre de l'ouverture

Les principales formules analytiques de calcul de la résistance d'une poutre munie d'une ouverture isolée sont présentées ci-après. Elles sont présentées en deux catégories, les vérifications globales (liées au panneau d'âme et à la section perforée) et les vérifications locales (liées aux membrures supérieures et inférieures).

La vérification d'une poutre à ouverture d'âme doit prendre en compte les états limites suivants :

- Plastification sous effort normal des membrures ;
- Cisaillement de l'âme ;
- Mécanisme Vierendeel ;
- Flambement dans le plan de l'âme de la membrure comprimée ;
- Voilement par cisaillement ;
- Déversement global de la poutre ;
- Critère de flèche.

3.1. Flexion dans la section ajourée

Dans une poutre simple à travée unique, la ruine survient lorsque la valeur du moment fléchissant sollicitant dépasse celle du moment de résistance de la section transversale, dont la grandeur dépend de la forme du profil, de la nuance d'acier et de la classification de la section. On est donc ramené à un problème de vérification de section avec interaction possible avec l'effort tranchant par exemple.

Les membrures sont soumises, entre autres, à des efforts normaux locaux dans la section au droit de l'ouverture. Par conséquent, si le moment de flexion augmente, les contraintes sous efforts normaux augmentent également, et cela jusqu'à l'atteinte de la limite élastique du matériau et donc jusqu'à la plastification de la section. La ruine par plastification des membrures sous efforts normaux, compression et traction des membrures supérieure et inférieure, est donc un des modes de ruine devant être pris en considération dans les calculs. (Voir Figures de I-11 à I-14).

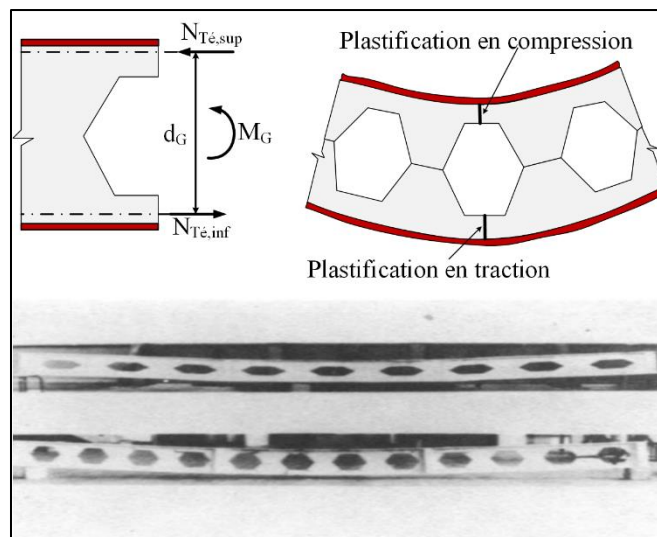


Figure I-11 : Ruine par flexion de la section perforée [1]

Bien que les documents actuels autorisent des ouvertures dont la hauteur peut atteindre 70% à 80% de la hauteur d'âme, la réduction de la résistance en flexion n'est que de 5% à 20%, du fait de la répartition optimisée de la matière au niveau des semelles d'un profilé [6].

Dans le cas particulier d'une ouverture de grande longueur avec une hauteur de membrure faible, il est possible que les membrures n'atteignent pas leur limite élastique et subissent une instabilité par flambement dans le plan de l'âme. La norme NF EN-1993-1-1 (Eurocode 3) exige que, dans le cas de sections dissymétriques par rapport à l'axe de flexion, la résistance au flambement en présence de flexion doit être vérifiée en considérant les caractéristiques élastiques, quelle que soit la classe de section. Cette vérification peut donc être fortement pénalisante, c'est pourquoi en zone de forte flexion il est déconseillé d'envisager des ouvertures qui ont à la fois une grande longueur (longueur critique de flambement) et une grande hauteur (faible moment d'inertie de la membrure comprimée) [34].

3.2. Cisaillement de la section ajourée

La résistance à l'effort tranchant d'une section est proportionnelle à l'aire de cisaillement $A_v z$ (Voir Figure I-12-a), majoritairement formée par l'aire de l'âme. La présence d'une ouverture a donc pour conséquence de réduire directement l'aire de cisaillement et donc l'effort tranchant pouvant être repris par la section ajourée (Voir Figure I-12-b). Par conséquent, la présence d'une ouverture ayant une hauteur représentant 75% de l'âme, est susceptible de réduire d'autant la résistance en cisaillement de la section ajourée.

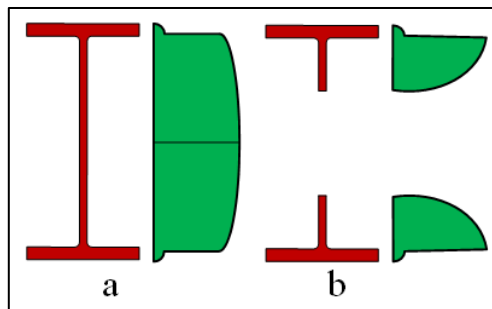


Figure I-12 : Distribution de la contrainte de cisaillement d'une section (a) à âme pleine (b) membrures en T

L'une des problématiques de l'analyse d'une section ajourée est de connaître la répartition de l'effort tranchant entre les membrures. Une pratique courante est de considérer une répartition au prorata de l'aire de cisaillement. Il s'agit cependant d'une approche simplifiée qui s'éloigne de la réalité lorsque la dissymétrie de la section augmente. Une des références met en évidence ce phénomène à travers un modèle de calcul par éléments finis et propose une loi empirique approchée issue de résultats numériques. M. Knobloch et al. [35] en égalisant la déformation des deux membrures, en tenant compte de l'énergie de flexion et / ou de cisaillement, proposent 5 formulations afin d'estimer la répartition (V_T/V_B) dans le cas d'une ouverture rectangulaire excentrée.

3.3. Flexion Vierendeel

Nous avons vu, qu'au centre de l'ouverture, l'effort tranchant se répartit entre les deux membrures. En écrivant l'équilibre des membrures, il apparaît que celles-ci sont soumises à une flexion locale liée au transfert de cisaillement autour de l'ouverture. Ce moment local est appelé moment Vierendeel, en analogie avec le comportement mécanique des poutres échelles – aussi appelées poutres Vierendeel. Le long des membrures, la distribution du moment fléchissant local est linéaire et atteint deux extrema de signes opposés aux extrémités de l'ouverture, en passant par zéro au centre de celle-ci, voir Figure I-13 [20][36].

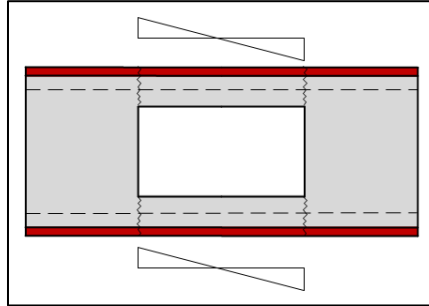


Figure I-13 : Distribution du moment fléchissant local dans les membrures

Il est alors possible de réduire les efforts locaux au centre de l'ouverture en efforts locaux dans les angles de l'ouverture, comme le montre la Figure I-14.

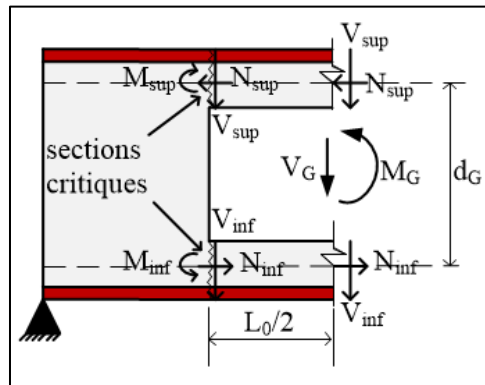


Figure I-14 : Distribution des efforts locaux dans les angles de l'ouverture

Les moments locaux (ou moments de flexion Vierendeel), dans chacune des quatre sections critiques, peuvent être obtenus par :

$$M_{\text{Vierendeel}} = V_{\text{sup}}(l_0/2) \quad \text{Equation I-2}$$

L'effort normal dans une membrure s'exprime quant à lui par :

$$N = \frac{M_G}{d_G} \quad \text{Equation I-3}$$

Avec dG, le bras de levier pris à égale distance des centres de gravité des deux membrures.

Chaque angle de l'ouverture sera donc soumis à une combinaison d'effort normal et de moment fléchissant. Compte tenu de l'interaction (N, M), dans le cas de sections dissymétriques, il est possible que les 4 angles ne mobilisent pas la même résistance en flexion. Une première rotule plastique se formera pour un certain niveau de sollicitation. Tout accroissement d'effort engendre alors une augmentation des efforts internes suivant la nouvelle répartition jusqu'à l'apparition de la seconde rotule plastique. Et ce, jusqu'à ce que les 4 coins de l'ouverture soient plastifiés, créant ainsi un mécanisme Vierendeel (voir Figure I-15)[17].

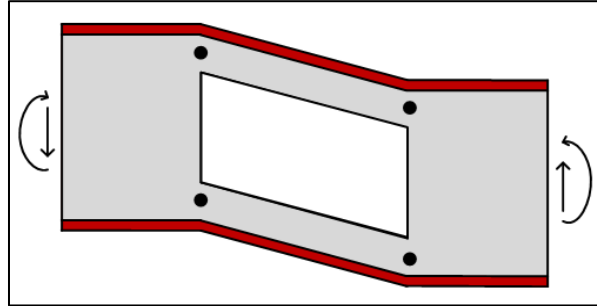


Figure I-15 : Mécanisme plastique de type cadre au droit d'une ouverture

Le moment Vierendeel sollicitant M_v est comparé au moment résistant de la section en T \acute{e} du coin de l'ouverture M_{Rd} qui correspond au moment plastique ou élastique selon la classe de la section. Il faut ensuite tenir compte de l'interaction moment-effort axial et moment effort tranchant. La seconde interaction revient à calculer une épaisseur efficace de l'âme. L'interaction moment-effort axial était considérée dans les premiers modèles proposés par la littérature comme étant linéaire [18]. Comme cette approche s'est avérée trop conservatrice, l'interaction est représentée par une forme quadratique pour les sections de classe 1 ou 2 et par une forme linéaire pour les autres classes [37].

Le moment résistant plastique réduit par l'effort normal s'écrit

$$M_{N, pl, Rd} = M_{pl, Rd} \times [1 - (N/N_{pl})^2] \quad \text{Equation I-4}$$

Le moment résistant élastique s'écrit sous la forme suivante :

$$M_{N, el, Rd} = M_{el, Rd} \times [1 - (N/N_{pl})] \quad \text{Equation I-5}$$

Dans les cas d'ouvertures autres que rectangulaires, Redwood propose une adaptation des méthodes présentées en considérant des longueurs d'ouvertures rectangulaires équivalentes. Par exemple, dans le cas d'une ouverture circulaire, il est proposé de considérer une ouverture rectangulaire équivalente de longueur $L_0 = 0,45 \times$ (diamètre de l'ouverture circulaire) et de hauteur $h = 0,90 \times$ (diamètre de l'ouverture circulaire) [2] et [37].

3.4. Voilement par cisaillement du panneau d'âme

De manière générale, la compression d'un élément est synonyme d'une potentielle instabilité. Dans le cas d'un profilé métallique, le panneau d'âme subit des efforts de compression indirects liés au

cisaillement de la poutre (voir Figure I-16). Il convient donc de vérifier la stabilité du panneau d'âme au voilement par cisaillement[38].

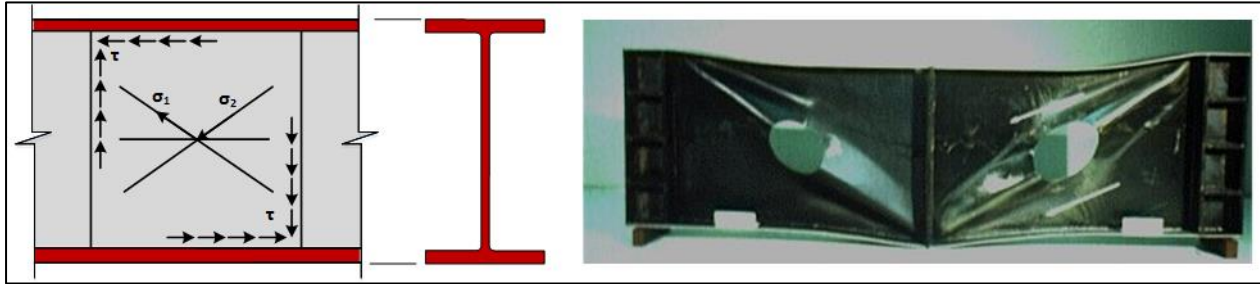


Figure I-16 : Contraintes principales de compression et traction d'un panneau en cisaillement et poutre avec trous d'âme en cisaillement [19]

Selon la référence [39], il est possible de faire une analogie du comportement entre la compression d'une plaque et le flambement d'un poteau. Lorsque la contrainte critique de voilement est atteinte, le panneau voile suite au flambement de sa diagonale comprimée. Les fibres perpendiculaires à la direction des contraintes de compression développent des efforts membranaires de traction (voir Figure I-17). Cette diagonale tendue s'oppose à la déformation du panneau permettant ainsi d'accroître la capacité portante jusqu'à la ruine de cette diagonale. Dans ce domaine postcritique, la diagonale comprimée ne pouvant plus supporter d'efforts supplémentaires, la poutre se comporte alors comme une poutre PRATT.

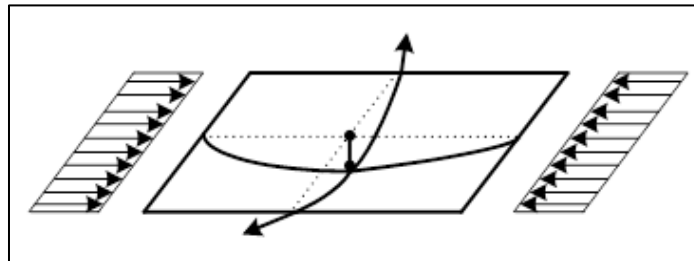


Figure I-17 : Contraintes membranaires dans le cas d'une plaque en compression pure

La présence d'une ouverture a pour conséquence de réduire la dimension des diagonales du panneau, réduisant ainsi les efforts pouvant transiter par celle-ci (voir Figure I-18), augmentant alors la sensibilité du panneau d'âme au voilement par cisaillement.

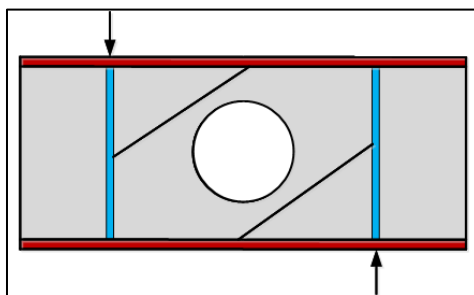


Figure I-18 : Champ de traction diagonal d'un panneau ajouré

La vérification d'un panneau d'âme élancé muni d'une ouverture isolée a fait l'objet du développement d'un modèle analytique simplifié. Cette résistance au voilement par cisaillement est donnée par :

$$V_{bw,Rd} = 0,9V_{b,Rd} \left(1 - \frac{\sqrt{d_0 l_0}}{h_w} \right) \quad \text{Equation I-6}$$

Où $V_{b,Rd}$ est la résistance au voilement par cisaillement selon l'EC3-1-5§5.2 [EC3-1-5] [40]. De plus, pour une ouverture circulaire d_0 (hauteur d'ouverture) = l_0 (longueur d'ouverture). Cette dernière méthode suit les formules de l'Eurocode 3-1-5, basées sur des modèles considérant l'effet d'un champ de traction. Cette méthode n'est donc applicable qu'à des ouvertures isolées [41].

3.5. Flambement du montant

Lorsque deux ouvertures isolées sont proches (ou dans le cas de poutres alvéolaires), le montant d'âme situé entre ces deux ouvertures, subit un cisaillement longitudinal qu'il faut vérifier[14]. Dans le calcul, il se traduit par la différence d'effort normal dans les membrures adjacentes.

Dans le cas d'une poutre alvéolaire, le montant intermédiaire est également susceptible de flamber suivant une forme en double courbure hors plan de l'âme, comme illustré par la photo de la Figure I-19. La courbure maximale est observée à environ $\pm 0,45h_0$ de la mi-hauteur du montant. La position de la section critique est influencée par la symétrie ou l'asymétrie de la poutre, par la largeur du montant d'âme et par les efforts appliqués. A noter, que la déformation n'est pas exactement symétrique pour les deux courbures, la membrure tendue s'oppose à l'instabilité, ce qui réduit la déformation. Un modèle de calcul analytique est proposé dans la référence [42][43].



Figure I-19 : Flambement du montant d'âme intermédiaire d'une poutre alvéolaire[44]

3.6. Déversement

Comme pour les poutres à âme pleine, l'un des modes de ruine prédominant pour une poutre alvéolaire est le déversement. Ce mode d'instabilité se traduit par un déplacement hors du plan de

chargement et par une rotation de la section suivant l'axe longitudinal de la poutre, voir Figure I-20.

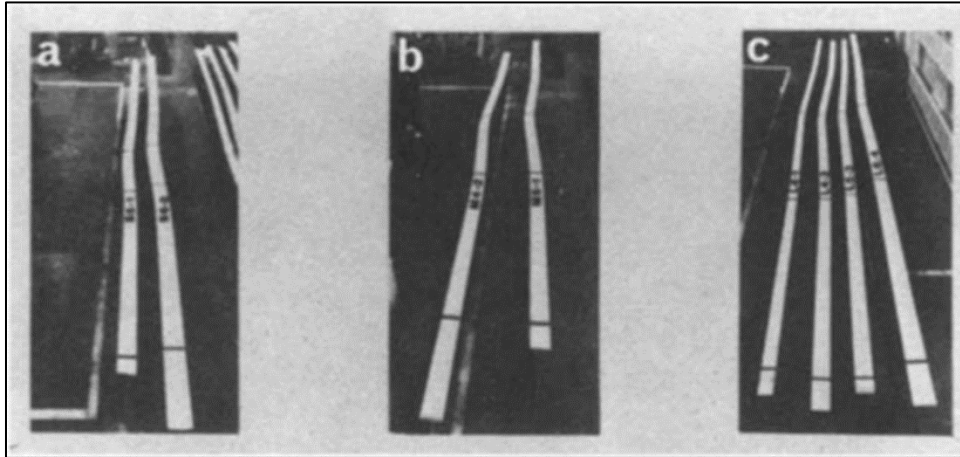


Figure I-20 : Déversement des poutres [1]

La rigidité en torsion et en flexion par rapport à l'axe de faible inertie s'oppose au déversement. Pour une poutre alvéolaire, c'est principalement l'inertie de torsion qui est réduite par la présence d'ouvertures dans l'âme, ce qui implique une plus grande sensibilité au déversement. Dans le cadre d'une poutre avec ouverture d'âme isolée, la longueur de l'ouverture étant en général relativement faible, on peut admettre que la résistance au déversement de la poutre est peu affectée par la présence de cette ouverture [45].

3.7. Flèche additionnelle

La présence d'une ouverture réduit la raideur en flexion de la poutre. Une poutre ajourée aura donc une flèche supérieure à celle de la même poutre à âme pleine. D'après la référence [22], dans le cas d'une poutre à ouverture isolée, la flèche additionnelle représente à peu près 2% de la flèche d'une poutre non ajourée. Dans le cas d'une poutre alvéolaire, la flèche additionnelle est plus significative et il convient notamment de tenir compte de la déformation induite par l'effort tranchant et la flexion locale qui peut alors être de l'ordre de 20% de la flèche.

3.8. Concentration de contrainte

La concentration de contraintes est un problème souvent rencontré dans la conception mécanique d'un composant ou d'un organe mécanique. C'est un phénomène d'augmentation locale des contraintes dans une zone comportant une modification géométrique de la pièce. Il apparaît dans une discontinuité de la pièce ou d'une structure avec la présence d'une entaille après l'usinage par exemple. La zone de concentration de contraintes est souvent le site d'amorçage des fissures de fatigue mais peut être aussi l'origine d'une rupture brutale dans le cas d'un matériau fragile (voir La Figure I-21) [46].

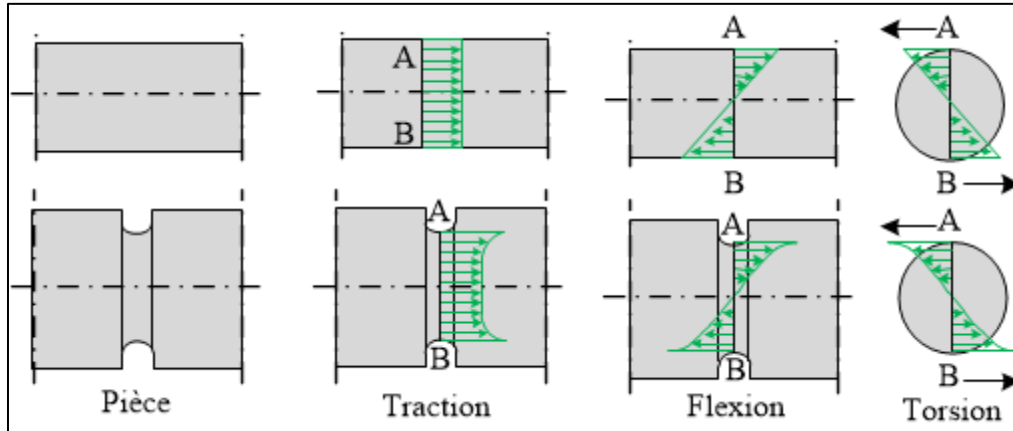


Figure I-21 : Champ de contraintes dans différents cas de pièces lisses ou entaillées

Les définitions qui suivent reposent sur une constatation fondamentale. Pour un type de chargement donné, le rapport entre la contrainte réelle (dans le cas où elle est inférieure à la limite d'élasticité) et la contrainte nominale en un point ne dépend pas de la valeur de la charge appliquée. Le choix du coefficient qui représentera les concentrations de contraintes est donc tout naturellement évident. L'indice « t » est employé pour indiquer que ces coefficients sont théoriques et que leur calcul repose sur les hypothèses de la théorie de l'élasticité. L'expression mathématique a été donnée par Peterson à la suite des travaux de Neuber [47], pour des formes de pièces simples, pour les cas en traction. Il propose l'équation I-7 pour le calcul du coefficient K_t :

$$K_t = 1 + 2\sqrt{a/\rho} \quad \text{Equation I-7}$$

a étant la demi-longueur de l'entaille et r le rayon de courbure de l'entaille.

Dans le cas d'un trou, on a : $a = \rho$ d'où $K_t = 3$.

K_t est défini comme le rapport de la contrainte maximale réelle dans la zone de discontinuité (entaille, trou, par exemple) à la contrainte dans la section nette :

$$K_t = \sigma_{réelle} / \sigma_{nom}$$

$\sigma_{réelle}$ est calculable par les méthodes numériques comme la méthode des éléments finis ou par les méthodes analytiques pour les géométries simples. Elle est également mesurable par les techniques d'analyses de contraintes expérimentales comme la photoélasticimétrie, l'extensométrie ou encore les méthodes thermiques.

L. Amayreh et M. P. Saka (2005) [47], ont présenté les inconvénients des poutres alvéolaires. En raison de la présence d'ouvertures dans l'âme, le comportement de la structure des poutres alvéolaires sera différent de celui des poutres à âmes pleines. La capacité de cisaillement des parois de l'âme est un facteur limitant, et les poutres alvéolaires ne sont pas appropriées pour de courtes portées lourdement chargées. Les déformations de cisaillement dans les Tés sont importantes et l'analyse des déformations est plus complexe que pour les poutres à âme pleine. Les coins rentrants au niveau des ouvertures produisent des concentrations de contraintes et limitent l'utilité des poutres alvéolaires dans des situations où les effets dynamiques sont importants.

B. Anupriya et K. Jagadeesan [33] ont aussi montré qu'une poutre à ouvertures alvéolaires a des limites à cause de la concentration de contrainte qui se produit près des trous et du cisaillement qui génèrent une capacité de charge réduite. La concentration de contrainte peut être réduite en positionnant les ouvertures à proximité de l'axe neutre où les contraintes sont faibles et d'effectuer la coupe en zig-zag [6]. La capacité de cisaillement peut être augmentée en rigidifiant l'âme sous les points de charges et de réactions concentrées. L'inconvénient majeur de poutres alvéolaires est que l'introduction d'une ouverture dans l'âme de la poutre modifie la répartition des contraintes dans l'élément et influence aussi son comportement à la ruine. Ces ouvertures diminuent la raideur des poutres provoquant une plus grande déformation [5].

4. Modélisation des poutres avec ouvertures d'âmes

Pour modéliser un profilé métallique, il peut être représenté par des éléments qui représentent des panneaux (âmes et semelles). Afin de simuler le comportement des poutres en acier avec des ouvertures d'âme, des modèles numériques ont été proposés. L'approche proposée par A. Lan et R. Redwood (1974) [48] est réalisée en utilisant une approximation par différence finie, ce qui permet d'envisager toute forme le montant d'âme. La courbe contrainte-déformation du matériau du montant est considérée élasto-plastique avec écrouissage. Une approximation simple est donnée pour relier la charge critique du montant intermédiaire à la capacité ultime des poutres alvéolaires. La comparaison est faite avec les résultats d'un certain nombre d'essais sur des poutres alvéolaires qui ont atteint leur ruine par instabilité de montant.

Zaarour (1995) [49] a présenté une modélisation non linéaire par éléments finis d'une section de poutre entre deux ouvertures adjacentes pour prédire la résistance par rapport au voilement du montant d'âme comme illustré à la Figure I-22. Ainsi, la section modélisée comprend le montant d'âme et les Tés supérieur et inférieur situés dans le voisinage immédiat de l'ouverture. Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du code de calcul par éléments finis Aster (des éléments de coques).

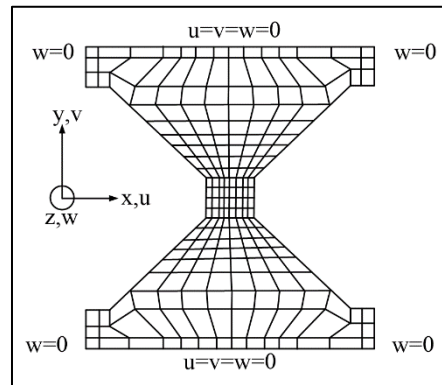


Figure I-22 : Modélisation du montant d'âme [49]

Les parois d'âme de la poutre sont modélisées en utilisant des éléments quadratiques du type coque mince avec quatre nœuds. Les conditions aux limites sont montrées à la Figure I-22. Le modèle numérique proposé est soumis à une charge équivalente aux forces de cisaillement et aux moments de flexion agissant aux deux extrémités. La force de cisaillement est remplacée par deux forces verticales appliquées aux centres de gravité des Tés supérieure et inférieure avec une répartition

égale sur les deux. Les moments de flexion à chacune des deux extrémités du modèle sont remplacés par deux forces axiales de sens opposés agissant sur les centres de gravité des Tés supérieure et inférieure. Le modèle en acier suit le critère de von-Mises et une loi de comportement élastique, puis parfaitement plastique. Les résultats numériques ont montré un bon accord avec les résultats expérimentaux obtenus avec des ouvertures d'âmes et dont la ruine lors des essais s'est produite essentiellement par voilement du montant d'âme.

Redwood et Dermidjian (1998) [50] ont proposé une modélisation tridimensionnelle réalisée par le logiciel Aster afin de prédire la charge critique produisant le flambement élastique du montant. Les quatre poutres modélisées, n'ayant que des portées différentes, ont tous les modes de ruine par flambement du montant sans subir de déformations plastiques lors des essais. Ceci a conduit les auteurs à adapter la modélisation en élasticité. Étant donné la symétrie du problème, seule la moitié de la poutre a été modélisée. La Figure I-23 montre la modélisation adoptée, qui correspond à la géométrie de la poutre d'essai et au système d'appui.

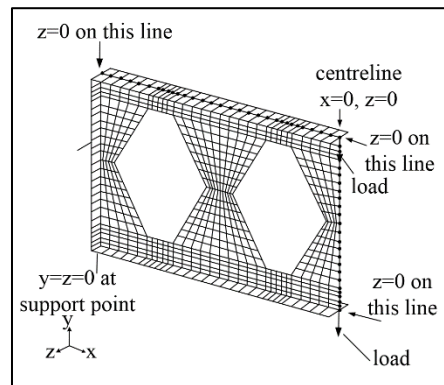


Figure I-23 : Modélisation des poutres d'essai [50]

Les résultats de cette analyse ont montré que les charges critiques de flambage ne sont pas très sensibles au rapport Moment de flexion / force de cisaillement. De plus, la différence obtenue entre les charges de ruine expérimentales et les charges critiques prédites par le modèle numérique varie entre 4% et 14%.

Soltani et al. (2012) [32] ont présenté un modèle numérique développé pour prédire le comportement des poutres alvéolaires avec des ouvertures hexagonales et octogonales jusqu'à la ruine. Le modèle numérique prend en compte à la fois les non linéarités matérielles et géométriques. Pour initier le flambement, une petite imperfection géométrique initiale hors-plan, obtenue à partir d'une analyse de flambement des valeurs propres, a été imposée au modèle. Les résultats de données expérimentales obtenues à partir de travaux antérieurs ont montré que le modèle est capable de prédire, avec une bonne précision, la charge ultime et, dans une certaine mesure, le mode de ruine. Une étude paramétrique est ensuite réalisée pour évaluer la classification de sections donnée dans l'Annexe N et pour comparer le comportement en charge ultime des poutres alvéolaires avec des ouvertures hexagonales et octogonales lorsqu'elles sont soumises à la flexion et à la force de cisaillement. Les résultats numériques ont été comparés avec ceux obtenus avec la méthode analytique présentée dans l'annexe N. ENV1993-1-1.

E. Ellobody (2012) [51] a étudié le comportement non linéaire des poutres cellulaires en acier à résistance normale et élevée. Les modes d'instabilité des cellules ont été étudiés et présentés. Une modélisation par éléments finis a été menée en utilisant le logiciel ABAQUS. Il est également suggéré que l'utilisation d'acier à haute résistance augmente considérablement les charges de ruine des poutres cellulaires en acier.

Durif et al. (2013) [44] ont réalisé des tests expérimentaux sur des poutres cellulaires avec ouvertures de forme sinusoïdale. Les expériences montrent un comportement spécifique de la poutre à ouvertures sinusoïdales par rapport aux ouvertures circulaires standard de la poutre cellulaire. Les essais ont été réalisés sur trois poutres représentant différentes dimensions des ouvertures. L'objectif était d'observer les modes de ruine de ces poutres et d'obtenir leurs capacités de charge. Ils ont également réalisé une modélisation numérique et confronté ses résultats à ceux obtenus par essais. La bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques a validé le modèle comme outil de prévision. Par conséquent, ce modèle numérique est utilisé pour étudier de près l'effet de contrainte autour de l'ouverture des poutres. Il a confirmé que pour une taille d'ouverture élevée $a_0/H_{tot} = 0,78$, ils ont observé un mode de ruine qui similaire à celui d'une ouverture rectangulaire avec quatre charnières en plastique localisées aux quatre coins d'ouverture.

En 2012, Durif [14] a proposé un modèle qui sert de référence jusqu'à présent et dont le principe est cité ou repris par d'autres travaux plus récents. Le modèle permet de représenter le comportement d'une paroi de poutre à ouvertures sinusoïdales avec raidisseurs, qui peut être généralisé pour tous les types d'ouvertures et de raidisseurs.

4.1. Comportement des plaques

Selon la théorie élastique linéaire, une plaque rectangulaire mince soumise à des contraintes de compression (Figure I-24), sa contrainte critique de voilement peut être obtenue par l'équation I-8.

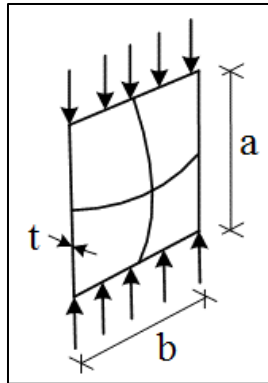


Figure I-24 : Une plaque avec appuis simples sur les 4 bords

Ainsi, la contrainte critique de voilement (σ_{cr}) d'une plaque appuyée sur quatre cotés dont les dimensions sont (a.b.t), soumise à une compression suivant sa largeur (b) est donnée dans la littérature par l'Equation I-8 [7].

$$\sigma_{cr} = \frac{k_{\sigma} \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{Equation I-8}$$

k_{σ} est le coefficient de voilement de la plaque qui dépend de plusieurs paramètres :

- conditions d'appui de la plaque,
- distribution des sollicitations,
- coefficient d'aspect $\alpha = a/b$.

Les valeurs de k_{σ} sont généralement données par des courbes ou des formules en fonction des différentes conditions d'appui et de différentes sollicitations, Aussi, les coefficients k_{σ} sont obtenus généralement par MEF:

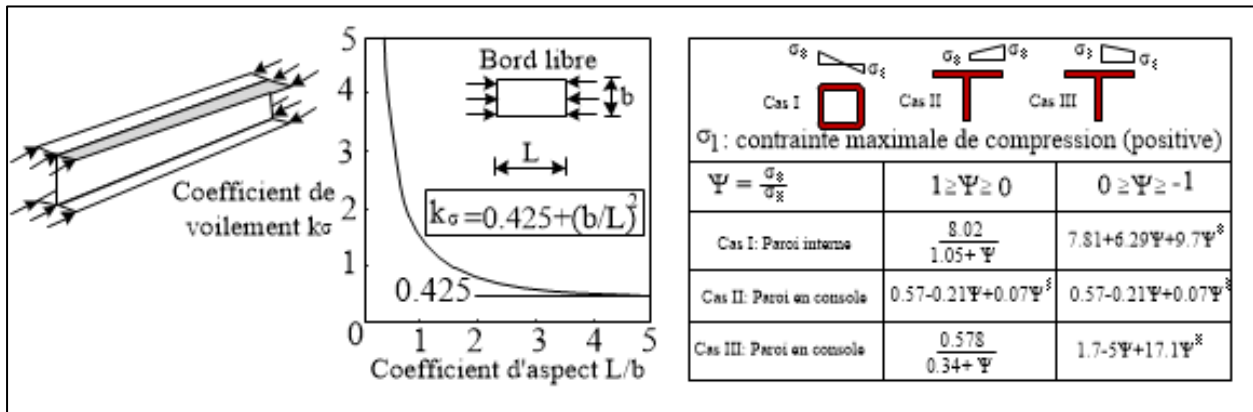


Figure I-25 : Coefficient de voilement k_{σ} en fonction de la distribution de la contrainte normale[5]

Pour le cas d'une plaque simplement appuyée sur ses 4 bords, comprimée uniformément sur deux bords opposés, le calcul analytique fournit une formule donnant la contrainte critique d'une telle plaque par l'Equation I-9 :

$$\sigma_{cr} = 4x \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{Equation I-9}$$

Avec :

- t : épaisseur de la plaque
- b : largeur de la plaque
- k_{σ} pris égal à 4 pour une plaque carrée

4.2. Comportement des profilés métalliques

Pour modéliser un profilé métallique, il suffit de remplacer les appuis dans le sens longitudinal de la plaque du paragraphe précédent par deux plaques d'épaisseur (t_w) et de largeur (h_w). Ces plaques (qui représentent les semelles du profilé) sont perpendiculaires au plan moyen de la plaque initiale (qui représente l'âme du profilé métallique).

D'après la classification des sections transversales donnée par les CCM97 et l'EC3, la classe des profilés laminés courants, en compression centrée, dépend de la classe de leurs âmes [10]. Classifier les âmes avec les limites données dans ces règlements revient à considérer le coefficient de voilement identique à celui d'une plaque appuyée sur quatre cotés ($k\sigma=4$), ce coefficient dépend des dimensions des semelles (Figure I-25).

5. Modèle analytique

Les normes actuelles permettent de dimensionner une poutre en tenant compte de la flexion locale Vierendeel des membrures d'une ouverture [4]. Cette approche consiste à considérer les membrures de l'ouverture comme des poutres soumises à un effort tranchant, un effort normal (induit par la flexion globale) et un moment fléchissant provoqué par le transfert de cisaillement autour de l'ouverture. La présence des raidisseurs horizontaux est prise en compte dans le calcul des propriétés sectorielles des membrures de l'ouverture, sections en té avec une paroi horizontale supplémentaire correspondant au raidisseur.

Généralement, le comportement des poutres à ouvertures d'âmes est considéré similaire à celui d'une poutre échelle (ou poutre Vierendeel) chargée aux nœuds. Cette hypothèse permet de considérer que les membrures de l'ouverture sont soumises à un moment fléchissant local bi-triangulaire sur la longueur de l'ouverture. Cette distribution d'effort correspond à une poutre échelle isostatique, constituée de rotules internes à mi longueur des différentes membrures de la poutre. La Figure I-26 donne un exemple de distribution de moment fléchissant (obtenus avec le logiciel Robot) au sein d'une poutre échelle isostatique chargée aux nœuds [6].

Cette approximation est plus ou moins représentative du comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âme en fonction de plusieurs paramètres tels que la forme de l'ouverture ou le type de chargement.

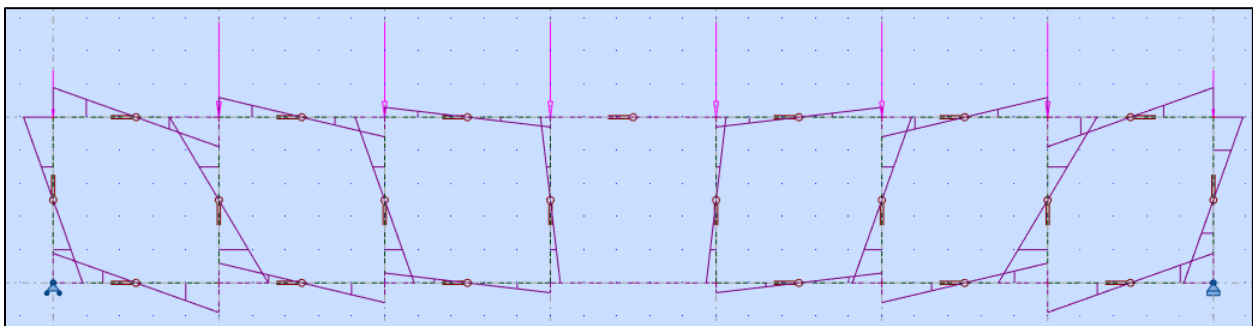


Figure I-26 : Diagrammes de moments fléchissant dans les membrures d'une poutre échelle

La flexion Vierendeel correspond à la flexion locale des membrures supérieure et inférieure de l'ouverture. Elle est générée par le transfert de cisaillement autour de l'ouverture. Par conséquent, dans le cas d'une ouverture rectangulaire, les membrures supérieure et inférieure sont soumises à une flexion locale qui s'ajoute à l'effort axial (induit par la flexion globale de la poutre). Ainsi, les contraintes axiales évoluent le long de l'ouverture et sont maximales aux coins et génèrent potentiellement la formation de rotules ou d'instabilités (en zone de compression) et donc d'un mécanisme de ruine (voir Figure I-27).

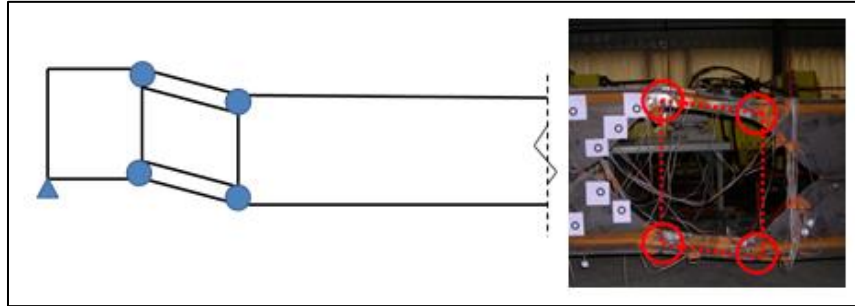


Figure I-27 : Illustration du mécanisme de ruine par flexion Vierendeel [14]

En théorie, nous pouvons considérer que la poutre à ouvertures d'âmes est fendue en plusieurs parties dont il faut analyser le comportement au niveau local et global. Cette méthode est basée sur une présentation par W. Young [52] pour l'analyse de poutres fendues.

Si l'âme d'une poutre est percée par un trou ou une fente (Figure I-28), les contraintes dans les fibres extrêmes (a) et (b) d'une section quelconque B sont données par les équations suivantes :

$$\text{Compression} \quad \sigma_a = -\frac{M_A}{I/C} - \frac{V_A x I_1 / (I_1 + I_2)}{(I/C)_1} \quad \text{Equation I-10}$$

$$\text{Traction} \quad \sigma_b = \frac{M_A}{I/C} + \frac{V_A x I_2 / (I_1 + I_2)}{(I/C)_2} \quad \text{Equation I-11}$$

Ici M_A est le moment de flexion en A (milieu de la fente), V_A est le cisaillement vertical en A, I/c est Module élastique (I/mi-hauteur) de poutre nette à B, I_1 et I_2 sont les moments d'inertie et $(I/C)_1$, et $(I/C)_2$ sont les Modules élastique (I/mi-hauteur) des sections transversales des parties 1 et 2 concernant leurs propres axes centraux. M et V sont positifs ou négatifs selon la convention habituelle, et x est positif lorsqu'il est mesuré à droite.

Les formules précédentes sont dérivées en remplaçant toutes les forces agissant sur la poutre vers la gauche de A par un couple équivalent M_A et le cisaillement V_A en A. Le couple produit une contrainte de flexion donnée par le premier terme de la formule. Le cisaillement se divise entre les deux parties 1 et 2 en proportion de leur I respectif et produit dans chaque partie une contrainte de flexion supplémentaire donnée par le deuxième terme de la formule. La contrainte à tout autre point de la section transversale peut être trouvé de manière similaire en ajoutant les contraintes du M_A et celles dues à cette flexion secondaire causée par le cisaillement. (Aux extrémités de la fente, il y a une concentration de contraintes aux coins qui n'est pas prise en compte ici.)

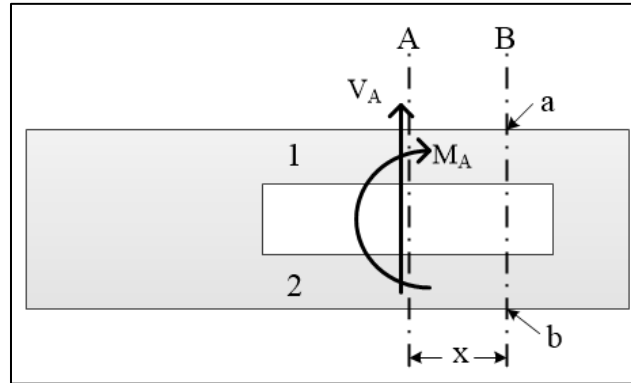


Figure I-28 : Poutre fendue [52]

Considérons une poutre avec un trou d'âme en flexion comme indiqué sur la Figure I-29a. Si le trou d'âme est centré sur l'axe neutre de la poutre, l'hypothèse selon laquelle le cisaillement dans une section de trou peut être divisé de manière égale entre les parties supérieure et inférieure de la section peut être prise. Ceci est considéré comme une hypothèse raisonnable lorsque l'on considère le même moment d'inertie des deux sections de Té. Les équations par Roark (Equations I-10 et I-11) divisent le cisaillement total proportionnellement au rapport des moments d'inertie dans les deux sections en Té. Pour illustrer la deuxième hypothèse faite pour l'analyse, la section de la poutre illustrée à la Figure I-29 est considérée. Considérons également que cette section réduite est placée dans un cisaillement pur c'est être dire que la flexion est entièrement dans les sections en Té et qu'aucune rotation n'a lieu aux extrémités des sections en Té. Ceci, bien sûr, donnera des moments de flexion égaux aux extrémités de chaque section en Té. Ainsi, la deuxième hypothèse de cette analyse est la suivante : un point d'inflexion (changement de courbure) se produit au centre de la portée du trou, en considérant le "cisaillement-flexion" seulement.

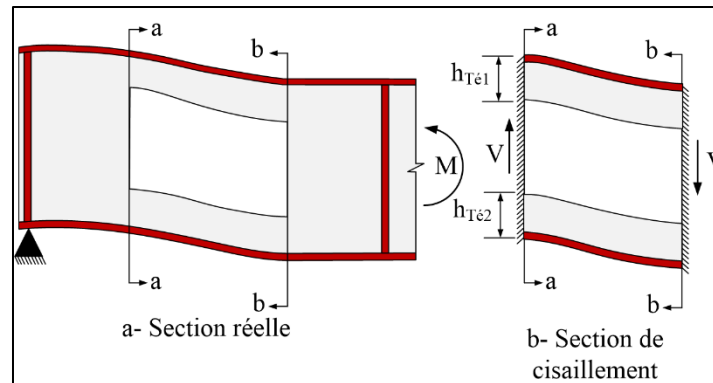


Figure I-29 : Sections de poutre pour le modèle de Roark [52]

Les contraintes autour de l'ouverture sont alors simplement une sommation des deux effets : la contrainte de flexion globale de la poutre est calculée comme pour une poutre à âme pleine, et le moment de flexion du cisaillement de la section en Té calculé comme pour une poutre encastree en utilisant les hypothèses décrites précédemment. Ainsi, la contrainte résultante totale de flexion est donnée par Equation I-12.

$$\sigma = \frac{My}{I} - \frac{Vxy_{Té}}{2I_{Té}} \quad \text{Equation I-12}$$

Où pour un point particulier sur l'une des sections de Té :

M = moment de flexion de la poutre à âme pleine,
y = distance de l'axe neutre de la poutre à âme pleine,
I = moment d'inertie (les 2 Tés ensemble),
V = cisaillement total à la ligne médiane du trou,
x = distance longitudinale du centre du trou,
 $y_{Té}$ = distance de l'axe neutre du point de départ,
 $I_{Té}$ = moment d'inertie de la section en Té.

Cette équation montre que la combinaison des contraintes est additive au sommet de la partie supérieure du Té.

Donahey et Darwin 1986; Donahey, 1987 [53] ont effectué des études sur 9 poutres à ouverture isolée rectangulaire dans l'âme jusqu'à la ruine. Une section W10 x 15 et huit sections W21 x 44 ont été utilisées. Les matrices de rigidité globales pour les Tés individuels peuvent être combinées pour former un élément d'ouverture d'âme. L'élément d'ouverture d'âme se compose d'éléments en Té supérieur et inférieur reliés par quatre liaisons rigides. La matrice de rigidité globale pour l'élément d'ouverture d'âme peut ensuite être ajoutée directement à la matrice de rigidité de la structure globale, qui consiste en des éléments de poutre uniformes de part et d'autre de l'ouverture de l'âme. Un exemple de structure incorporant un élément d'ouverture de l'âme est représenté sur la (Figure I-30).

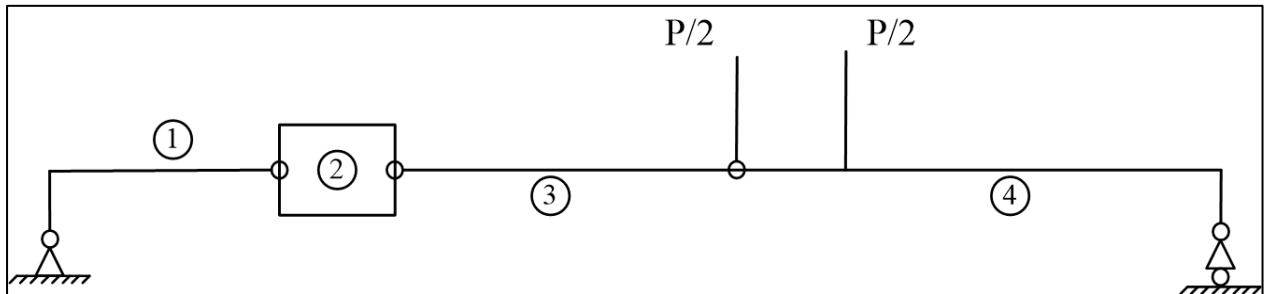


Figure I-30 : Modèle d'analyse de flexion pour poutre à ouverture dans l'âme [53]

L'emplacement de l'ouverture (comme indiqué par les rapports M/V ou M/V_d) a un effet majeur sur le comportement d'ouverture et sur la capacité à l'ouverture. À mesure que le rapport M/V réduit, les flèches à travers l'augmentation d'ouverture et les fissures transversal se produisent à des charges plus faibles. La première plastification de l'acier autour d'une ouverture n'est pas une bonne mesure de la capacité de la section. La ruine des poutres dans cette étude était, en général, assez ductile.

Le Figure I-31 présente les mesures de déplacement dans trois sections disposées sur la semelle inférieure de la poutre (milieu de la poutre et bords de l'ouverture).

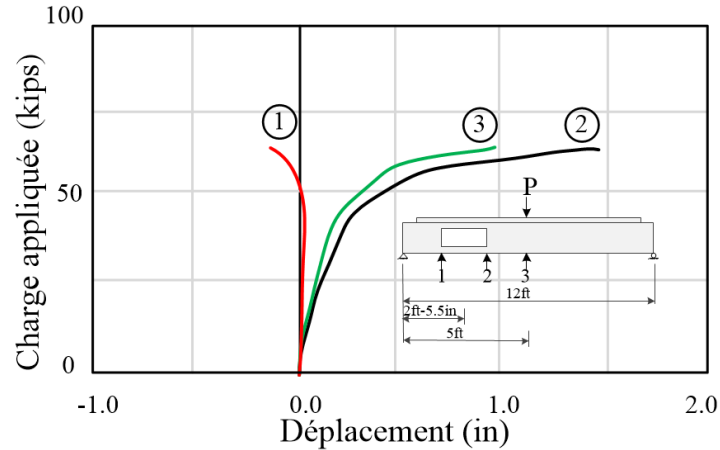


Figure I-31 : Courbes Force Déplacement [53]

Benitez A. (1998) [54] et Zhou D. et al. (2012) [55] ont effectué des études pour analyser les déformées élastiques des poutres métalliques en I, en appui simple avec une ouverture d'âme. Ils ont présenté des formules applicables en résolvant directement des équations différentielles et en résolvant des équations différentielles combinées à l'aide de la méthode de déplacement. Les résultats de ces formules, comparés à ceux donnés par une modélisation par éléments finis, montrent un bon accord et une haute précision.

La fonction de force interne (fonction de moment fléchissant) doit être connue lors de l'établissement des équations différentielles de la flèche. Dans la zone de la section en I sans ouverture, la fonction de moment fléchissant peut-être directement obtenue en utilisant des conditions d'équilibre. Cependant, dans la zone de l'ouverture (section en T) le problème est trois fois hyperstatique et il est nécessaire de déterminer les inconnues hyperstatiques. La démarche de résolution repose sur les hypothèses suivantes pour simplifier le calcul :

1. Dans la région de l'ouverture, le moment fléchissant se compose d'une partie dite primaire et d'une partie dite secondaire. Ces moments sont provoqués respectivement par des efforts normaux et des efforts tranchants. Le point d'inflexion localise le point de milieu de la poutre locale supérieur et inférieur (supposant au milieu de la poutre).
2. Lors de la détermination de la flèche, l'effet des moments fléchissant secondaires est pris en compte, alors que l'effet des moments fléchissant primaires et des efforts tranchants sont négligés.
3. Seule la propriété élastique de la poutre est considérée.

La Figure I-32 montre que la poutre I ajourée est isostatique sur sa partie non ajourée et trois fois hyperstatique sur sa partie ajourée. Ainsi, les forces internes locales, par exemple N_t , M_{s1} et Q_t sont des inconnues à déterminer.

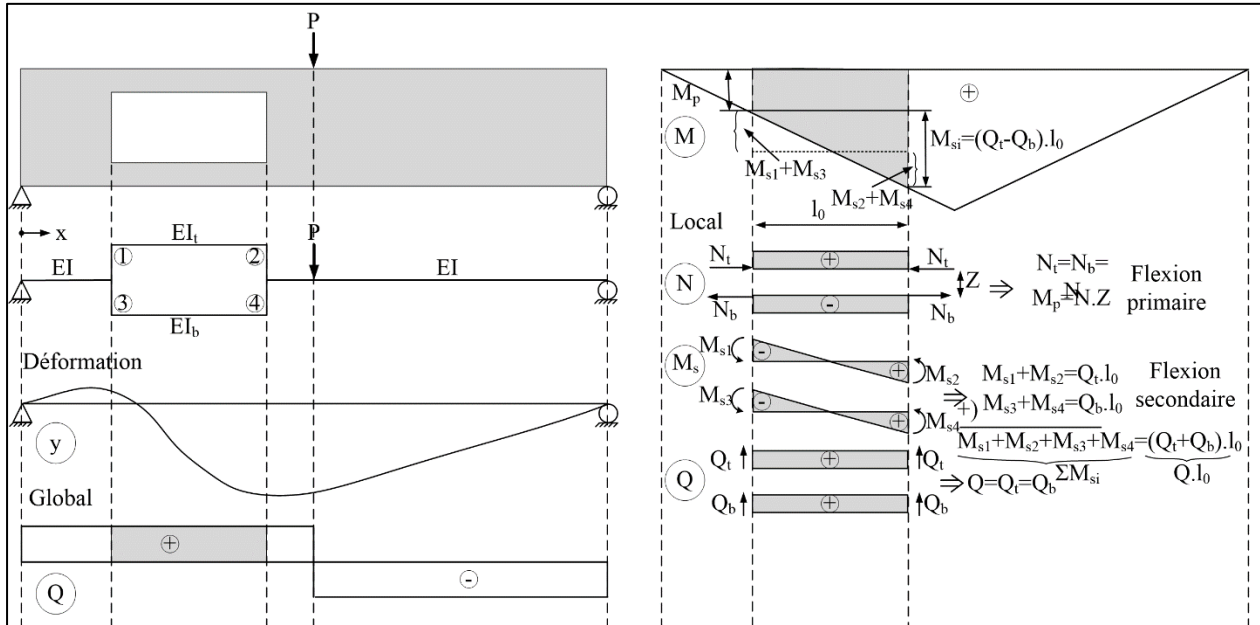


Figure I-32 : Forces internes locale et globale d'une poutre en I ajourée[56]

Une autre étude analytique a été menée par M. Qissab (2015) [57] visant à étudier une nouvelle matrice de rigidité pour un élément 2D-poutre avec une ouverture transversale.

Dans cette étude, il a utilisé la matrice de rigidité pour un élément de poutre avec ouverture transversale comprenant l'effet de la déformation par cisaillement. Le principe de l'énergie de déformation est utilisé dans le processus de dérivation de la matrice de rigidité et le vecteur de force d'extrémité fixe pour le cas d'une charge concentrée ou uniformément répartie est également dérivé. La précision des résultats obtenus en fonction de la matrice de rigidité dérivée est examinée par comparaison avec celle de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Abaqus et une précédente étude qui montre un bon accord avec une grande précision (Figure I-33).

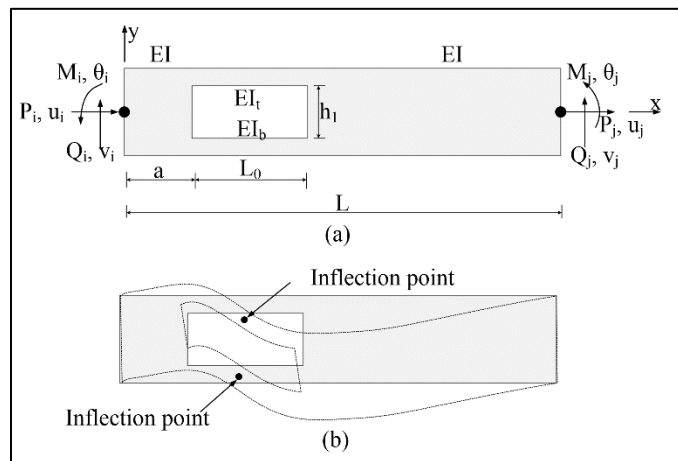


Figure I-33 : Élément de poutre avec ouverture transversale : (a) Les forces aux nœuds et les degrés de liberté ; (B) Forme déformée

Dans la présente étude, on s'intéresse à l'étude de la flexion locale des membrures d'une ouverture avec ou sans raidisseurs horizontaux. En effet, il existe peu de recherches sur le comportement des ouvertures munies de raidisseurs [58][33][59][12]. Aujourd'hui les prescriptions en terme de dimensionnement se basent sur les règles décrites dans l'annexe N de la précédente version ENV des Eurocodes [4]. Ces règles donnent des prescriptions de longueur minimale de raidisseurs et fournissent quelques règles de calcul. Cependant, ces règles peuvent s'avérer insuffisantes pour un certain nombre de profilés. De plus, aucune distinction n'est faite sur le fait d'utiliser un raidisseur ou deux raidisseurs de part et d'autre de l'âme ou bien des raidisseurs avec différentes longueurs. En effet, la prescription existante donne une longueur minimale de raidisseur en dessous de laquelle celui-ci ne peut pas être pris en compte dans les calculs.

6. Classification et caractéristiques des sections

Les sections de profilés laminés ou soudés peuvent être considérées, selon l'Eurocode 3, comme un assemblage de parois distinctes : des parois internes et des parois en console (Figure I-34) [3].

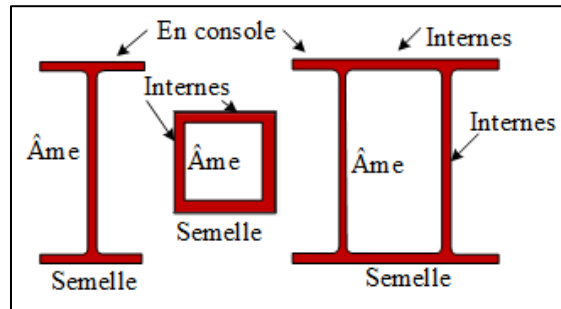


Figure I-34 : Définition des parois internes et en console.

- (a) En raison de la faible ampleur des rotations de rotules plastiques nécessaires à l'apparition du mécanisme Vierendeel, on peut considérer qu'il est suffisant pour les âmes non raidies des Tés situés au-dessus et en dessous d'ouvertures d'âmes d'être de Classe 1, 2 ou 3.
- (b) Les âmes de Tés raidis soient également de Classe 1, 2 ou 3 après raidissage. Il faut que les renforts ou raidisseurs faisant partie de la section transversale d'un Té raidi soient de Classe 1 ou de Classe 2.
- (c) Les portions de l'âme formant les âmes des tés non raidis au-dessus et en dessous d'ouvertures d'âme non raidies peuvent être classifiées en tenant compte de l'encastrement des portions adjacentes de l'âme de la façon suivante [3]:

- pour la Classe 2 :

$$l_0 \leq 32\epsilon t_w \leq \frac{10\epsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32\epsilon t_w}{l_0}\right)^2}} \quad \text{Equation I-12}$$

- pour la Classe 3 :

$$l_0 \leq 36\epsilon t_w \leq \frac{14\epsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36\epsilon t_w}{l_0}\right)^2}} \quad \text{Equation I-13}$$

Où :

l_0 est la longueur de l'ouverture.

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Les parois étant relativement minces, si elles sont comprimées, elles risquent de voiler. Ce risque de voilement local peut réduire la capacité de résistance à la compression et/ou à la flexion d'une section. Pour éviter une ruine prémature par voilement local, on limite le rapport largeur/épaisseur des parois d'une section. La nuance d'acier intervient dans la classification, mais les éléments principaux sont les dimensions de la section transversale du profilé. Cette classification des sections transversales permet de déterminer si le voilement local survient avant ou après plastification de la section transversale. Afin de réaliser une vérification de la résistance et de la stabilité, les caractéristiques de section doivent être connues. Selon leur aptitude à se plastifier ou inversement, selon leur prédisposition au voilement local, les sections transversales ont été répertoriées en 4 classes (selon l'Eurocode 3) : Tableau I-1

- les sections de classe 1 peuvent atteindre leur résistance plastique sans risque de voilement local et possèdent une capacité de rotation importante pouvant former une rotule plastique.
- les sections de classe 2 peuvent aussi atteindre leur résistance plastique sans risque de voilement local, mais ont une capacité de rotation limitée.
- les sections de classe 3 peuvent atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais pas leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.
- Les sections de classe 4 ne peuvent pas atteindre leur résistance élastique du fait des risques de voilement local.

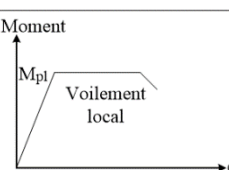
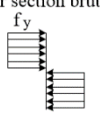
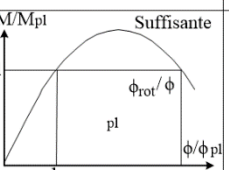
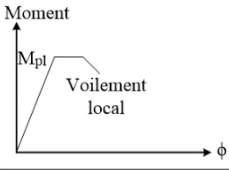
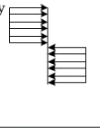
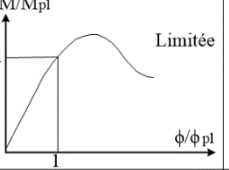
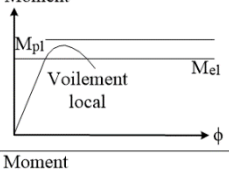
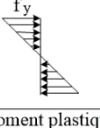
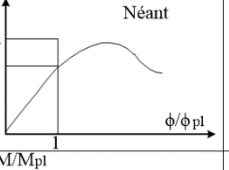
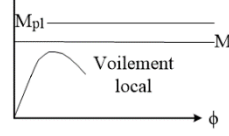
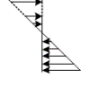
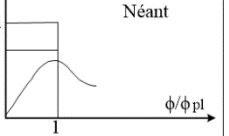
Modèle de comportement	Moment de résistance	Capacité de rotation	Classe
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p> <p>f_y</p> 	<p>M/M_{pl}</p> <p>Suffisante</p> <p>1</p> <p>ϕ_{rot}/ϕ</p> <p>pl</p> <p>ϕ/ϕ_{pl}</p> 	1
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p> <p>f_y</p> 	<p>M/M_{pl}</p> <p>Limitée</p> <p>1</p> <p>ϕ/ϕ_{pl}</p> 	2
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>M_{el}</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p> <p>f_y</p> 	<p>M/M_{pl}</p> <p>Néant</p> <p>1</p> <p>ϕ/ϕ_{pl}</p> 	3
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>M_{el}</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section efficace</p> <p>f_y</p> 	<p>M/M_{pl}</p> <p>Néant</p> <p>1</p> <p>ϕ/ϕ_{pl}</p> 	4

Tableau I-1 : Résumé de la définition des classes de sections

Dans le tableau I-1, les termes utilisés sont les suivants :

M : le moment appliqué à la section ;

ϕ : la rotation (courbure) de la section sous le moment ;

ϕ_{pl} : la rotation (courbure) de la section exigée pour générer une distribution plastique totale des contraintes ;

Les moments de résistance en flexion pour les quatre classes définies ci-dessus sont donc :

Pour les classes 1 et 2 : le moment plastique : $M_{pl} = W_{pl}.f_y$

Pour la classe 3 : le moment élastique de la section brute : $M_{el} = W_{el}.f_y$;

Pour la classe 4 : le moment élastique réduit à cause du voilement local c'est-à-dire le moment élastique de la section efficace : $M_o = W_{eff}.f_y < M_{el}$

Pour estimer le coefficient de voilement, la modélisation numérique MEF est utilisée. En estimant de la contrainte critique de voilement (σ_{cr}), le coefficient de voilement ($k\sigma$) peut être obtenu à partir de l'Equation I-14.

$$K_{\sigma} = \frac{12(1 - \nu^2)\sigma_{cr}}{\pi^2 E} \left(\frac{b}{t}\right)^2 \quad \text{Equation I-14}$$

En connaissant la valeur numérique du coefficient de voilement, nous pouvons calculer l'élançement réduit par le biais de la formule donnée dans l'équation I-15 [7].

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{235 \times 12(1 - \nu^2)}{\varepsilon^2 \cdot k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E} \left(\frac{\bar{b}}{t}\right)^2} = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad \text{Equation I-15}$$

Où \bar{b} représente la largeur appropriée pour le type de paroi et le type de section transversale. La Figure I-35 représente le diagramme : $\bar{N}_p = f(\bar{\lambda}_p)$

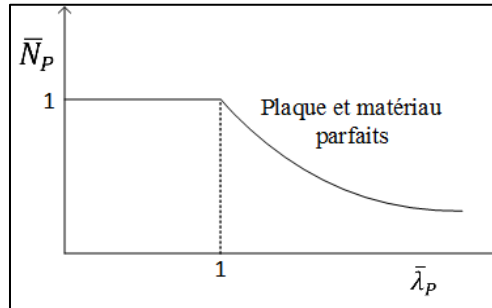


Figure I-35 : Diagramme de L'effort normal résistant en fonction de l'élançement réduit

Si l'élançement réduit de la paroi est inférieur à 1, il n'y a pas de phénomène de voilement local, et la paroi peut développer sa pleine résistance plastique.

Si l'élançement réduit est supérieur à 1, la résistance de la plaque est limitée par l'apparition d'un voilement local, et on a alors :

$$\bar{N}_p = \frac{\sigma_{ult}}{f_y} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_p}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Equation I-16}$$

Cette approche purement théorique doit cependant être modulée par le fait que les parois des profils ne sont en réalité jamais parfaitement planes et que le comportement de l'acier n'est jamais exactement élastique parfaitement plastique (il subit un écrouissage).

Pour ($\bar{\lambda}_p \leq 1$) la paroi peut développer sa charge plastique.

Pour ($\bar{\lambda}_p \geq 1$) la capacité de la paroi est limitée par la contrainte de voilement critique élastique σ_{cr} .

Compte tenu du fait que les parois ne sont pas parfaitement planes en réalité, que des contraintes résiduelles existent et que l'acier n'est pas élastique parfaitement plastique, des corrections interviennent sur les bornes de l'élançement réduit données ci-dessus. De plus les parois ont un comportement post-critique.

On doit limiter les valeurs de ($\bar{\lambda}_p$) en fonction des classes, afin d'éviter le voilement local. L'EC3 utilise les valeurs suivantes de ($\bar{\lambda}_p$) pour la classification des parois) Tableau I-2 : classe 1 ($\bar{\lambda}_p < 0.5$), classe 2 ($\bar{\lambda}_p < 0.6$) et classe 3 ($\bar{\lambda}_p < 0.9$) ou ($\bar{\lambda}_p < 0.74$) (sections comprimées).

Parois comprimées internes						
Classe	Paroi flèche	Paroi comprimée	Paroi comprimée et flèche			
Distribution de contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$			
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$			
Distribution de contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Tableau I-2: Rapports largeur et épaisseur maximum pour les parois comprimées

7. Raidissage des ouvertures d'âme

Les poutres à ouvertures avec raidisseurs (voir Figure I-36) sur le montant permettent d'éviter les instabilités globales de la poutre.



Figure I-36 : Tronçon de poutre avec ouverture d'âme et raidisseurs horizontaux testé en flexion

Si l'ouverture est très grande, comme illustré à la Figure I-37, la résistance au cisaillement est sévèrement limitée par la flexion Vierendeel. Une mesure efficace consiste à prévoir des raidisseurs horizontaux au-dessus et en-dessous de l'ouverture. Ces raidisseurs augmentent de manière importante la résistance en flexion des sections en T et, par conséquent, la résistance au cisaillement. En même temps, la compression verticale dans l'âme augmente et il peut s'avérer nécessaire d'ajouter des raidisseurs verticaux pour éviter l'instabilité locale de l'âme illustrée dans la Figure I-37 [60][61].

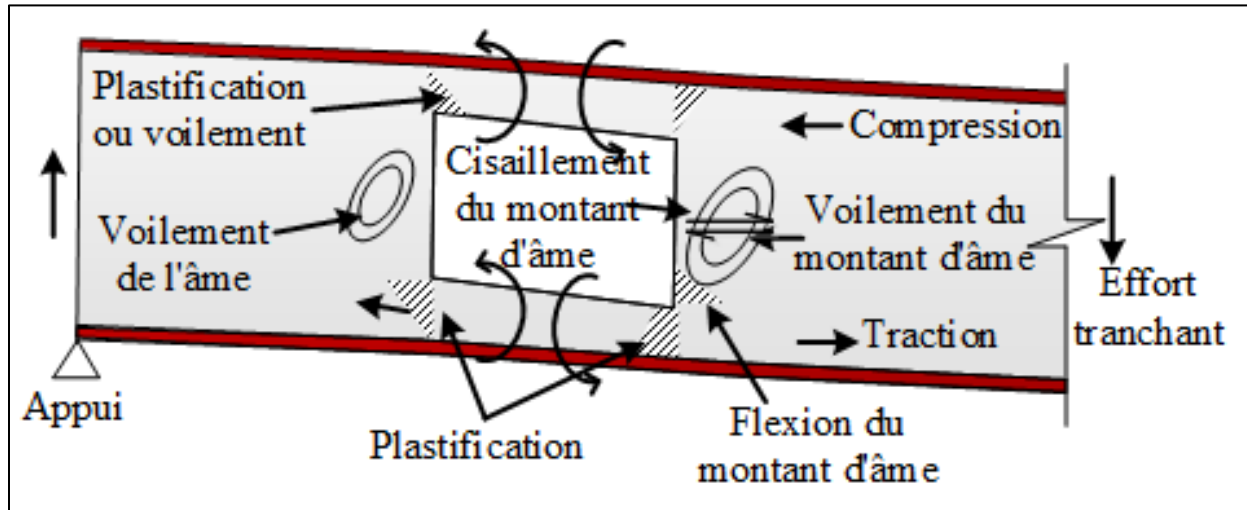


Figure I-37 : Modes de ruine au niveau d'ouvertures de grandes dimensions [21][62]

Les raidisseurs sont utilisés pour renforcer le cisaillement et le moment de résistance des plaques d'acier dans les directions longitudinale et transversale [59][63] et/ou sur les bords de l'ouverture [64]. Cependant, si les poutres avec ouvertures sont soumises à une charge concentrique, elles peuvent se révéler inappropriées. Dans de tels cas, les poutres avec ouvertures doivent être renforcées aux endroits où ces concentrations de charge se produisent, par exemple en insérant des raidisseurs, dans une ou plusieurs des ouvertures dans l'âme par un travail de montage et de soudage supplémentaire. On observe qu'il n'y a pas beaucoup de travaux sur la manière dont une poutre avec ouvertures d'âme se comporterait si un raidisseur était placé. Il est donc essentiel de mener une étude combinant modélisation par éléments finis (MEF) et essais pour valider le modèle. Ensuite, utiliser le modèle pour mener une étude paramétrique en vue de comprendre le comportement des poutres avec ouvertures raidies. Les différents types de raidisseurs utilisés avec des poutres alvéolaires sont énumérés ci-dessous [65] :

- 1- Raidisseur intermédiaire transversal : ce raidisseur transversal peut être placé sur un côté de l'âme ou sur les deux côtés. La résistance au voilement de l'âme peut être augmentée en raison de ces raidisseurs (Figures I-38A I-38C).
- 2- Raidisseur de charge : utilisés lorsque la charge appliquée à la section est supérieure à celle de la résistance au voilement de l'âme. Ces raidisseurs renforcent donc l'âme sous charge concentrée.

- 3- Raidisseur de torsion : conçu de telle sorte que la force de traction puisse être facilement transmise à travers la partie d'âme (les raidisseurs diagonaux par exemple).
- 4- Raidisseur diagonal : ces raidisseurs sont fournis afin de renforcer une paroi vis-à-vis d'un effort de cisaillement appliqué.
- 5- Raidisseurs horizontaux (E) simple d'un côté de l'âme ou doubles deux côtés de l'âme et Raidisseurs verticaux (F) [66].

Il y a des raidisseurs, qui peuvent être efficaces pour renforcer localement certaines zones spécifiques autour de l'ouverture par exemple [4] (voir Figures I-38B et I-38D).

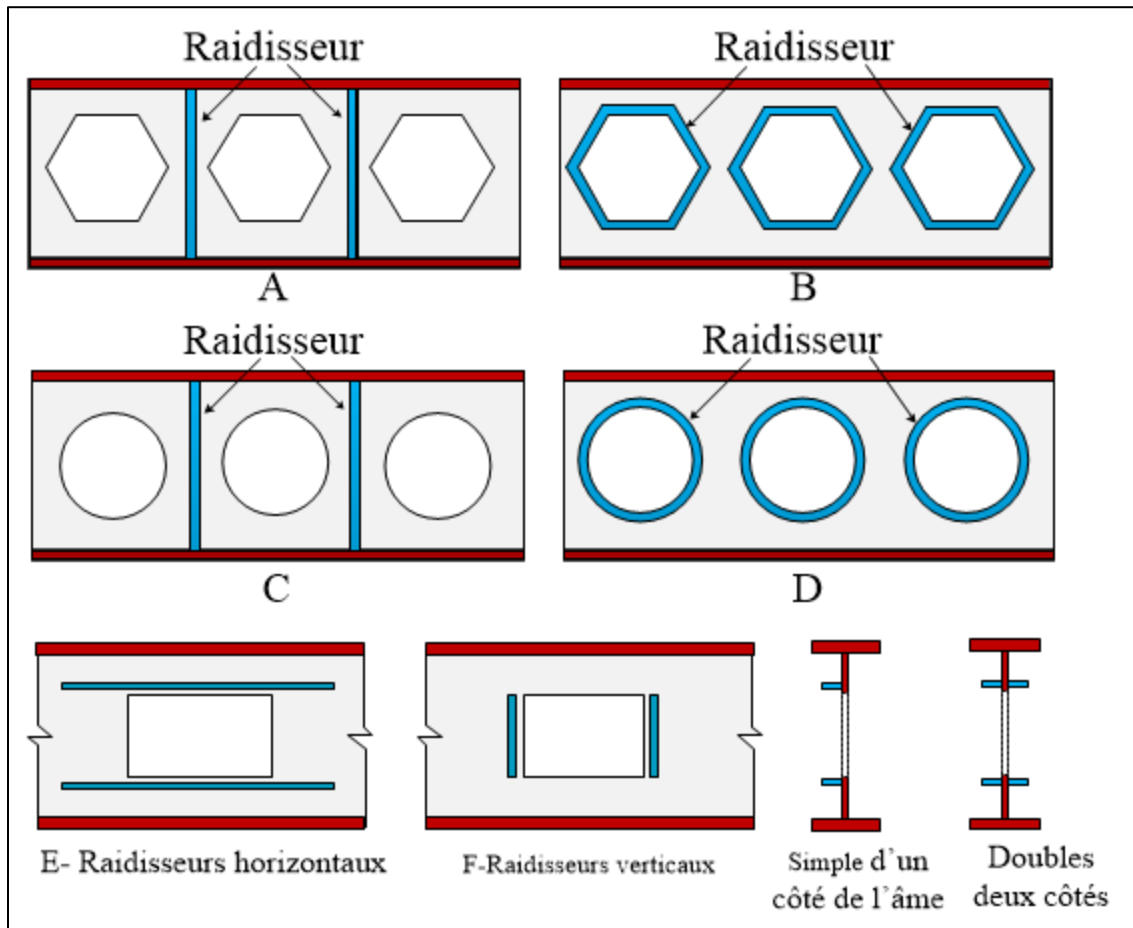


Figure I-38 : Différentes situations pour renforcer des poutres avec ouvertures [67]

Diverses études sont réalisées pour l'analyse et la conception des poutres alvéolaires avec et sans l'utilisation de raidisseurs. Elles sont présentées dans la section suivante.

Takabatake (1988) [68] a étudié analytiquement le déversement de poutres en I avec deux modes de renforcement constitués par les raidisseurs transversaux au niveau de l'âme de la poutre ou des plats latéraux soudés aux semelles parallèlement à l'âme. Les renforcements sont placés à

différentes positions le long de la poutre. L'étude montre que vis-à-vis du moment critique de déversement, les renforcements ont un certain pour l'inertie de torsion et peu en flexion latérale.

Lee et al. (2002) [69] ont étudiés des poutres à âmes pleines avec raidisseurs transversaux en utilisation un modèle MEF 3D. Ils ont constaté que ces raidisseurs verticaux ont peu de contribution en compression lorsque le panneau d'âme est en mode comportement de voilement par cisaillement. Sur cette base, ils proposent une approche analytique de calcul de ces panneaux avec raidisseurs.

Ellobody (2011) [63] a étudié analytiquement et expérimentalement l'interaction des modes de flambement dans une poutre alvéolaire avec ouverture hexagonale. Ainsi, 96 modèles de poutres alvéolaires ont été développés avec toutes les propriétés des matériaux non linéaires dans le logiciel d'éléments finis ABAQUS. L'étude paramétrique a été étendue afin d'étudier les effets sur la poutre lorsque les géométries de l'échantillon sont changées y compris la longueur de la poutre. La résistance de l'acier et l'élançement réduit sont également deux autres paramètres pris en compte. L'étude a montré que la charge de ruine de la poutre est raisonnablement réduite en raison de la présence du voilement de l'âme. Il a été observé que tous les modes de ruine se produisent par voilement de l'âme.

S. Shrivastava et R. Redwood (1977) [2] ont effectué des études sur le renforcement de l'âme près d'ouvertures rectangulaires, au moyen de raidisseurs horizontaux dont les dimensions sont souvent déterminées par un calcul à la rupture. Il est nécessaire, pour que cette méthode soit valide, de déterminer au préalable les cas dans lesquels le voilement de l'âme se produit avant la rupture à proximité de l'ouverture. Une étude expérimentale devait permettre de déterminer le voilement prématuré des sections de poutres normalement considérées dans le calcul plastique des structures. Des recommandations sont présentées pour le calcul en tenant compte des raidisseurs dont l'application devrait prévenir le voilement [2].

Tsavdaridis et D'Mello (2011) [13] ont étudié analytiquement et expérimentalement les performances, les modes de défaillance et la capacité de charge de différents types de poutres cellulaires. Ils ont considéré notamment des ouvertures d'âme à espacement étroit. Les poutres ont été raidies aux appuis ainsi qu'au milieu de la poutre afin d'éviter le déversement. Les poutres sont sur appuis simples avec une flexion trois points. Un cisaillement élevé a été observé au niveau du montant d'âme avec une forte distorsion des ouvertures avec une déformation supplémentaire au niveau du point de chargement. Les chercheurs ont conclu qu'aucune étude absolue n'a été effectuée sur la stabilité des raidisseurs et des problèmes d'équilibre.

Soltani et al. (2011) [32] ont étudié le comportement de la poutre alvéolaire notamment le voilement du montant d'âme. Les formes envisagées pour les ouvertures ont été des formes hexagonales et octogonales. Les chercheurs ont mis au point un modèle mathématique afin de déterminer le mode de voilement de cette poutre alvéolaire en utilisant le logiciel MSC / NASTRAN. L'étude analytique a été réalisée en tenant compte des facteurs tels que la profondeur de l'ouverture, la dimension de l'âme et la limite d'élasticité de l'acier, en faisant varier chacun de ces facteurs et en gardant les autres constants. Une étude similaire a également été effectuée sur la poutre alvéolaire munie de plaques intermédiaires (raidisseurs). La condition limite pour toutes les poutres qui ont été testées sont : appuis simples et chargement au-dessus de la semelle. Les résultats

ont montré que les poutres alvéolaires avec âmes minces montrent une ruine par voilement du montant d'âme avec zone plastique limitée.

E. Ellobody (2012) [51] a étudié par une analyse non linéaire la poutre alvéolaire avec des ouvertures circulaires. Le comportement a été étudié en tenant compte des paramètres tels que l'imperfection géométrique et les propriétés non linéaires matérielles. La méthode non linéaire par éléments finis a permis de prévoir la déformée, les modes de ruine et aussi les charges provoquant la ruine. Le résultat de l'étude paramétrique montre que la poutre cellulaire atteint sa capacité en raison de l'action combinée de la déformation de l'âme et du voilement du montant d'âme. Ceci génère une baisse considérable de la charge de ruine. L'étude a observé l'effet de la résistance de l'acier sur les modes de ruine de différentes dimensions de poutres.

Wakchaure et. al. (2012) [70] ont effectué une étude expérimentale sur la poutre alvéolaire hexagonale avec appuis simples sous deux points de chargement. Les modes de ruine ont été étudiés pour différentes hauteurs d'ouvertures. Suite à l'expérimentation, les chercheurs ont conclu que la poutre alvéolaire se comporte de façon satisfaisante jusqu'à une hauteur maximale de 0,6 fois la hauteur de la poutre ($0,6D$). Les chercheurs recommandent de fournir un raidisseur afin d'éviter les effets Vierendeel dus aux ouvertures.

B. Anupriya et K. Jagadeesan (2013) [71] ont étudié analytiquement les propriétés de résistance, de déformée et de cisaillement des poutres alvéolaires avec des ouvertures hexagonales en utilisant ANSYS14. L'étude montre que, parallèlement à l'augmentation de la hauteur de la poutre alvéolaire, la concentration des contraintes sur les coins des ouvertures et sur les points de chargement augmente aussi. Afin d'éviter ce phénomène, l'étude a également été réalisée en installant des raidisseurs diagonaux combinés ou non à des raidisseurs verticaux dans les ouvertures. Les résultats indiquent que les flèches les plus faibles apparaissent dans la poutre alvéolaire munie de raidisseurs verticaux et diagonaux (forme combinée).

A. Jamadar et D. Kumbhar (2015) [72] ont réalisé une étude expérimentale en utilisant Abaqus (CAE 6.13) sur des poutres ajourées munies d'ouvertures en forme circulaires et de losanges (rhombique) en suivant les directives données dans l'Eurocode 3. Les résultats des logiciels ont été validés en comparant avec des résultats expérimentaux. Le résultat indique que la poutre alvéolaire en forme de losange avec l'ouverture souffre moins d'instabilité locale. Ceci est dû à la mobilisation d'une plus grande surface de transfert de cisaillement en comparaison avec une ouverture circulaire. Aussi la capacité de charge est plus grande pour la forme de losange en comparaison avec l'ouverture circulaire. D'après les résultats de l'analyse, il a été constaté qu'en raison de l'augmentation de la hauteur de la poutre il y a une réduction significative du déplacement latéral et que les contraintes de flexion sont proches de celles d'une poutre à âme plane. Les isovaleurs des contraintes obtenues à partir de l'analyse montre que la concentration de contraintes se produit près de la partie de coins et âme qui peuvent conduire à des défaillances locales.

A. Shaikh et H. Aher (2015) [73] , ont étudié le comportement de base de la poutre cellulaire en flexion quatre points en utilisant la méthode des éléments finis. Au cours des investigations, il a été observé que sur le haut des ouvertures et en bas des ouvertures la concentration de contraintes a été développée en plusieurs montants. Ainsi, il a été suggéré d'ajouter des plaques supplémentaires pour résoudre le problème de la stabilité en cours de montage.

7.1. Ouvertures non raidies

Dans le cas d'utilisation des poutres à ouvertures d'âmes non raidies, l'Eurocode [74][3][75] a permis d'identifier les règles suivantes.

- a- La hauteur de l'âme au-dessus et en dessous de l'ouverture doit satisfaire les limites illustrées à la Figure I-39.
- b- La hauteur de l'ouverture ne doit pas dépasser $0,6x$ la hauteur de la poutre.
- c- La longueur de l'ouverture ne doit pas dépasser $1,5x$ la hauteur de l'ouverture.
- d- La distance entre les bords des ouvertures doit être au moins égale à $1,5x$ la longueur de l'ouverture la plus longue (ça traduit la partie cisailée du montant d'âme).
- e- La contrainte de cisaillement sur l'aire de cisaillement nette au niveau des ouvertures ne doit pas dépasser $f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})$
- f- Les contraintes s'exerçant au niveau des sections XX et YY sous l'effet de l'effort normal local doivent satisfaire au [6.2.10 de l'EN 1993-1-1]. Lors de l'évaluation du cisaillement et de la flexion Vierendeel
- g- La distance entre un point quelconque de l'ouverture et la charge ponctuelle la plus proche ne doit pas être inférieure à la moitié de la hauteur de la section (c'est à dire qu'il ne doit pas se trouver dans un cône de 45° dont le sommet est situé sur la partie supérieure de la poutre).

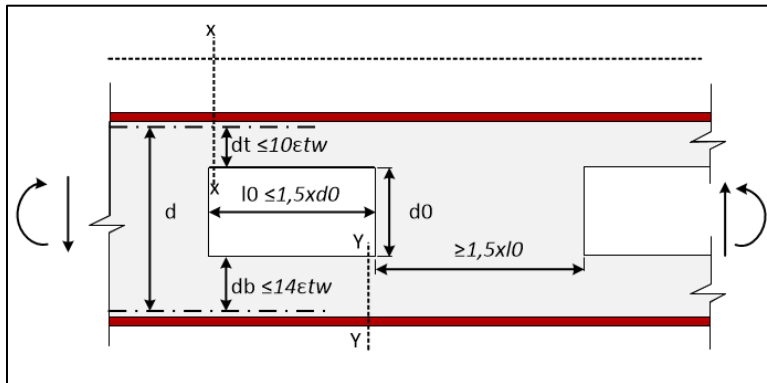


Figure I-39 : Conditions géométriques des ouvertures non raidies

7.2. Ouvertures raidies

- a- Les dimensions du raidisseur et la distance entre les ouvertures doivent satisfaire aux exigences illustrées à la Figure I-40. La longueur minimale des raidisseurs au-delà de l'ouverture doit être au moins égale à $20t_s$, où t_s est l'épaisseur du raidisseur.
- b- L'axe de symétrie horizontal de l'ouverture doit être situé à une distance d' au plus $d/10$ de l'axe de symétrie longitudinal de la poutre.
- c- La contrainte de cisaillement sur l'aire de cisaillement nette au niveau des ouvertures ne doit pas dépasser $f/(\sqrt{3}\gamma_{M0})$.
- d- Les contraintes qui s'exercent au niveau des sections UU et VV sous l'effet de l'effort normal local, de la flexion Vierendeel et des efforts de cisaillement doivent satisfaire au §6.2.10 de l'EN 1993-1-1. Lors de l'évaluation du cisaillement et de la flexion Vierendeel, le cisaillement vertical est divisé à parts égales entre les Tés supérieur et inférieur.

e- La distance entre un point quelconque de l'ouverture et la charge ponctuelle la plus proche ne doit pas être inférieure à la moitié de la hauteur de la poutre.

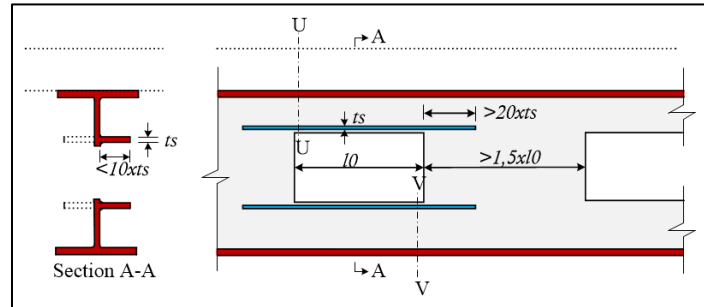


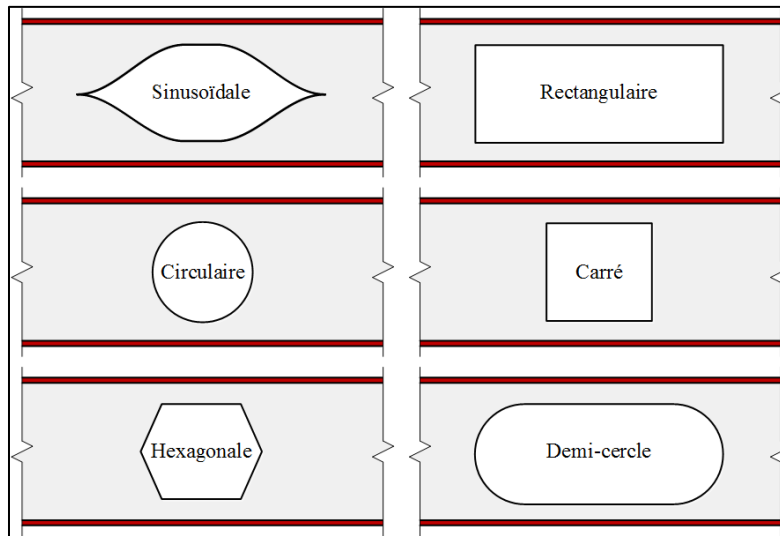
Figure I-40 : Conditions géométriques des ouvertures raidies

R. Lupien et R. Redwood [76] ont testé six poutres contenant des ouvertures rectangulaires à mi-hauteur qui ont été renforcées par le soudage de raidisseurs horizontaux d'un côté de l'âme. L'objectif était d'évaluer l'effet du renforcement unilatéral sur la force ultime. Une attention particulière a été accordée aux poutres avec des âmes élancées et à l'effet du rapport moment au cisaillement. L'efficacité du renforcement unilatéral a été jugée sur la base de la capacité prévue d'une poutre renforcée symétriquement avec la même zone de renforcement. Il a constaté que, en raison de l'écroutissage, la résistance ultime obtenue était dans certains cas égal à cette force prédite et, sur la base de ces résultats, des suggestions relatives à la conception sont réalisées.

F. Shaker et M. Shahat (2015) [66] ont étudié l'effet des ouvertures sur la capacité des poutres ayant des sections non compactes afin de déterminer les positions critiques des ouvertures sur l'âme. Ainsi, en supposant la technique appropriée pour le renforcement de l'âme selon la forme, la taille et l'emplacement de l'ouverture par rapport à la longueur de poutre. L'étude porte sur les poutres âme non compactes et élancés. L'étude a également étudié l'efficacité de différents types de raidisseurs soudés aux zones d'ouverture afin d'augmenter la capacité de charge maximale des poutres. Les résultats obtenus ont montré que les raidisseurs longitudinaux sont le meilleur système de renforcement.

8. Différentes configurations d'ouverture

À la fin du XXe siècle, des études sur différentes configurations d'ouverture d'âmes ont été réalisées aux États-Unis et au Canada montrant que la distribution du moment fléchissant est plus complexe et dépend de la forme de l'ouverture (rectangulaire, carré, hexagonale, circulaire, sinusoïdale, demi-cercle ou quelconque) (voire La Figure I-41)



La Figure I-41 : Différentes configurations d'ouverture d'âmes

À la fin des années 1980, Darwin et Donahey (1988), Darwin et Lucas (1990) et Darwin (1990) [8] ont démontré qu'il est possible de produire une procédure unifiée comprenant les différents cas fréquemment utilisés dans les structures de constructions en acier. Certaines normes nationales fournissent des règles simplifiées pour la conception de l'ouverture afin d'éviter l'affaiblissement de la poutre. Cependant, ces règles couvrent un large éventail de possibilités et, par conséquent, elles sont très conservatrices et, en général, limitent les ouvertures au tiers moyen de la profondeur de la poutre et aux deux quarts centraux de la portée de la poutre. En fixant certains paramètres, il serait possible d'obtenir des résultats plus souples et économiques pour des situations typiques dans les planchers des bâtiments.

Tsavidaridis et D'Mello (2012) [20] ont présenté une étude complète en MEF sur des poutres perforées avec une ouverture d'âme circulaire et nouvelle non standard. Plusieurs formes ont été testées, elles montrent comment le mécanisme de Vierendeel est affecté non seulement par la taille, mais aussi par la forme des ouvertures sur l'âme. Ces recherches sur de nouvelles ouvertures d'âme elliptiques présentent des résultats positifs et mettent à jour les connaissances actuelles. Sur la base du modèle MEF, des améliorations apportées à l'évaluation des capacités de charge des poutres en acier avec de grandes ouvertures de l'âme ont été obtenues par l'observation minutieuse de la formation de charnières plastiques dans différentes sections critiques autour des ouvertures. Le résultat de cette recherche peut être appliqué efficacement dans divers domaines de l'ingénierie, en améliorant le comportement structurel des formes structurales perforées, sans ajout de raidisseurs ou en prenant d'autres précautions de renforcement, et empêchant l'instabilité locale due à une forte concentration de contraintes dans des endroits spécifiques à proximité d'ouvertures d'âme, en améliorant la compréhension des mécanismes de ruine (Voire Figure I-42).

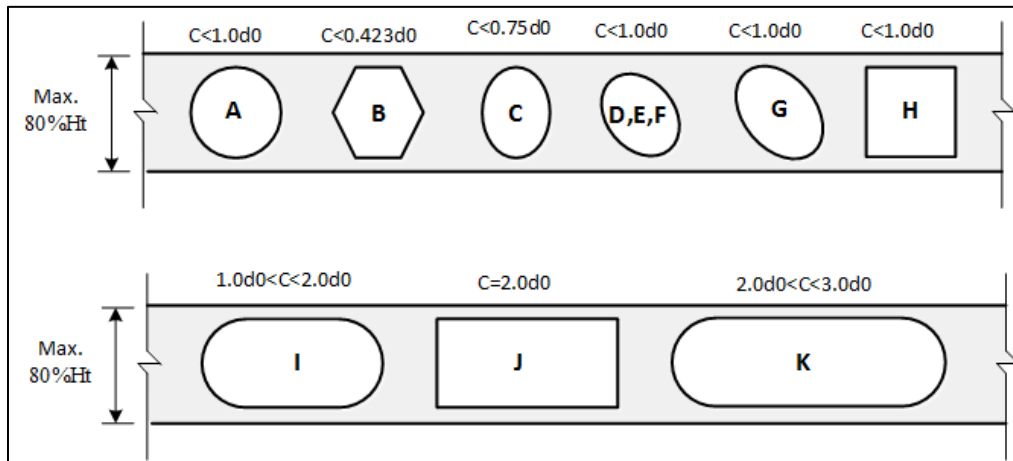


Figure I-42 : Configurations géométriques des ouvertures d'âme[20]

Les conclusions suivantes peuvent être tirées des études sur les différentes configurations d'ouverture d'âmes :

- Différents types d'ouvertures peuvent affecter la poutre de différentes manières, ainsi leur forme doit être prise en compte. Les ouvertures d'âme ont une incidence négative sur la capacité résistante des membrures de la poutre.
- Les codes actuels et les spécifications de conception manquent de certains détails pour traiter la variété d'ouvertures disponible et de leurs renforcements.
- Les poutres en I avec ouvertures montrent un comportement plus complexe que les autres éléments de structures en acier, ce qui les rend plus difficile à utiliser.
- Différentes recherches et études utilisant des approches simplistes conduisent à différentes méthodes et modifications dans le guide de conception, telles que :
- La méthode développée par le SCI en 1990 a été incorporée dans une modification du code EC3 pour les poutres avec ouverture d'âme.
- De nombreux auteurs ont effectué des expériences et des études par éléments finis sur des poutres cellulaires et d'autres poutres en acier avec des ouvertures selon différents paramètres.

Selon Lawson (2011) [18], (1990) [8], Redwood (1993) [19], T. Liu et K. F. Chung (2003) [23], la présence de grandes ouvertures d'âmes peut avoir des effets sévères sur les capacités de charge des poutres de plancher, en fonction des formes, des tailles et des emplacements des ouvertures.

K. Bedi et P. Pachpor (2014) [77] ont étudié le flexion et le cisaillement de la poutre avec différentes ouvertures d'âmes (hexagonales, rectangulaires et circulaires). Dans cette étude, l'analyse par éléments finis est effectuée en utilisant Ansys. Ensuite, la même modélisation MEF est utilisée pour résoudre la poutre avec deux ouvertures d'âmes et la comparaison est effectuée entre les valeurs théoriques et l'analyse par méthode d'éléments finis. Wang et al. (2014) [78] ont étudié la capacité en voilement du montant d'âme dans des poutres en acier avec des ouvertures hexagonales. L'ouverture rectangulaire équivalente est également modifiée pour calculer la capacité de rupture de la poutre Vierendeel avec les ouvertures.

F. Denan et N. Hashim (2016) [79] ont étudié les formes et les tailles optimales sur le comportement en torsion de la poutre I avec ouverture dans l'âme. Ils ont constaté que la taille de l'ouverture a un léger effet sur les valeurs des angles de torsion. Il a été noté que la taille optimale de l'ouverture de l'âme est de $0,5D$ en raison des valeurs faibles des valeurs d'angle de torsion par rapport à $0,6D$ et $0,7D$. Où D est la hauteur totale de la poutre cellulaire (200 mm).

9. Conclusion et Problématique

Dans cette partie à caractère bibliographique, on peut relever quelques aspects importants permettant la caractérisation du comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Il a été démontré que les principaux modes de ruine, spécifiques à la présence d'ouvertures, sont liés majoritairement au transfert de cisaillement autour des ouvertures. Cependant, la forme et la proximité des ouvertures d'une poutre alvéolaire entraînent quelques différences d'un point de vue théorique et pratique. La forme de l'ouverture joue sur la position de la section critique. Toutefois, ces études ont démontré que l'effort ultime d'une ouverture raidie est très influencé par la présence de raidisseurs horizontaux et verticaux. Ceux-ci jouent un rôle de maintien vis-à-vis des instabilités. Il existe plusieurs facteurs qui peuvent influencer le comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Ils méritent d'être étudiés.

Ainsi, les points importants suivants restent à étudier :

- Les dimensions des ouvertures isolées, le type de raidisseurs (horizontaux et verticaux) et la longueur d'ancrage du raidisseur.
- La classification de section en Té avec raidisseurs en relation avec les critères de l'Eurocode 3. L'objectif est d'étudier la transition entre les modes de ruine de type voilement local et plastique.
- Le déplacement latéral (instabilité) non plus dans le Té mais dans le montant d'âme (adjacent à l'ouverture) avec ou sans raidisseur.
- La résistance plastique des sections en Té raidies (ancrage de raidisseur) et les concentrations de contraintes.
- La distribution des contraintes génératrices d'instabilité.

Le travail présenté ci-après étudie donc différentes configurations d'ouvertures et différentes configurations de raidisseurs afin d'évaluer la pertinence des règles existante en vue de fournir des règles permettant de compléter les prescriptions actuelles. La comparaison notamment avec le calcul d'une résistance plastique permet d'estimer le degré de participation d'un raidisseur en fonction de sa longueur et du fait qu'il soit simple ou double sur une même membrure.

***Chapitre II - Essais de poutres à
ouvertures d'âmes raidies***

Chapitre II - Essais de poutres à ouvertures d'âmes raidies

1. Introduction

Dans ce chapitre, la campagne expérimentale de poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs est présentée. Les essais permettent d'observer les modes de ruine spécifiques de ces poutres en vue de valider un modèle numérique le plus précis possible (présenté en chapitre IV). L'observation expérimentale combinée à des études numériques permet de bien caractériser les modes de ruine de ces ouvertures avec différentes configurations de raidisseurs d'ouverture. Ces essais concernent treize éprouvettes constituées de poutres de dimensions réalistes (IPE 500) chargées en flexion trois points.

Le raidissage des ouvertures rectangulaires des poutres en I est souvent assuré par des plats soudés le long des bords horizontaux et/ou verticaux de l'ouverture. Le dimensionnement d'un tel renfort placé symétriquement peut être effectué sur la base de considérations de résistance ultime.

Le présent chapitre s'intéresse à l'étude du comportement d'ouvertures isolées de grandes dimensions avec différentes configurations de raidissage. Les essais sont effectués pour évaluer l'influence des longueurs des raidisseurs et de leurs dispositions, sur une ou deux faces, sur la rigidité et la charge ultime des poutres testés. Ces résultats expérimentaux sont également utilisés pour valider les modèles d'éléments finis développés sur Cast3m et Abaqus (Chapitre IV).

Les éprouvettes sont divisées en deux groupes compte tenu du fait que le vérin avait une capacité limitée à environ 900 kN. Le premier groupe a atteint la ruine alors que le deuxième groupe a atteint un certain niveau de déformation plastique sans ruine. Les éprouvettes concernées pour chaque groupe sont les suivantes :

- Groupe A : éprouvettes A3RHS0, A3RHS3, A3RHD3, A3RHV3, A3RHS7, A3RHD7, A2RHS0, A2RHS3, A2RHD3, A2RHV3, A2RHS7, A2RHD7 et A0RHS0.
- Groupe B : éprouvettes A3RHD7, A2RHS0, A2RHS3, A2RHD3, A2RHV3, A2RHS7, A2RHD7 et A0RHS0.

2. Programme expérimental

Au vu des différents travaux existants, nous avons souhaité comprendre le fonctionnement mécanique des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs en s'intéressant aux modes de ruine par plastification et instabilité. Ainsi, après avoir rassemblé les résultats d'essais existants dans la littérature sur ces poutres renforcées présentant un mode de ruine de type plastification ou instabilité, nous avons réalisé une étude de sensibilité pour identifier les paramètres les plus influents. Ensuite, les configurations de poutre à tester en flexion trois points sont définies. L'étude de sensibilité est menée sur un nombre large de poutres avec différentes ouvertures. Sur cette base, 13 poutres sont choisies dont une sans ouverture. Les caractéristiques des raidisseurs sont les suivantes : raidisseurs horizontaux de longueurs différentes (sur une seule face ou deux faces) combinés ou non avec des raidisseurs verticaux. La charge est appliquée à mi-travée de chaque poutre constituée de deux parties dont une avec ouverture (voir Figure II-12).

2.1. Caractéristiques des poutres testées

Les essais sont effectués sur treize spécimens de poutres avec des ouvertures de même longueur $L_0 = 375$ mm. Les éprouvettes ont les appellations données dans le Tableau II- 1 avec les symboles suivants qui permettent de les distinguer :

- A0, A2, A3 : désigne la hauteur de l'ouverture (0: sans ouverture, 2: $A_0=200$, 3: $A_0=300$ mm).
- RHS0, RHS3, RHS7 : raidisseur horizontal simple (0: sans raidisseur, 3: $L_0=375$ mm ($L_r=375$), 7: $L_0=375$ mm ($L_r=775$ mm) ($L_a=200$ mm))
- RHD3, RHD7 : raidisseurs horizontaux doubles (d'un côté et de l'autre de l'âme) (3: $L_r=375$ mm, 7: $L_r=775$ mm).
- V3 : raidisseur verticale de hauteur égale à 340 mm.
- A_0 est la hauteur de l'ouverture
- L_0 est la longueur de l'ouverture
- L_r est la longueur de raidisseur.
- L_a est la longueur d'ancrage (de chaque côté de l'ouverture).

L'ouverture est renforcée ou non par des raidisseurs verticaux et horizontaux avec différentes configurations (exemple en Figure II-6).

Les poutres sont symétriques mais un seul panneau est muni d'ouverture pour localiser la ruine dans une zone où les mesures peuvent être concentrées. De plus, ce type d'essais permet de comparer les flèches entre la demi-poutre avec ouverture et celle sans ouverture.

Toutes les poutres ont les mêmes dimensions (IPE 500) avec une longueur $L = 1982$ mm.

L'étude a plusieurs objectifs résumés ci-après:

- Déterminer les capacités de résistance des ouvertures en vue d'évaluer les modèles analytiques existants.
- Observer les modes de ruine expérimentaux (voilement local ou rotules plastiques).
- Observer l'effet des raidisseurs (1 ou 2 côtés, horizontaux ou verticaux, longueurs).
- Mesurer l'évolution des flèches pour les différentes configurations en vue de proposer un modèle analytique.
- Mesurer l'évolution des déformations, en utilisant des jauges de déformation, aux coins de l'ouverture sur l'âme et la semelle supérieure et inférieure afin de localiser la formation des premières rotules.
- Avoir des résultats de mesures riches qui servent comme référence pour valider les modèles de numériques et de théoriques.

No.	Nom	(A) Hauteur	Raidisseur	Raidisseur	Raidisseur	Ancrage
		Ouverture	Horizontal	Vertical	Longueur	Longueur
1	A0RHS0	0	0	0	0	0
2	A3RHS0	300	0	0	0	0
3	A3RHS3	300	Simple	0	375	0
4	A3RHS7	300	Simple	0	775	200
5	A3RHD3	300	Double	0	375	0
6	A3RHV3	300	Simple	Verticale	375	0
7	A3RHD7	300	Double	0	775	200
8	A2RHS0	200		0	0	0
9	A2RHS3	200	Simple	0	375	0
10	A2RHS7	200	Simple	0	775	200
11	A2RHD3	200	Double	0	375	0
12	A2RHV3	200	Simple	Verticale	375	0
13	A2RHD7	200	Double	0	775	200

Tableau II-1 : Liste des éprouvettes testées

2.2. Caractéristiques des sections

Les treize poutres sont élaborées à partir d'un profilé IPE 500. Les caractéristiques réelles de l'acier sont prises à partir des certificats matière (Tableau II-2).

Propriétés géométriques			
La hauteur de la poutre cellulaire	h	500	mm
Largeur semelle	b	200	mm
Epaisseur semelle	t_f	16	mm
Epaisseur âme	t_w	10.2	mm
Rayon du congé de raccordement	r	21	mm
L'aire de la section pleine	A	116	cm ²
Aire de cisaillement	A_v	59.9	cm ²
Moment d'inertie en section pleine	I	48252	cm ⁴
Limite élastique	f_y	302	N/mm ²

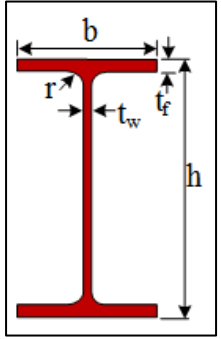


Tableau II-2 : Dimensions du profilé IPE500 utilisé dans les essais

2.3. Configurations testées

Les différentes configurations sont choisies pour favoriser des ruines en rotules plastiques (flexion Vierendeel) ou des ruines par instabilité de parois. Différents renforcements par raidisseurs autour de l'ouverture sont testés. Les configurations testées sont montrées sur les figures II-1 à II-3. Les configurations avec ouverture sont testées sans raidisseurs et avec différentes dispositions de raidisseurs. Les trois « dimensions » d'ouvertures sont présentées sur les figures ci-dessous (II-1 à II-3) qui montrent des configurations sans raidisseurs.

- Configuration 1 (cf. Figure II-1) : une poutre à âme pleine (sans ouverture).

- Configuration 2 (cf. Figure II-2) : ouverture de dimensions 375x300 (Largeur x Hauteur).
- Configuration 3 (cf. Figure II-3) : ouverture de dimensions 375x200 (Largeur x Hauteur).

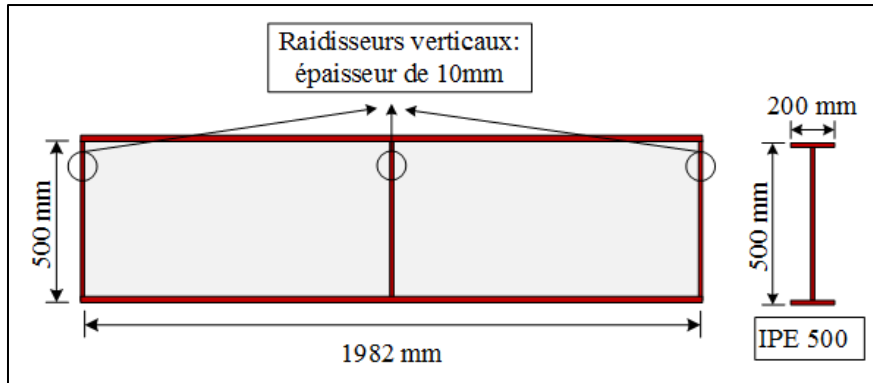


Figure II- 1 : Configuration 1 – sans ouverture

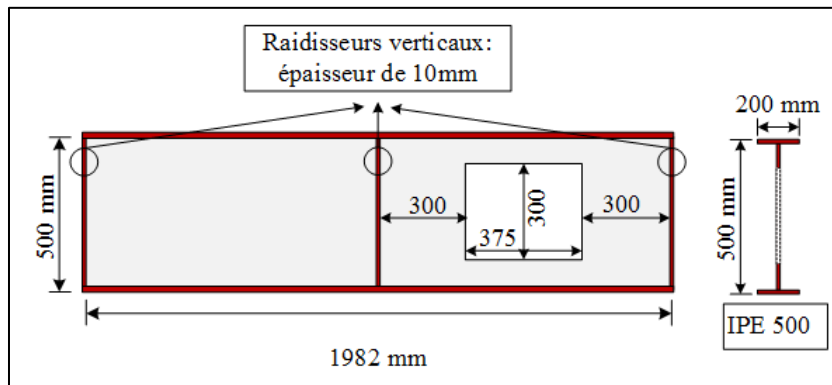


Figure II-2 : Configuration 2 avec ouverture de grande hauteur

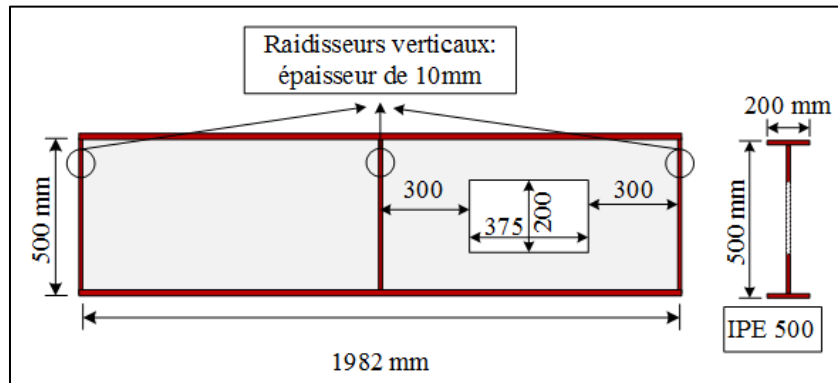


Figure II-3 : Configuration 3 avec ouverture de hauteur moyenne

Les configurations suivantes (4 à 6) sont basées sur les configurations 2 et 3 mais en leur ajoutant différents raidissages d'ouvertures. Elles sont montrées sur les figures II-4 à II-6.

Tous les raidisseurs verticaux et horizontaux ont une épaisseur de 10mm. Les raidisseurs sont disposés sur le bord de l'ouverture laissant seulement l'espace nécessaire au cordon de soudure. Tous les raidisseurs horizontaux ont une largeur $b_r = 60\text{mm}$. Les Figures II-5 et 6 présentent les paramètres L_a et b_r permettant de caractériser les dimensions des raidisseurs. La Figure II-6 présente le modèle d'ouverture muni de raidisseurs horizontaux et verticaux permettant de créer un cadre rigide autour de l'ouverture. L_a est la longueur d'ancrage de chaque côté de l'ouverture, pour les raidisseurs avec ancrages.

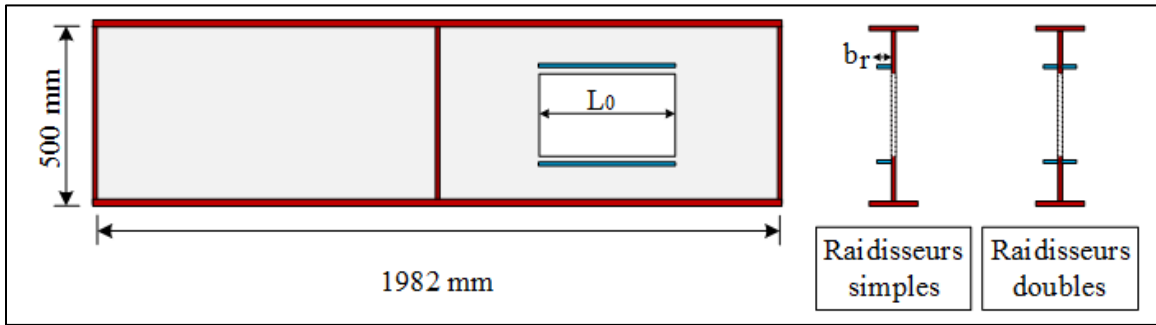


Figure II-4 : Paramètres des raidisseurs horizontaux sans ancrage

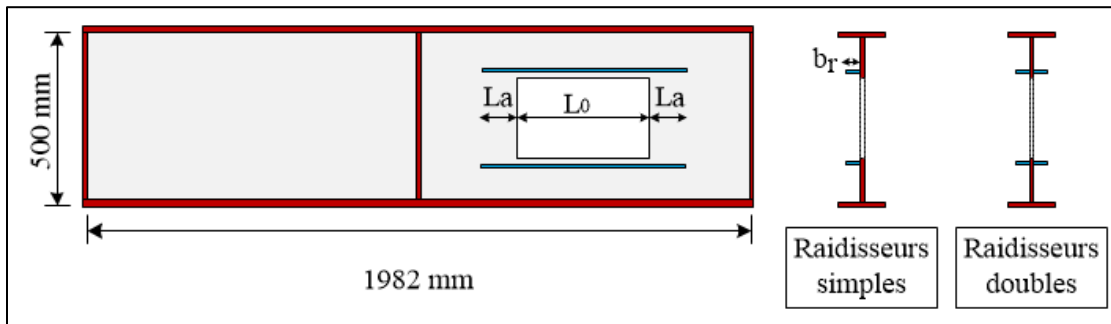


Figure II-5 : Paramètres des raidisseurs horizontaux avec ancrage

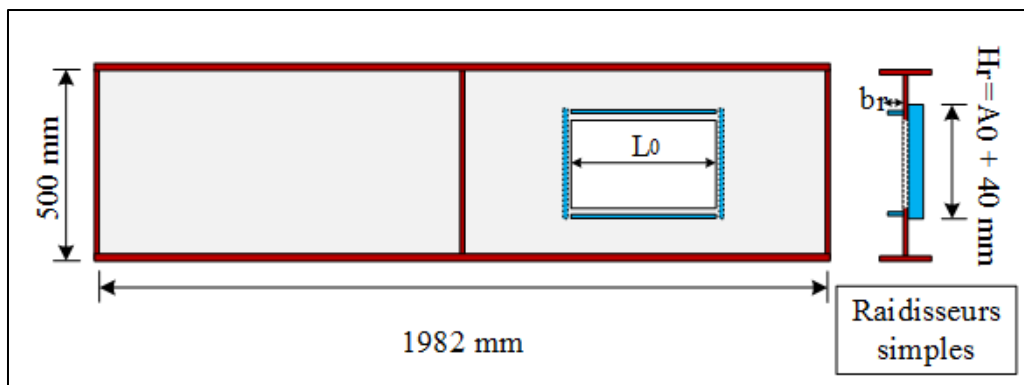


Figure II-6 : Paramètres de la combinaison de raidisseurs horizontaux et verticaux

Configuration	Cf. 1	Cf. 2			Cf. 3		
		Sans	La=0	La=200	Sans	La=0	La=200
Sans raidisseur	1	1			1		
Raidisseurs simples			1	1		1	1
Raidisseurs doubles			1	1		1	1
Raidisseurs simples et verticaux			1			1	
Total des configurations	1	1	3	2	1	3	2

Tableau II-3 : Liste des configurations et nombre final de poutres testées

2.4. Mesures des défauts initiaux

Pour les treize poutres, les caractéristiques géométriques sont mesurées en plusieurs points sur la longueur de la poutre. L'écart maximum entre la valeur nominale et celle mesurée aux différentes dimensions de l'ouverture reste inférieur à 4%. Le Tableau II-4 montre les valeurs mesurées sur les poutres.

Les imperfections initiales sont utilisées comme données d'entrée dans le modèle numérique pour les calculs en grands déplacements. Pour les imperfections géométriques des semelles (rectitude de la poutre), il a été choisi de prendre comme repère une ligne médiane tracée entre les deux milieux des semelles des sections extrêmes de la poutre (Figure II-7). L'écart des milieux des semelles des autres sections sur la longueur de la poutre permet d'avoir une approximation de l'allure de la déformation initiale ainsi que de son amplitude. Pour l'âme, les mesures de l'imperfection sont effectuées sur plusieurs sections (1 à 6) en prenant l'écart entre les trois points situés sur les lignes (a), (b) et (c) et la référence constituée par la ligne moyenne de la semelle. Un exemple de mesure est donné dans le Tableau II-5.

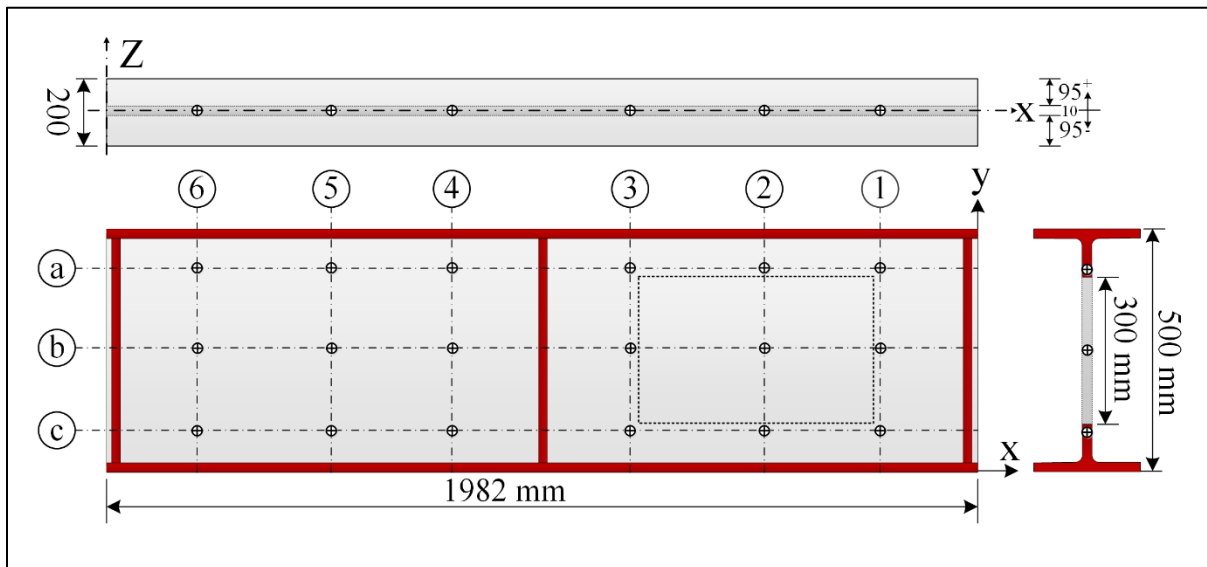


Figure II-7 : Points de mesure de l'imperfection initiale globale hors plan

mm	L	L0	A0	A2	A3	Ht	b	tw	tf	Lr	br	tr	Hr
requis	1980	375	0	200	300	502	200	10,2	16	0	0	10	0
réel	1982	375	0	200	300	502	200	10,2±0,5	16±0,3	0	0	10±0,3	0

Tableau II-4 : Mesure des échantillons

Moyenne Z (mm)		1	2	3	4	5	6
	a	2.24	-0.09	-0.38	0.42	-2.66	-0.18
	b	2.99		3.64	3.44	4	2.46
	c	1.99	3.96	3.4	2.62	2.34	1.06

Tableau II-5 : Imperfections initiales mesurées sur les poutres

2.5. Propriétés mécaniques des matériaux

Des essais de traction directe ont été effectués afin de caractériser les propriétés mécaniques de l'acier. La machine utilisée est une presse Zwick Roell de 200 kN de capacité. Le dispositif expérimental utilisé pour ce type d'essai est présenté dans la Figure II-8. Les caractéristiques géométriques des éprouvettes d'acier testées sont détaillées dans la Figure II-9.

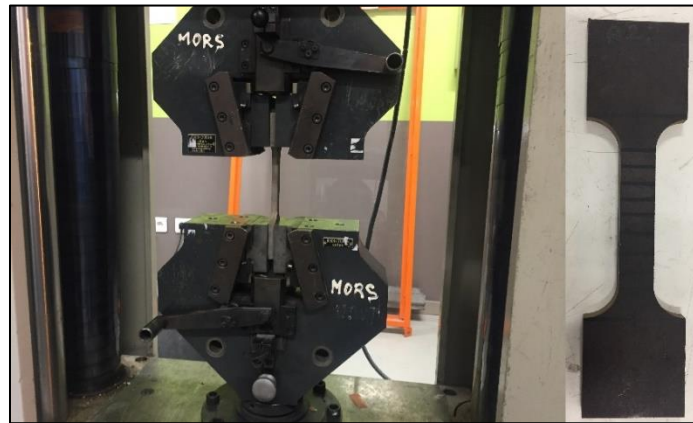


Figure II-8 : Photo du dispositif expérimental utilisé pour les essais de traction

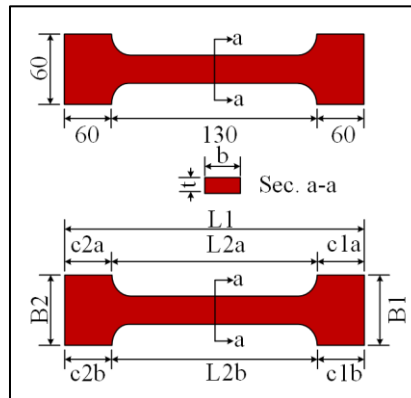


Figure II-9 : Caractéristiques géométriques des éprouvettes d'acier testées

L'essai est contrôlé par le déplacement relatif entre les 2 extrémités de l'éprouvette avec une vitesse de chargement de 0,5 mm/min. 7 échantillons ont été testés. La Figure II-10 présente les résultats obtenus pour les 7 spécimens. Nous récapitulons dans le Tableau II-6 les caractéristiques géométriques des éprouvettes testées. A noter que la mesure de la déformation est discutable car elle se base sur le déplacement global de la traverse de la machine d'essais (et non sur une longueur calibrée).

Eprouvette	L1	L2a	L2b	c1a	c1b	c2a	c2b	B1	B2	t	b	S0	L0
A11	245	130	125	55	60	60	60	60	60	10,4	20,1	208,6	81,6
A12	242	134	133	57	57	51	50	60	60	10,4	20,0	208,0	81,5
A13	245	130	125	60	60	55	60	60	60	10,4	20,3	211,1	82,1
A21	245	125	127	60	60	60	60	58	60	9,8	18,1	177,6	75,3
A22	245	125	123	60	60	60	60	58	60	10,4	20,3	211,1	82,1
A23	244	124	123	58	63	65	50	48	60	10,4	20,4	212,2	82,3
R11	240	125	125	55	55	60	60	60	60	10,1	20,2	204,0	80,7

Tableau II-6 : Caractéristiques géométriques des éprouvettes d'acier

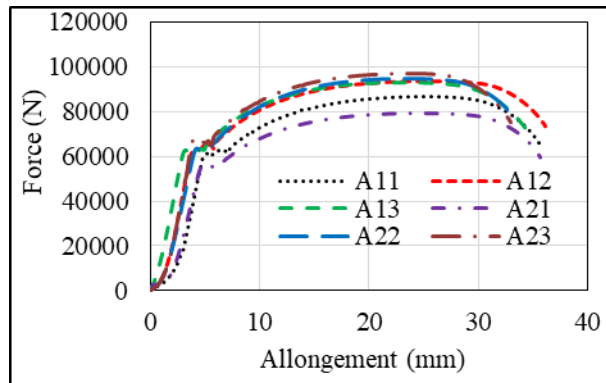


Figure II-10 : Courbe force – Allongement des éprouvettes prélevées dans l'IPE500

Nous récapitulons dans le Tableau II- 7, les différentes caractéristiques mécaniques que nous avons mesurées à partir des 7 essais (2 prises dans l'âme et Aij et 1 dans le raidisseur R11). Le module d'Young est pris égal à 210 000 MPa.

Eprouvette	f_y (MPa)	f_u (MPa)
A11	290	415
A12	301	450
A13	298	440
A21	300	445
A22	301	450
A23	323	458
Moyenne	302	443
R11	412	513

Tableau II-7 : Caractéristiques mécaniques de l'acier (éprouvettes de traction)

f_y est la limite élastique en traction et f_u est la contrainte de rupture (ultime) en traction.

Au-dessus des résultats afin de déterminer les caractéristiques mécaniques pour IPE500 profile, soit par rapport aux caractéristiques mécaniques pour les raidisseurs la Figure II-11 présente ses résultats.

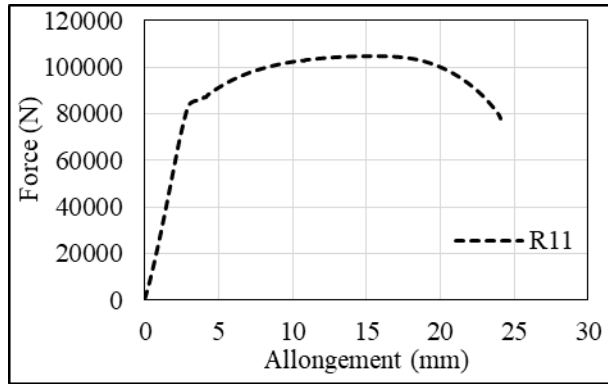


Figure II-11: Courbe force – Déplacement de la traverse (éprouvette prélevée dans le raidisseur)

3. Montage expérimental pour essais en flexion

Le montage d'essai est préparé pour une flexion trois points en vue de mobiliser le moment fléchissant et l'effort tranchant. Plusieurs dispositifs de mesure des déplacements et de déformations sont utilisés (capteurs LVDT, jauges de déformations, mesures sans contact). Les essais correspondent à l'étude de la résistance ultime de poutres avec ouvertures d'âme renforcées par des raidisseurs.

3.1. Dispositifs d'essai

L'essai a été réalisé au Laboratoire de génie civil à Polytech Clermont Ferrand. La mise en charge est effectuée par un groupe hydraulique alimentant un vérin disposé sur une traverse. Le vérin utilisé est de 900 kN de capacité. Un montage spécial a été retenu afin de mesurer la flèche au milieu de la poutre ainsi que les déplacements de la poutre au début, au milieu et à la fin de l'ouverture sur la partie supérieure de la semelle et à la même distance de l'autre côté équidistance de la section pleine de la poutre. Les dispositifs d'essais sont représentés sur la Figure II-12.

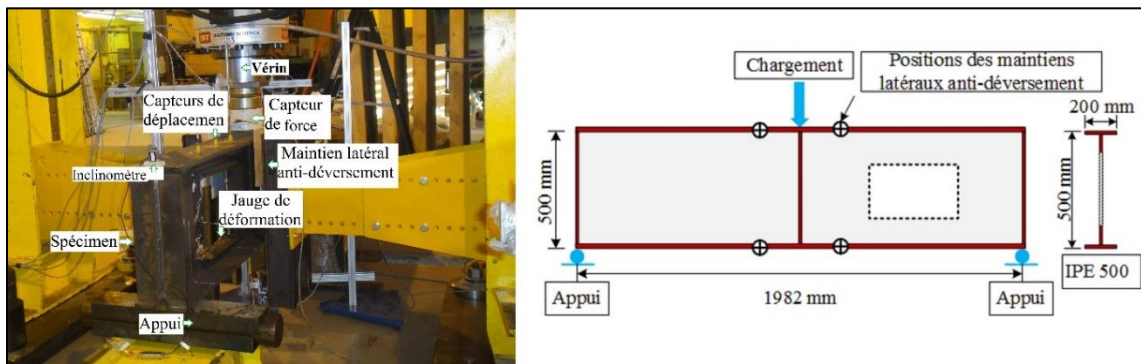


Figure II-12 : Dispositif d'essais en flexion trois points

3.2. Mesure de déplacement

Les mesures de déplacement sont effectuées par des capteurs de type LVDT (figure II-13). Deux inclinomètres sont placés au niveau des appuis pour mesurer la rotation entre les deux appuis au cours de l'essai sur les deux côtés de la poutre (droite et gauche : CRG et CRD). Les capteurs de déplacement vertical sont notés CDV1 à CDV7 avec CDV1, le déplacement mesuré au milieu de la poutre. De plus, 2 capteurs de déplacement horizontal ont été utilisés pour mesurer le déplacement hors plan de l'âme, afin d'observer le voilement local (CDH1 et CDH2). Les positions de ces capteurs utilisés pour déterminer le voilement local des parois autour de l'ouverture sont obtenues à partir d'une étude préliminaire par éléments finis. Ces capteurs horizontaux ont été fixés sur la semelle de poutre, pour mesurer le déplacement relatif entre la semelle et le point critique de la paroi de l'âme. Ainsi, cette mesure est indépendante du déplacement vertical global de la poutre. La Figure II-13 donne la position des capteurs utilisés dans les essais. Les modes de ruine sont observés et les valeurs associées à la résistance données. Ces valeurs concernent la charge plastique, la charge maximale et la charge post-ruine ou post-plastique (après la formation des premières rotules). La raideur initiale correspondant à la partie élastique de la courbe charge-déplacement est également observée.

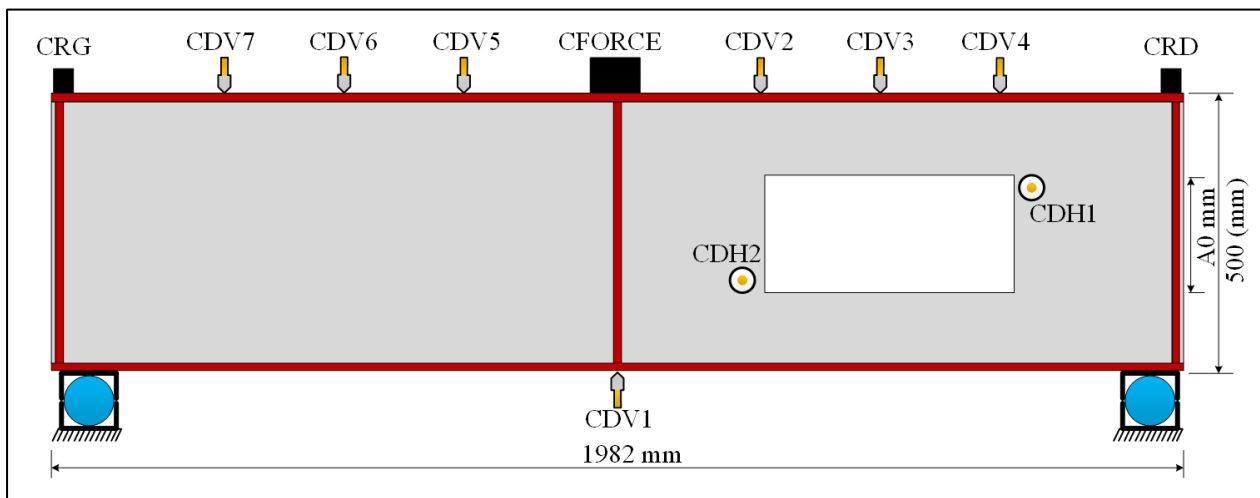


Figure II-13 : Dispositif de montage des capteurs de déplacement et des inclinomètres

3.3. Mesure de déformation

Les jauges de déformation sont placées à différents endroits le long de la poutre. Ainsi, les sections nommées 1 à 4 (figure II-14) sont équipées sur leurs hauteurs. Ces sections sont choisies principalement pour caractériser le comportement de l'ouverture au voisinage de ses sections critiques (extrémités gauche et droite et milieu). Dans certaines configurations, la partie sans ouverture (section 4) est aussi équipée pour pouvoir la comparer à la partie avec ouverture. La répartition typique des jauges de déformation sur la poutre est illustrée à la Figures II-14. Chaque poutre est équipée avec 8, 12 ou 26 jauges (J1a – J4d'') (voir Tableau II-8).

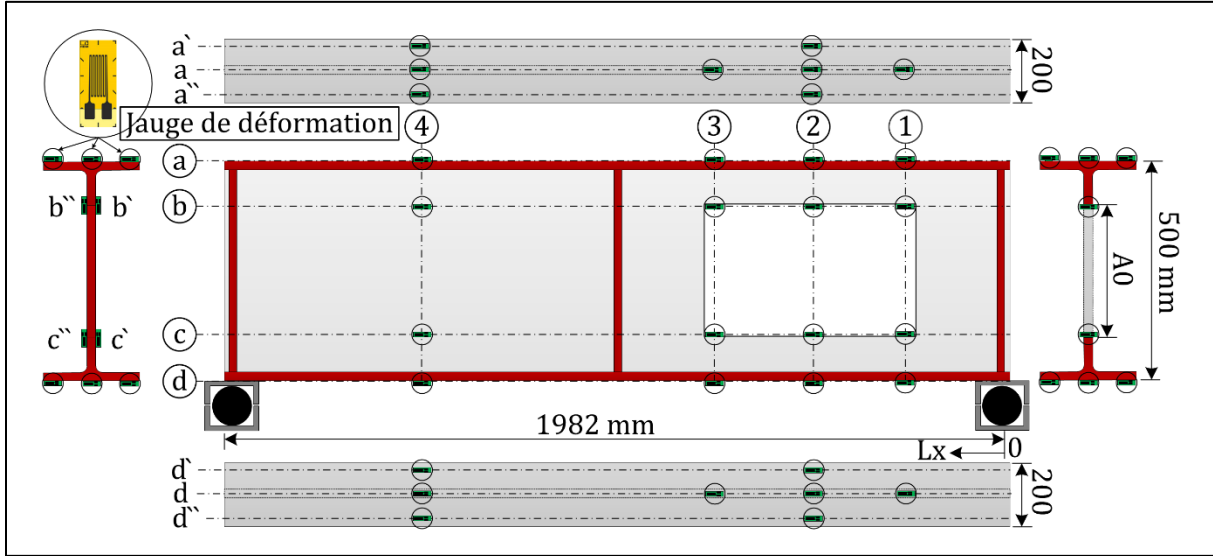


Figure II-14 : Positions des jauges de déformation

No.	Poutre	1				2				3				4										
		a	b	c	d	a	a''	b	c	d	d''	a	b	c	d	a	a''		b	b''	c	c''	d	d''
1	A0RHS0																							
2	A3RHS0																							26
3	A3RHS3																							12
4	A3RHS7																							12
5	A3RHD3																							8
6	A3RHD7																							8
7	A3RHD3																							8
8	A2RHS0																							8
9	A2RHS3																							8
10	A2RHS7																							8
11	A2RHD3																							6
12	A2RHD7																							8
13	A2RHD3																							8
																								120
		Sans jauge				Avec jauge				Jauge marche pas				Total										

Tableau II-8 : Jauges de déformation utilisées pour chaque poutre testée

3.4. Maintiens latéraux anti-déversement

Comme l'étude est axée sur le mode de ruine local des poutres testées (ruine dans l'ouverture), des maintiens latéraux anti-déversement ponctuels sont disposés près du point de chargement. La bonne disposition de ces maintiens est primordiale car, si la poutre venait à déverser, les résultats des essais seraient inexploitable pour l'étude escomptée. Les simulations préliminaires ont permis de confirmer que ces maintiens étaient suffisants pour éviter le déversement des poutres tout en permettant l'atteinte de capacités maximales de résistance.

3.5. Histoire de chargement

L'essai a été mené sous chargement statique en contrôlant la vitesse de déplacement du vérin. Des cycles de charge-décharge ont été réalisés avant le chargement à la ruine (entre 4-6 cycles au total). L'objectif de ces « cycles » est d'observer l'évolution de la rigidité à différents niveaux de chargement avec des états plus ou moins avancés en plastification ou instabilité. La Figure II-15 présente les cycles de charge appliqués pour l'éprouvette A3RHS0. La charge maximale atteinte durant chaque cycle est donnée dans le Tableau II-9.

Numéro du cycle	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4 (ruine)	N° 5	N° 6
Charge maximale	170	273	550	583	544	406

Tableau II-9 : Charge maximale durant chaque cycle (éprouvette A3RHS0)

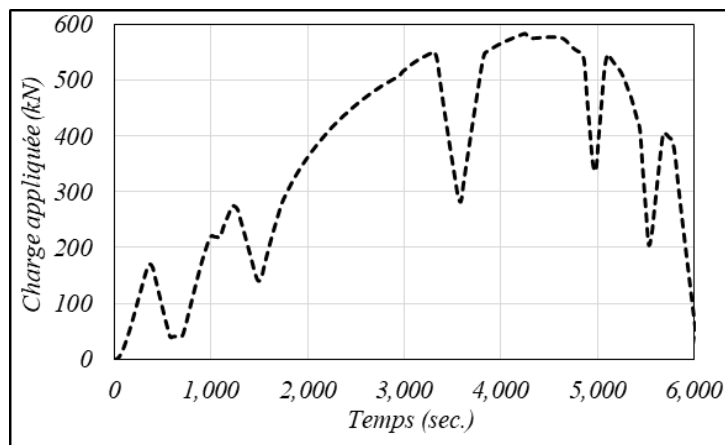


Figure II-15 : Histoire de chargement avec les cycles charge-décharge (éprouvette A3RHS0)

3.6. Mesure du déplacement des 2 appuis

Cinq capteurs de déplacement sont placés au niveau des appuis pour mesurer le déplacement d'appui au cours de l'essai. Ceci permet de corriger les mesures faites sur les déplacements des autres capteurs le long de la poutre. Les positions de ces capteurs sont représentées sur la Figure II-16.

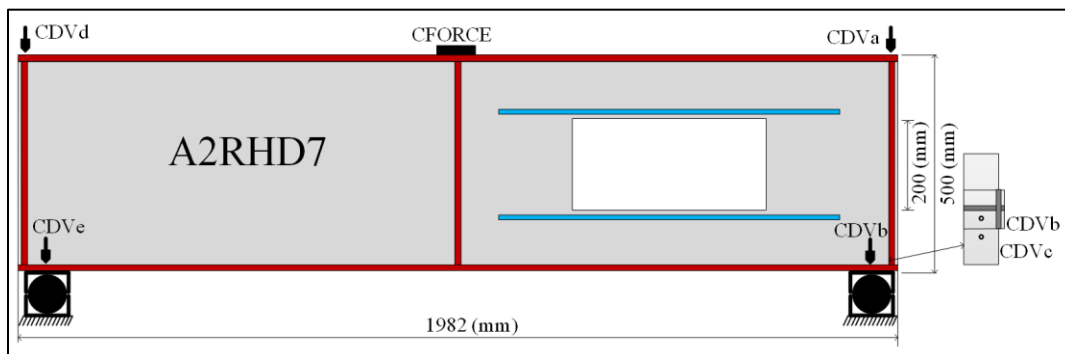


Figure II-16 : Positions des capteurs de déplacement sur les 2 appuis

La Figure II-17 montre les mesures des déplacements au niveau des appuis.

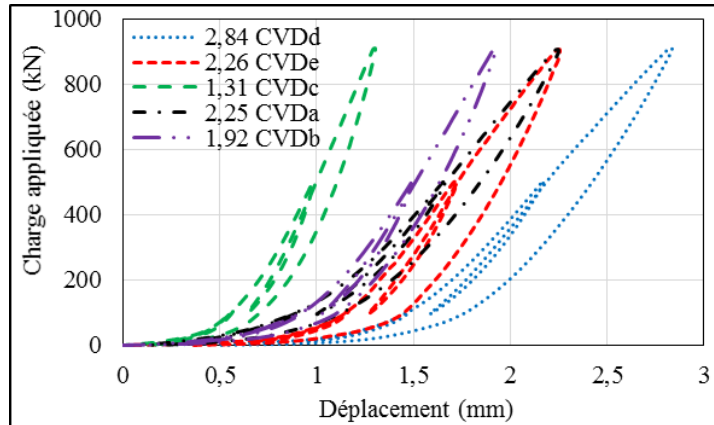


Figure II-17 : Courbes Force-Déplacement des capteurs positionnés sur les 2 appuis

La Figure II-18 montre l'exemple d'une courbe force-déplacement (sans les phases de charge-décharge) avec et sans correction par la déformation d'appui. Pour la suite, la correction d'appui est intégrée dans toutes les courbes analysées.

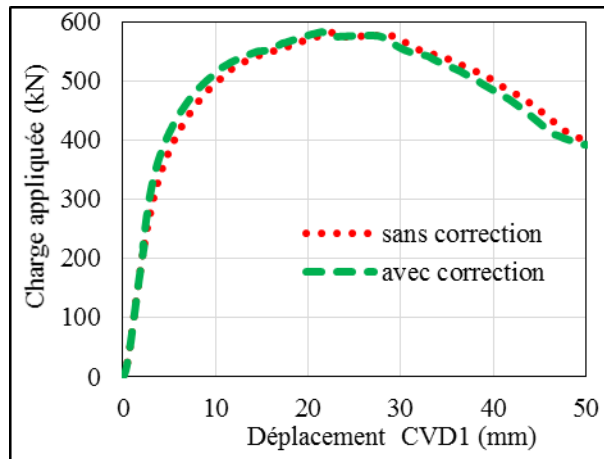


Figure II-18 : Courbes force-déplacement avec ou sans correction d'appui (éprouvette A3RHS0)

4. Résultats expérimentaux

Les spécimens ont été divisés en deux groupes à cause de la capacité du vérin limitée à 900 kN environ. Le premier groupe concerne les éprouvettes pour lesquelles la ruine n'a pas été atteinte même si des niveaux plus ou moins importants de déformation plastique ont été atteints. Le deuxième groupe est celui des poutres qui ont atteint la ruine car leurs capacités de résistance ultime étaient inférieures à la capacité du vérin. Les paramètres mesurés au cours de l'essai sont : la force en kN, les déplacements en mm, les déformations des jauges en $\mu\text{m}/\text{m}$ et les rotations en degré. Avant chaque essai, des chargements préliminaires sont appliqués afin de vérifier la bonne réponse des instruments de mesures et assurer la mise en place des appuis et du système de chargement.

Nous constatons dans la plupart des cas que la courbe charge/flèche présente trois phases distinctes. Dans la première phase, le comportement est quasi linéaire. Dans la deuxième phase il y a apparition de non-linéarité car il y a une plastification ou instabilité et on observe une perte de raideur de la poutre. La troisième phase concerne la partie post-ruine où la poutre garde une certaine résistance résiduelle.

4.1. Résultats expérimentaux (la poutre à âme pleine)

Nous avons tout d'abord effectué des essais sur la poutre de référence sans ouverture d'âme (éprouvette A0RHS0) (voir la Figure II-1). Nous pouvons observer sur la Figure II-19 les courbes force-déplacement vertical (à mi-travée CDV1) de la poutre A0RHS0 en phase de test élastique. La courbe montre que le fait d'appliquer des cycles de charge-décharge ne change pas le comportement global de la poutre et que la rigidité flexionnelle est quasi-constante. La comparaison des courbes obtenues en utilisant les deux capteurs (CDV2 et CDV5), les plus proches du capteur CDV1 à mi-travée, montre qu'ils donnent des déplacements similaires. La symétrie du comportement est ainsi montrée pour cette poutre. Cette comparaison est menée pour les poutres avec ouverture en vue d'évaluer l'effet de la présence de l'ouverture.

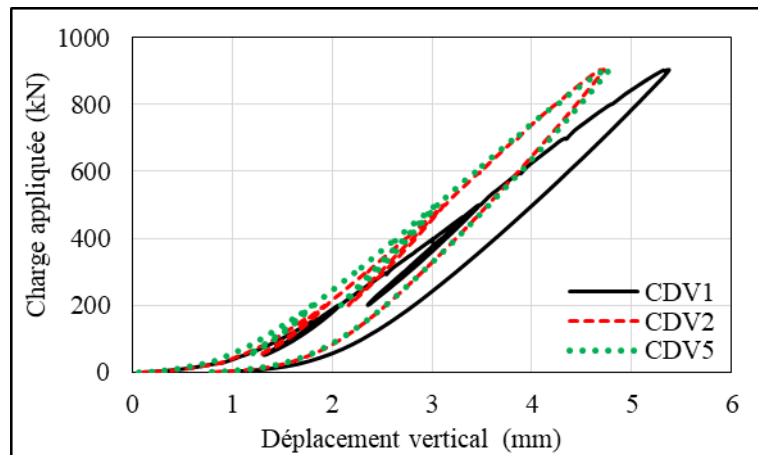


Figure II-19 : Courbes Force-Déplacement des capteurs CDV1, CDV2 et CDV5 (poutre A0RHS0)

4.2. Étude du comportement et des modes de ruine

Les observations des essais ayant atteint la ruine montrent que des rotules plastiques se sont formées pour un effort entre 550 kN et 900 kN pour les poutres de 2 à 6. Les modes de ruine sont étudiés et comparés entre les différentes poutres étudiées.

4.2.1. Eprouvette A3RHS0 (sans raidisseur)

La poutre A3RHS0 a une ouverture sans raidisseur avec une hauteur de 300 mm et une longueur de 375 mm. La Figure II-20 présente les courbes force – déplacement vertical (CDV1) ainsi que l'évolution des déplacements hors plan (CDH1 et CDH2) en fonction du déplacement vertical (CDV1).

Nous pouvons observer qu'il y a une augmentation linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à une force élastique de l'ordre de 340 kN et un déplacement de l'ordre de de 4 mm (voir la Figure II-20). Ensuite, on entre dans le domaine élastique-plastique avec une progression non linéaire entre la force et déplacement jusqu'à la charge maximale égale à 583 kN qui correspond à un déplacement de 23 mm. La charge contrôlée en déplacement continue à être appliqué pour observer le comportement en troisième zone qui correspond à la phase post-ruine. Dans cette zone, le déplacement hors plan augmente de façon importante et un début de pliage (voilement) de la tôle au niveau de coin supérieur de l'ouverture à côté du chargement. Ensuite, une deuxième instabilité par voilement (élasto-plastique) est apparue au niveau du coin inférieur de l'ouverture. Nous pouvons observer aussi que l'évolution du déplacement hors plan commence à s'accélérer après l'atteinte de l'effort ultime de la poutre. De plus, il semble que la poutre ait une réserve de résistance car elle atteint la ruine après l'écrasement local de la paroi.

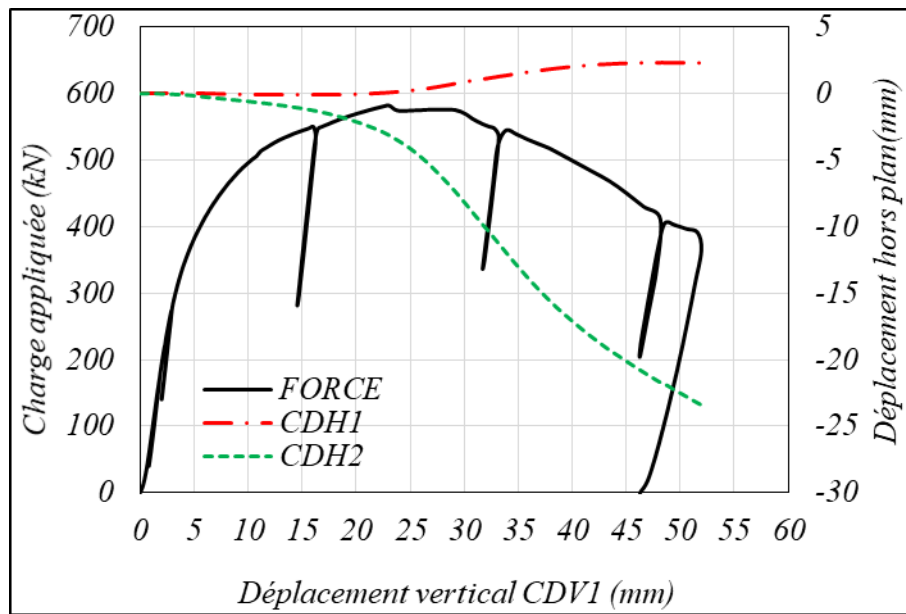


Figure II-20 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A3RHS0)

La Figure II-21 présente les mesures de déplacement de sept capteurs verticaux (CDV1, CDV2, CDV3, CDV4, CDV5, CDV6 et CDV7). Les sept courbes représentent l'évolution de la force en fonction des déplacements. Le plus grand déplacement est mesuré au coin de l'ouverture par le capteur CDV2 près de la charge appliquée. La valeur la plus faible du déplacement (avec une inversion de signe lors des plastifications) est obtenue par le capteur CDV4 près de l'appui.

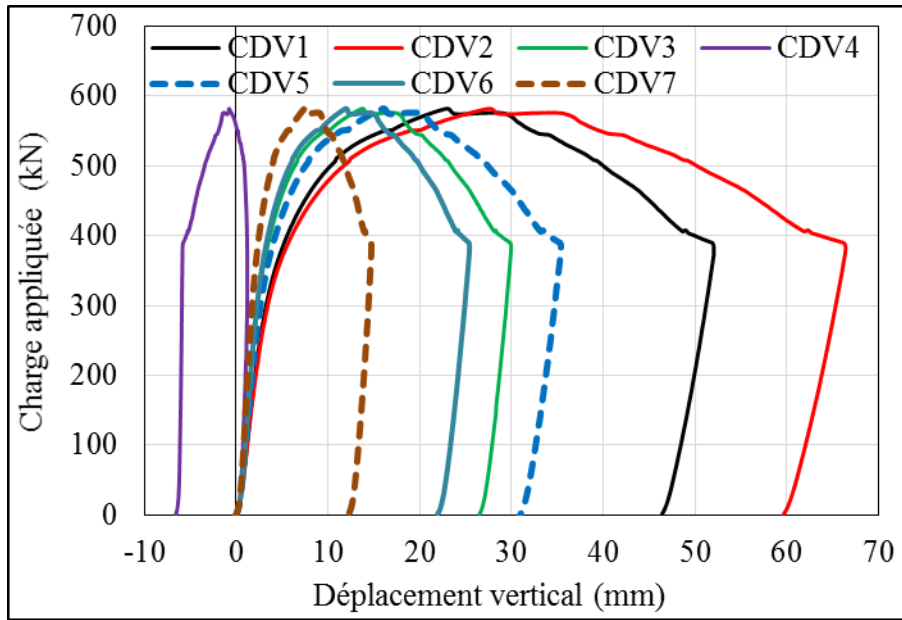


Figure II-21 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A3RHS0

Durant l'essai, il a été observé l'atteinte de la charge plastique, mais avec une faible capacité de déformation plastique, avant l'apparition d'instabilités locales qui entraînent la baisse de l'effort.

La Figure II-22 montre l'évolution des rotations mesurées par les inclinomètres placés au niveau des appuis sur la semelle supérieure de la poutre (CRG et CRD). La plus grande rotation est observée sur l'appui de gauche vers la partie sans ouverture.

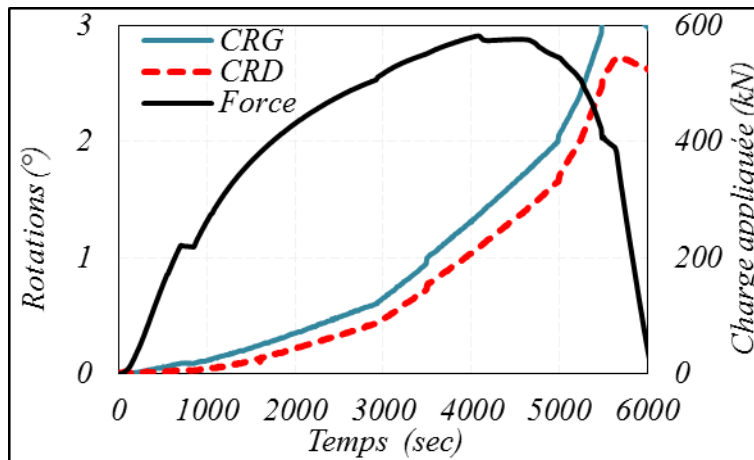


Figure II-22 : Evolution de la rotation et de la charge en fonction du temps

La Figure II-23 présente les mesures de déformation de neuf Jauges (J4a', J4a, J4a'', J4b', J4b'', J4c', J4d', J4d et J4d'') disposées sur la hauteur de la partie à âme pleine. L'évolution des déformations est donnée en fonction de la charge appliquée et montre que ces jauges restent dans le domaine élastique. Cela indique qu'il n'y a aucune plastification du côté âme pleine alors que l'ouverture a vu la formation de rotules plastiques.

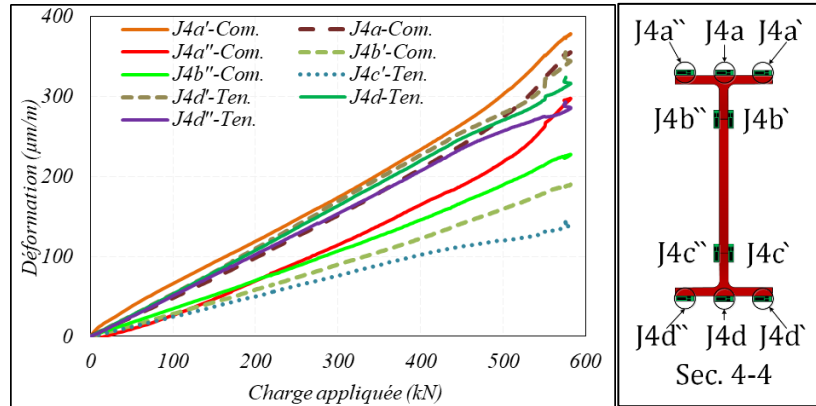


Figure II-23 : Evolution des déformations fonction de la charge appliquée (hauteur de la section droite au milieu à l'âme pleine)

La Figure II-24 donne les mesures de déformation de huit Jauges (J2a', J2a, J2a'', J2b', J2c', J2d', J2d et J2d'') disposées dans la section droite du milieu de l'ouverture. Aussi on a remarqué qu'elles restent dans le domaine de comportement élastique. Lorsque la limite élastique des jauges égale (la contrainte maximale en traction sur le module d'Young) $((443/210) \times 1000)$ égale $2110 \mu\text{m/m}$

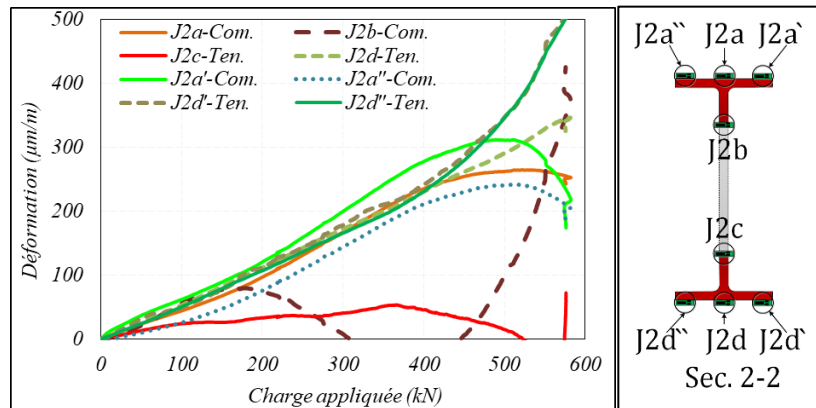


Figure II-24 : Evolution des déformations fonction de la charge appliquée (hauteur de la section droite du milieu de l'ouverture)

La Figure II- 25 présente les mesures de déformation de huit Jauges (J1a, J1b, J1c, J1d, J3a, J3b, J3c et J3d) disposées sur les sections aux extrémités de l'ouverture. Les huit courbes représentant l'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée sont dans la zone plastique. Cela indique que les modes de ruine se situent autour de l'ouverture aux coins ce qui confirme le fait que la formation de la rotule se fasse autour de l'ouverture.

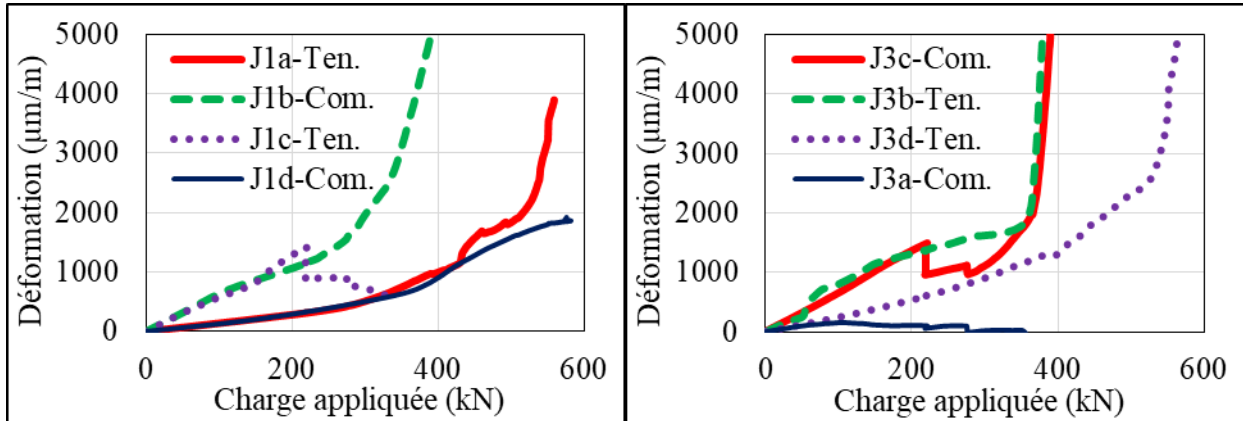


Figure II-25 : Evolution des déformations fonction de la charge appliquée (extrémités gauche et droite de l'ouverture)

4.2.2. Eprouvette A3RHS3 (raidisseur horizontal simple sans ancrage)

La poutre A3RHS3 a une ouverture avec une hauteur de 300 mm, une longueur de 375 mm et un raidisseur horizontal simple de longueur ($L_r=375$ mm). La Figure II-26 montre la courbe force – déplacement (vertical et hors plan) pour la poutre A3RHS3.

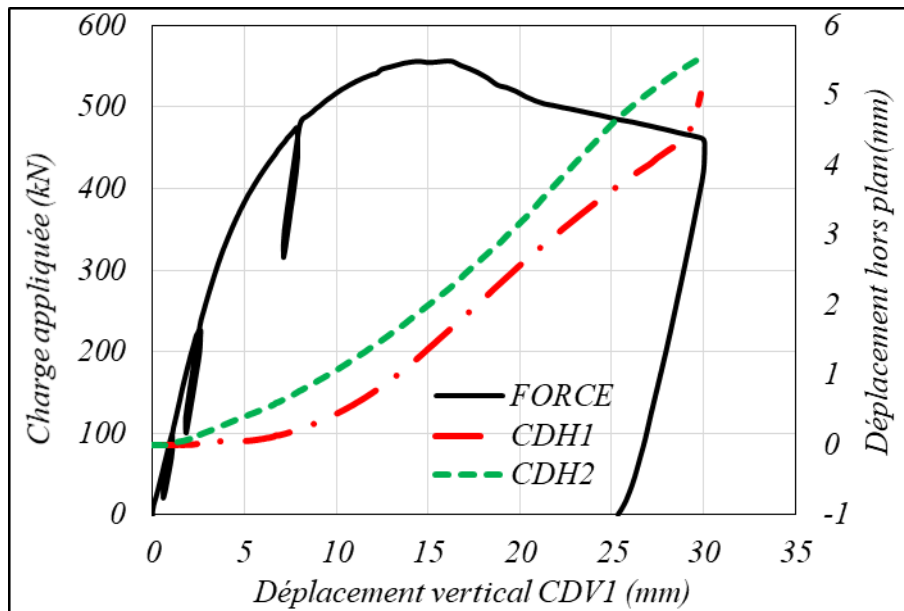


Figure II-26 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A3RHS3)

Il peut être observé la relation linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à une force élastique de l'ordre de 350 kN qui correspond au déplacement de 4.5 mm. Puis, on entre dans le domaine élastique-plastique avec une progression non linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à une force de 555 kN qui correspond au déplacement de 16 mm. Pour la troisième zone, on remarque que la force reste constante 555 kN mais qu'il y a une augmentation du déplacement jusqu'à 17.5

mm traduisant un certain palier plastique. L'augmentation de la charge appliquée est finie à la cassure de l'angle de l'ouverture de l'âme, c'est-à-dire dans le coin supérieur à côté du chargement. Donc après cette descente de la courbe, on remarque aussi qu'il y a une augmentation de déplacement hors plan de l'âme. Ensuite, on remarque que la force commence à baisser tout en maintenant un certain niveau de résistance résiduelle.

Il a été observé que la charge ultime est limitée par l'apparition d'instabilités locales. En effet, l'accélération de déplacements hors plan coïncide avec la chute d'effort global. Il peut être noté que l'effort ultime obtenu est plus faible que celui de la configuration sans raidisseurs. La présence de raidisseurs contribue à un affaiblissement de l'ouverture, notamment des sections aux coins de l'ouverture. L'origine de cet affaiblissement peut être de nature mécanique (augmentation des concentrations de contrainte) ou matérielles (altération des propriétés mécaniques de l'acier à proximité du cordon de soudure).

Les études comparatives avec le modèle E.F. ont permis de confirmer que le raidisseur court n'affaiblit pas mécaniquement l'ouverture, car on obtient des résultats très similaires pour les 2 configurations d'ouverture. Par conséquent plusieurs auteurs supposent que l'affaiblissement de la poutre par la présence des raidisseurs est certainement lié à l'altération des propriétés mécaniques de l'acier due au processus de soudage des raidisseurs. Cette altération des propriétés mécaniques est constatée de manière plus évidente sur d'autres configurations de raidissage étudiées avec l'apparition de fissures brutales caractéristiques d'un comportement fragile induit par un traitement thermique.

La Figure II-27 présente les mesures de déplacement de sept capteurs (CDV1, CDV2, CDV3, CDV4, CDV5, CDV6 et CDV7). Elles montrent que l'utilisation du raidisseur juste au-dessus de l'ouverture n'est pas efficace car la section critique reste inchangée. Avec un petit changement qui a eu lieu dans le capteur de déplacement CDV4.

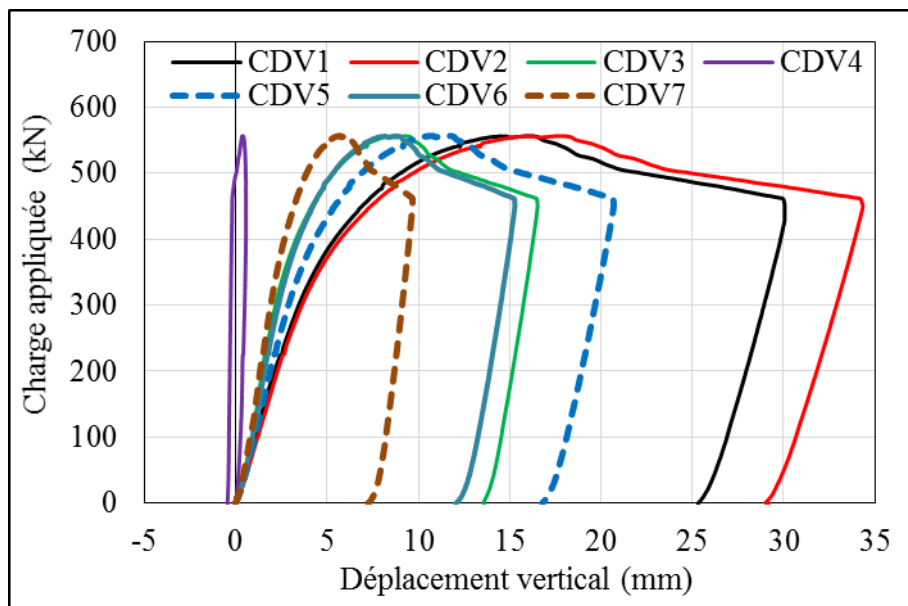


Figure II-27 : Courbes Force- Déplacement le long de la poutre A3RHS3

La Figure II- 28 présente les mesures de déformation de onze Jauges disposées dans trois sections le long de l'ouverture (extrémités et milieu). Les douze courbes représentant l'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée sont dans la zone plastique. Cela indique que les zones de plastification se situent dans les coins aux extrémités de l'ouverture.

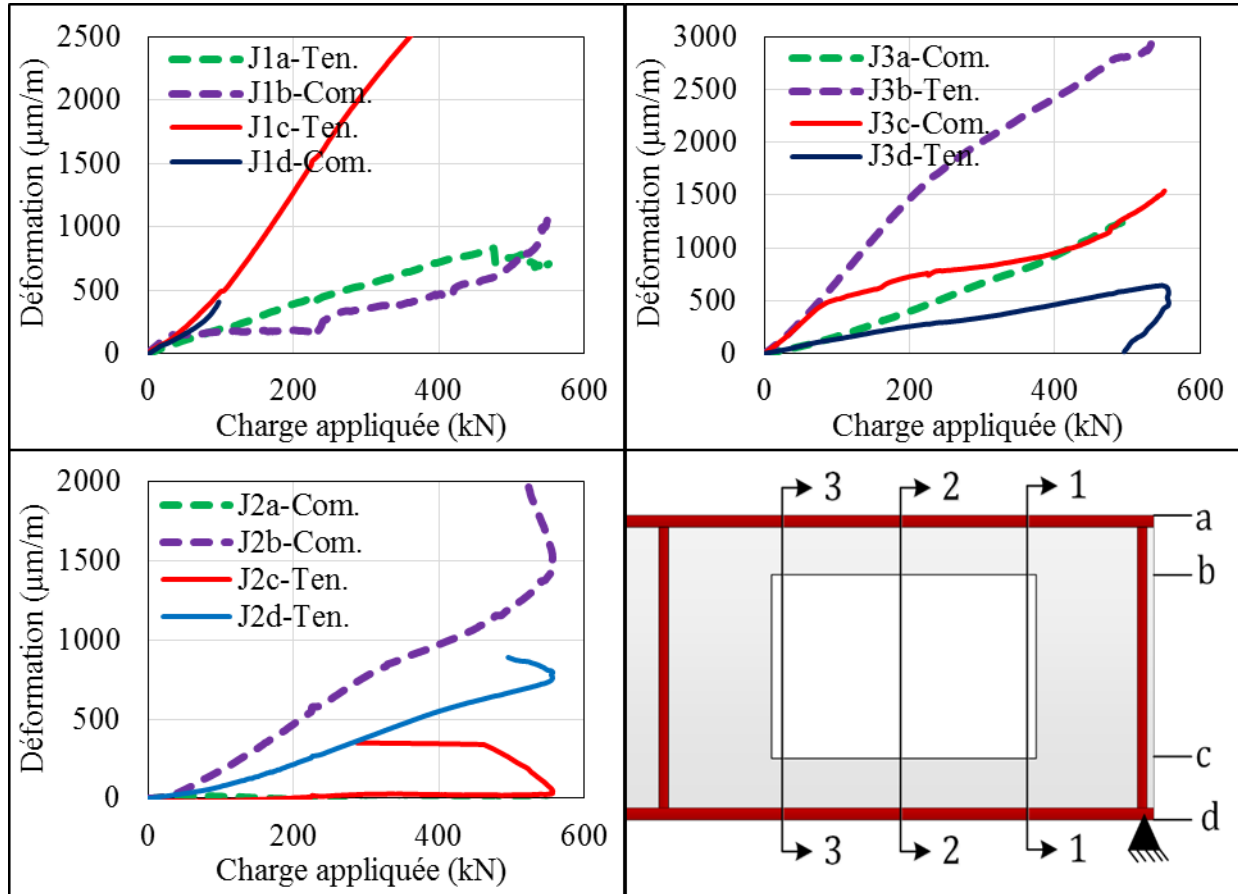


Figure II-28 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A3RHS3)

4.2.3. Eprouvette A3RHD3 (raidisseur horizontal double sans ancrage)

La poutre A3RHD3 a une hauteur d'ouverture de 300 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et des raidisseurs horizontaux doubles de longueur ($L_r=375$ mm).

La Figure II-29 présente la courbe Force déplacement pour la poutre A3RHD3. On remarque qu'il y a une relation linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à une charge de l'ordre de 380 kN qui correspond à un déplacement de 5 mm. Puis, on entre dans le domaine élastique-plastique avec une progression non linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à une force de 592 kN et un déplacement de 12 mm. Pour la troisième zone on remarque que la force reste constante et égale à 592 kN alors qu'une augmentation de déplacement jusqu'à 13.5 mm est constatée ce qui peut traduire un palier plastique. On est surpris de voir qu'il y a une chute brutale de la courbe après la zone plastique qui est due à la cassure de l'angle de l'ouverture de l'âme (une rupture en traction), c'est-à-dire dans le coin supérieur à côté du chargement de longueur 160 mm avec un angle de 60°.

Donc après cette chute brutale de la courbe on remarque aussi qu'il y a une augmentation du déplacement hors plan de l'âme sur la sortie des deux angles apposés de l'ouverture. Ensuite, on remarque que la force commence à chuter c'est à dire une diminution de la force (489 kN) avec une augmentation du déplacement qui a atteint une valeur de 16 mm. Puis, on remarque aussi qu'il y avait une autre rupture sur l'angle de l'ouverture apposée à la première.

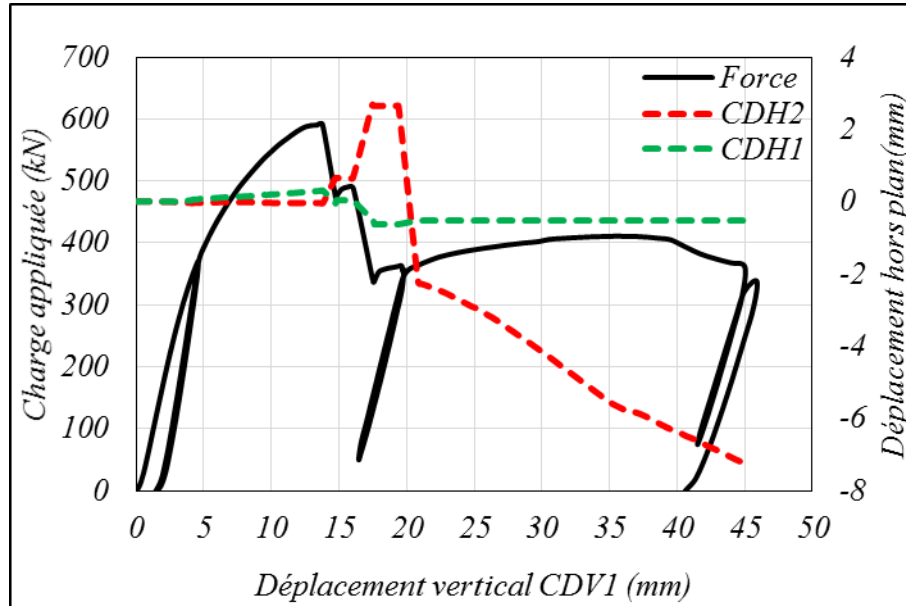


Figure II-29 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A3RHD3)

La Figure II-30 présente les mesures de déplacement de sept capteurs (CDV1, CDV2, CDV3, CDV4, CDV5, CDV6 et CDV7). Les courbes montrent peu de modification par rapport aux éprouvettes présentées ci-dessus au niveau de l'allure et de la résistance. Cela signifie que l'utilisation du raidisseur juste au-dessus de l'ouverture double n'est pas efficace car la section critique reste inchangée.

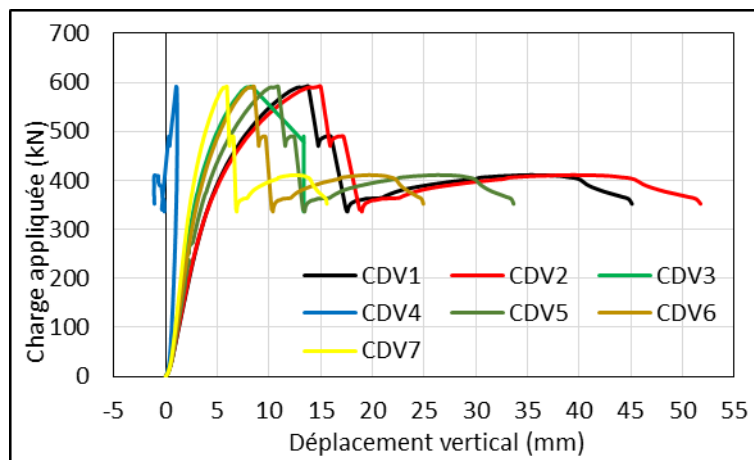


Figure II-30 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A3RHD3

La Figure II- 31 présente les mesures de déformation de sept Jauges disposées autour de l'ouverture et sur les semelles supérieure et inférieure aux coins de l'ouverture. Les sept courbes représentant l'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée sont dans la zone plastique. Cela indique que les modes de ruine se situent autour de l'ouverture aux coins ce qui justifie le fait que la formation de la rotule se fasse autour de l'ouverture.

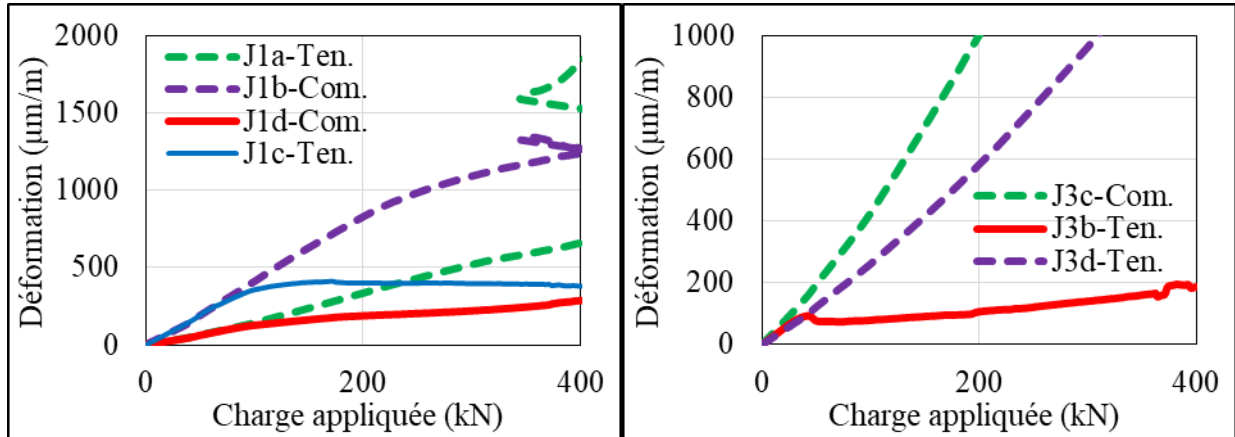


Figure II-31 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A3RHD3)

4.2.4. Eprouvette A3RHV3 (raidisseur horizontal et vertical simple sans ancrage)

La poutre A3RHV3 a une ouverture avec une hauteur de 300 mm, une longueur de 375 mm et des raidisseurs verticaux de hauteur égale à 340 mm et horizontaux simples de longueur ($L_r=375$ mm).

La Figure II-32 donne la courbe Force – déplacement pour la poutre A3RHD3. On remarque qu'il y a une augmentation linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à une charge proche de 410 kN qui correspond à un déplacement égal à 5.5 mm). Ensuite, on entre dans le domaine élastique-plastique jusqu'à une force de 600 kN et un déplacement de 13.5 mm. On est surpris de voir qu'il y a une chute brutale de courbe après la zone plastique qui correspond à la rupture de l'angle de l'ouverture d'âme au niveau du coin supérieur à côté du chargement. Après cette chute brutale de la courbe, on remarque aussi qu'il y a une augmentation du déplacement hors plan de l'âme sur la sortie comprimée des deux angles opposés de l'ouverture. Ensuite, on remarque que la force a commencé à chuter, c'est à dire une diminution de la force (430 kN) avec une augmentation du déplacement qui a atteint une valeur de 30 mm. Puis, on remarque aussi qu'il y avait une autre cassure sur l'angle de l'ouverture apposée à la première cassure.

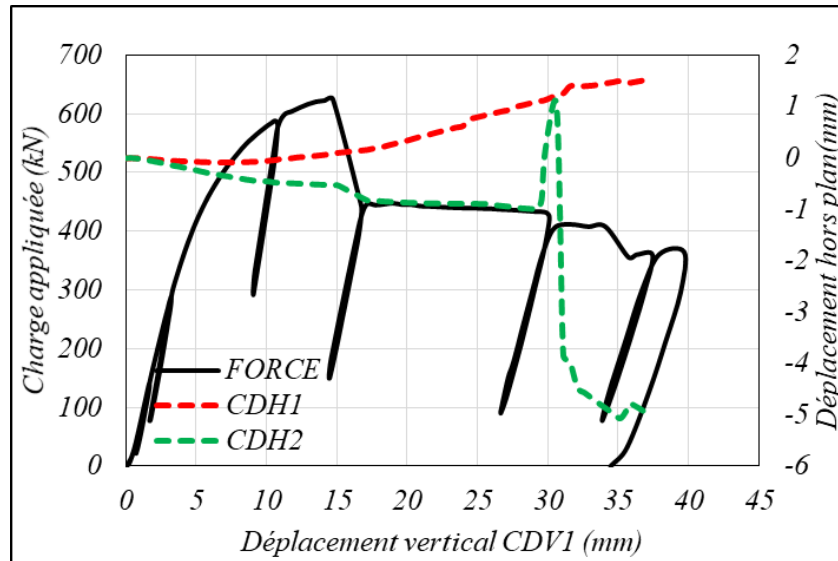


Figure II-32 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A3RHV3)

La Figure II-33 présente les mesures de déplacement de sept capteurs (CDV1, CDV2, CDV3, CDV4, CDV5, CDV6 et CDV7) cela signifie que l'utilisation du raidisseur juste au-dessus de l'ouverture horizontale et vertical n'est pas efficace car la section de ruine est en dehors de la zone raidie.

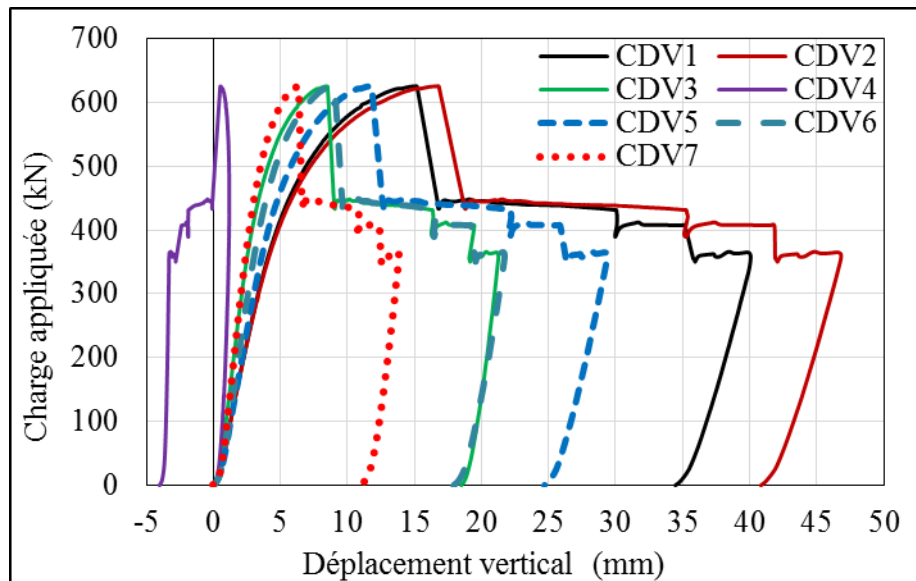


Figure II-33 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A3RHV3

La Figure II- 34 présente les mesures de déformation de huit Jauges disposées autour de l'ouverture et sur les semelles supérieure et inférieure aux coins de l'ouverture. Les huit courbes représentant l'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée sont dans la zone plastique. Cela

indique que les modes de ruine se situent autour de l'ouverture aux coins ce qui justifie le fait que la formation de la rotule se fasse autour de l'ouverture.

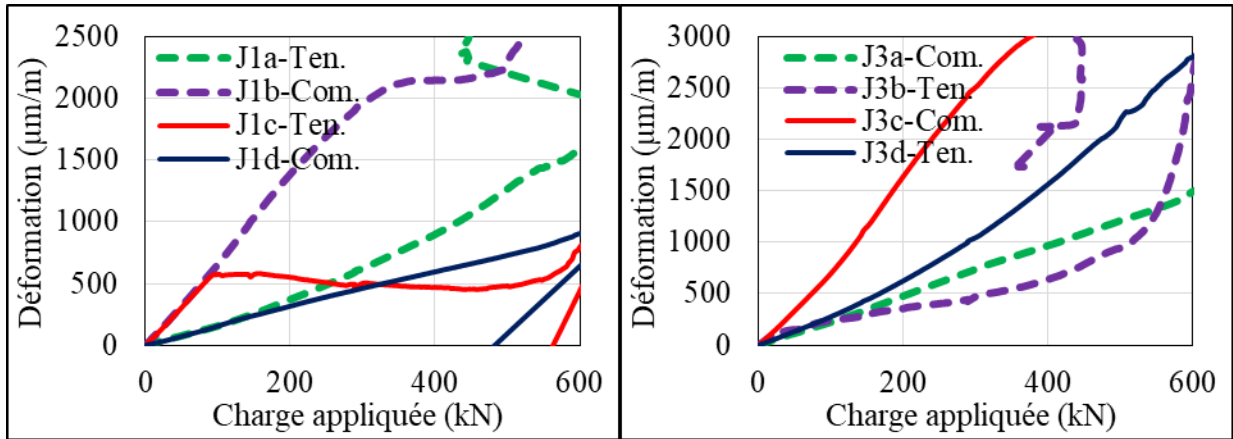


Figure II-34 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A3RHV3)

4.2.5. Eprouvette A3RHS7 (raidisseur horizontal simple avec ancrage)

La poutre A3RHS7 a une ouverture avec une hauteur de 300 mm, une longueur de 375 mm et un raidisseur horizontal simple de longueur ($L_r=775$ mm).

La Figure II-35 présente la courbe force-déplacement pour la poutre A3RHS7 qui permet d'observer que le comportement de la poutre est élasto-plastique avec un certain palier plastique. L'essai a été arrêté car le déplacement a atteint un niveau suffisant.

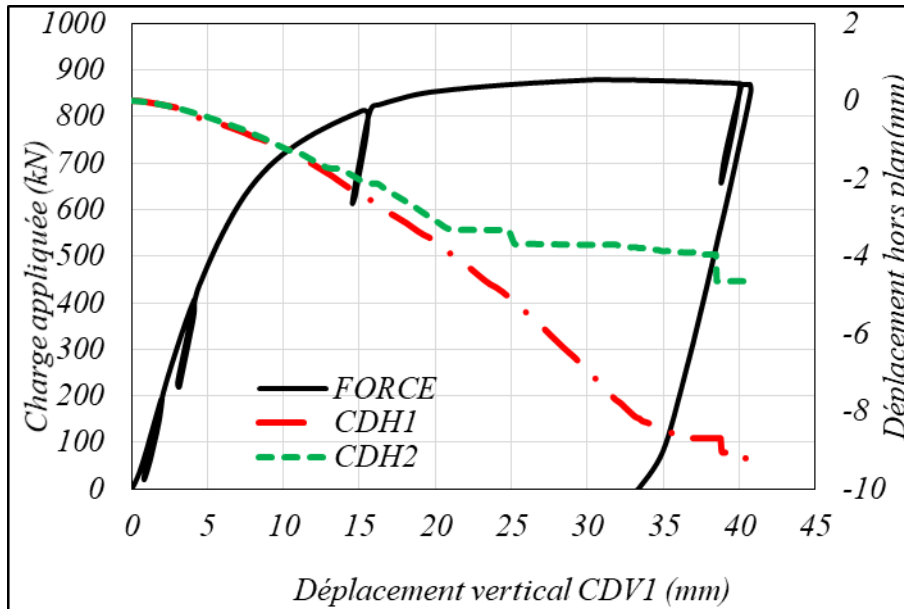


Figure II-35 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A3RHS7)

La Figure II-36 présente les mesures de déplacement de sept capteurs (CDV1, CDV2, CDV3, CDV4, CDV5, CDV6 et CDV7) cela signifie que l'utilisation du raidisseur avec la longueur 775 mm est efficace car la section critique devient plus renforcée.

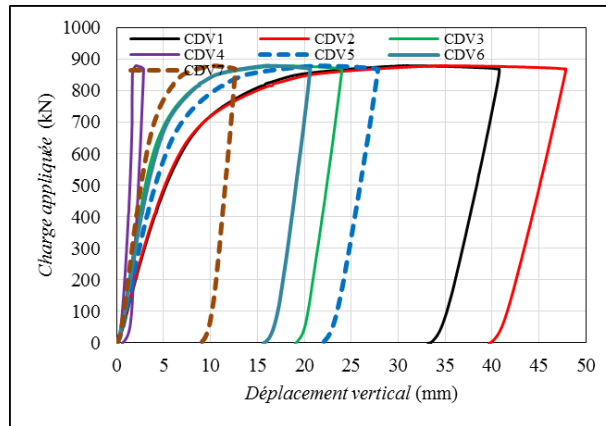


Figure II-36 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A3RHS7

La Figure II-37 présente les mesures de déformation de douze Jauges disposées autour de l'ouverture et sur les semelles supérieure et inférieure aux coins de l'ouverture. Les douze courbes représentant l'évolution des déformations en fonction du temps sont dans la zone plastique.

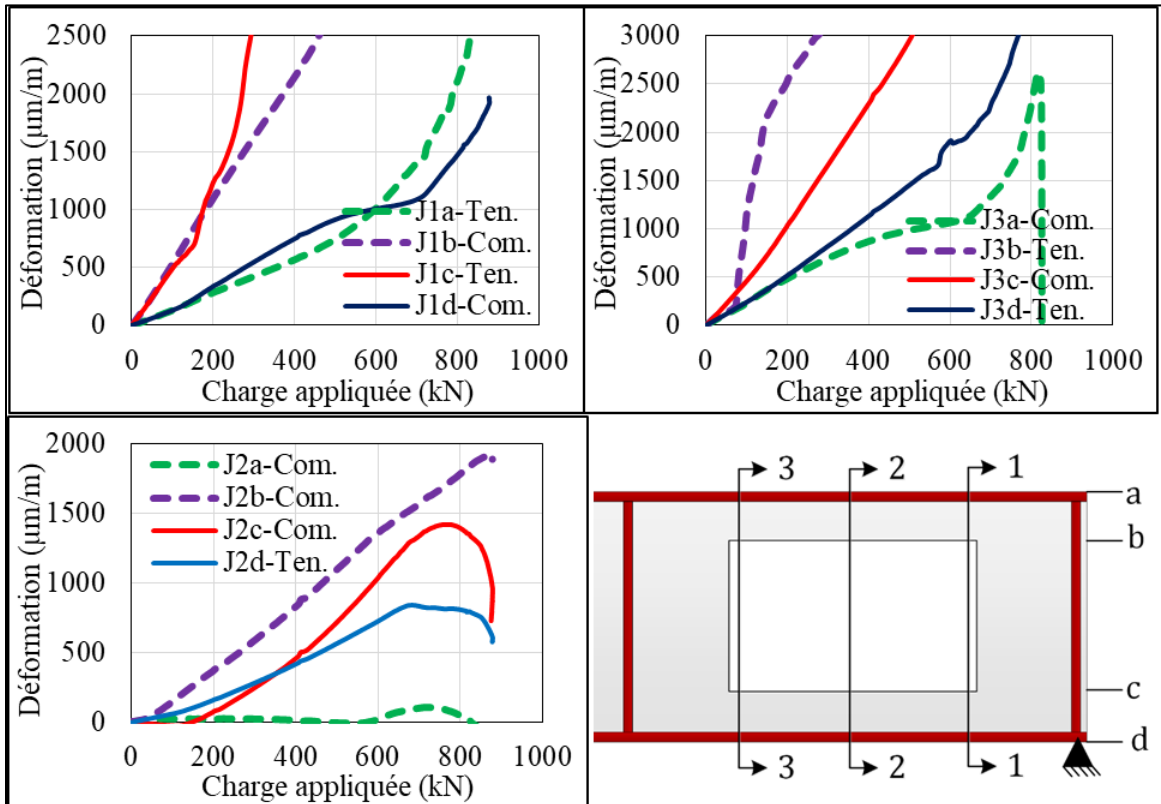


Figure II-37 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités et au milieu de l'ouverture (éprouvette A3RHS7)

4.2.6. Bilan d'étude expérimentale des modes de ruine

La Figure II-38 compare toutes les poutres précédemment étudiées. On peut voir sur cette figure que la présence de raidisseurs courts (double ou simple face) a une faible influence du comportement mécanique de la poutre. Cependant, le long raidisseur montre une augmentation importante de la résistance et du comportement en plastique. L'ancrage des raidisseurs assure un maintien de la paroi (angle d'ouverture) vis-à-vis du voilement. Ainsi, on se rapproche de la capacité plastique qui elle dépend du matériau. La poutre est ainsi capable d'atteindre sa capacité de moment plastique sous les charges appliquées. Ainsi, les poutres nécessitent d'être renforcées contre le déplacement latéral et la torsion, autrement, elles seraient vulnérables à la défaillance par déversement avant l'atteinte de leur capacité de moment plastique complète. Ces poutres sont étudiées en bloquant les déplacements latéraux en vue d'éviter le déversement.

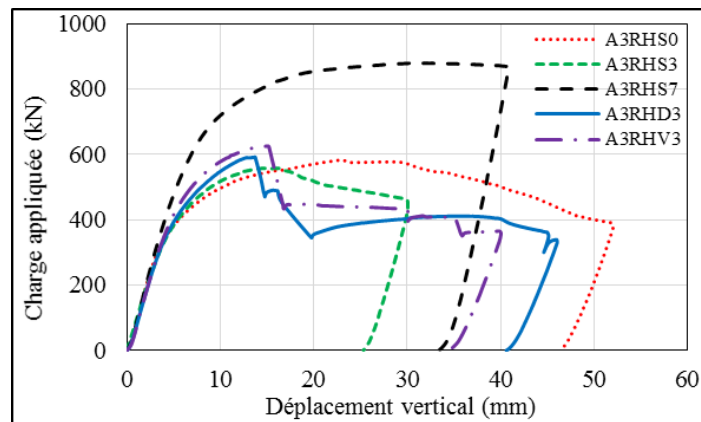


Figure II-38 : Courbe Force – déplacement vertical pour cinq spécimens

La forme déformée permanente des poutres avec la charge appliquée finale pour cinq essais dans cette étude est présentée à la Figure II-39. Dans tous les cas, la plastification dans les Tés a été observée à des niveaux de chargement relativement faibles. À mesure que l'essai progressait, le déplacement transversal hors plan et l'instabilité par voilement se sont produits aux coins de l'ouverture. Au fur et à mesure que les tests approchèrent la charge de ruine, la membrure de l'ouverture atteint de grandes déformations plastiques et l'angle de l'ouverture soulevé à l'extrémité du côté du moment faible de l'ouverture (Figure II-39).

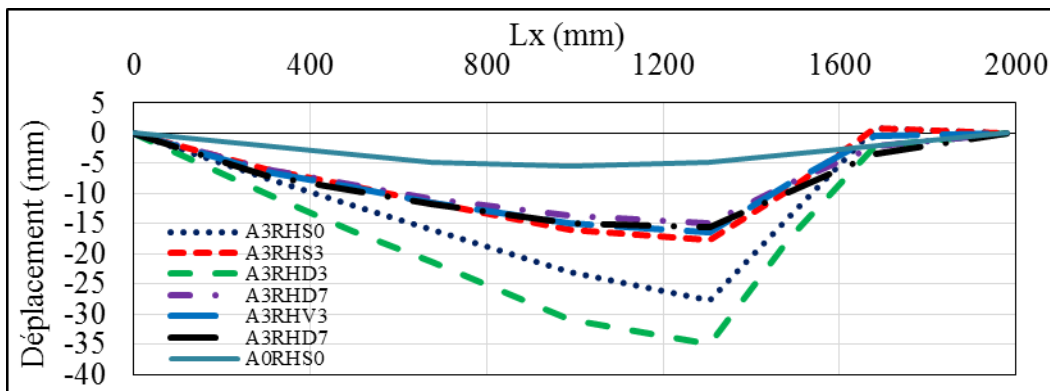


Figure II-39 : Déformées des poutres sous charge maximale de chaque

La Figure II-40 note que les déplacements aux extrémités de l'ouverture (CDV2) et (CDV4) changent avec les raidisseurs. De grandes déformations différentielles à travers l'ouverture ont été observées lorsque les poutres ont été chargées. Des déformations différentielles relativement faibles à travers l'ouverture ont été observées avec A3RHS7 (raidisseur avec ancrage) et grandes avec A3RHS0 (sans raidisseur). Le capteur CDV4 avec la poutre A3RHD3 est tombé et a été retourné par conséquent, nous notons la modification de ses résultats.

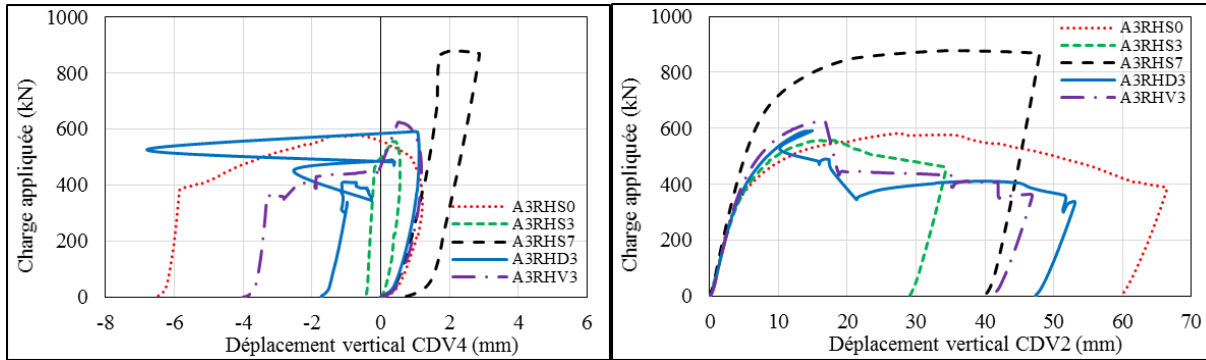


Figure II-40 : Courbe Force – déplacement vertical pour cinq spécimens (CDV2 et CDV4)

4.3. Comportement des poutres n'ayant pas atteint la ruine

Ici, nous examinerons l'effet de la hauteur d'ouverture avec raidisseurs en considérant les phases avant la ruine car les essais ont été arrêtés par l'atteinte de la capacité du vérin. Ainsi, les résultats concernent principalement la phase élastique même si dans certains cas, la phase plastique a été entamée de façon notable.

4.3.1. Eprouvette A3RHD7 (raidisseur horizontal double avec ancrage)

La poutre A3RHD7 a une hauteur d'ouverture de 300 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et comporte des raidisseurs horizontaux doubles de longueur ($L_r=775$ mm). Nous pouvons observer sur la Figure II-41, que le déplacement hors plan commence à augmenter avec le début de non-linéarité de la courbe force-déplacement vertical. Cependant, sa valeur reste limitée par la présence des raidisseurs.

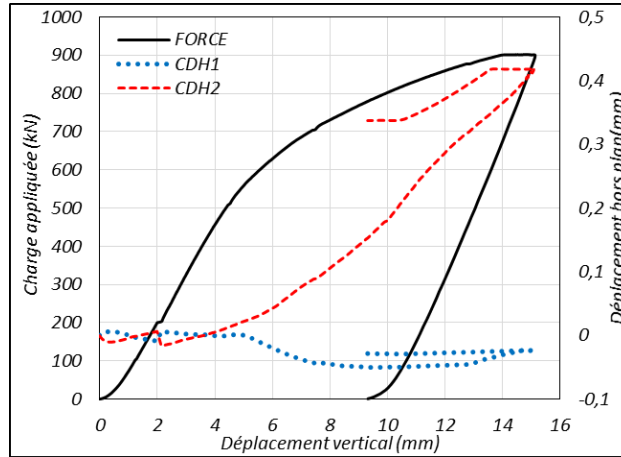


Figure II-41 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A3RHD7)

La Figure II-42 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté sur la Figure II-42 que la présence des raidisseurs permet de renforcer l'ouverture de manière significative. En effet, tous les capteurs donnent un déplacement dans la même direction, alors que dans le cas sans raidisseur les déplacements du capteur CDV4 sont dans la direction opposée des autres.

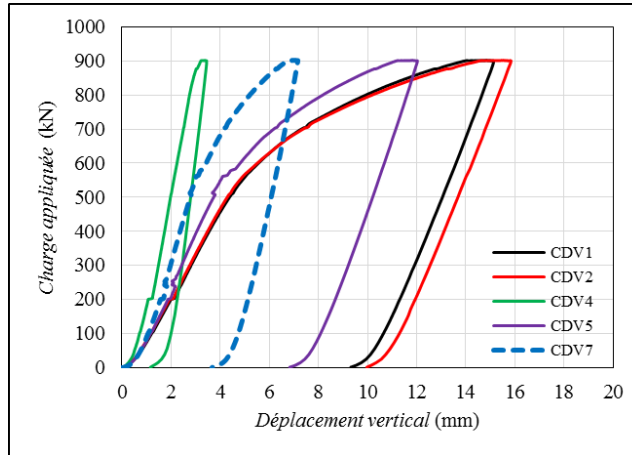


Figure II-42 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A3RHD7

Les déformations obtenues à partir des mesures des jauges aux sections aux extrémités de l'ouverture sont données sur la Figure II-43.

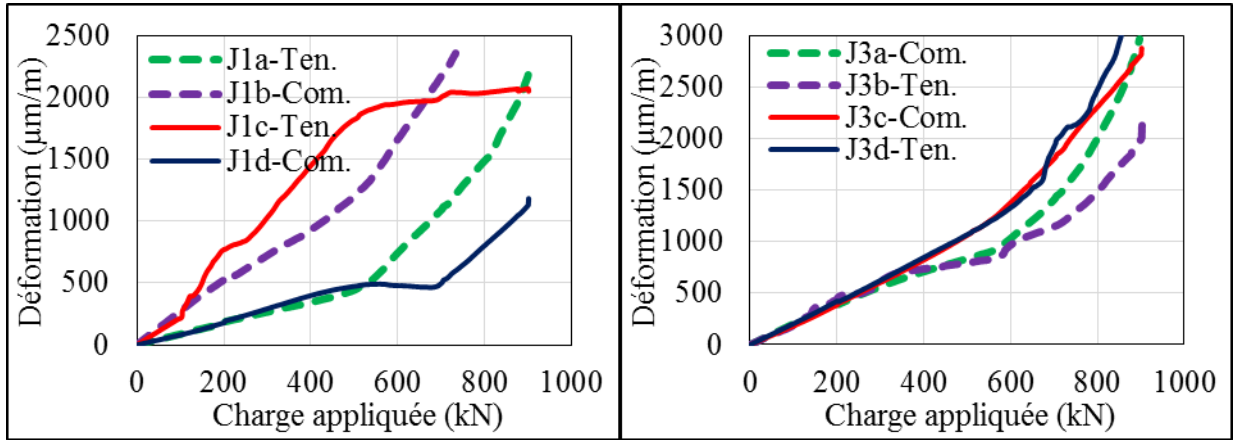


Figure II-43 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A3RHD7)

4.3.2. Eprouvette A2RHS0 (sans raidisseur)

La poutre A2RHS0 a une hauteur d'ouverture de 200 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et ne comporte pas de raidisseur. La Figure II-44 présente la courbe force – déplacement (vertical et hors plan) pour la poutre A2RHS0. Il peut être constaté que l'ouverture 200 mm augmente la force ultime de manière significative par rapport à l'ouverture de 300 mm (presque doublé) (voir la Figure II-20). Il peut être observé que même pour une force égale à 912 kN, aucune instabilité n'est observée. En effet, le déplacement hors plan reste faible.

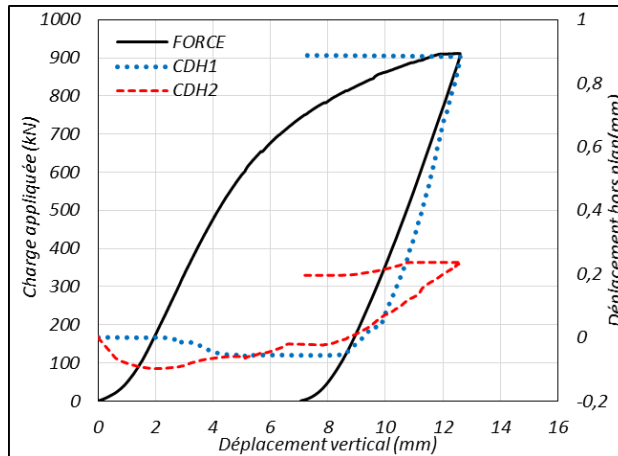


Figure II-44 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A2RHS0)

La Figure II-45 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté que le comportement est similaire à la poutre à âme pleine qui nous donne le plus grand déplacement dans le milieu de la poutre avec capteur CDV1.

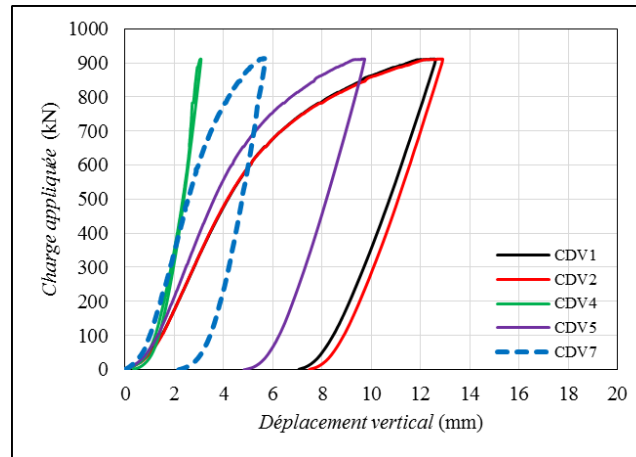


Figure II-45 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A2RHS0

Les déformations obtenues à partir des mesures des jauges dans les sections aux extrémités de l'ouverture sont données sur la Figure II-46.

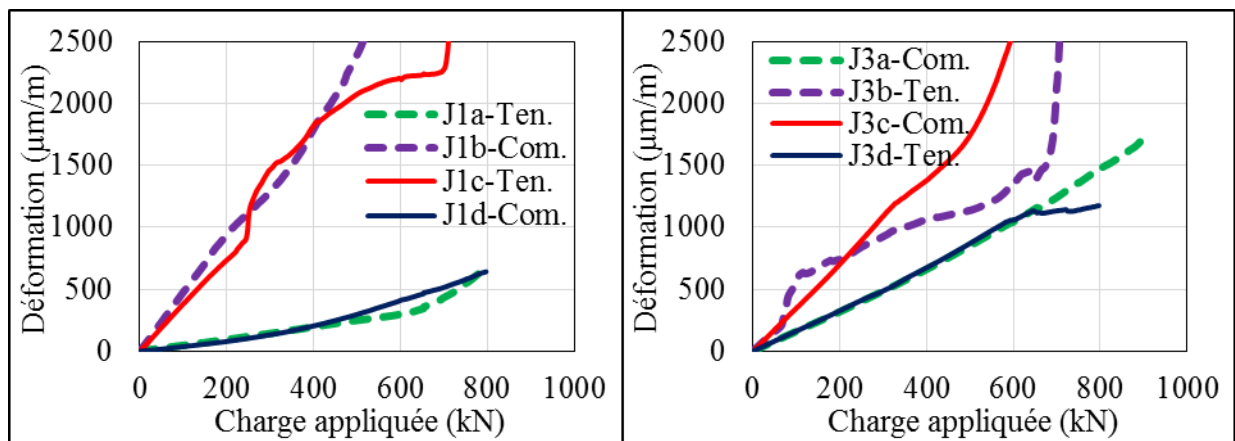


Figure II-46 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A2RHS0)

4.3.3. Eprouvette A2RHS3 (raidisseur horizontal simple sans ancrage)

La poutre A2RHS3 a une hauteur d'ouverture de 200 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et comporte un raidisseur horizontal simple de longueur ($L_r=375$ mm). La Figure II-47 présente la courbe force – déplacement (vertical et hors plan) pour la poutre A2RHS3. Il peut être constaté que la présence d'un raidisseur horizontal simple juste sur l'ouverture, sans longueur d'ancrage, affaiblit la résistance à l'ouverture en raison du transfert de la concentration de contrainte aux coins d'ouverture. Par conséquent, nous remarquons que la poutre est restée sur le comportement élasto-plastique avec instabilité confirmée par le déplacement hors plan qui a commencé à augmenter après la force ultime de 900 kN.

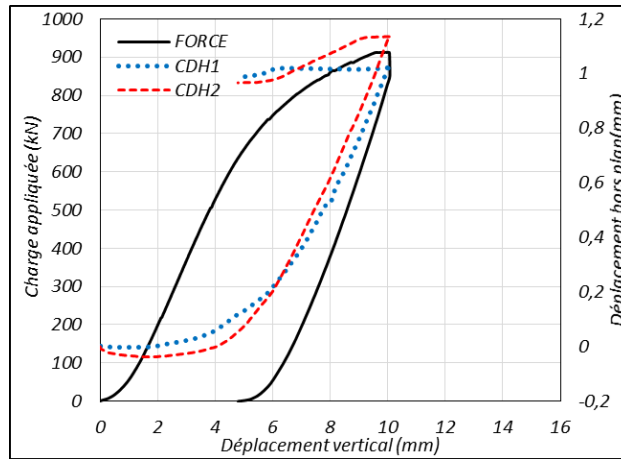


Figure II-47 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (épreuve A2RHS3)

La Figure II-48 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté qu'un comportement est similaire à la poutre à âme pleine qui nous donne le plus grand déplacement dans le milieu de la poutre avec capteur CDV1.

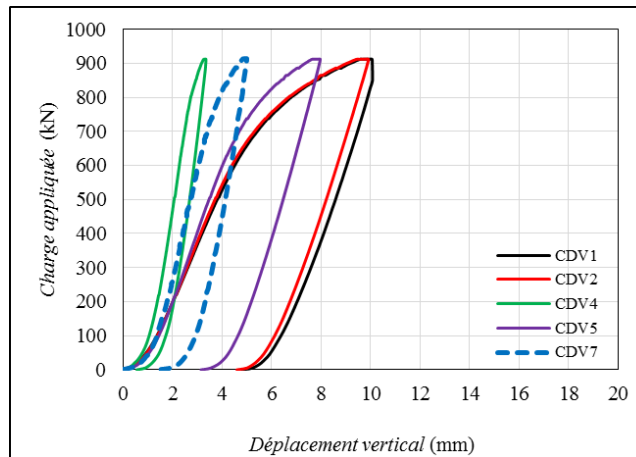


Figure II-48 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A2RHS3

Les déformations obtenues à partir des mesures des jauges aux sections aux extrémités de l'ouverture sont données sur la Figure II-49.

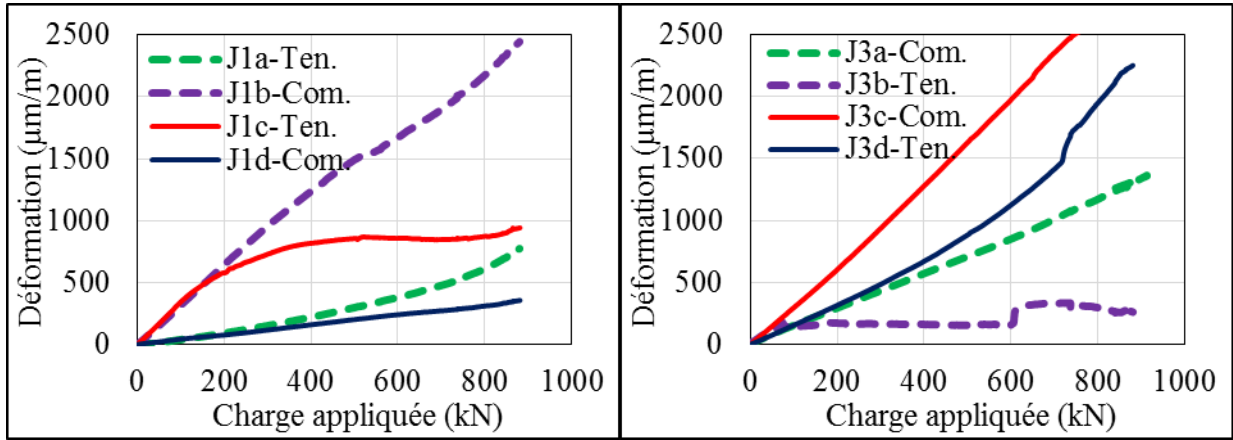


Figure II-49 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A2RHS3)

4.3.4. Eprouvette A2RHD3 (raidisseur horizontal double sans ancrage)

La poutre A2RHD3 a une hauteur d'ouverture de 300 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et des raidisseurs horizontaux doubles de longueur ($L_r=375$ mm). La Figure II-50 présente la courbe force – déplacement (vertical et hors plan) pour la poutre A2RHS3. Il peut être constaté que la présence des raidisseurs horizontaux doubles sur la longueur de l'ouverture sans ancrage affaiblit la résistance de l'ouverture en raison du transfert de la concentration de contrainte aux coins d'ouverture. Cependant, nous remarquons que la poutre est restée sans instabilité. En effet, le déplacement hors plan reste faible bien que la charge ait atteint 900 kN.

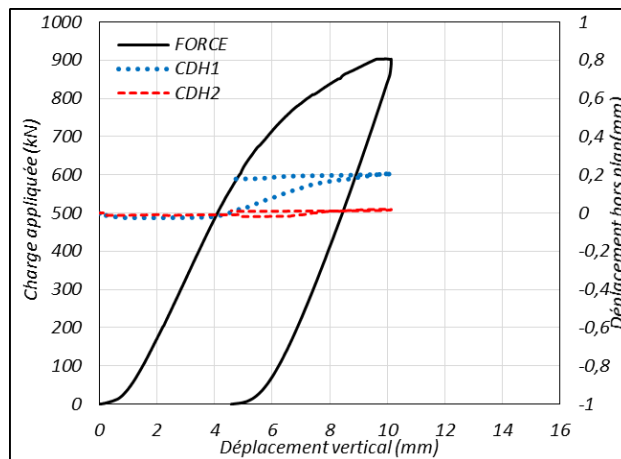


Figure II-50 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A2RHD3)

La Figure II-51 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté que le comportement est similaire à la poutre à âme pleine qui nous donne le plus grand déplacement dans le milieu de la poutre avec le capteur CDV1.

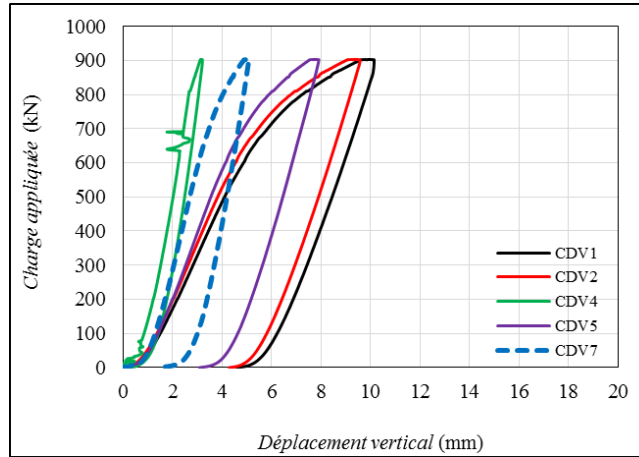


Figure II-51 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A2RHD3

La Figure II-52 présente les courbes d'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée aux sections aux extrémités de l'ouverture.

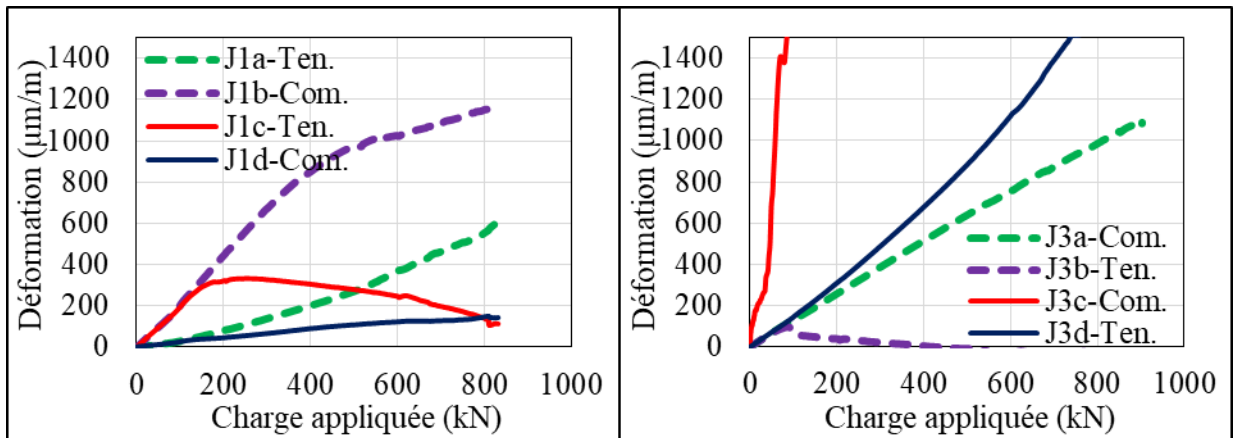


Figure II-52 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A2RHD3)

4.3.5. Eprouvette A2RHV3 (raidisseur horizontal et vertical simple sans ancrage)

La poutre A2RHV3 a une hauteur d'ouverture de 200 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et comporte deux raidisseurs verticaux de hauteur égale à 340 mm et un autre horizontal simple de longueur ($L_r=375$ mm).

La Figure II-53 présente la courbe force – déplacement (vertical et hors plan) pour la poutre A2RHS3. Il peut être constaté que la présence des raidisseurs verticaux et horizontaux juste autour l'ouverture sans ancrage affaiblit la résistance de l'ouverture en raison du transfert de la concentration de contrainte aux coins d'ouverture. Cependant, nous remarquons que la poutre est restée sans instabilité. En effet, le déplacement hors plan reste faible bien que la charge ait atteint 900 kN.

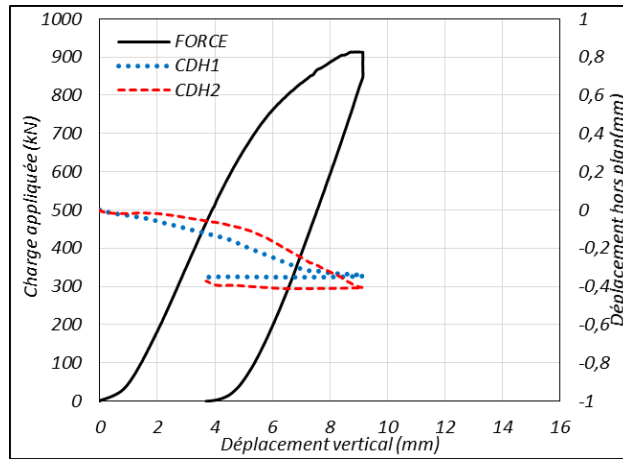


Figure II-53 : Evolution de la force et des déplacements horizontaux fonction du déplacement vertical (éprouvette A2RHV3)

La Figure II-54 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté que le comportement est similaire à celui de la poutre à âme pleine qui nous donne le plus grand déplacement dans le milieu de la poutre avec capteur CDV1.

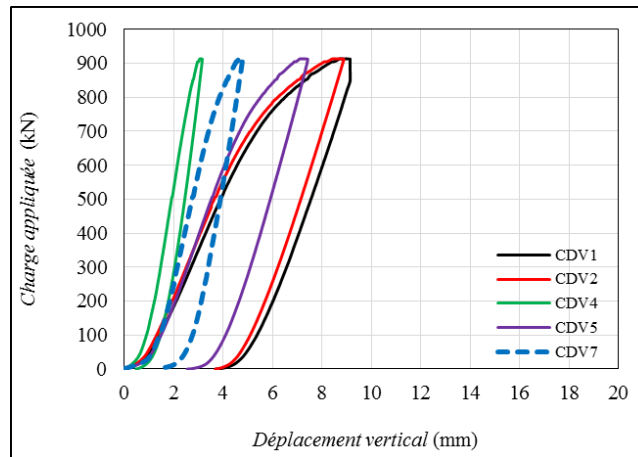


Figure II-54 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A2RHV3

La Figure II-55 présente les courbes d'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée aux sections aux extrémités de l'ouverture.

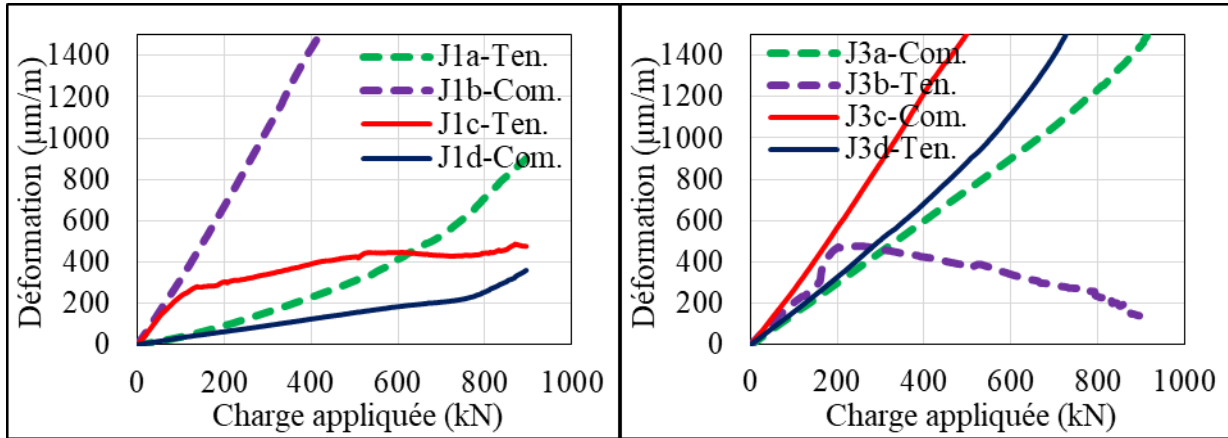


Figure II-55 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A2RHV3)

4.3.6. Eprouvette A2RHS7 (raidisseur horizontal simple avec ancrage)

La poutre A2RHS7 a une hauteur d'ouverture de 200 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm avec raidisseur horizontal simple de longueur ($L_r=775$ mm).

La Figure II-56 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté que la présence d'un raidisseur horizontal simple avec une longueur d'ancrage égale à $20t_r$ renforce la résistance à l'ouverture en raison du transfert de la concentration de contrainte à l'écart des coins d'ouverture. Cependant, nous remarquons que la poutre est restée sans instabilité. En effet, le déplacement hors plan reste faible bien que la charge ait atteint 900 kN. Il peut être constaté aussi que le comportement est similaire à celui de la poutre à âme pleine qui nous donne le plus grand déplacement dans le milieu de la poutre avec capteur CDV1.

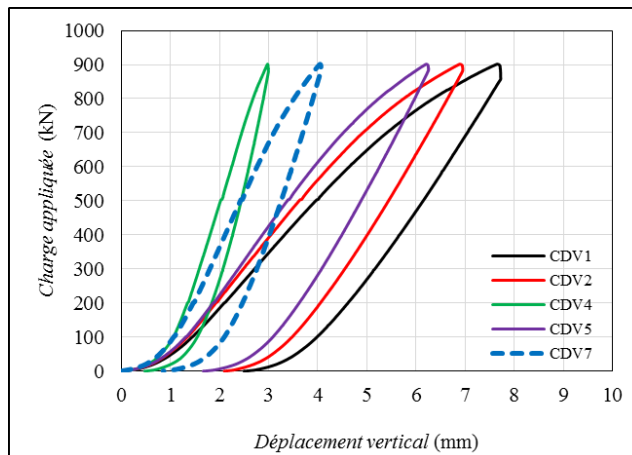


Figure II-56 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A2RHS7

La Figure II-57 présente les courbes d'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée aux sections aux extrémités de l'ouverture.

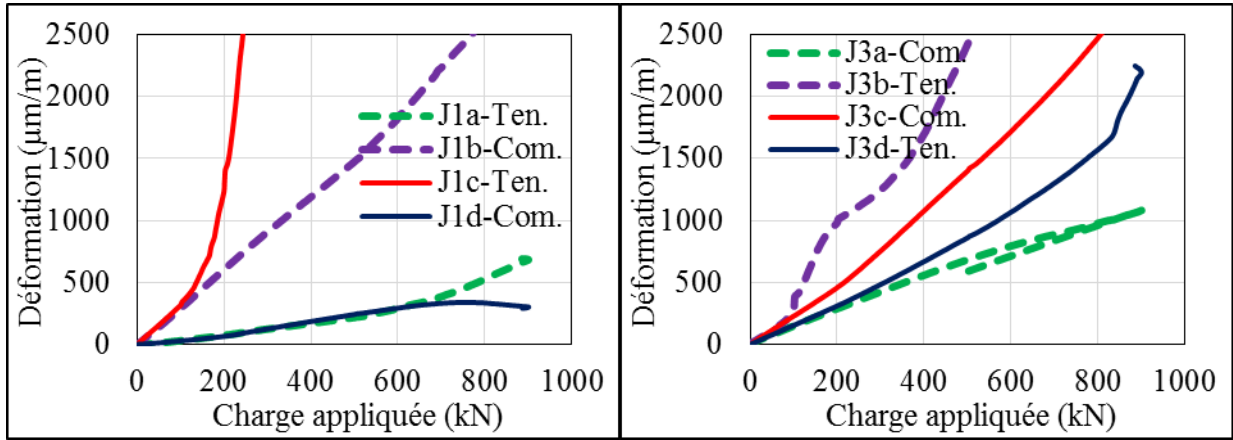


Figure II-57 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A2RHS7)

4.3.7. Eprouvette A2RHD7 (raidisseur horizontal double avec ancrage)

La poutre A2RHD7 a une hauteur d'ouverture de 200 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm avec raidisseurs horizontaux doubles de longueur ($L_r=775$ mm). La Figure II-58 présente les mesures de déplacement de cinq capteurs (CDV1, CDV2, CDV4, CDV5 et CDV7). Il peut être constaté que la présence des raidisseurs horizontaux doubles avec une longueur d'ancrage égale à $20t_r$ renforce la résistance de l'ouverture en raison du transfert de la concentration de contrainte à l'écart des coins d'ouverture. Cependant, nous remarquons que la poutre est restée sans instabilité. En effet, le déplacement hors plan reste faible bien que la charge ait atteint 900 kN.

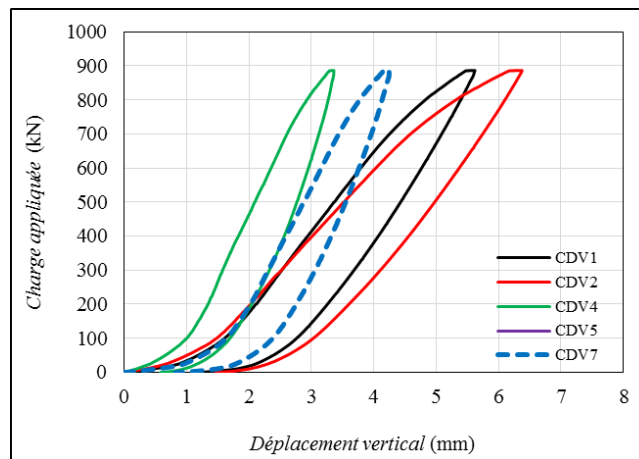


Figure II-58 : Courbes Force Déplacement le long de la poutre A2RHD7

La Figure II-59 présente les courbes d'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée aux sections aux extrémités de l'ouverture.

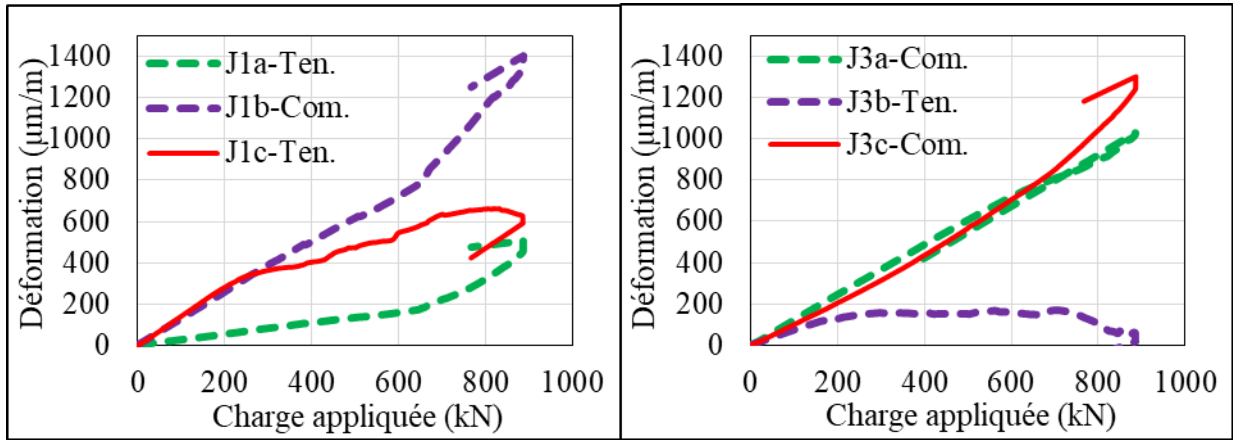


Figure II-59 : Evolution des déformations dans les sections aux extrémités de l'ouverture (éprouvette A2RHD7)

5. Analyse comparative des essais

Les configurations testées permettent de faire une étude comparative de l'influence de raidisseurs d'ouverture sur la résistance ultime, la résistance élastique et la rigidité tout en observant la répartition des déformations sur les différentes sections de l'ouverture. La Figure II-60 présente les différents paramètres calculés à partir de la courbe globale force-déplacement. Il s'agit des paramètres de rigidité ($K1$, $K2$) et des paramètres de résistance (F_{el} , F_{pl} , F_u). La charge élastique F_{el} est prise égale à $2/3$ de F_u qui est la charge maximale.

5.1. Étude comparative sur les rigidités des poutres

La rigidité de la poutre est représentée par le paramètre $K1$ (figure II-60) qui est la pente de la partie linéaire de la courbe force-déplacement à mi-travée. Une ligne horizontale est définie à partir du point où la courbe devient non linéaire. Il caractérise la valeur F_p . Sur cette figure, on peut voir que le déplacement maximal est de 28 mm avec une charge maximale égale à 582 kN.

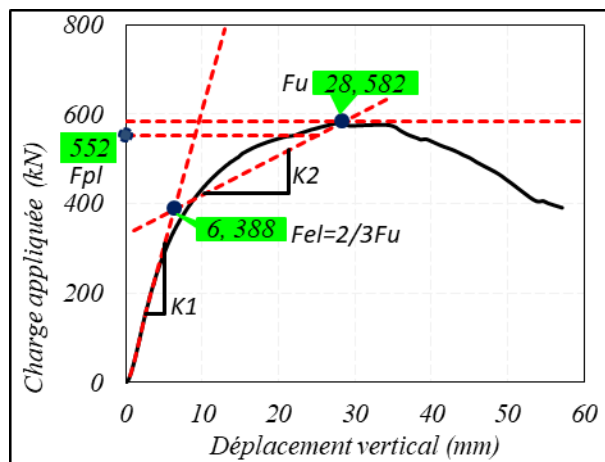


Figure II-60 : Paramètres caractérisant le comportement force-déplacement (exemple poutre A3RHS0)

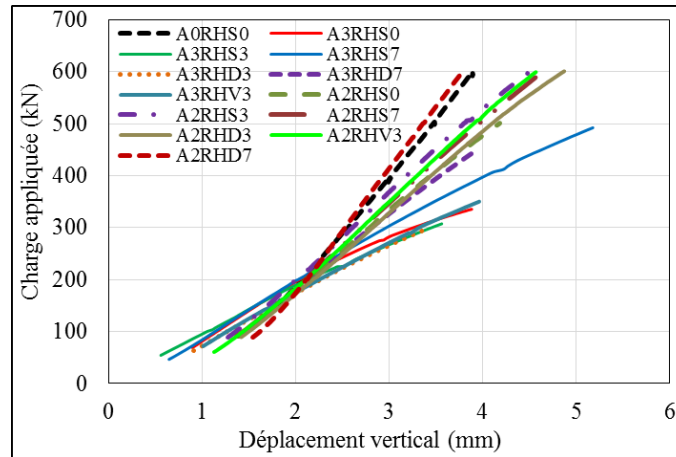


Figure II-61 : Comparaison des parties linéaires de courbes force-déplacement (ensemble des éprouvettes testées)

5.2. Étude comparative dans la zone élastique

La partie linéaire de la courbe force-déplacement qui permet d'obtenir la rigidité initiale $K1$ est définie entre $F_u/6$ et $2/3F_u$ en vue d'éliminer la première partie de la courbe qui correspond à la mise en place de l'éprouvette sur les appuis. Les valeurs sont données sur le tableau II-10 et les parties initiales des courbes illustrées sur la figure II-61.

	A0=300		A0=200
POUTRE	K1 (kN/m)	POUTRE	K1 (kN/m)
A0RHS0	213	A0RHS0	213
A3RHS0	90	A2RHS0	152
A3RHS3	85	A2RHS3	164
A3RHS7	101	A2RHS7	159
A3RHD3	95	A2RHD3	153
A3RHD7	137	A2RHD7	235
A3RHV3	95	A2RHV3	163

Tableau II-10 : Rigidités $K1$ pour toutes les poutres testées

Il est déterminé comme la valeur de la contrainte à laquelle une ligne de la même pente que la portion initiale (région élastique) de la courbe qui est décalée. Dans nos essais, la charge élastique (F_{el}) est comprise entre 336 et 542 kN.

5.3. Étude comparative de la résistance des poutres

Le Tableau II-11 donne les résultats de la résistance ultime et de la résistance élastique estimée pour les six poutres ayant atteint la ruine. L'observation principale qui peut être faite de ces résultats est que la longueur d'ancrage a un grand impact sur le renforcement fourni par les raidisseurs. En effet, sans longueur d'ancrage, la charge de ruine finale reste inchangée pour le raidisseur simple ou double en comparaison avec le cas sans raidisseur. Cependant, avec l'existence d'une longueur d'ancrage, la résistance augmente de façon notable aussi bien pour les raidisseurs simples que doubles. En ce qui concerne la charge à laquelle le comportement mécanique change, F_p , on

constate que la présence de raidisseurs, même sans longueur d'ancrage, a un certain impact. Par ailleurs, les modes de ruine changent en fonction de la présence ou non de raidisseurs et de leurs longueurs d'ancrage.

Où, F_p (F-plastique théorie) est égale à la résistance plastique pour membrure en Té

	F-ultime	F-élastique	(Théorie)
Poutre	F_u	$F_e=(2/3)F_u$	F_p
A3RHS0	582	388	552
A3RHS3	557	371	985
A3RHS7	879	586	985
A3RHD3	592	394	1410
A3RHD7	902	601	1410
A3RHV3	625	417	985

Tableau II-11 : Résistance ultime, élastique et plastique pour 6 poutres

Le Tableau II-11 donne les valeurs des charges ultimes, élastique et plastique pour 6 poutres avec la résistance plastique théorie. La figure II-62 montre les fissures pour certains éprouvettes. Les valeurs de déplacement à mi-travée sont également données. Les cercles en vert et rouge montrent les endroits où les fissures se sont développées. Le cercle vert indique qu'il n'y a pas de fissure alors que le cercle rouge indique la situation contraire.

Eprouvette	Photo 1 (gauche)		Photo 2 (milieu)			Photo 3 (droite)		
	Force kN	Fissure	Force kN	Dépl. mm	Fissure	Force kN	Dépl. mm	Fissure
A3RHS0	<582	non	582	24	1	404	50	2
A3RHS3	<557	non	557	15	1	471	28	2
A3RHD3	<592	non	592	14	1	489	16	2
A3RHV3	<626	non	626	15	1	434	29	2

Tableau II-12 : Charge relatives aux développements des fissures dans différentes éprouvettes

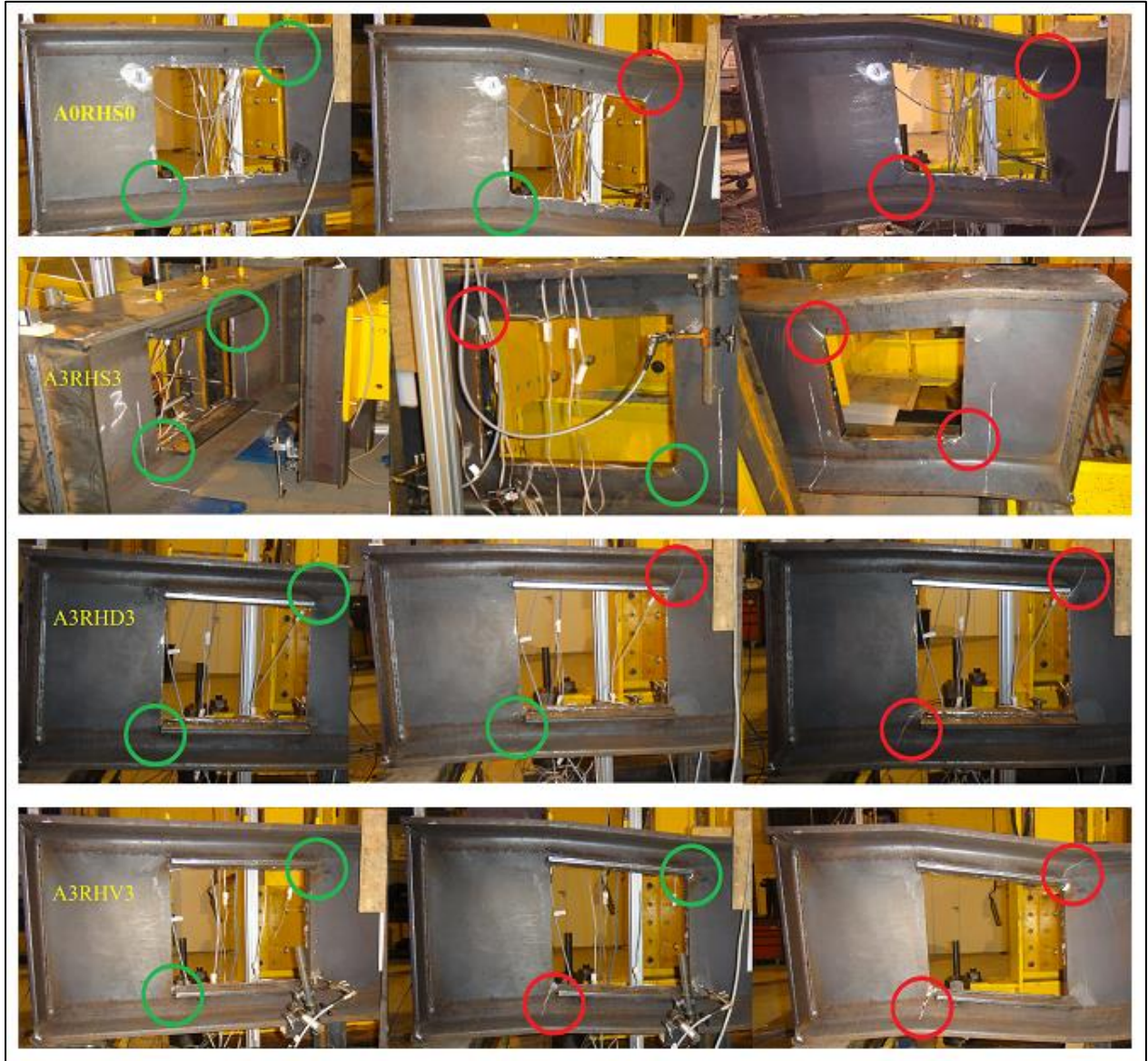


Figure II-62 : Photos des apparitions de fissures pendant l'essai (Formation de la première fissure et formation de la deuxième fissure)

5.4. Analyse de la distribution des déformations

Les déformations obtenues à partir des jauges de déformation positionnées sur les hauteurs de différentes sections le long de l'ouverture (extrémités et milieu) sont indiquées sur les Figures II-66 et II-67. Ces courbes montrent que la limite élastique est atteinte aux quatre coins de l'ouverture. Cela justifie la formation de rotule plastique.

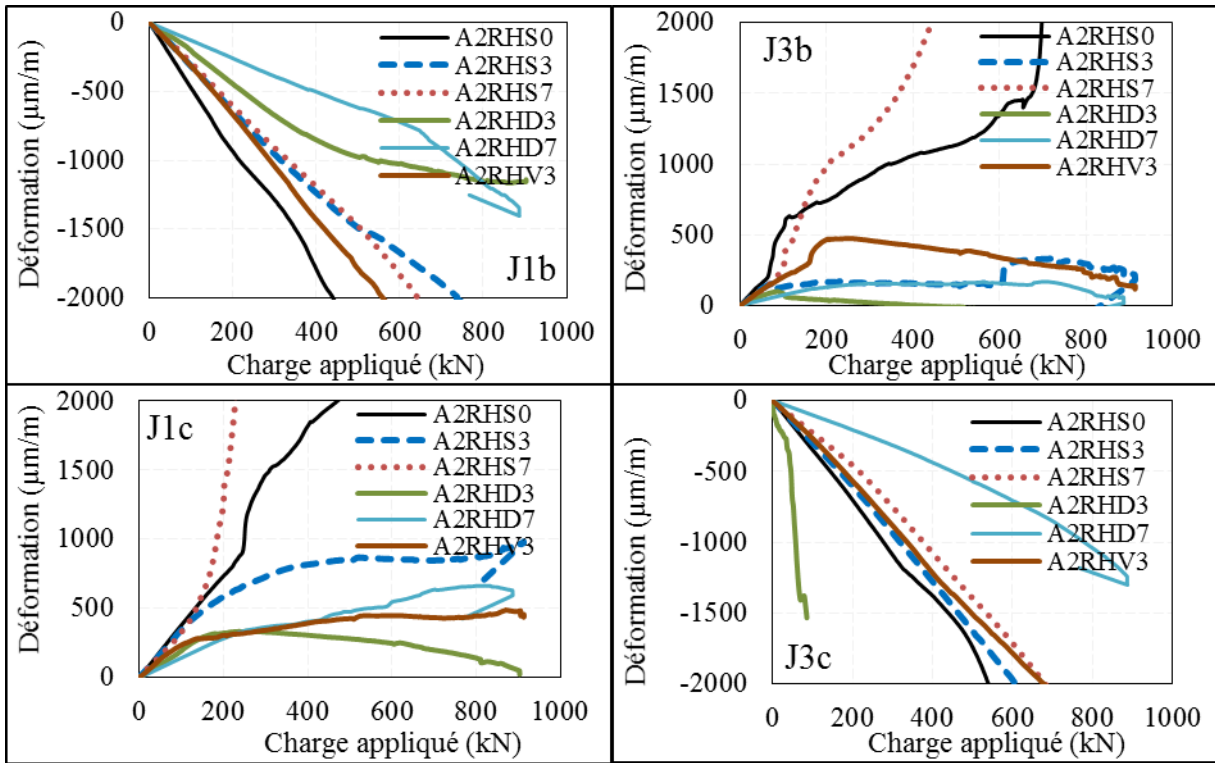


Figure II-66 : Evolutions des déformations fonction de la charge (poutres avec $A_0=200\text{mm}$)

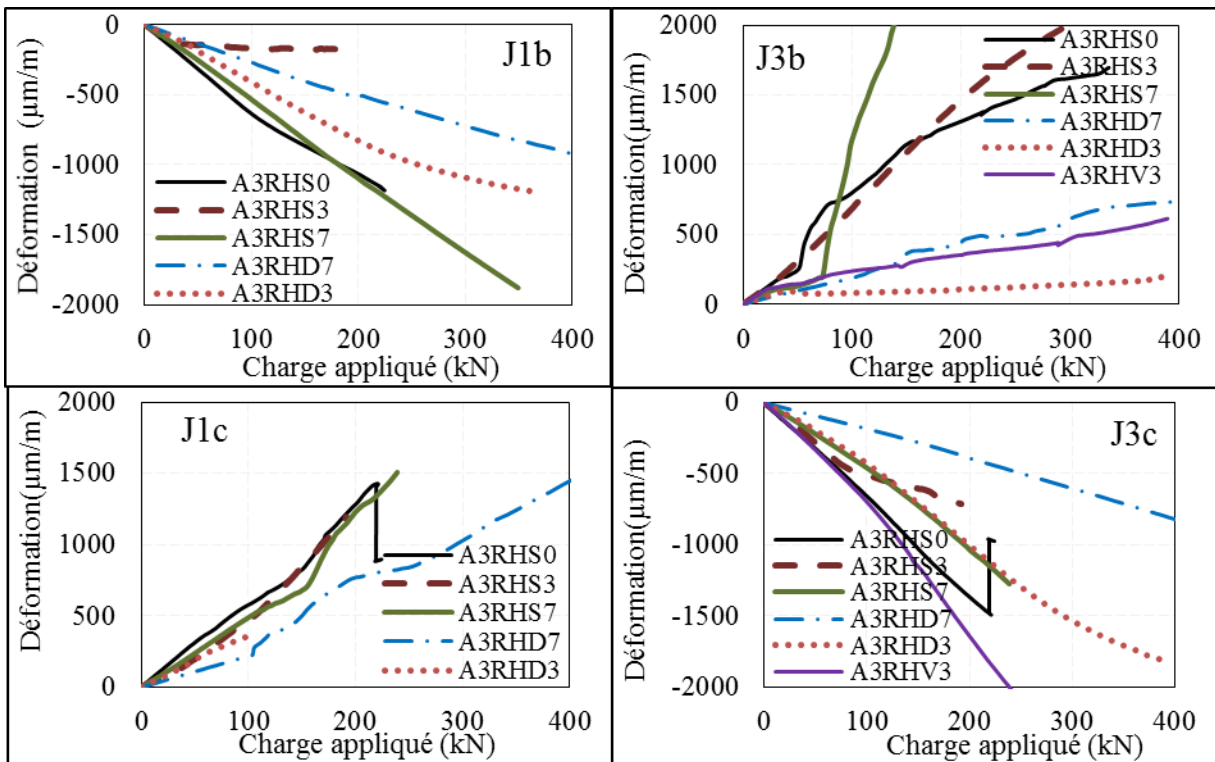


Figure II-67 : Evolutions des déformations fonction de la charge (poutres avec $A_0=300\text{mm}$)

Une autre technique de mesure est utilisée sur deux éprouvettes (Acquisition des images de la grille et mesure de déformation). L'exemple de la poutre A2RHS7 est montré sur la Figure II-68. Il s'agit d'une technique de mesure sans contact. Les observations des déformations et des déplacements dans toutes les directions ont été effectuées avec une caméra rapide 1200 hs PCO (Figure II-68), qui montre sur la Figure II-68 les résultats avec les numéros d'enregistrement 52 kN et 100 kN. Les déformations obtenues à partir la jauge de déformation positionnée sur le coin de l'ouverture pour la poutre A2RHS7 qui montre indiquées sur la Figure II-70 est compatible avec les résultats de la caméra rapide PCO montré dans la Figure II-69.



Figure II-68 : La caméra rapide 1200 hs PCO 1200 hs PCO

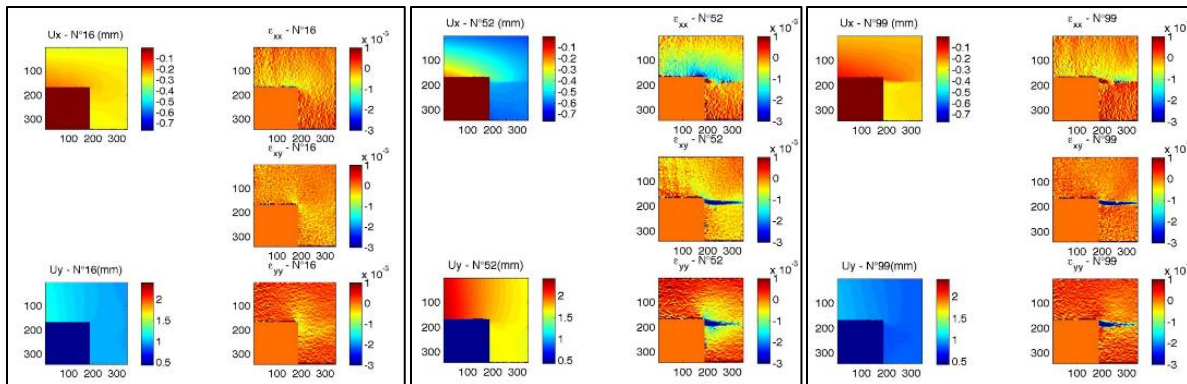


Figure II-69 : Cartes des déformations et déplacements dans toutes les directions qui enregistrent par la caméra rapide dans le coin supérieur pour la poutre A2RHS7 (les jauges de déformation J1a et J1b)

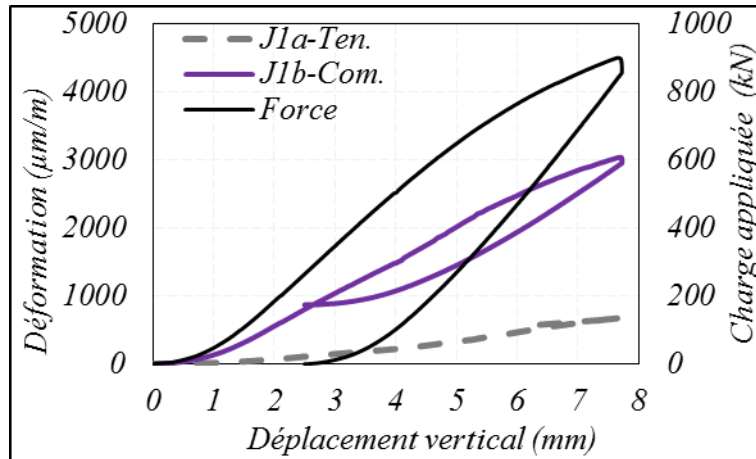


Figure II-70 : Courbes charge-déformation et déplacement pour la poutre A2RHS7 (les jauges de déformation J1a et J1b)

6. Bilan

Ce chapitre présente les résultats d'essais expérimentaux de poutres avec ouvertures d'âme munies ou non de raidisseurs verticaux et horizontaux

A partir des résultats obtenus grâce aux essais expérimentaux, il a pu être observé que l'effort ultime d'une ouverture raidie est très influencé par la présence de raidisseurs horizontaux. Ceux-ci jouent un rôle de maintien vis-à-vis des instabilités.

Les prescriptions actuelles (Eurocode) fixent une longueur forfaitaire d'ancrage de ces raidisseurs, en dessous de laquelle ceux-ci ne peuvent pas être pris en compte dans la résistance de l'ouverture.

Les résultats expérimentaux ont montré que les raidisseurs sans ancrages n'apportent rien en résistance et ils introduisent même une ruine fragile par « fracture ». Cependant, il y a une piste de travail sur les raidisseurs avec un ancrage partiel. La MEF validée sur des configurations extrêmes peut être utilisée pour mener des études paramétriques qui permettent de comprendre le rôle de l'ancrage. Et expliquerait peut-être le pourquoi de la rupture en traction (contraintes résiduelles, affaiblissement de section, concentration de contraintes...etc.). Enfin, dans le cas d'ouverture réalisée au sein d'une poutre type profilé IPE (testée dans cette étude), la valeur forfaitaire inférieure à $20t_r$ peut s'avérer non adaptée.

D'autres analyses paramétriques devront donc être menées afin de développer une méthode permettant de mieux caractériser la résistance d'ouvertures munies de raidisseurs horizontaux.

***Chapitre III- Comportement des formes
d'ouvertures avec charges concentrées***

Chapitre III - Comportement des formes d'ouvertures avec charges concentrées

1. Introduction

L'objectif de la présente étude est d'analyser le comportement d'une membrure d'ouverture soumise à un chargement concentré. Ce type de sollicitation vise à évaluer la distribution d'efforts au sein d'une membrure d'ouverture supérieure soumise à un chargement localisé et d'établir si celle-ci se comporte comme une poutre appuyée à ses deux extrémités ou plutôt encastree, voir appuyée avec un maintien rotationnel. Dans cet objectif, des études expérimentales ont été menées sur différentes configurations de poutres (IPE 500) de longueur de 1m munies d'une ouverture au centre. Ces poutres se basent sur les configurations préalablement testées lors des essais présentés au chapitre 2. Ainsi, une partie des poutres qui n'ont pas pu être testées jusqu'à la ruine lors de la précédente campagne ont pu être testées à nouveau dans cette nouvelle campagne. A cela, d'autres configurations d'ouvertures ont été testées visant à évaluer l'influence de la forme d'ouverture sur le mode de ruine et la raideur de la membrure d'ouverture.

Il a donc été choisi de tester dix-huit configurations. Ces essais sont les premiers à identifier une flexion locale ou globale pour ces types de poutres par un chargement concentré à mi-longueur de l'ouverture. Cette étude permettra de comparer les résultats expérimentaux à des résultats théoriques et numériques (éléments finis).

2. Montage expérimental

Les essais correspondent à l'étude de la raideur élastique et de la résistance ultime des 18 configurations de poutres testées en flexion trois points avec une charge localisée au droit de l'ouverture.

L'essai a été réalisé au Laboratoire de génie civil à Polytech Clermont-Ferrand. La mise en charge est effectuée par un vérin de 900 kN. Le dispositif d'essai est présenté sur la Figure III-1.

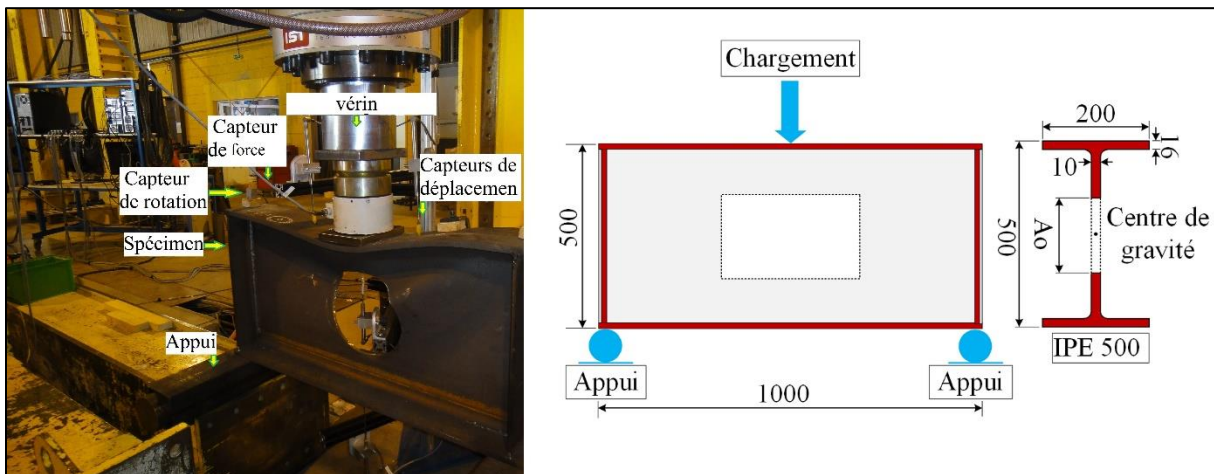


Figure III-1 : Dispositifs expérimentaux de l'essai de flexion trois points

Les capteurs de déplacement sont de type LVDT. Les deux inclinomètres servant à mesurer la rotation sont placés au niveau des appuis (CRG et CRD). Les principaux résultats étudiés sont les déplacements et notamment la flèche de la membrure supérieure. C'est la raison pour laquelle un

capteur de déplacement, CDV4, a été disposé en partie inférieure de la poutre, afin de mesurer le déplacement relatif entre les membrures supérieure et inférieure, afin d'évacuer dans les mesures, la flèche globale.

Les capteurs de déplacements verticaux sont notés CDV1 à CDV4 avec CDV1, le déplacement mesuré au milieu de l'ouverture. De plus, un capteur de déplacement horizontal a été utilisé pour mesurer le déplacement hors plan de l'âme, afin d'observer des instabilités locales (CDH1). Les positions de ces capteurs utilisés pour déterminer le voilement local des parois autour de l'ouverture ont été obtenues à partir d'études préliminaires aux éléments finis. Ce capteur horizontal a été fixé sur la semelle de poutre, pour mesurer le déplacement relatif entre la semelle et l'âme. Ainsi, cette mesure est indépendante du déplacement vertical global de la poutre. La Figure III-2 donne la position des capteurs utilisés dans les essais.

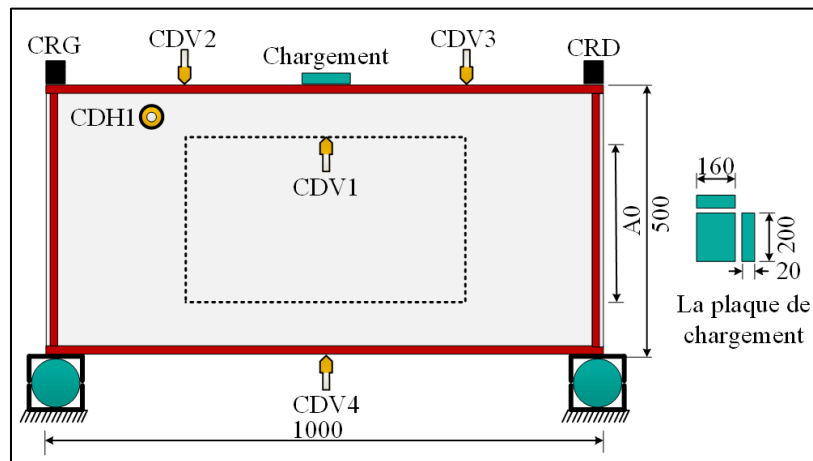


Figure III-2 : Dispositif du montage des capteurs de déplacement et la rotation

3. Programme expérimental Groupes B et C

Les 18 poutres testées sont séparées en 2 groupes : B et C. Les poutres du groupe B correspondent aux poutres à ouvertures d'âmes rectangulaires avec et sans raidisseurs initialement testées dans le domaine élastique lors de la première campagne expérimentale présentée au chapitre 2 (8 poutres). Les poutres du groupe C correspondent à de nouvelles configurations d'ouverture sans raidisseurs, où seule la forme de l'ouverture change.

3.1. Caractéristiques des dix-huit poutres testées

Le tableau III-1 présente les différentes configurations de poutres testées. Les cas 1 à 8 correspondent aux poutres du groupe B. Les configurations 9 à 18, illustrées sur les figures III-3 et III-4 correspondent au groupe C. La dénomination de chaque poutre est telle que :

- A2, A3 : désigne la hauteur de l'ouverture (2 : $A_0=200$, 3 : $A_0=300$ mm).
- L3, L5, L8 : désigne la longueur d'ouverture (300, 375, 562 et 824 mm)
- CA : carré, CE : circulaire (cercle), RE : rectangulaire, HE : hexagonale, DC : demi-cercle (ouverture circulaire étendue (trou oblong)), AC : arc cercle, CI : cercle inverse

Cas	Nom	A0	L0	Lr	Raidisseurs	Description
1	A0RHS0	0	0	0	sans	Âme pleine
2	A3RHD7	300	375	775	doubles	Rectangulaire
3	A2RHS0	200	375	0	sans	Rectangulaire
4	A2RHS3	200	375	375	simples	Rectangulaire
5	A2RHS7	200	375	775	simples	Rectangulaire
6	A2RHD3	200	375	375	doubles	Rectangulaire
7	A2RHD7	200	375	775	doubles	Rectangulaire
8	A2RHV3	200	375	375	verticaux	Rectangulaire
9	A3CAL3	300	300	0	sans	Carré
10	A3HEL5	300	562	0	sans	Hexagonale
11	A3REL5	300	562	0	sans	Rectangulaire
12	A3HEL8	300	824	0	sans	Hexagonale
13	A3CEL3	300	300	0	sans	Circulaire
14	A2REL3	200	375	0	sans	Rectangulaire
15	A2HEL3	200	375	0	sans	Hexagonale
16	A2ACL3	200	375	0	sans	Arc cercle
17	A2DCL3	200	375	0	sans	Arc demi cercle
18	A2CIL3	200	375	0	sans	Cercle inverse

Tableau III-1 : Noms des éprouvettes des groupes B et C

Pour réaliser un équilibre raisonnable entre les modes de ruine, nous suggérons pour les ouvertures hexagonales de satisfaire les relations suivantes entre la longueur « partie variable ($L_{o,v}$) » et la moitié de la hauteur de l'ouverture ($A0/2$) qui donne un angle de 48° .

3.2. Caractéristiques des sections

Plusieurs dispositifs de mesure des déplacements et des déformations sont utilisés. Les caractéristiques réelles de l'acier sont prises à partir des certificats matière (Tableau III-2). Elles sont confirmées par des essais de traction réalisés sur des éprouvettes prélevées dans les poutres testées (cf Chapitre 2).

Propriétés géométriques			
Hauteur de la poutre	h	500	mm
Largeur semelle	b	200	mm
Épaisseur semelle	t_f	16	mm
Épaisseur âme	t_w	10.2	mm
Rayon du congé de raccordement	r	21	mm
Aire de la section pleine	A	116	cm ²
Aire de cisaillement	A_v	59.9	cm ²
Moment d'inertie en section pleine	I	48252	cm ⁴
Limite élastique	f_y	302	MPa

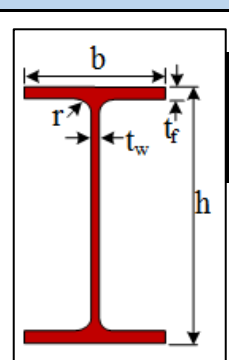


Tableau III-2 : Profile IPE500

3.3. Configurations testées (groupes B et C)

Le choix des différentes formes d'ouvertures testées s'est basé sur une forme de référence correspondant à des rectangles de hauteurs égales à 300 et 200mm et dont les longueurs varient entre 300 et 562mm. Ainsi, il peut être observé sur la figure III-2 que les différentes formes d'ouvertures se retrouvent soit inscrites soit circonscrites aux rectangles. Par conséquent, en plus de la longueur d'ouverture L_0 , on définit 2 paramètres de longueur supplémentaires. La longueur de la partie droite de l'ouverture $L_{0,d}$ et la longueur de la partie variable (inclivée ou circulaire) $L_{0,v}$ suivant que l'ouverture soit hexagonale ou oblong (voir Figure III-4).

Le travail consiste à comparer le comportement (mode de ruine et raideur) de ces 18 ouvertures au travers de la mesure des déplacements et de la charge ultime. Les caractéristiques géométriques des IPE 500 sont rappelées au Tableau III-2.

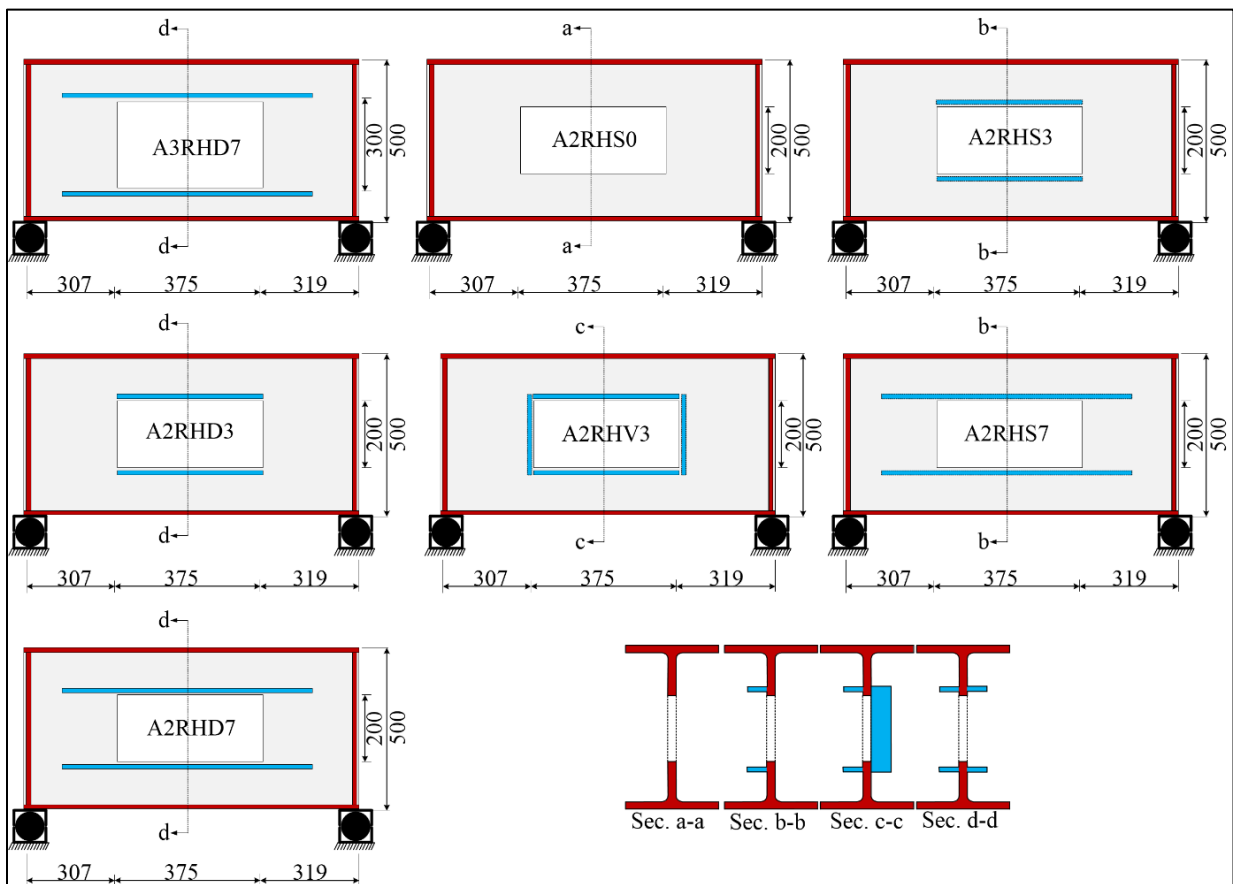


Figure III-3 : Illustration des modèles de différentes configurations d'ouvertures (Groupe B)

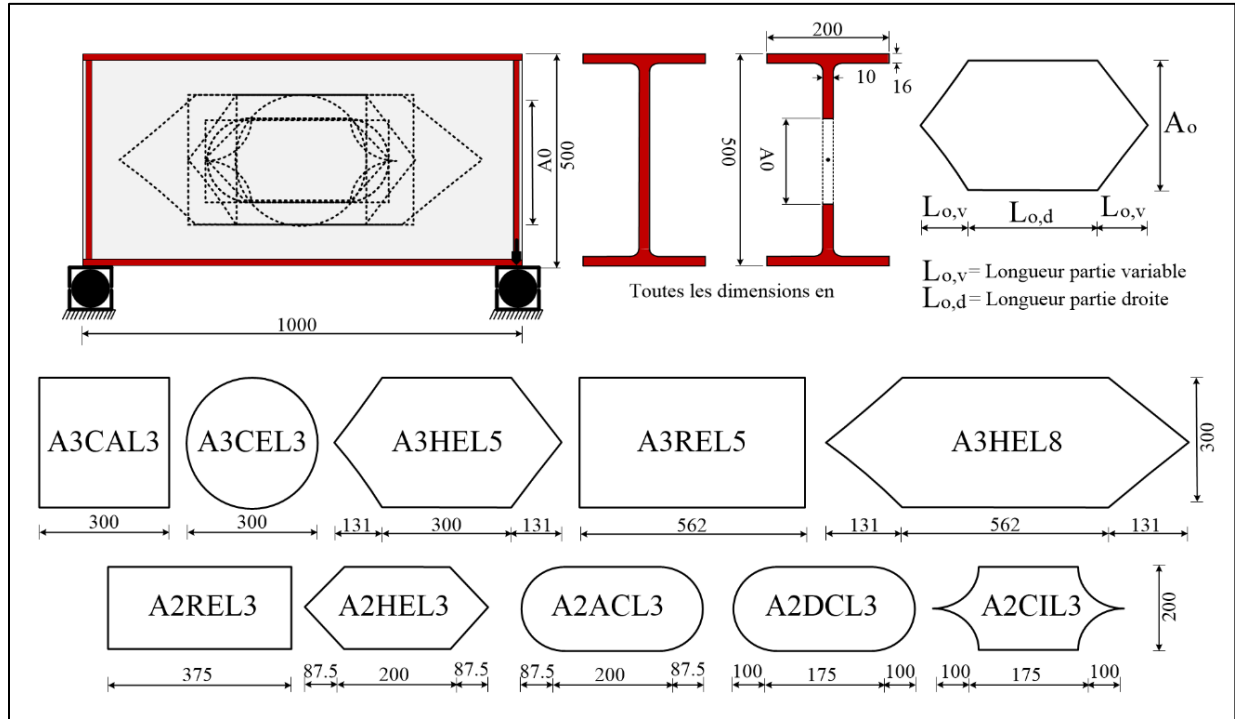


Figure III-4 : Illustration des modèles de différentes configurations d'ouvertures (Groupe C)

4. Résultats expérimentaux

La totalité des configurations testées a pu être testée à la ruine sauf celles ne comportant aucune ouverture (A0RHS0), qui reste dans le domaine élastique jusqu'à une charge appliquée de 900kN, capacité maximale du vérin, ainsi que les 3 configurations avec un raidissage maximal (A2RHD3, A2RHV3 et A2RHD7).

Du fait du mode de chargement, il peut être observé que le déplacement du vérin génère à la fois une flexion globale de la poutre ainsi que la flexion locale de la membrure supérieure de l'ouverture. La Figure III-5 présente un exemple de résultats obtenus avec les capteurs de déplacement pour la configuration A3RHD7. L'évolution du capteur CDV4 permet de rendre compte de la flexion globale de la poutre, par conséquent, la mesure faite par le capteur CDV1, situé en membrure supérieure, mesure à la fois la flexion globale de la poutre et la flexion locale de la membrure supérieure. Les études ultérieures de rigidité flexionnelle de la membrure supérieure se basent alors sur l'évolution du déplacement relatif entre les capteurs CDV1 et CDV4, qui permet d'étudier la flexion locale de la membrure supérieure d'ouverture soumise à un chargement ponctuel. Les raideurs déduites de ces différentes mesures permettent de sortir la raideur K_{rel} , qui correspond à la raideur déduite du déplacement relatif entre les capteurs CDV1 et CDV4 comme illustré à la figure III-6.

Les figures III-7 et III-8 permettent d'observer les courbes représentant les relations Force-déplacement relatif pour les configurations des groupes B et C.

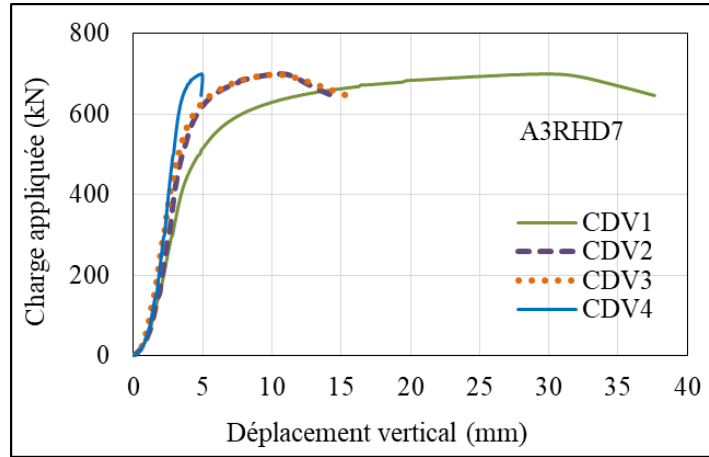


Figure III-5 : Courbes force-déplacement pour la configuration A3RHD7

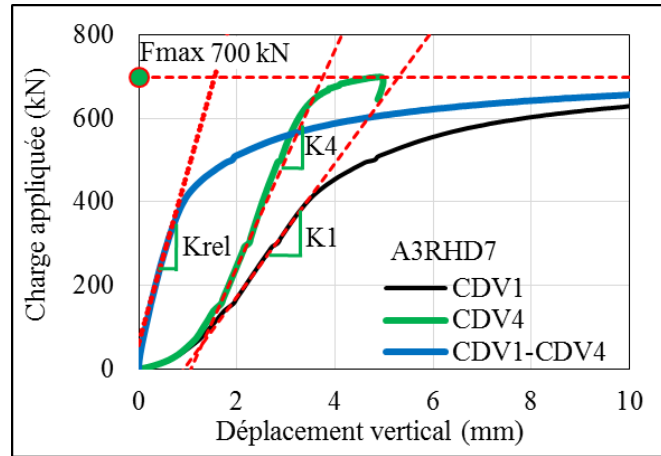


Figure III-6 : Evolution du déplacement relatif entre CDV1 et CDV4

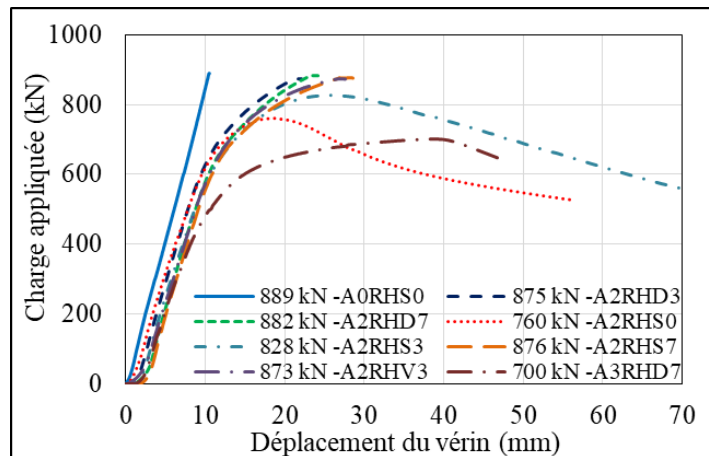


Figure III-7 : Courbes Force-Déplacement pour toutes les poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs (Groupe B)

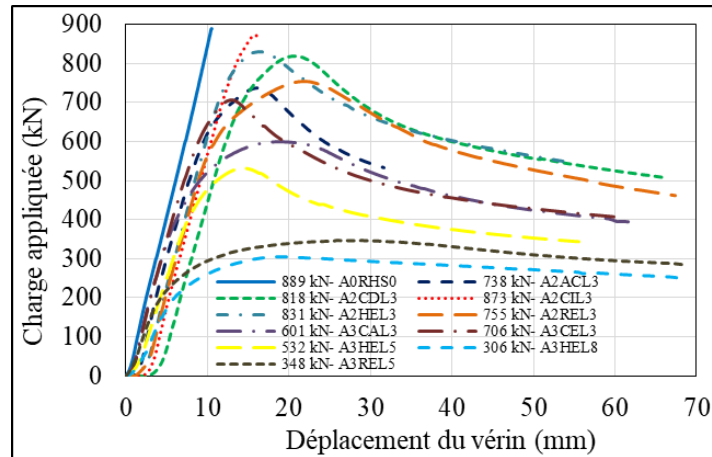


Figure III-8 : Courbes Force-Déplacement pour toutes les poutres avec un chargement concentré sur des configurations d'ouvertures variables (Groupe C)

L'annexe A permet de retrouver les principaux résultats des essais menés sur les 18 configurations d'ouverture. Les tableaux III-3 et III-4 synthétisent les résultats des différents essais avec la valeur de la charge ultime, de la raideur élastique de la membrure supérieure et le mode de ruine observé. La charge ultime est obtenue en considérant l'effort maximal mesuré durant l'essai. La raideur élastique est calculée sur la base d'une régression linéaire de la courbe force-déplacement relatif entre les valeurs de charges $F1 = 0,2F_u$ et $F2 = 0,5F_u$.

Les trois modes de ruine différents observés sont illustrés sur les Figures III-9 à III-11. Le premier concerne la formation d'un mécanisme plastique tel qu'illustré à la figure III-9. Le second mode de ruine observé consiste en une ruine élasto-plastique de la membrure supérieure avec instabilité globale des panneaux d'âme adjacents (figure III-10). Enfin, le dernier mode de ruine consiste en la ruine par écrasement du panneau d'âme avec ouverture comme illustré à la Figure III-11. Ces modes de ruines sont caractérisés de manière visuelle car aucune jauge de déformation n'a été installée sur les poutres. Les études numériques qui suivent permettent d'étudier plus en détail les mécanismes de ruine de chacune des configurations testées.

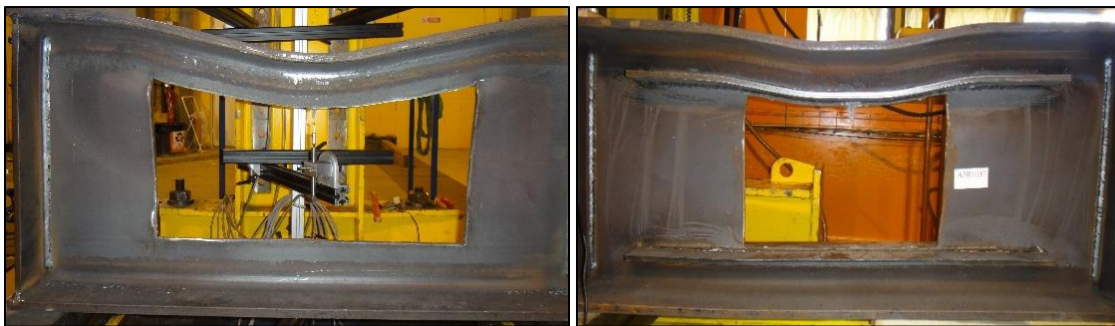


Figure III-09 : Exemple de ruine par plastification de la membrure supérieure



Figure III-10 : Exemples de ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents



Figure III-11 : Exemple du mode de ruine par écrasement du panneau d'âme avec ouverture

4.1 Observations pour la poutre sans ouverture (A0RHS0)

La poutre A0RHS0 est une poutre à âme pleine dont la section droite est un IPE500. Le panneau d'âme est chargé en flexion 3 points jusqu'à la capacité maximale du vérin de 900kN. Nous pouvons observer sur la Figure III-12 les courbes force-déplacement vertical (à mi-travée de la poutre) et déplacement hors plan dans la partie supérieure de l'ouverture mesuré au point localisé par la Figure III-2. Aucun voilement local n'a été observé ou mesuré dans cette zone.

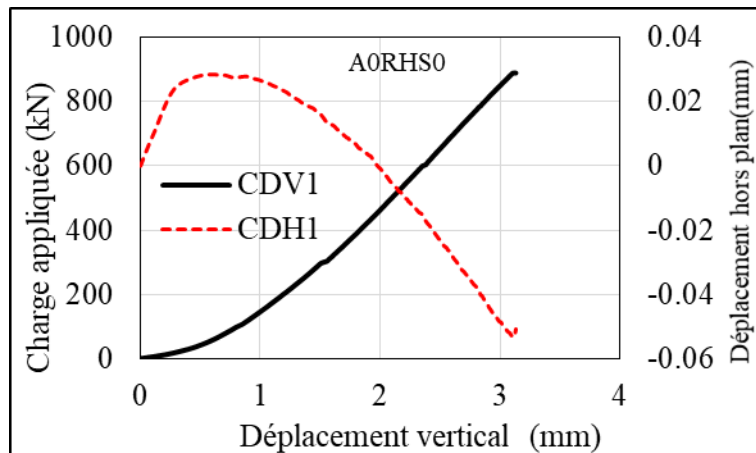


Figure III-12 : Courbes d'évolution de la Force et du déplacement hors plan fonction du déplacement vertical (A0RHS0)

La Figure III-13 présente les mesures de déplacement des quatre capteurs (CDV1, CDV2, CDV3 et CDV4) disposés sur les semelles supérieure et inférieure. Les quatre courbes représentent l'évolution des déplacements en fonction de la charge appliquée. La comparaison des déplacements à mi-travée en semelle supérieure et inférieure (CDV1 et CDV4) montre l'effet du comportement local sur la flexion globale de la poutre. La différence de déplacement mesurée entre les capteurs CDV1 et CDV4 peut s'interpréter comme due à la flexion hors plan de l'âme, générant de fait un raccourcissement de la hauteur de poutre au droit du chargement.

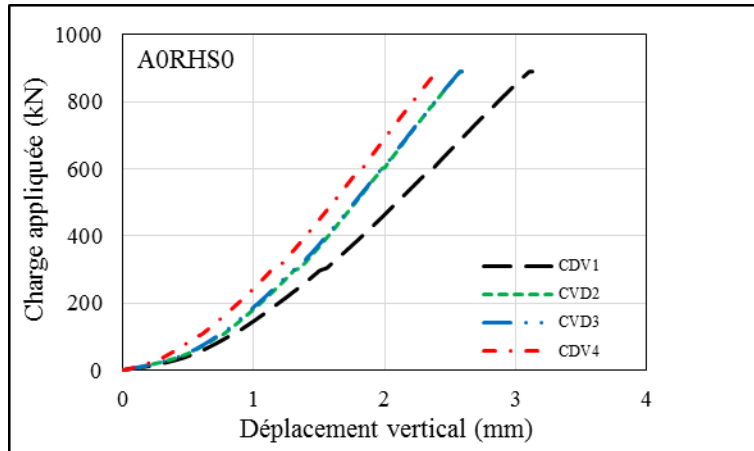


Figure III-13 : Courbes Force Déplacement les capteurs A0RHS0

4.2 Synthèse des résultats expérimentaux des poutres du Groupe B

Les configurations correspondant au groupe B sont : A0RHS0, A3RHD7, A2RHS0, A2RHS3, A2RHV3, A2RHD3, A2RHS7 et A2RHD7. Le tableau III-3 permet de retrouver les valeurs de l'effort ultime ainsi que la raideur élastique K_{rel} telle qu'illustrée à la figure III-6.

Poutre	A_0 (mm)	Raidisseur	Fultime [kN]	Rigidité [kN/mm]	Modes de ruine
A0RHS0	0	0	-	1713	Pas de ruine
A3RHD7	300	Double long	700	412	Plastification membrure sup. + instabilité panneau
A2RHS0	200	Aucun	760	614	Flexion élasto-plastique avec instabilité locale et globale du panneau d'âme
A2RHS3	200	Simple court	828	869	Flexion élasto-plastique avec instabilité locale et globale du panneau d'âme
A2RHV3	200	Cadre	-	704	Pas de ruine observée
A2RHD3	200	Double court	-	738	Pas de ruine observée
A2RHS7	200	Simple long	-	733	Pas de ruine observée
A2RHD7	200	Double long	-	744	Pas de ruine observée

Tableau III-3 : Synthèse des essais du Groupe B

Le tableau III-4 présente l'écart de résistance et de raideur entre la configuration d'ouverture de 200mm sans raidisseur et celles avec raidisseurs.

Poutre	A_0 (mm)	Raidisseur	Inertie (mm ⁴)	Ecart (%)	Fultime [kN]	Ecart (%)	Rigidité [kN/mm]	Ecart (%)
A2RHS0	200	Aucun	7590976	0	760	0	614	0
A2RHS3	200	Simple court	13473845	77	828	9	869	42
A2RHV3	200	Cadre	13473845	77	-	-	704	15
A2RHS7	200	Simple long	13473845	77	-	-	733	19
A2RHD3	200	Double court	18172471	139	-	-	738	20
A2RHD7	200	Double long	18172471	139	-	-	744	21

Tableau III-4 : comparaison des résistances et raideurs pour les configurations avec $A_0 = 200$ mm

Les résultats présentés au tableau III-4 permettent de montrer que la présence d'un raidisseur court suffit à améliorer localement la raideur. Pour la résistance, on constate une augmentation de 10 à 15% suivant que le raidisseur soit court ou long. Ainsi, à l'inverse des résultats observés au chapitre 2, on constate que le raidissage court influence le comportement mécanique au niveau local.

Cependant, étant donné le fait que la capacité du vérin a été atteinte avant d'observer la ruine des configurations avec double raidissage, les observations faites ne concernent qu'un nombre limité de configurations. Seule une étude paramétrique par éléments finis permettrait de confirmer ces résultats.

L'annexe A présente les courbes force-déplacement de chaque configuration étudiée ainsi que la déformée à la ruine. Sur chacune de ces courbes, on peut observer que la ruine est en lien avec une accélération des déplacements hors plan apparaissant d'une part au niveau du coin de l'ouverture (cas sans raidisseurs) puis avec un déplacement hors plan global, comme illustré à la figure III-14 (a et b).



a- Mode de ruine de la poutre A2RHS0



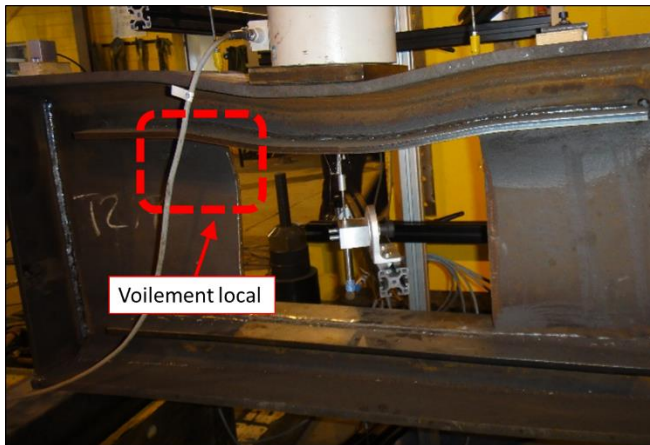
b- Mode de ruine de la poutre A2RHS3

Figure III-14 : Illustration des modes de ruines des configurations A2RHS0 et A2RHS3

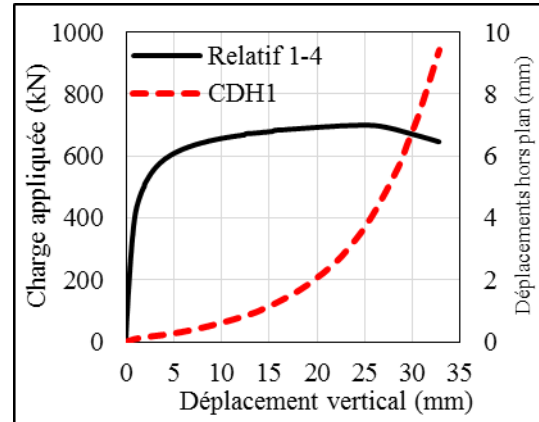
Par contre, il peut être observé que l'utilisation de raidisseurs verticaux permettant de faire un cadre autour de l'ouverture, renforce le panneau d'âme adjacent à l'ouverture et limite l'apparition de l'instabilité observée dans le cas de la configuration A2RHS3. De plus, l'utilisation de raidisseurs

longs semble elle aussi permettre de maintenir le panneau d'âme et d'éviter l'apparition du voilement local du panneau d'âme.

La poutre A3RHD7 a une hauteur d'ouverture de 300 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et comporte des raidisseurs horizontaux doubles longs ($L_r=775$ mm). La figure III-15 présente la déformée à la ruine avec la courbe force-déplacement.



a- Epreuve déformée à la ruine



b- Courbes force-déplacement vertical relatif et hors plan.

Figure III-15 : Résultats pour la poutre A3RHD7

Il peut être observé sur la figure III-15 que la charge ultime coïncide avec l'accélération des déplacements hors plan, qui entraîne la baisse d'effort global. Cependant, l'instabilité est localisée au coin de l'ouverture et semble être post-plastique. La forme de la déformée ainsi que l'évolution de la courbe globale laisse supposer la formation d'un mécanisme plastique. Cette observation pourra être confortée avec une analyse aux éléments finis.

Il peut être constaté que malgré l'utilisation d'une plaque de chargement, l'essai se rapproche d'une condition de flexion 4 points du fait des zones de contact qui se situent principalement aux 2 extrémités de la plaque de chargement comme illustré à la figure III-16 pour la configuration de poutre A3HEL5. Cette figure permet d'observer le jeu entre la plaque et la poutre du fait de la déformation de la membrure d'ouverture sous la plaque. Par conséquent la membrure passe d'une situation de flexion 3 points à une flexion 4 points au fur et à mesure de sa déformation. C'est la raison pour laquelle dans l'analyse de la raideur flexionnelle proposée par la suite, les 2 conditions de chargement sont étudiées analytiquement. En revanche, pour le cas de la charge ultime, celle-ci se faisant pour un état de déformation important, seule la configuration de flexion 4 points est étudiée ici.

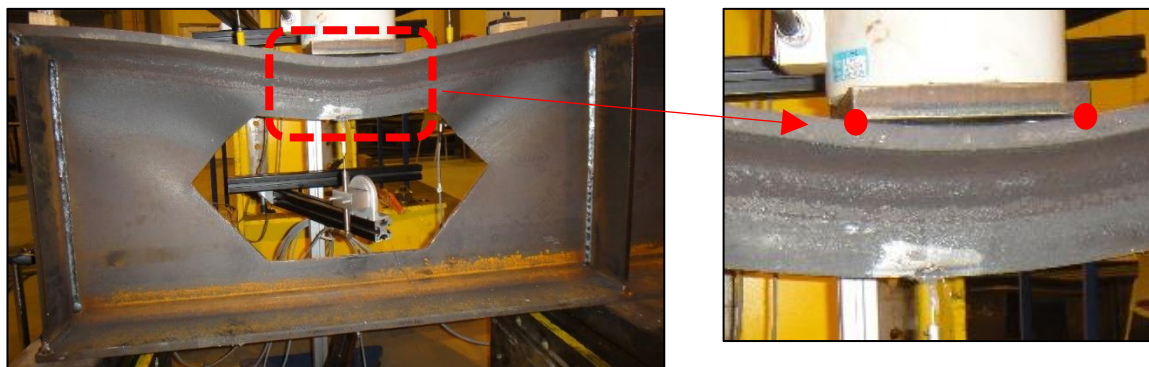


Figure III-16 : Observation des zones de contact entre plaque de chargement et poutre

Une première comparaison entre les résultats expérimentaux d'efforts ultimes et ceux déduits d'un calcul théorique est proposée au tableau III-5. Le calcul théorique considère une limite élastique de 440MPa (cf Tableau III-2). Ce modèle théorique se base sur une analyse cinématique d'une poutre en flexion 4 points, avec la possibilité de 2 conditions de maintien aux extrémités : bi-articulée et bi-encastée. Cependant il ne peut être évacué l'hypothèse que certaines configurations (telles que A2RHS0) aient subi un écrouissage autour de l'ouverture lors de la première campagne expérimentale, impliquant de fait une limite élastique supérieure à celle utilisée analytiquement. Cet écrouissage serait alors en partie responsable des écarts observés entre les résultats analytiques et expérimentaux. Par conséquent, il est nécessaire d'être prudent sur l'interprétation des écarts obtenus pour la charge ultime. Les comparaisons avec les éléments finis permettront de mieux maîtriser l'analyse du mode de ruine. Enfin, le moment plastique analytique $M_{v,Rd}$ considère une interaction avec l'effort tranchant (M-V) suivant les prescriptions donnée dans l'Eurocode 3.

Poutre	M_p [kN.m]	A_v [mm ²]	$M_{v,Rd}$ [kN.m]	F_u (flexion 4pts) bi-articulée [kN]	F_u (flexion 4pts) bi-encastée [kN]	$F_{u,exp}$ [kN]
A2RHS0	50,3	1974	36,9	687,0	1623,1	760
A2RHS3	82,5	2574	76,7	1426,8	2962,5	828
A2RHV3	82,5	2574	73,3	1363,1	2898,9	> 900
A2RHS7	82,5	2574	73,0	1358,4	2894,2	> 900
A2RHD3	114,5	3174	113,5	2112,3	4242,5	> 900
A2RHD7	114,5	2664	104,2	1937,8	4068,0	> 900
A3RHD7	63,2	2664	57,5	1174,9	2351,2	700

Tableau III-5 : Comparaison efforts ultimes expérimentaux avec ceux déduits analytiquement

Sur la base des résultats présentés au tableau III-5, on peut constater que les résultats théoriques surestiment largement la résistance de la membrure d'ouverture. En effet, la plupart des configurations voient leurs résistances limitées par l'apparition d'instabilités locales. A titre indicatif, le tableau III-6 compare les mêmes poutres avec un effort ultime déduit d'une analyse en

flexion 3 points. IL peut être observé que les efforts ultimes sont plus proches. Cependant étant donné l'influence non-négligeable des instabilités locales, une simple comparaison avec un calcul plastique n'est pas adaptée. Cependant, cette analyse peut être poursuivie en éléments finis, en considérant un modèle qui empêcherait toute forme d'instabilité.

Poutre	Mp [kN.m]	Av [mm ²]	Mv,Rd [kN.m]	Fu (flexion 3pts) bi-articulée [kN]	Fu (flexion 3pts) bi-encastree [kN]	Fu,exp [kN]
A2RHS0	50,3	1974	36,9	394	930,6	760
A2RHS3	82,5	2574	76,7	818	1698,5	828
A2RHV3	82,5	2574	73,3	782	1662,0	> 900
A2RHS7	82,5	2574	73,0	779	1659,3	> 900
A2RHD3	114,5	3174	113,5	1211	2432,3	> 900
A2RHD7	114,5	2664	104,2	1111	2332,3	> 900
A3RHD7	63,2	2664	57,5	674	1348,0	700

Tableau III-6 : Comparaison efforts ultimes expérimentaux avec ceux déduits analytiquement en flexion 3 points

Une seconde analyse comparative est proposée et concerne le calcul de la raideur flexionnelle des membrures d'ouverture. Dans ce cas, l'étude se fait uniquement dans le domaine élastique, ainsi les résultats ne sont pas affectés par la valeur de la limite élastique et donc l'écroutissage. De la même façon que précédemment, le tableau III-6 compare les raideurs flexionnelles déduites des courbes expérimentales force-déplacement relatif (K_{rel} du tableau III-3) avec celles calculées analytiquement. Les calculs analytiques vont de même comparer différents modèles de poutre, en flexion 4 points (indice 4pts), flexion 3 points (indice 3pts), bi-encastrees (indice hyper) ou bi-articulées (indice iso). Du fait des longueurs relativement courtes des membrures d'ouverture, l'effort tranchant a une influence non négligeable dans la déformation des membrures. Par conséquent, le calcul théorique des raideurs flexionnelles intègre le calcul de déformation par cisaillement.

Poutre	K_{rel} [kN/mm]	$K_{iso,3pts}$ [kN/mm]	$K_{iso,4pts}$ [kN/mm]	$K_{hyper,3pts}$ [kN/mm]	$K_{hyper,4pts}$ [kN/mm]
A2RHS0	614	782,9	1042	1315	2087
A2RHS3	869	1192	1642	1825	2953
A2RHV3	738	1192	1642	1825	2953
A2RHS7	733	1192	1642	1825	2953
A2RHD3	638	1530	2129	2285	3717
A2RHD7	744	1530	2129	2285	3717
A3RHD7	412	803	1020	1567	2400

Tableau III-6 : comparaison des raideurs flexionnelles pour les poutres du groupe B

La figure III-17 présente un histogramme illustrant les écarts entre les résultats théoriques et expérimentaux de raideur flexionnelle. Les écarts sont calculés en utilisant la relation ci-dessous :

$$Ecart\ (\%) = \frac{(K_{théorique} - K_{exp})}{K_{exp}} \times 100$$

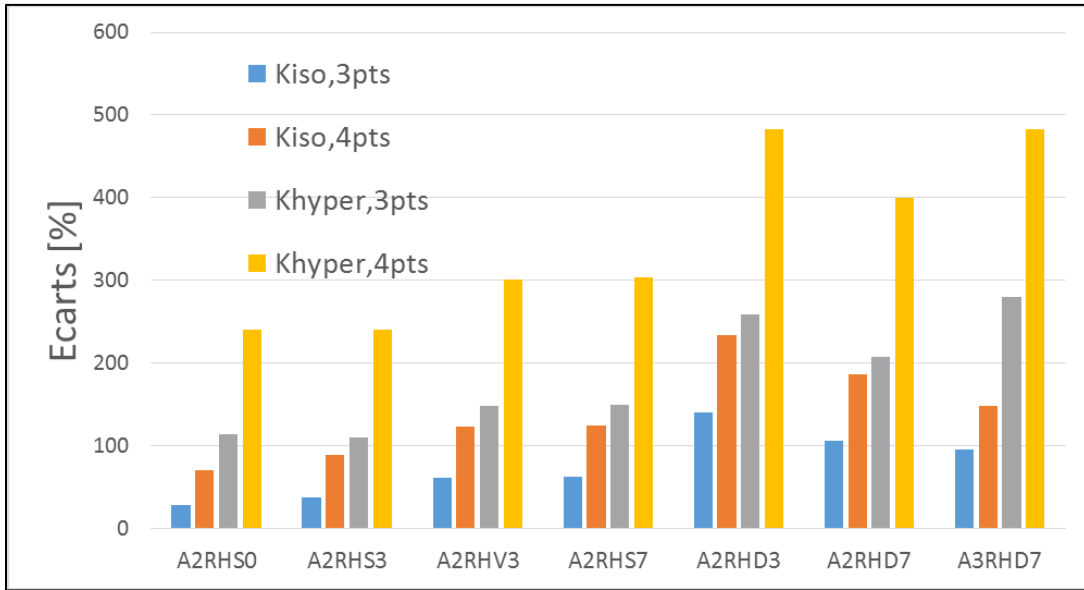


Figure III-17 : Histogramme des écarts de raideur entre résultats expérimentaux et théoriques

Il peut être observé sur la figure III-17 que dans le cas de l'analyse élastique, la configuration qui semble être la plus représentative est celle qui considère une poutre en flexion 3 points en condition bi-articulée (Kiso,3pts). Cependant, il peut être observé que les écarts restent assez importants pour la plupart des configurations étudiées, notamment pour les cas de membrures avec double raidissage. En effet, les résultats expérimentaux n'affichent pas de grandes différences en termes de raideur entre les configurations de simple et double raidissage, ce qui nécessitera des études plus approfondies aux éléments finis afin de confirmer ces observations.

4.3 Synthèse des résultats expérimentaux des poutres du Groupe C

La seconde partie de cette campagne expérimentale a étudié des ouvertures sans raidisseurs. Les différentes configurations ont pour objectif d'étudier l'influence du changement de forme d'ouverture sur le comportement élastique et à la ruine de l'ouverture.

Les différentes configurations étudiées sont séparées en 2 catégories en lien avec leurs hauteurs d'ouverture A0, égale à 300 et 200mm. Le tableau III-7 présente les principaux résultats obtenus expérimentalement, comme précédemment, la charge ultime, la raideur ainsi que le mode de ruine observé.

A0 [mm]	Forme d'ouverture	F _{ultime} [kN]	Rigidité [kN/m]	Modes de ruine
300	A3CAL3	601	464	Flexion memb. Sup. + Instabilité panneau
	A3CEL3	706	756	Ecrasement panneau d'âme
	A3REL5	348	122	Plastification membrure sup. + Instabilité panneau
	A3HEL5	532	291	Flexion memb. Sup. + Instabilité panneau
	A3HEL8	306	78	Plastification memb. Sup. + Instabilité panneau
200	A2REL3	755	702	Flexion memb. Sup. + Instabilité panneau
	A2HEL3	831	876	Flexion memb. Sup. + Instabilité panneau
	A2ACL3	738	908	Ecrasement panneau d'âme
	A2DCL3	818	686	Flexion memb. Sup. + Instabilité panneau
	A2CIL3	> 900	1129	-

Tableau III-7 : Synthèse des essais du Groupe C

De la même façon que précédemment pour le groupe B, le tableau III-8 permet de comparer les résistances des poutres calculées analytiquement en considérant 2 conditions possibles de maintien de la membrure supérieure : bi-articulée ou bi-encastée. Les ouvertures ayant des formes combinant une partie droite, $L_{0,d}$ et une partie variable, $L_{0,v}$, (bord d'ouverture incliné pour les ouvertures hexagonales ou circulaire pour les ouvertures oblong), la longueur utilisée dans la partie analytique est telle que : $L_{calcul} = L_{0,d} + 0.5xL_{0,v}$.

A ₀ [mm]	Poutre	M _p [kN.m]	A _v [mm ²]	M _{v,Rd} [kN.m]	F _u (flexion 4pts) bi-articulée [kN]	F _u (flexion 4pts) bi-encastée [kN]	F _{u,exp} [kN]
200	A2ACL3	50,3	1974	39,1	1227,5	2806,0	738
	A2DCL3	50,3	1974	30,3	1054,3	2804,4	818
	A2CIL3	50,3	1974	22,6	787,3	2537,3	-
	A2HEL3	50,3	1974	28,5	895,6	2474,1	831
	A2REL3	50,3	1974	37,4	695,9	1632,0	755
300	A3CAL3	24,8	1464	15,4	440,1	1147,9	601
	A3CEL3	24,8	1464	4,7	126	786,8	706
	A3HEL5	24,8	1464	20,2	298,1	663,7	532
	A3HEL8	24,8	1464	24,0	180,0	365,9	306
	A3REL5	24,8	1464	24,7	245,5	492,0	348

Tableau III-8 : Efforts ultimes expérimentaux et analytiques du groupe C

Une remarque peut être faite concernant l'ouverture circulaire A3CEL3, pour laquelle il a été choisi d'appliquer le calcul de flexion 3 points, toutes les autres sont calculées en considérant une flexion 4 points. Comme observé pour les poutres du groupe B, le calcul plastique surestime largement la capacité de chaque membrure. En effet, même si l'observation des modes de ruine laisse

soupçonner l'apparition de rotules plastiques sous le point de chargement ainsi qu'aux coins de l'ouverture comme illustré à la figure III-18. Il est évident que la ruine est contrôlée par les différentes instabilités comme illustré à la figure III-19.



Figure III-18 : Déformée à la ruine pour les configurations A3HEL8 et A3REL5



Figure III-19 : Déformée à la ruine de la configuration A3CAL3 et A3CEL3

Le tableau III-9 compare les raideurs élastiques calculées pour différentes conditions de maintien de la membrure supérieure comme présenté précédemment pour le groupe B. Le cas de la poutre A3CEL3 est écarté étant donné qu'il ne parait pas judicieux d'étudier la membrure de l'ouverture circulaire comme une simple poutre à inertie constante.

Poutre	K_{rel} [kN/mm]	$K_{iso,3pts}$ [kN/mm]	$K_{iso,4pts}$ [kN/mm]	$K_{hyper,3pts}$ [kN/mm]	$K_{hyper,4pts}$ [kN/mm]
A2ACL3	908	1313	2171	1892	3907
A2DCL3	686	1422	2471	2003	4388
A2CIL3	1129	1422	2471	2003	4388
A2HEL3	876	1313	2171	1892	3907
A2REL3	702	783	1042	1315	2087
A3CAL3	464	560	783	1084	1963
A3CEL3	756	-	-	-	-
A3HEL5	291	231	268	566	763
A3HEL8	78	64	67	199	223
A3REL5	122	114	124	324	387

Tableau III-9 : comparaison des raideurs flexionnelles pour les poutres du groupe C

La figure III-20 présente un histogramme illustrant les écarts de raideurs calculées avec celles déduites expérimentalement.

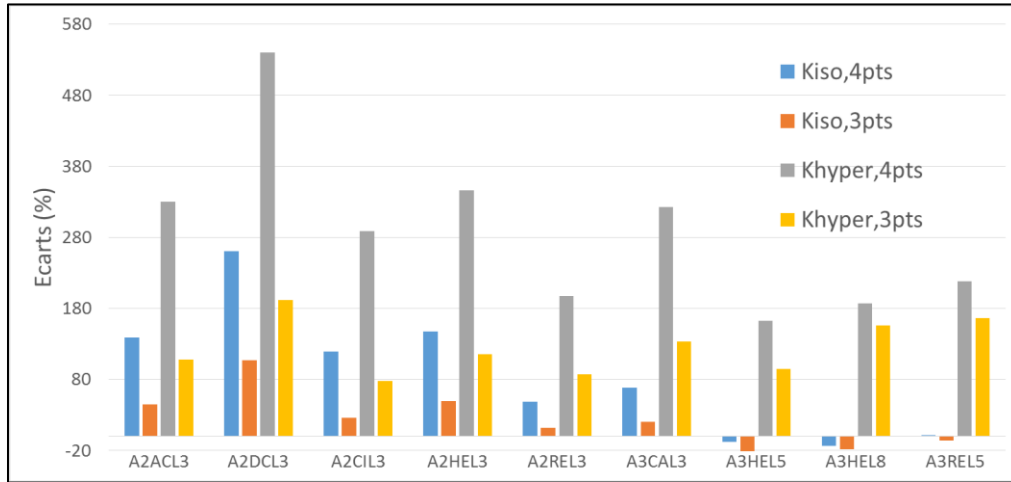


Figure III-20 : Histogramme des écarts de raideur entre résultats expérimentaux et analytiques pour le groupe C

De la même façon que pour le groupe B, il peut être observé que le modèle théorique le plus proche des résultats expérimentaux correspond au cas de poutre isostatique en flexion 3 points. Bien-sûr cette comparaison est surtout représentative pour les cas de membrure longue (A2HEL3, A2REL3, A3HEL5 et A3HEL8). En effet, les autres configurations d'ouverture sont relativement courtes ce qui remet en question l'utilisation d'un modèle théorique de type poutre, d'autant plus pour les configurations pour lesquelles des instabilités de panneau d'âme ont été observées (A2DCL3, A2ACL3).

La conclusion au travers de ces études menées sur l'analyse des raideurs élastiques, est que la raideur du maintien aux extrémités d'une membrure d'ouverture ne permet pas de considérer celle-ci comme bi-encastée à ses 2 extrémités. Ceci va impacter nécessairement la distribution d'efforts internes dans le cas de membrures d'ouverture chargée localement ou uniformément.

Une étude paramétrique aux éléments finis permet alors d'affiner ces observations afin de vérifier que pour d'autres configurations, les observations faites dans ce chapitre se valident.

5. Bilan

Une étude expérimentale complète sur des poutres ajourées avec des ouvertures de différentes formes a été réalisée et nous a conduits à quelques conclusions partielles. Conclusions partielles, car celles-ci ont été menées sur un nombre d'éprouvettes limité et que celles-ci méritent alors d'être confortées sur la base d'une étude paramétrique plus large par éléments finis. Le principal objectif de cette étude visait à observer le comportement élastique et à la ruine de membrures d'ouverture chargées localement. Des analyses comparatives ont été menées avec des calculs théoriques. Il a été montré qu'un calcul plastique pour estimer la charge ultime s'avérait mal adapté, du fait de la présence de différentes formes d'instabilités locales réduisant de fait la capacité totale de l'ouverture.

En revanche, les études menées dans le domaine élastique sont plus exploitables étant donné que les résultats expérimentaux sont moins influencés par les déplacements hors plan.

Dans un premier temps, les poutres munies d'ouvertures avec raidisseurs ont été étudiées (poutre du groupe B). Il a pu être observé que la présence de raidisseurs courts et longs augmente de manière similaire la raideur flexionnelle de la membrure d'ouverture. Pour expliquer cette observation, un calcul de raideur théorique a été mené en considérant différentes conditions de maintien aux extrémités (bi-articulées ou bi-encastées). Il a été constaté que le modèle le plus proche des résultats expérimentaux correspond au cas de la poutre bi-articulée, par conséquent, il semblerait que la longueur d'ancrage des raidisseurs n'impacte pas localement la raideur d'une membrure d'ouverture chargée ponctuellement. Alors que les essais présentés au chapitre 2 sur les poutres entières, ont montré que l'ancrage du raidisseur a une influence non négligeable sur le comportement global de la poutre et la raideur à la flexion Vierendeel de l'ouverture.

Ensuite, d'autres essais ont été menés sur des ouvertures de formes diverses, sans raidisseurs. De la même façon, il a pu être constaté que le modèle le plus représentatif des résultats expérimentaux correspond à celui d'une membrure d'ouverture bi-articulée en flexion 3 points. Les études par éléments finis présentées dans le chapitre suivant permettront de mieux évaluer ces paramètres, raideur et capacité maximale d'une membrure d'ouverture chargée localement.

***Chapitre IV - Modélisation par
éléments finis***

Chapitre IV - Modélisation par éléments finis

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous décrivons les formulations et les validations des éléments finis choisis pour modéliser le comportement des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Avant de procéder à la validation du modèle à l'échelle de la poutre, nous appliquons la démarche à des cas simples (plaque et tronçon de poutre). Grâce à la littérature, nous avons trouvé que Zaarour (1995)[49] fournit une modélisation non linéaire d'une section de poutre entre deux ouvertures adjacentes. De même, plus tard, Redwood et Dermidjian (1998) [80] ont proposé une modélisation tridimensionnelle réalisée par le logiciel Aster afin de prédire la charge critique produisant le flambement du montant élastique. Ensuite, Soltani et al. (2012) [32] ont présenté un modèle numérique développé pour prédire le comportement des poutres alvéolaires avec des ouvertures hexagonales et octogonales jusqu'à la ruine. Et Durif et al. (2013)[44] ont réalisé des tests expérimentaux sur des poutres cellulaires de forme sinusoïdale d'ouvertures et ont comparé la bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques qui a validé le modèle comme outil de prévision. Le modèle de la poutre métallique est testé en flexion. Nous avons déjà identifié les modèles disponibles dans la littérature et nous faisons le bilan des différentes techniques de modélisation. Ensuite, nous présentons la démarche que nous avons retenue pour le développement de notre propre modèle.

Notre modèle éléments finis a été développé en utilisant le logiciel Cast3m et le progiciel Abaqus. L'objectif du modèle est d'analyser le comportement mécanique de poutres en acier jusqu'à la ruine en considérant des ouvertures uniformément réparties ou isolées. Différentes configurations d'ouverture d'âmes sont considérées avec ou sans raidisseurs. Sous Cast3m, des éléments volumiques à 20 et 8 nœuds (CU20 et CUB8, respectivement) ou des éléments de coques sont utilisés (COQ4, COQ8 et TET4). La Figure IV-1 présente un exemple de maillage d'un morceau de poutre en I. Le modèle d'acier suit le critère de Von-Mises et une loi de comportement élastique, puis parfaitement plastique.

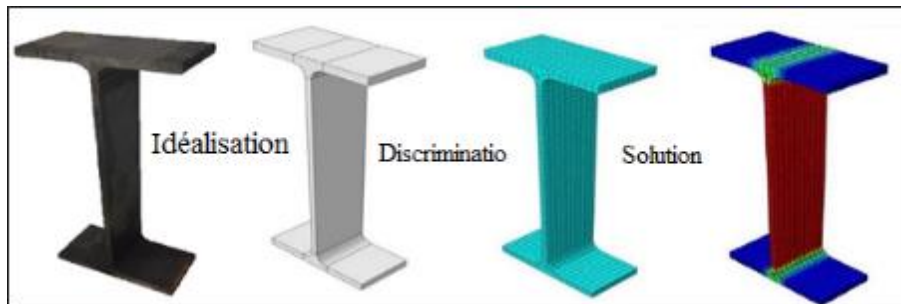


Figure IV-1 : Aperçu du maillage en éléments volumiques d'un morceau de poutre

2. Position du problème

On se propose d'étudier le comportement mécanique de poutres en acier munies d'ouvertures dans l'âme avec raidisseur (illustration sur la Figure IV-2).

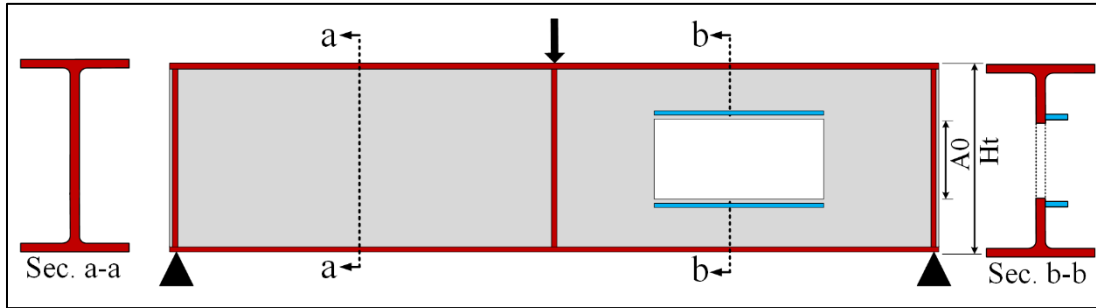


Figure IV-2 : Exemple d'une poutre en acier munie d'ouverture dans l'âme avec raidisseur

La poutre modélisée a été testée au laboratoire en vue de valider le modèle éléments finis. Cependant, avant de réaliser les essais, le modèle MEF a permis de définir un nombre raisonnable de configurations géométriques à tester. La poutre est constituée de deux panneaux d'âme dont un muni d'une ouverture pour pouvoir installer les moyens de mesure dans la zone où la ruine est localisée. La poutre est testée en flexion trois points pour générer un moment fléchissant et un effort tranchant. Le modèle MEF appliqué à la poutre est mené en considérant les trois hypothèses suivantes :

- 1- Calcul élasto-plastique, poutre avec seulement un maintien anti-déversement aux appuis et au point de chargement.
- 2- Calcul élasto-plastique, poutre avec un maintien hors plan de l'âme pour éviter tout voilement local et atteindre la pleine résistance plastique.
- 3- Calcul élastique, poutre avec seulement un maintien anti-déversement aux appuis et au point de chargement. L'objectif est d'atteindre la ruine par instabilité élastique locale au niveau de l'âme tout en évitant la plastification du matériau.

En plus de la modélisation de la poutre, des modèles élémentaires sont appliqués à des plaques avec différentes conditions aux limites. L'objectif est de tester le modèle MEF et d'évaluer son applicabilité et son niveau de précision sur des cas de base pour lesquels les solutions analytiques sont connues. Sur toutes les modélisations menées, nous effectuons une série d'essais numériques avec pour but de démontrer l'influence du type d'éléments et de la densité du maillage sur la réponse du modèle. Dans le cadre de ce travail, le profilé métallique est un I (laminé ou PRS) à ouverture d'âmes munies de raidisseurs. Toutefois, les possibilités offertes par la modélisation 3D sont beaucoup plus larges et d'autres types de sections moins courantes peuvent être représentés.

3. Géométrie et maillages

Les poutres ajourées sont modélisées à l'aide d'éléments cubiques à 20 nœuds (Cast3M) de formulation quadratique avec 3 degrés de liberté par nœud (u , v et w) et un schéma d'intégration de Gauss à deux points. La Figure IV-3 montre un exemple d'éléments hexaédriques (20 nœuds, 60 DDL) avec ses coordonnées naturelles ξ , η et μ (également appelées coordonnées iso-paramétriques).

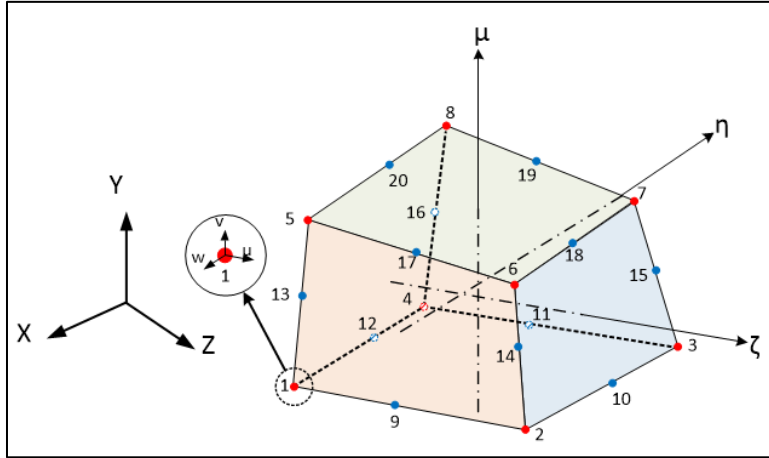


Figure IV-3 : Des éléments cubiques (volumiques) CU20

La Figure IV-4 présente un exemple de maillage de poutre avec ouverture rectangulaire et raidisseur.

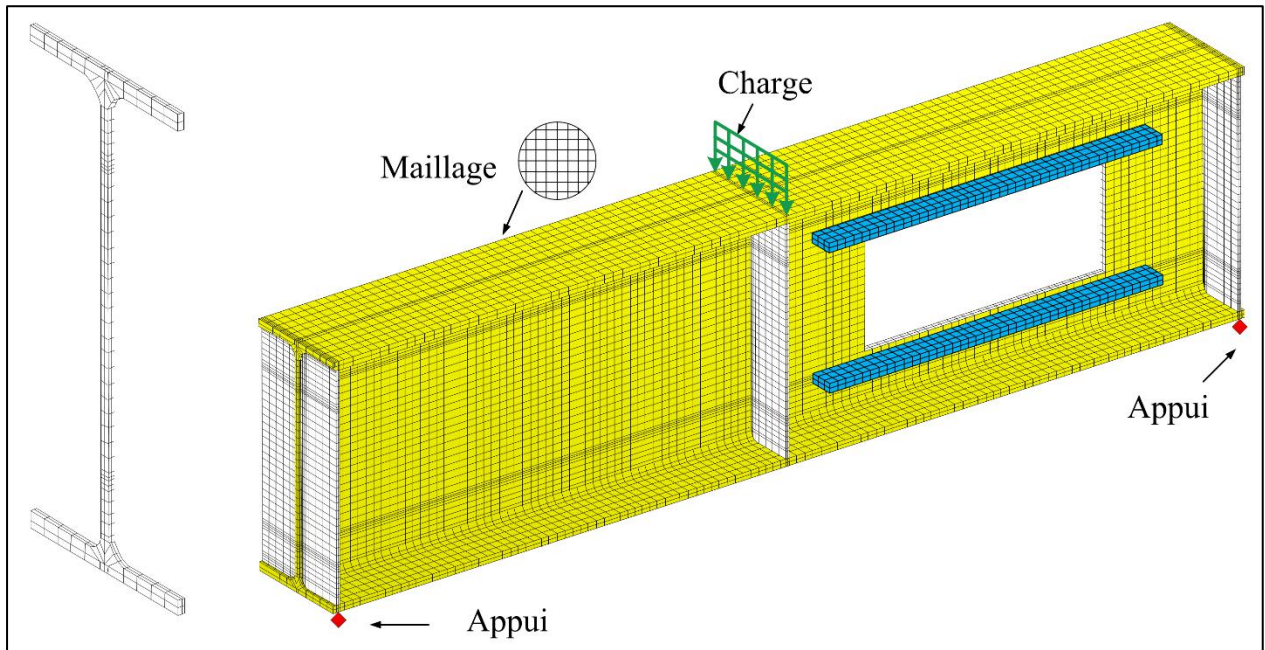


Figure IV-4 : Exemple de maillage d'ouverture avec raidisseur

4. Conditions aux limites et chargement

Les conditions d'appui simple et d'articulation sont appliquées au niveau de la fibre moyenne aux extrémités de la poutre sur deux lignes perpendiculaires.

Les modélisations en éléments cubiques ont fait l'objet de plusieurs comparaisons afin de valider l'utilisation de ce type d'éléments en vue de représenter correctement les phénomènes d'instabilité locales. L'intérêt de ces éléments volumiques est de tenir compte de manière précise de l'épaisseur

des éléments et des dimensions des congés de raccordement. En effet, les congés de raccordement peuvent avoir une influence sur la stabilité locale réelle des parois constitutives d'une section en T d'une membrure d'ouverture.

Le calcul non linéaire est effectué en considérant les grands déplacements et un comportement de matériaux élasto-plastique parfait. Le calcul comprend deux étapes. La première correspond à un calcul de modes propres d'instabilité de la structure. Ensuite, le calcul non-linéaire en grands déplacements est effectué. Les contraintes sont prises aux points d'intégration de Gauss. Le modèle a été évalué sur la base de plusieurs études comparatives avec la théorie des poutres sur des cas simples de poutres droites en flexion simple afin de déduire la densité de maillage la plus convenable. La Figure IV-4 présente un exemple de maillage d'ouverture avec raidisseur en montrant les conditions d'appuis et le chargement.

5. Propriétés des matériaux

Le matériau acier est modélisé à l'aide d'une loi de comportement élasto-plastique parfait sans écrouissage (Figure IV-5) ou avec écrouissage linéaire. La plastification est gérée en utilisant le critère de von Mises. Les caractéristiques mécaniques de l'acier sont celles utilisées dans les Eurocodes ($E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0.3$). Le comportement non linéaire des matériaux est approché par des lois élasto-plastiques, illustrées sur la Figure IV-5. L'acier est considéré élastique parfaitement plastique avec une limite élastique ($\epsilon_y = f_y / E$).

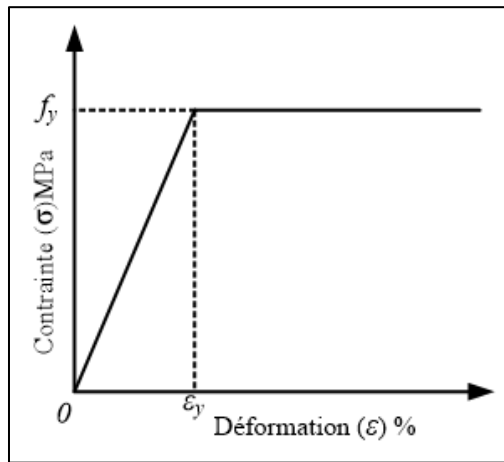


Figure IV-5 : Le comportement mécanique des matériaux dans le modèle élasto-plastique parfait

6. Imperfections géométriques

En vue de prendre en compte les phénomènes d'instabilité dans l'analyse élasto-plastique non linéaire, des imperfections initiales sont introduites dans le maillage. Ces imperfections sont basées sur le premier mode de flambement. Ainsi, préalablement à l'analyse élasto-plastique, une analyse élastique d'instabilité de la structure est menée. Lors de cette analyse, la structure est supposée indéfiniment élastique et parfaite. La Figure IV-6 illustre un exemple de déformée issue du premier mode de flambement. Les déplacements nodaux du premier mode de flambement sont normalisés en utilisant le déplacement maximal dans la structure et ce déplacement maximal est pris égal à l'unité. En multipliant les déplacements normalisés par un facteur approprié, les imperfections

initiales rattachées au mode propre considéré peuvent être calculées. Les valeurs de l'amplitude maximale des imperfections sont définies en considérant une fraction de la hauteur libre de l'âme entre les semelles des poutres. Ce choix est inspiré des recommandations définies dans l'Annexe C de l'EN 1993-1-5 pour les plaques planes sans ouvertures chargées dans leur plan. Dans cette norme, il est indiqué que pour déterminer la charge ultime d'une poutre de hauteur totale (H_t) chargée dans son plan par éléments finis, on peut introduire une imperfection géométrique sous la forme du premier mode de flambement ayant pour amplitude la valeur ($H_t/400$).

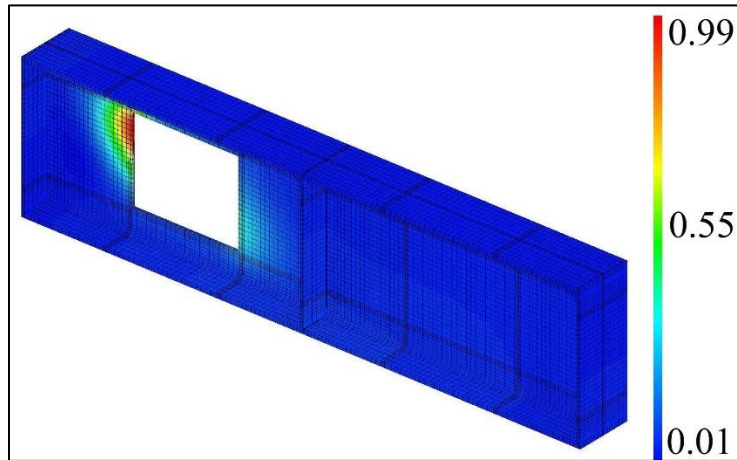


Figure IV-6 : Exemple de déformée du premier mode de flambement d'une poutre à ouverture d'âme rectangulaire ($a_0 = 300$ mm)

7. Techniques de pilotage du chargement

Trois techniques de pilotage peuvent être utilisées pour effectuer le calcul incrémental dans le logiciel Cast3M. La première est le pilotage en force. Schématiquement, la résolution des équations d'équilibre consiste, pour un problème à une dimension, à trouver le point d'intersection entre la courbe d'équilibre et la droite horizontale de chargement. L'intersection est garantie tant que l'effort imposé ne dépasse pas le maximum de la courbe de chargement (Figure IV-7a). La deuxième consiste à imposer le déplacement d'un nœud particulier et résoudre ensuite le problème d'équilibre. Schématiquement, ceci revient à trouver le point d'intersection entre la courbe d'équilibre et la droite de charge verticale (Figure IV-7b). Enfin, la troisième approche, dite de longueur d'arc, consiste à chercher l'intersection entre la courbe d'équilibre et une courbe de charge dont l'équation est connue à l'avance (Figure IV-7c).

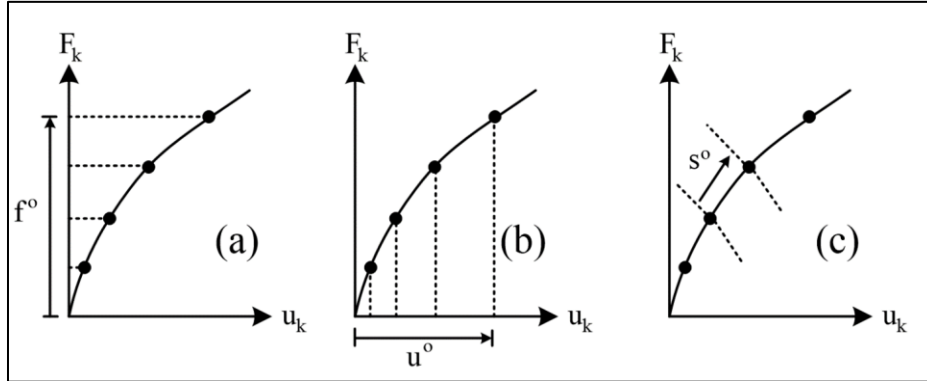


Figure IV-7 : Techniques de pilotage du chargement

Les deux contrôles en force et en déplacement sont limités dans le voisinage des points de retournement comme dans La Figure IV-8. Ces difficultés sont généralement rencontrées dans l'analyse du flambement des cadres, des anneaux et des coquilles. Le contrôle de longueur d'arc permet de surmonter ces difficultés avec succès.

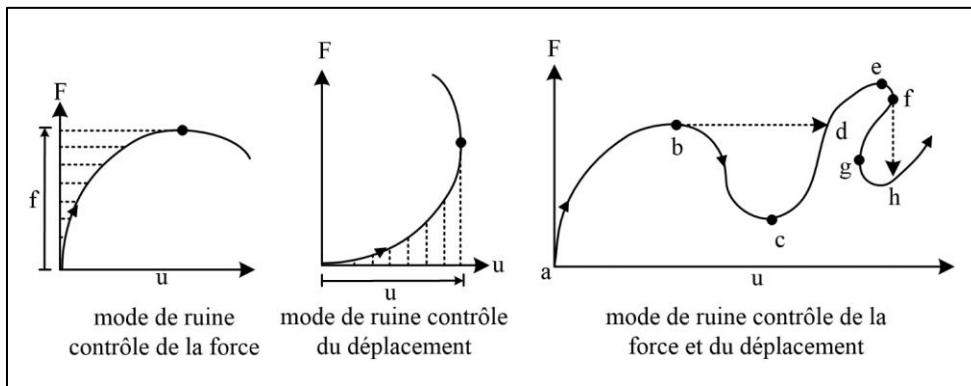


Figure IV-8 : Lois de comportement des structures et interaction avec les modes de pilotage

8. Vérification préliminaire des modèles éléments finis

Les modèles de calcul présentés dans ce chapitre sont développés dans le but de les utiliser dans l'analyse globale et locale des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Avant de présenter les applications des modèles développés à nos propres résultats expérimentaux, il nous semble utile de les valider en les confrontant à des différents résultats issus d'études précédentes. Ainsi, des modèles de plaques chargées dans leurs plans pour lesquelles nous disposons de solutions analytiques sont étudiés. Ensuite, les modèles sont appliqués à des poutres avec ouverture isolée dont les résultats expérimentaux sont disponibles dans la littérature. D'autres applications ont concerné des ouvertures isolées de formes sinusoïdales étudiées par Durif [14] ou des ouvertures rectangulaires avec ou sans raidisseurs. Ce dernier cas est étudié pour un panneau seul ou faisant partie d'une poutre constituée de deux panneaux. Cette étude préliminaire a pour objectif de valider l'approche de modélisation en considérant des calculs en grands déplacements avec des lois de comportement élasto-plastique pour l'acier. Elle sert aussi à définir les géométries des configurations à tester dans la présente thèse.

8.1. Plaque simplement appuyée

Plaque simplement appuyée sur ses 4 bords comprimée uniformément sur deux bords opposés (voir la Figure IV-9).

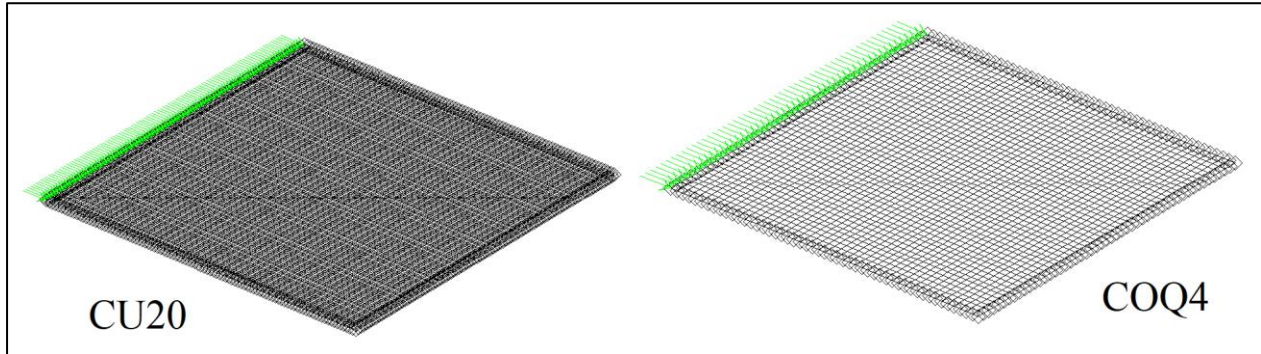


Figure IV-9 : Plaque simplement appuyée sur ses 4 bords comprimés uniformément sur un bord (éléments volumiques et coques)

Le calcul analytique fournit une formule donnant la contrainte critique d'une telle plaque. Il s'agit de modéliser un cas simple mais chargé dans le plan pour représenter le comportement d'une partie de panneau d'âme de poutre. Ainsi, le modèle MEF avec différents types d'éléments et densités de maillage est confronté aux résultats analytiques donnés par l'équation IV-1[14] Le Tableau IV-1 donne les caractéristiques géométriques limites (dimensions minimale et maximale) des plaques modélisées ainsi que leurs caractéristiques mécaniques. Ainsi, les plaques étudiées sont de formes carrées avec une épaisseur constante et des côtés variant entre 20 et 200 mm.

$$\sigma_{cr} = 4x \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{Equation IV-1}$$

Où :

t : épaisseur de la plaque

b : largeur de la plaque

k_σ : coefficient de contrainte critique fonction du chargement et de la forme de plaque ; pris égal à 4 pour une plaque carrée.

		Min	max
Contrainte critique (Eq. IV-1)	σ_{cr}	7592	75,92
épaisseur de la plaque	t	2	2
hauteur de plaque	a	20	200
largeur de plaque	b	20	200
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,3
module de Young	E	210000	210000
Coefficient de contrainte critique	k_σ	4	4

Tableau IV-1 : Données des plaques étudiées (unités N, mm)

Le Tableau IV-2 résume les résultats obtenus à l'aide du modèle MEF CAST3M (Fcr, MEF) et les compare à la théorie (Fcr, théo) pour différentes dimensions de plaques et différentes densités de maillage (avec Na : nombre d'éléments sur la longueur a , Nb : nombre d'éléments sur la largeur de plaque b et nt nombre d'éléments sur l'épaisseur de plaque t).

a=b	t	NT	NA	NB	Fcr	FCr-MEF coques (kN)						FCr-MEF volumiques (kN)			
					Théo (kN)	COQ4	Ecart %	COQ8	Ecart %	TET4	Ecart %	CUB8	Ecart %	CU20	Ecart %
20	2	1	20	20	304	272	11	267	12	302	1	403	-33	300	1
20	2	1	100	100	304	266	12	266	13	299	1	380	-25	286	6
20	2	2	20	20	304	éléments coques						299	2	263	13
20	2	2	100	100	304							324	-7	286	6
200	2	1	20	20	30	31	-1	30	0	31	-1	233	-667	37	-21
200	2	1	50	50	30	30	0	30	1	30	0	75	-147	36	-20
200	2	1	70	70	30	30	0	30	1	30	0	60	-98	36	-20
200	2	1	100	100	30	30	0	30	1	30	0	52	-72	36	-20
200	2	2	20	20	30	éléments coques						167	-449	30	0
200	2	2	50	50	30							53	-76	30	1
200	2	2	70	70	30							43	-41	30	1
200	2	2	100	100	30							37	-23	30	1

Tableau IV-2 : Comparaison des résultats MEF et analytiques d'effort critique pour diverses configurations géométriques de plaque appuyée

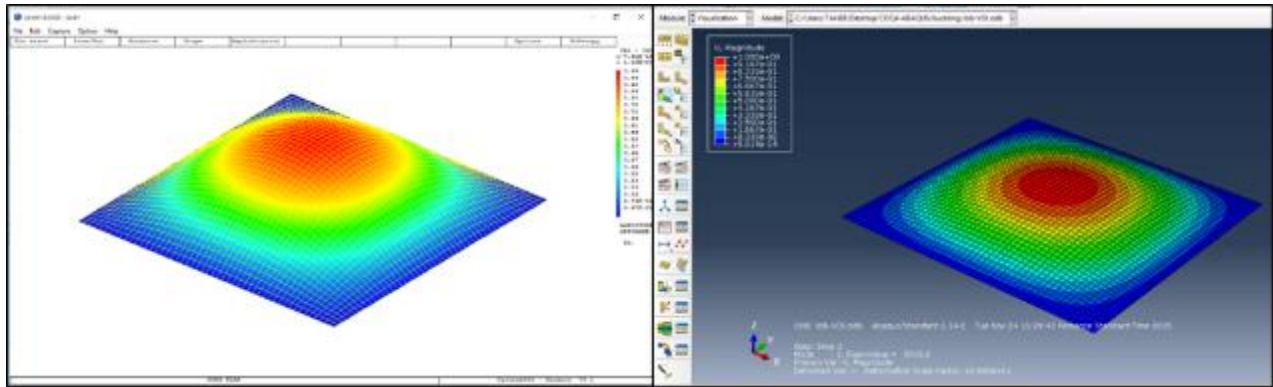


Figure IV-10 : Iso-déplacements hors plan du premier mode d'instabilité (éléments coques) : CAST3M (à gauche) et ABAQUS (à droite)

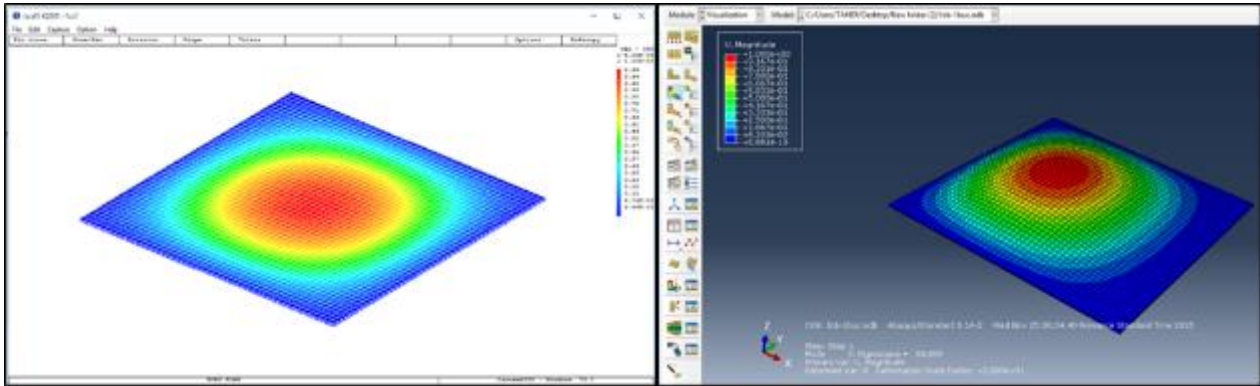


Figure IV-11 : Iso-déplacements hors plan premier mode d'instabilité (éléments volumiques) : CAST3M (à gauche) et ABAQUS (à droite)

8.2. Poutre à ouverture d'âme rectangulaire avec raidisseur

Le modèle éléments finis développé sur CAST3M est d'abord validé sur la base d'études existantes (modélisation et essais). Ainsi, la précision des modèles proposés par éléments finis est vérifiée en comparant leurs résultats avec ceux expérimentaux préparés par Lupien et Redwood [76]. Ils ont testé deux poutres en acier RL2 et RL3 avec une ouverture d'âme rectangulaire situé autour du centre de symétrie de chaque poutre comme indiqué sur la Figure IV-12 [76][66]. Chaque poutre est testée en flexion 4 points, ce qui donne une sollicitation d'ouverture par un moment constant. Ces poutres sont modélisées à l'aide d'éléments coques à 4 nœuds avec le comportement mécanique des matériaux dans le modèle élasto-plastique parfait.

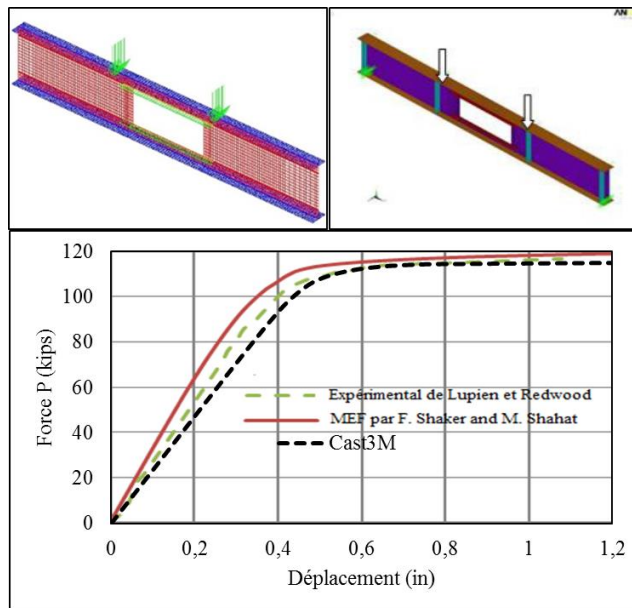


Figure IV-12 : Diagrammes Force-Déplacement pour la poutre RL2 avec MEF

8.3. Poutre à ouverture d'âme et âme pleine

L'étude de Samadhan et al. 2015 [81] semble très pertinente vis-à-vis de la présence d'une ouverture dans l'âme. Les essais sont menés en flexion 3 points, comme illustré sur la Figure IV-13. Trois tests sont proposés : la première poutre a une âme pleine (PWB), la deuxième a une ouverture dans l'âme de hauteur égale à 80 mm (SB1) et la troisième a une ouverture dans l'âme de hauteur égale à 60 mm (SB2). Les longueurs d'ouvertures sont prises égales à 80 mm. Leur modèle éléments finis a été développé en utilisant le progiciel ANSYS qui sont modélisées à l'aide d'éléments coques à 4 nœuds avec le comportement mécanique des matériaux dans le modèle élasto-plastique. Les Figures IV-14, 15 et 16 comparent les courbes force-déplacement (déplacement vertical à mi-travée) mesurées expérimentalement avec celles obtenues par les modèles MEF. En phase initiale (élastique), les modèles MEF donnent des rigidités plus ou moins grandes par rapport aux essais. Ceci peut s'expliquer par les déplacements dus au contact entre la poutre et les appuis (ainsi que le système de mesure des déplacements). L'imperfection initiale globale hors plan peut affecter beaucoup les résultats par MEF. Par contre, les résistances ultimes des trois éprouvettes sont bien décrites par les modèles MEF.

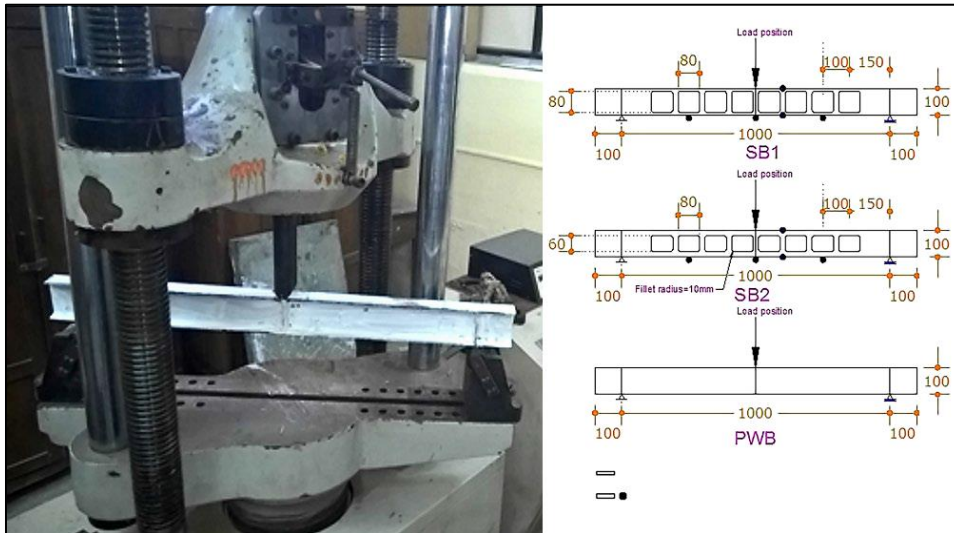


Figure IV-13 : Configuration d'essais de poutres avec ou sans ouvertures d'âme [82]

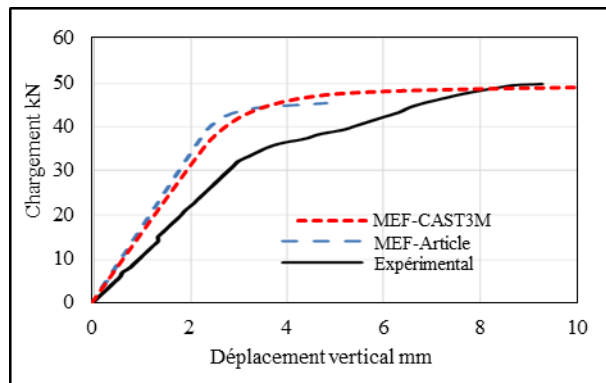


Figure IV-14 : Courbes force déplacement (expérimental et MEF) pour la poutre PWB

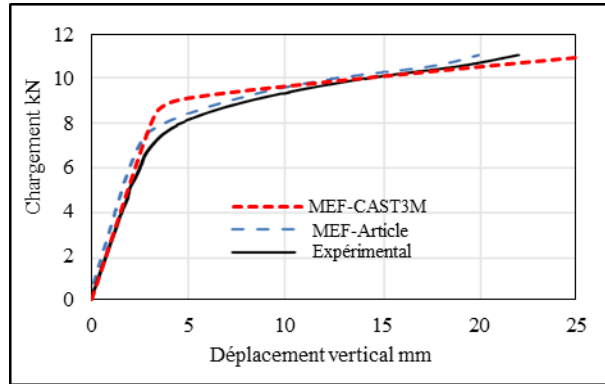


Figure IV-15 : Courbes force-déplacement (essai et MEF) pour la poutre SB1

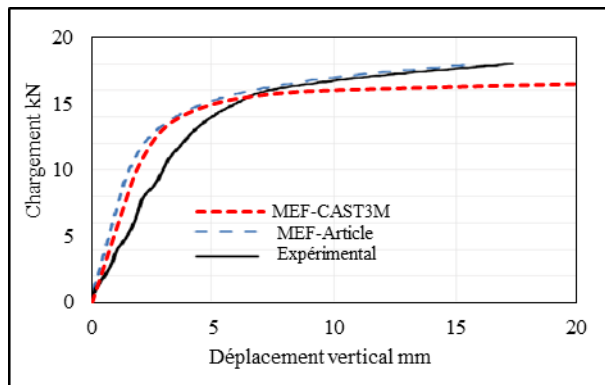


Figure IV-16 : Courbes force-déplacement (essai et MEF) pour la poutre SB2

8.4. Étude du modèle proposé appliqué à une ouverture sinusoïdale isolée

Le but de cet exemple est d'illustrer l'apport de la modélisation avec différentes méthodes et éléments où les déformations plastiques sont importantes par rapport aux déformations élastiques. On étudie pour cela un panneau de poutre à ouverture sinusoïdale isolée, soumise à un déplacement imposé. La géométrie et le chargement sont représentés sur la Figure IV-17. Le comportement du matériau est de type élasto-plastique. Les paramètres sont les suivants : $E=200000$ MPa, $\nu=0.3$ et $f_y=460$ MPa. La modélisation est menée en comparant quatre types d'éléments finis (CU20, CUB8 et COQ4 et COQ8). Afin d'obtenir des résultats satisfaisants, et en s'appuyant sur les exemples précédents, nous avons utilisé une densité de maillage adéquate avec des éléments dont les dimensions ne dépassent pas 20mm. AS012 [14] est modélisée à l'aide d'éléments coques à 8 nœuds avec le comportement mécanique des matériaux utilisant le modèle élasto-plastique parfait par le logiciel Cast3M.

Sur la Figure IV-18, on compare les courbes force déplacement. Le plus gros écart est observé avec les éléments CUB8 et COQ4. La Figure IV-19 montre que tous les éléments captent le mode d'instabilité des parois comprimées sauf le CUB8. En effet, ces courbes atteignent un pic puis commencent à redescendre, ce qui caractérise le développement d'une instabilité. La solution obtenue en utilisant les éléments CU20 semble être la plus représentative du comportement de la poutre avec ouverture sinusoïdale.

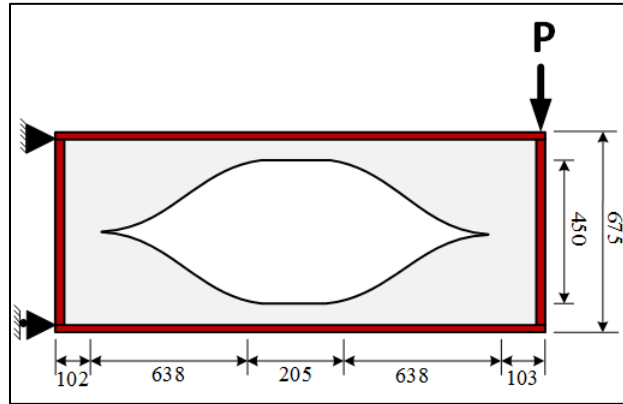


Figure IV-17 : Exemple d'ouverture isolée AS012 [14]

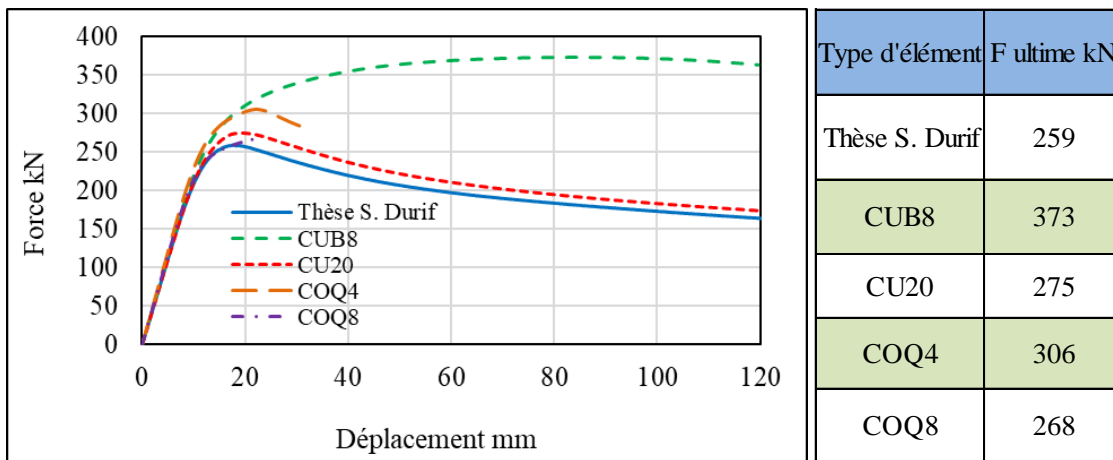


Figure IV-18 : Courbes force-déplacement vertical pour différents éléments finis (poutre AS012)

L'instabilité par voilement local apparaît au niveau d'une section critique au coin compression de l'ouverture dans tous les cas (voir la Figure IV-19).

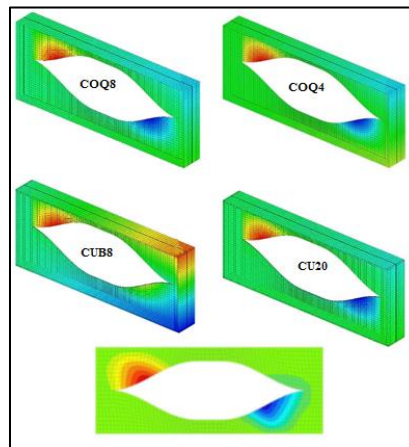


Figure IV-19 : Iso-valeurs des déplacements hors plan (1er mode d'instabilité, poutre AS012)

8.5. Application à des ouvertures rectangulaires raidies

Nous allons présenter une brève comparaison des résultats fournis par CAST3M pour différentes configurations d'ouvertures et de raidisseurs modélisées à l'aide d'éléments CU20 à 20 nœuds (Figure IV-20). Le comportement élasto-plastique parfait est choisi pour les matériaux. Le modèle d'ouverture A390S0 correspond à une ouverture non raidie.

Les cinq poutres dénommées comme suit : Les ouvertures ont la même longueur $L_0 = 900$ mm. Les éprouvettes ont les appellations données dans le Tableau IV-3 avec les symboles suivants qui permettent de les distinguer :

A0, A3 : désigne la hauteur de l'ouverture (0 : sans ouverture, 3 : 300).

0, 6, 9 : désigne la longueur de l'ouverture (6 : $L_0=600$, 9 : $L_0=900$).

0, 6, 9, 14 : désigne la longueur du raidisseur ($R_0 : 0$, $R_6=600$, $R_9 =900$, $R_{14} =1400$).

D2, D1, S2, S1, S0 : raidisseur horizontal (S0 : sans raidisseur, S1 : raidisseur simple supérieur, S2 : raidisseur simple supérieur et inférieur, D1 : raidisseur double supérieur, D2 : raidisseur double supérieur et inférieur).

No.	Nom	A	Raidisseur horizontal		Raidisseur	Ancrage
			Inférieur	Supérieur	Longueur	Longueur
1	A390S0	300	0	0	0	0
2	A3914S1	300	0	Simple	1400	300
3	A3914S2	300	Simple	Simple	1400	300
4	A3914D1	300	0	Double	1400	300
5	A3914D2	300	Double	Double	1400	300

Tableau IV-3 : Les noms des poutres pour la longueur de raidisseur 1400 mm

La configuration de la poutre correspond à une ouverture munie d'un raidisseur sur toute la longueur du tronçon (ancré sur les deux raidisseurs verticaux aux extrémités). Cette configuration de poutre est déclinée en plusieurs versions selon le nombre de raidisseurs horizontaux utilisé. Ainsi, les cas étudiés sont : un raidisseur horizontal sur une seule face (A390S1), raidisseurs sur 2 faces (A3914S2), pour les deux membrures (A3914D2) ou seulement sur la membrure supérieure (A3914D1). L'idée ici, est de modéliser une ouverture isolée dont la sollicitation est connue (comme c'était le cas pour l'ouverture sinusoïdale traitée ci-dessus).

La Figure IV-21 montre l'évolution des courbes force-déplacement vertical des configurations étudiées. Il peut être observé que la présence des raidisseurs permet de renforcer l'ouverture de manière significative. Le modèle d'ouverture A atteint une charge ultime inférieure à la résistance plastique du fait de la présence d'une instabilité locale aux coins de l'ouverture dans les zones les plus comprimées. La présence des raidisseurs (configurations B) renforce l'ouverture vis-à-vis de cette instabilité locale et de la résistance plastique de la section mais ne permet pas d'exclure une perte de résistance liée à la présence d'une autre instabilité locale. En effet, il peut être observé que l'instabilité locale initialement observée au coin de l'ouverture se retrouve dans la partie d'âme pleine intermédiaire. Le Tableau IV- 4 présente les résultats d'efforts obtenus à partir d'une analyse modale de charge critique (F_{cr}), d'une analyse élasto-plastique en grands déplacements (F_{ultime}) et du modèle plastique analytique ($F_{pl,theo}$). L'effort plastique analytique est calculé en considérant la section en té de l'ouverture avec une paroi horizontale supplémentaire représentant le raidisseur,

sauf pour la configuration A390S0 qui ne considère aucun raidisseur. Pour rappel, la déformée initiale est obtenue à partir du premier mode d'instabilité. Elle est ensuite utilisée pour mener le calcul élasto-plastique en grands déplacements qui permet d'obtenir les courbes montrées sur la Figure IV-21. Fultime est la valeur maximale de chacune des courbes.

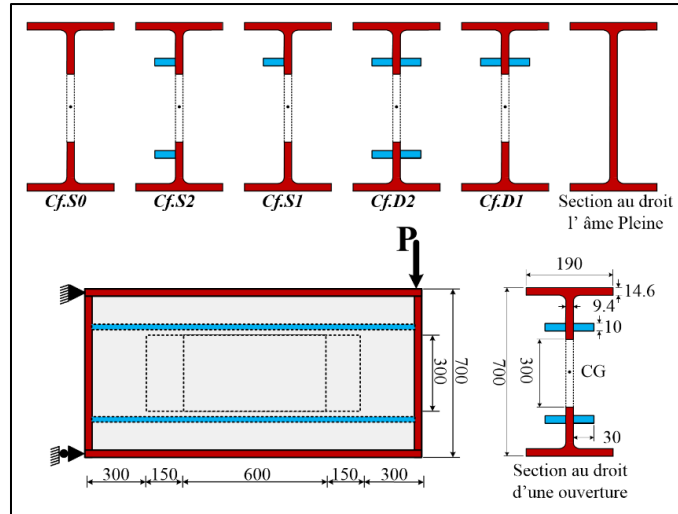


Figure IV-20 : Ouvertures isolées rectangulaires raidies

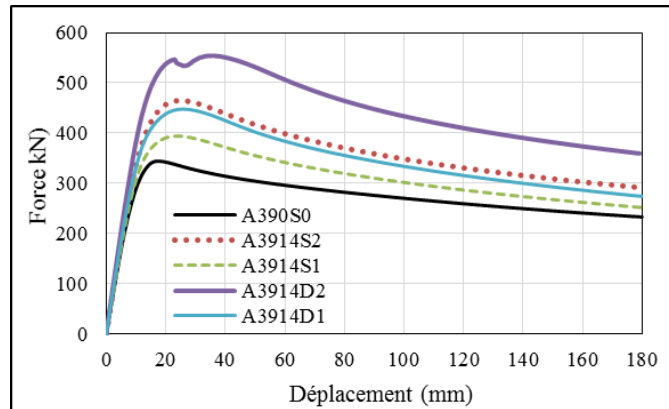


Figure IV-21 : Courbes Force-Déplacement pour les différentes configurations de raidisseurs

Cas	F_{cr} (kN)			F_{ultime} (kN)	$F_{pl,theo}$ (kN)
	Mode1	Mode2	Mode3		
A390S0	452	544	556	344	369
A3914S2	869	1180	1472	464	472
A3914S1	478	566	869	395	472
A3914D2	1107	1588	1837	554	574
A3914D1	505	590	909	448	574

Tableau IV-4 : Résultats des charges critiques et ultimes (ouvertures isolées rectangulaires raidies)

Les configurations de raidisseurs ont permis de mettre en évidence l'utilité d'une longueur d'ancrage importante. C'est la raison pour laquelle, une seconde étude comparative a été menée afin d'identifier les différentes conséquences, sur la résistance mécanique de l'ouverture, de la présence de raidisseurs avec différentes longueurs d'ancrage. Tableau IV-5 présente les noms des poutres pour la longueur de raidisseur 900 mm

La Figure IV-22 et le Tableau IV-6 présentent les mêmes résultats que précédemment pour la configuration la longueur de raidisseur 1400 mm, qui correspond à une longueur d'ancrage nulle (le raidisseur a la même longueur que l'ouverture). Il peut être constaté que les raidisseurs apportent en résistance mais ne permettent pas d'atteindre la pleine résistance plastique de la section en té renforcée (471kN ou 574kN).

No.	Nom	A	Raidisseur horizontal		Raidisseur	Ancrage
			Inférieur	Supérieur	Longueur	Longueur
1	A390S0	300	0	0	0	0
2	A399S1	300	0	Simple	900	0
3	A399S2	300	Simple	Simple	900	0
4	A399D1	300	0	Double	900	0
5	A399D2	300	Double	Double	900	0

Tableau IV-5 : Les noms des poutres pour la longueur de raidisseur 900 mm

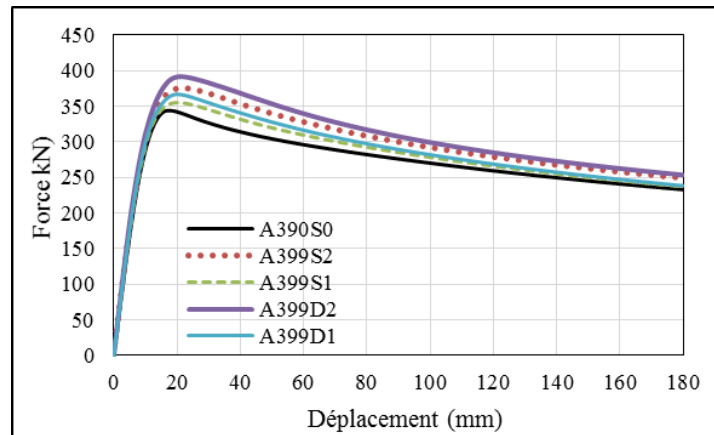


Figure IV-22 : Courbes F-u pour les configurations de la longueur de raidisseur 900 mm

Cas	F _{cr} (kN)			F _{ultime} (kN)	F _{pl,théo} (kN)
	Mode1	Mode2	Mode3		
A390S0	452	544	556	344	369
A399S2	552	682	964	377	472
A399S1	462	553	660	356	472
A399D2	558	719	1024	392	574
A399D1	482	571	654	367	574

Tableau IV-6 : Charges ultimes pour les configurations avec longueur raidisseur de 900 mm

Tableau IV-7 présente Les noms des poutres pour la longueur de raidisseur 900 mm et longueur d'ouverture 600 mm.

No.	Nom	A	Raidisseur horizontal		Raidisseur	Ancrage
			Inférieur	Supérieur	Longueur	Longueur
1	A360S0	300	0	0	0	0
2	A369S1	300	0	Simple	900	150
3	A369S2	300	Simple	Simple	900	150
4	A369D1	300	0	Double	900	150
5	A369D2	300	Double	Double	900	150

Tableau IV-7 : Noms des poutres avec longueur de raidisseur 900 mm et longueur d'ouverture 600 mm

Le Tableau IV-8 et la Figure IV-23 présentent les mêmes résultats que précédemment pour la configuration de la longueur de raidisseur 900 mm, qui correspond à la longueur d'ancrage 150 mm pour une longueur d'ouverture 600 mm. Il peut être constaté que les raidisseurs apportent un plus en résistance mais ne permettent pas d'atteindre la pleine résistance plastique de la section en Té renforcée (480kN ou 613kN). Ces observations montrent l'intérêt d'analyser l'importance de la longueur d'ancrage qui est étudiée plus en détail dans ce qui suit.

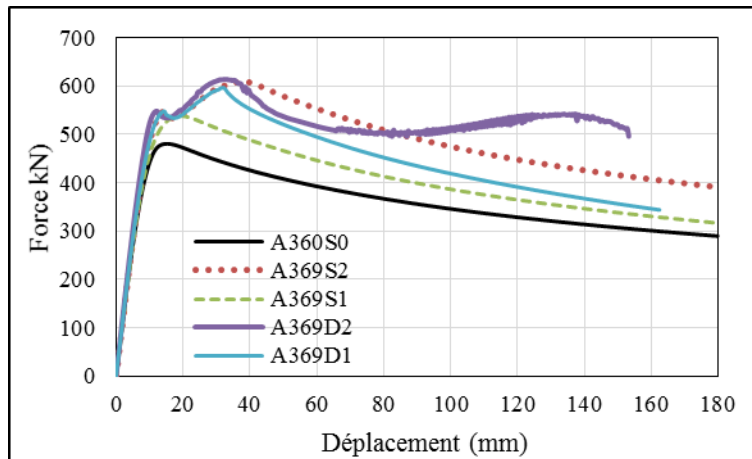


Figure IV-23 : Courbes F-u pour les configurations de la longueur d'ouverture 600 mm

Cas	F _{cr} (kN)			F _{ultime} (kN)	F _{pl,théo} (kN)
	Mode1	Mode2	Mode3		
A360S0	600	751	803	480	553
A369S2	1019	1330	1413	537	708
A369S1	621	824	1223	597	861
A369D2	1133	1598	1633	613	861
A369D1	651	858	1299	610	708

Tableau IV-8 : Résultats des charges ultimes pour les configurations de la longueur d'ouverture 600 mm

8.6. Ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs

La Figure IV-24 présente les différentes configurations étudiées qui font varier la longueur d'ancrage de raidisseur : $L_a = 0$; $10tr$; $20tr$; $30tr$ et $40tr$ (avec tr : épaisseur du raidisseur), pour différentes conditions de maintien hors plan de l'ouverture. La différence entre la configuration A6 et A7 réside dans le fait que les raidisseurs horizontaux de la configuration A7 sont connectés aux raidisseurs verticaux aux extrémités.

Il est question d'évaluer l'apport en résistance plastique seule d'un raidisseur suivant sa longueur d'ancrage, en excluant toute forme d'instabilité. Par conséquent, les études comparatives sont menées pour des ouvertures sans maintien supplémentaire latéral, puis avec des maintiens hors plan au niveau du contour ou des angles de l'ouverture. Ainsi, les résistances sont appréciées en considérant le mode plastique sans instabilité ou la combinaison instabilité-plasticité.

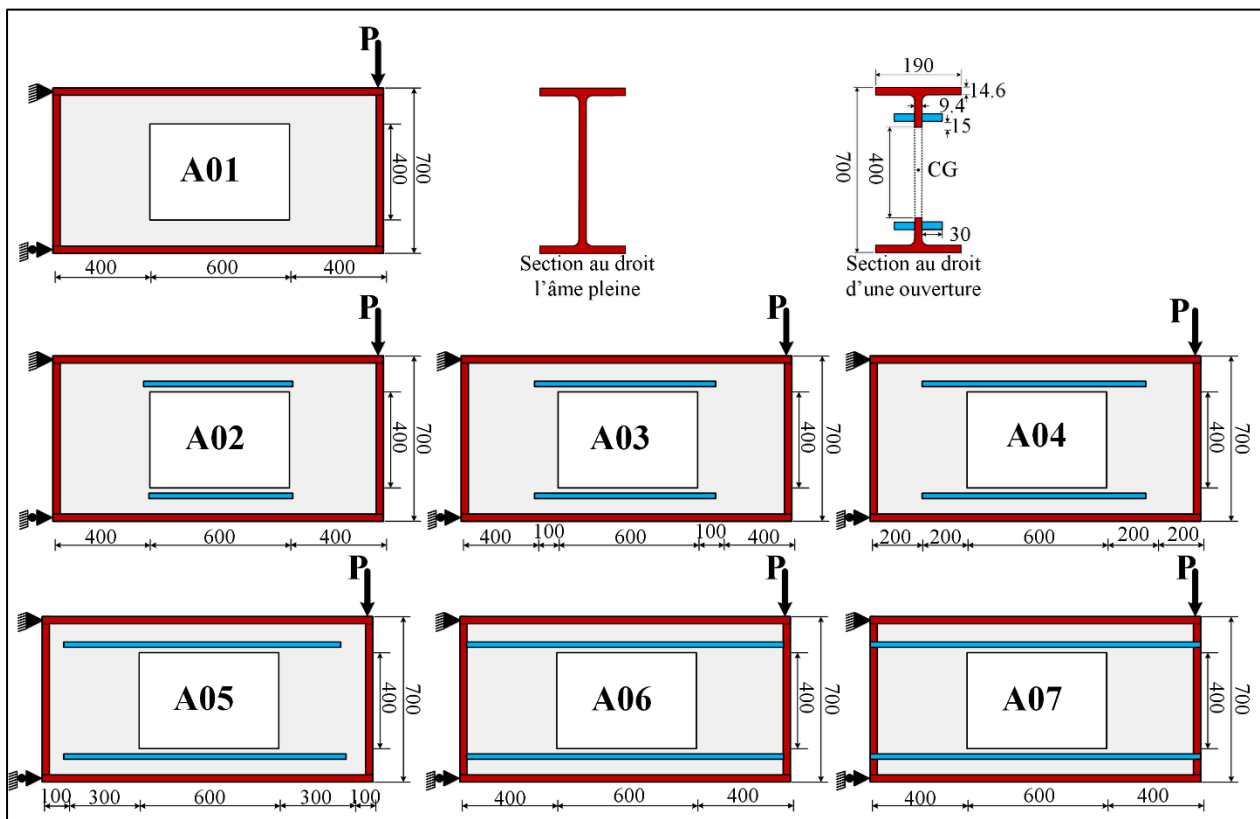


Figure IV-24 : Illustration des modèles à ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs

8.6.1. Âme sans blocage hors plan

La Figure IV-25 présente les résultats des différentes configurations A01 à A07. Il peut être observé que la longueur d'ancrage permet d'augmenter graduellement la capacité résistante de l'ouverture. De plus, à partir d'une longueur d'ancrage $L_a = 20tr$, il apparaît que la résistance maximale est atteinte. L'allure de toutes les courbes montre une phase descendante après avoir atteint la charge ultime, ce qui est caractéristique de l'apparition d'une forme d'instabilité (voir la Figure IV-26 et le Tableau IV-9). D'ailleurs il peut être observé qu'au-delà de $20tr$, augmenter la longueur

d'ancrage permet d'augmenter le palier plastique durant lequel l'ouverture conserve une résistance proche de sa capacité ultime, ce qui traduit le fait que plus le renforcement est long et plus il tend à maintenir la paroi de l'âme vis-à-vis des phénomènes d'instabilité locale. Par conséquent, cette configuration d'ouverture avec une longueur d'ancrage ($20t_r$) voit sa résistance limitée par les problèmes d'instabilités. C'est la raison pour laquelle il a été choisi d'étudier par la suite la même ouverture en modifiant les conditions de maintien des déplacements hors plan de l'âme afin d'exclure les instabilités. Dans un second temps, il a été choisi de tester une configuration d'ouverture plus sensible aux instabilités afin d'évaluer la pertinence du critère de longueur d'ancrage minimale prescrite dans la version ENV de l'EC3 ($20t_r$) [ENV 95].

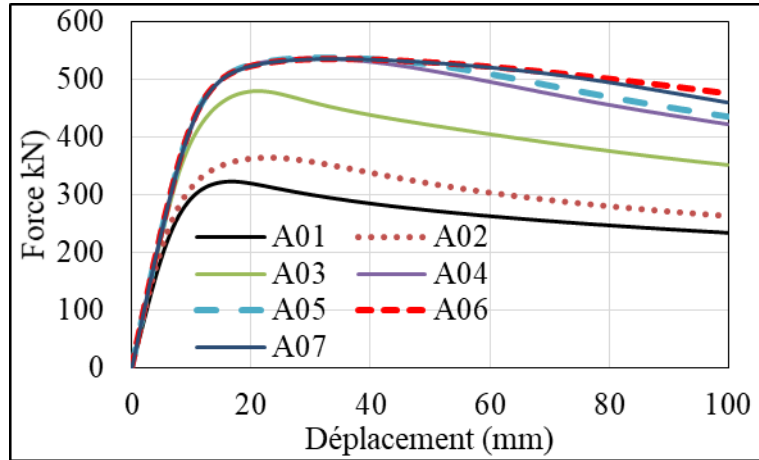


Figure IV-25 : Diagrammes Force-Déplacement pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (sans blocage latéral de l'âme)

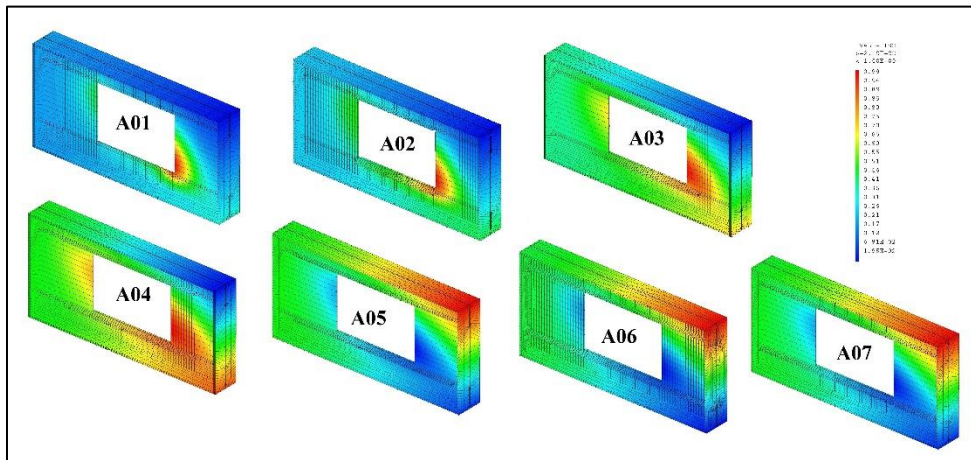


Figure IV-26 : Iso-déplacements hors plan du premier mode d'instabilité pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (sans blocage latéral de l'âme)

Cas	F _{cr} (kN)			F _{ultime}	F _{pl,théo}
	Mode1	Mode2	Mode3	kN	kN
A01	587	664	781	323	321
A02	645	758	954	364	538
A03	771	992	1219	480	538
A04	865	1195	1373	537	538
A05	908	1235	1440	538	538
A06	952	1309	1489	536	538
A07	927	1267	1466	535	538

Tableau IV-9 : Résultats des charges ultimes pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (sans blocage latéral de l'âme)

8.6.2. Âme avec blocage hors plan

Cette configuration vise à étudier la même ouverture que précédemment avec un maintien hors plan de tout le contour de l'ouverture, évacuant ainsi les phénomènes d'instabilité locale au niveau du bord libre de l'ouverture.

Les Figures IV-27 et IV-28 présentent les différents résultats issus des modélisations. Les résultats obtenus permettent de confirmer que ce qui limite la résistance des ouvertures partiellement raidies (avec une longueur d'ancrage inférieure à $20 \cdot t_r$) provient non pas des phénomènes d'instabilités mais bien du fait que la longueur d'ancrage est insuffisante pour permettre de profiter pleinement de la capacité plastique de la section en té renforcée. Cependant, il peut être constaté que la résistance de l'ouverture avec longueur d'ancrage de raidisseur insuffisante peut apporter une résistance supplémentaire non négligeable (exemple de la configuration A03 qui permet de passer d'une capacité initiale de 325kN à 500kN) le Tableau IV-10.

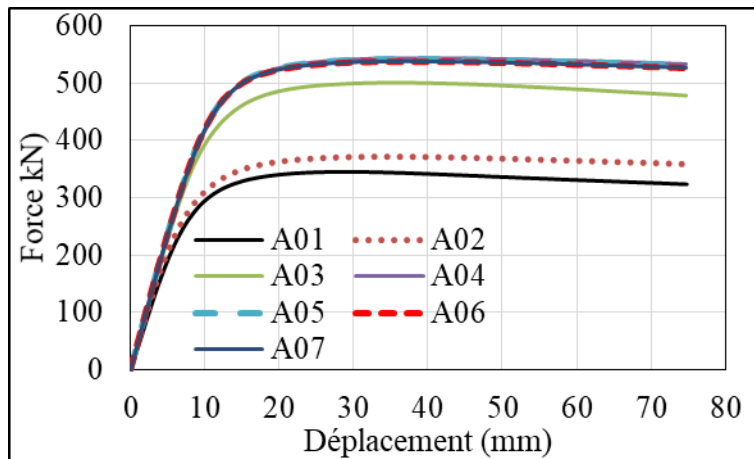


Figure IV-27 : Diagrammes Force-Déplacement pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (blocage hors plan de l'âme (partout))

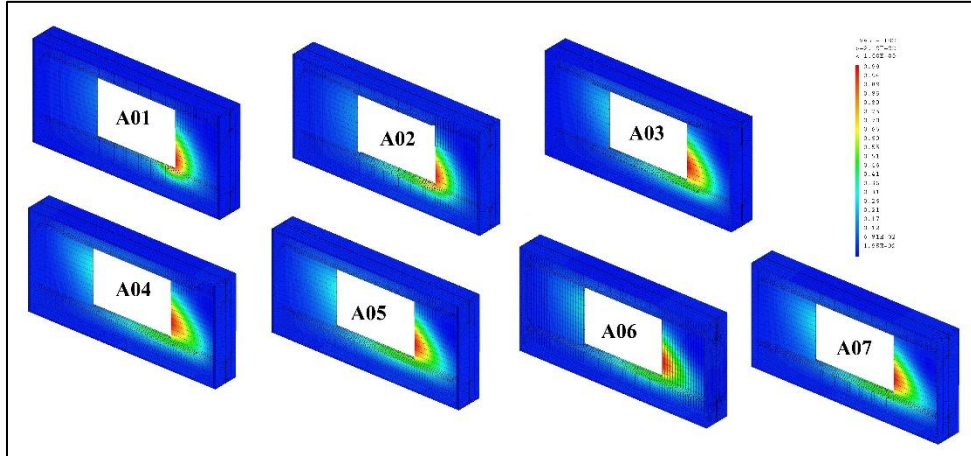


Figure IV-28 : Iso-déplacements hors plan du premier mode d'instabilité pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (blocage hors plan du bord d'ouverture)

Cas	F _{cr} (kN)			F _{ultime} kN	F _{pl,théo} kN
	Mode1	Mode2	Mode3		
A01	1693	1925	2349	325	321
A02	1660	1916	2476	363	538
A03	2012	2409	3167	501	538
A04	2284	2714	3528	544	538
A05	2576	2986	3963	542	538
A06	2876	3059	4129	536	538
A07	2854	3025	4078	536	538

Tableau IV-10 : Résultats des charges ultimes pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (blocage hors plan du bord d'ouverture)

Pour étudier l'effet de l'épaisseur de l'âme, une ouverture pour laquelle la résistance ultime est largement limitée par les instabilités locales est analysée. Pour ce faire, il a été choisi de réduire légèrement l'épaisseur de l'âme pour augmenter l'élancement des parois de l'ouverture et favoriser ainsi l'instabilité. La Figure IV-29 présente les résultats des différentes configurations A1 à A6 avec une épaisseur d'âme de 8mm.

Il peut être observé sur la Figure IV-29 les évolutions des différentes courbes force-déplacement pour les différentes configurations de raidisseurs étudiées. Ces courbes permettent d'illustrer que dans le cas d'ouverture légèrement plus élancées (épaisseur d'âme de 8mm au lieu de 9.4mm), la longueur d'ancrage forfaitaire de 20tr (tr = 10 mm) peut s'avérer être insuffisante pour assurer la pleine résistance plastique de l'ouverture.

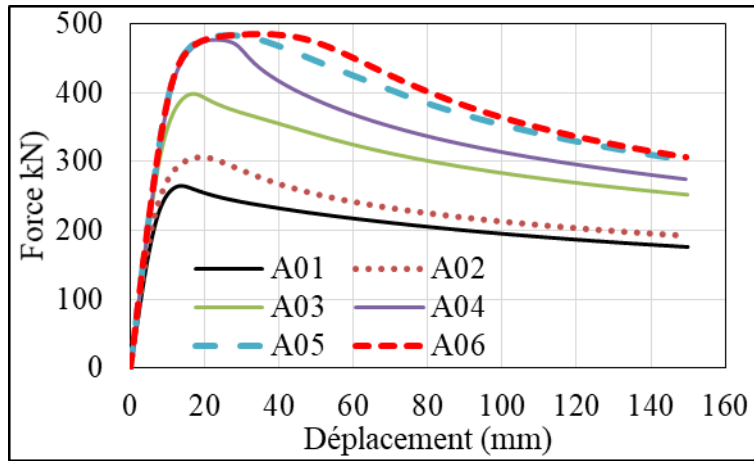


Figure IV-29 : Diagrammes Force-Déplacement pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs (épaisseur d'âme de 8mm)

Les cas	F _{cr} (kN)			F _{ultime} (kN)	F _{pl,théo} (kN)
	Mode1	Mode2	Mode3		
A01	404	452	521	265	276
A02	472	556	641	306	495
A03	585	702	941	398	495
A04	724	866	1055	477	495
A05	807	936	1155	482	495
A06	830	949	1274	485	495

Tableau IV-11 : Résultats des charges critiques élastiques et ultimes (MEF) et charge plastique (analytique) pour les ouvertures avec différentes longueurs de raidisseurs ($t_w=8\text{mm}$)

8.7. Différentes configurations d'ouverture d'âmes

Lorsque les différentes configurations d'ouverture d'âmes sont utilisées, la longueur de l'ouverture est divisée en deux parties. La première partie est de hauteur variable et la deuxième partie est de hauteur constante ce qui affecte grandement le comportement de la poutre. Après avoir étudié les ouvertures isolées de forme sinusoïdale sans raidisseur, et rectangulaire (avec et sans raidisseur), le modèle MEF est appliqué à d'autres formes d'ouvertures. La Figure IV-30 présente les différentes configurations d'ouverture d'âmes étudiées qui font varier la forme : Sinusoïdale, Hexagonale, Demi-cercle, Quart de Cercle inverse, Rectangulaire 900, Rectangulaire 600 et Circulaire.

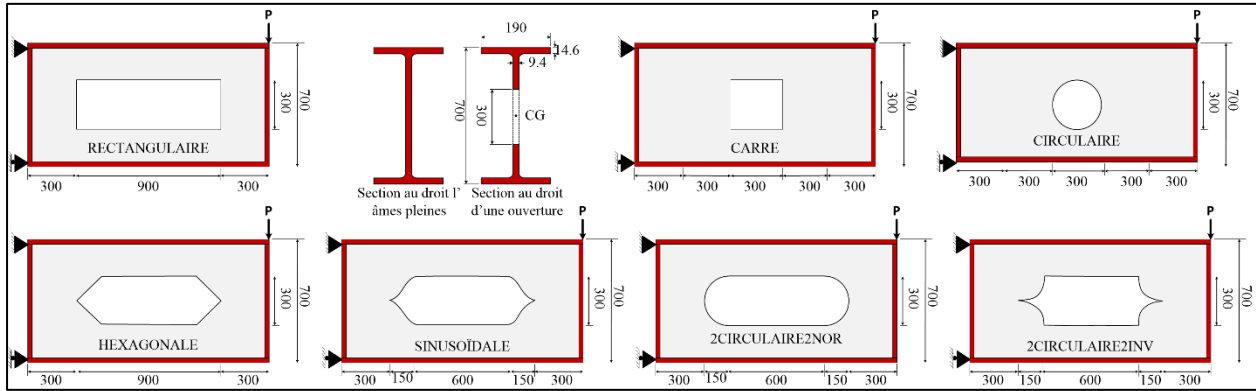


Figure IV-30 : Illustration des modèles aux différentes configurations d'ouverture d'âmes

La Figure IV-31 présente les diagrammes force-déplacement pour les différentes configurations d'ouverture d'âmes. Il peut être observé que la forme d'ouverture permet de graduellement augmenter la capacité résistante de l'ouverture. Il peut être observé que l'ouverture circulaire donne la résistance la plus élevée parmi toutes les formes étudiées. L'allure de toutes les courbes montre une phase descendante après avoir atteint la charge ultime, ce qui est caractéristique de l'apparition d'une forme d'instabilité (voir la Figure IV-32 et le Tableau IV-12). La forme circulaire montre un certain plateau plastique avant d'entamer la phase descendante caractéristique de l'instabilité. La forme d'ouverture avec cercle inverse paraît optimale en comparaison avec l'ouverture sinusoidale ou hexagonale.

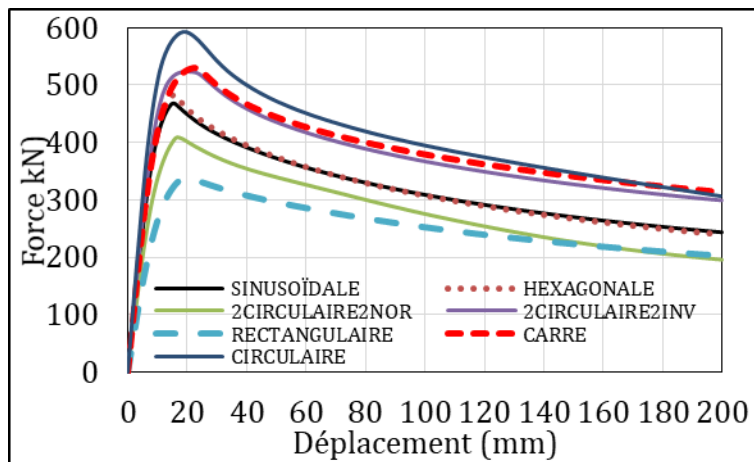


Figure IV-31 : Diagrammes Force-Déplacement pour les différentes configurations d'ouverture d'âmes

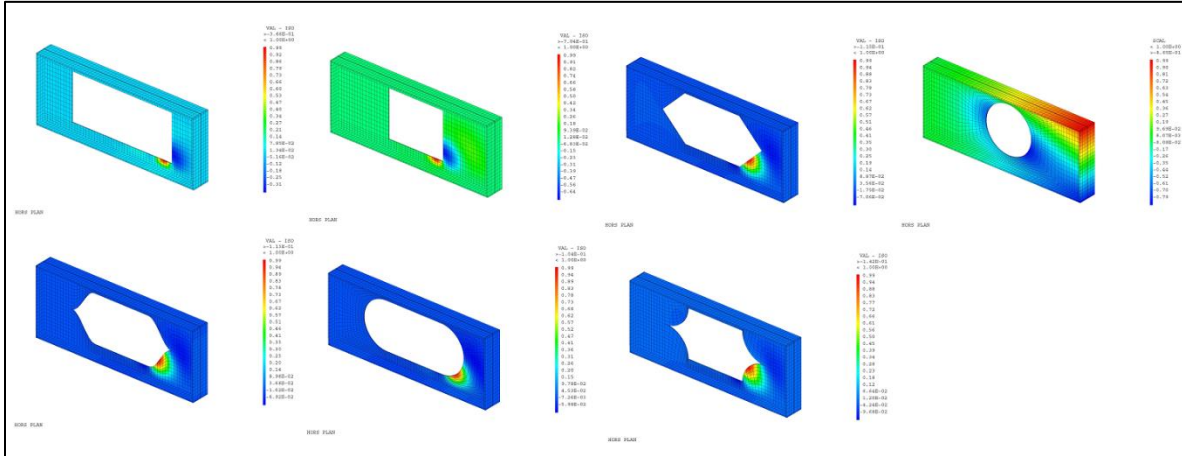


Figure IV-32 : Iso-déplacements hors plan du premier mode d'instabilité pour les différentes configurations d'ouverture d'âmes

Ouverture	F _{cr} (kN)			F _{ultime} (kN)
	mode 1	mode 2	mode 3	
Sinusoidale	701	934	1116	468
Hexagonale	713	946	1114	482
Demi-cercle	595	767	956	409
Quadrant Cercle inverse	837	1186	1294	524
Rectangulaire 90°	500	627	772	337
Carre	865	1250	1358	593
Circulaire	1225	1686	1711	588

Tableau IV-12 : Résultats des charges ultimes pour les différentes configurations d'ouverture d'âmes

8.8. Analyse élastique et élasto-plastique des configurations de poutres avec ouverture

L'étude présentée ci-après revient sur la configuration de poutre en flexion 3 points avec un panneau muni d'ouverture et un sans ouverture (Figure IV-33). Pour rappel, cette configuration est la base des essais effectués dans le cadre de la thèse. Elle a pour objectif de comparer différents outils de modélisation. La poutre est ainsi modélisée en utilisant le logiciel (CAST3M) et le progiciel (ABAQUS) à l'aide d'éléments volumiques CU20 en considérant les conditions d'essai : Poutre simplement appuyée, en flexion 3 points avec ou sans raidisseurs d'ouverture. Cette étude préliminaire a permis de choisir les configurations géométriques des ouvertures et des raidisseurs à tester. Différentes conditions aux limites sont considérées pour capter les capacités de résistance des poutres en isolant les différents modes de ruine. Ainsi, un blocage des déplacements hors plan permet d'obtenir la capacité de résistance plastique de l'ouverture en excluant les modes d'instabilité locale et globale. Aussi, un calcul en grands déplacements avec un comportement élastique des matériaux, et déplacement hors plan libre dans l'âme, permet de capter la capacité de résistance en voilement local sans interaction avec la plasticité des matériaux.

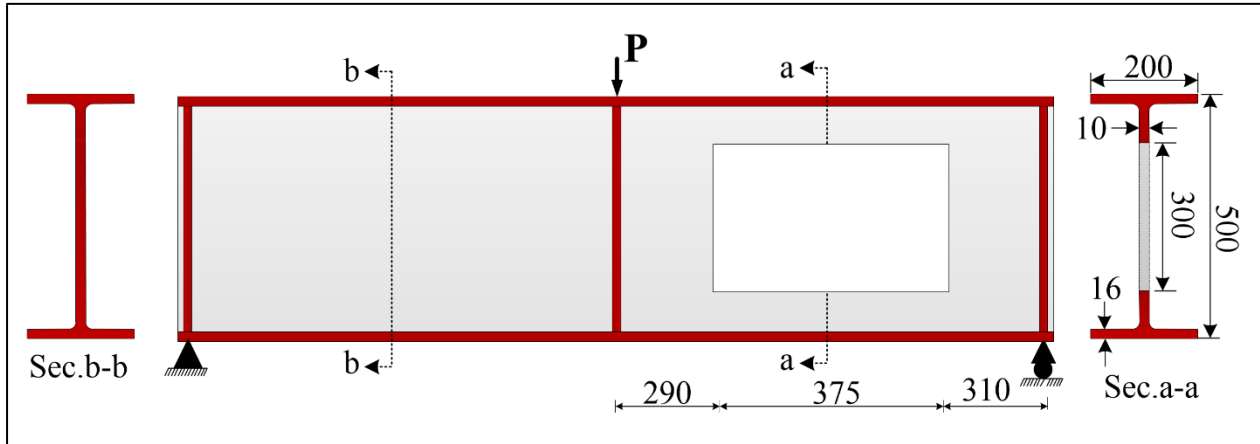


Figure IV-33 : Illustration de modèle à ouverture rectangulaire

La Figure IV-34 présente le maillage, les conditions aux limites et le chargement utilisés pour la modélisation sous CAST3M et ABAQUS. Le calcul est élastique ou élasto-plastique en grands déplacements. Deux conditions de maintien sont considérées : maintien anti-déversement aux appuis et au point de chargement, maintien hors plan du contour d'ouverture dans l'âme (bloquer seulement le pourtour de l'ouverture) en plus des appuis et du point de chargement. Le maintien hors plan de l'âme permet d'éviter tout voilement local et d'atteindre la pleine résistance plastique. Les calculs concernent une ouverture d'âme sans raidisseurs.

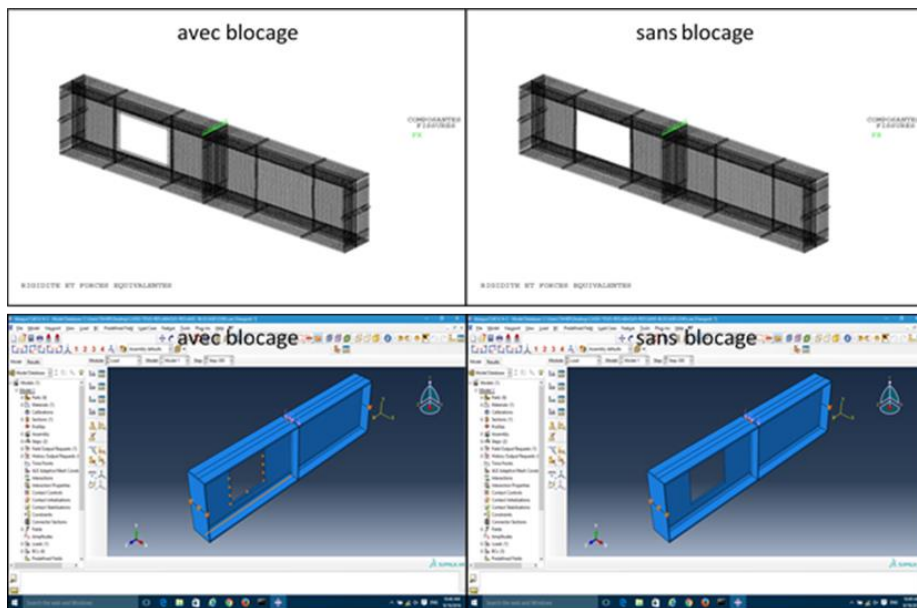


Figure IV-34 : Maillage, conditions aux limites et de chargements

La Figure IV-35 présente les résultats obtenus par CAST3M et ABAQUS pour les calculs élastique et élasto-plastique en considérant ou non le blocage du déplacement hors plan de l'ouverture. A noter que le maintien anti-déversement aux appuis et au point de chargement est toujours considéré. L'idée du maintien hors plan de l'ouverture est de lui permettre d'atteindre sa pleine résistance plastique.

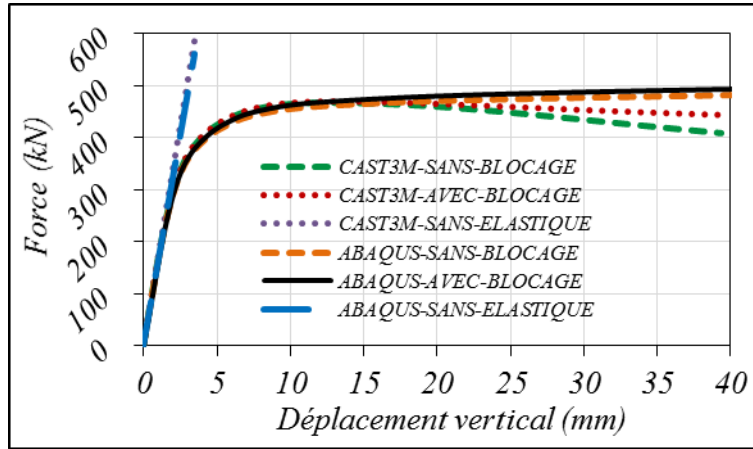


Figure IV-35 : Diagrammes Force résistance-Déplacement calculés par CAST3M et ABAQUS (avec et sans blocage hors plan)

Il peut être observé sur la Figure IV-35 les évolutions des différentes courbes Force -Déplacement pour les deux logiciels utilisés. Ces courbes montrent que la poutre sans blocage hors plan de l'ouverture atteint une charge ultime inférieure à la résistance plastique du fait de la présence d'une instabilité locale aux coins de l'ouverture dans les zones les plus comprimées. Elles montrent aussi que le blocage du déplacement hors plan du bord de l'ouverture limite l'instabilité locale sans augmenter la résistance plastique du système.

La Figure IV-36 présente les déplacements hors plan du modèle global calculés par CAST3M et ABAQUS (avec et sans blocage). Il peut être observé que, sans maintien hors plan de l'âme, une instabilité locale est visible dans le coin supérieur de l'ouverture. Cependant, avec un maintien hors plan de l'âme, l'instabilité locale se développe sur la partie de poutre sans ouverture (âme pleine).

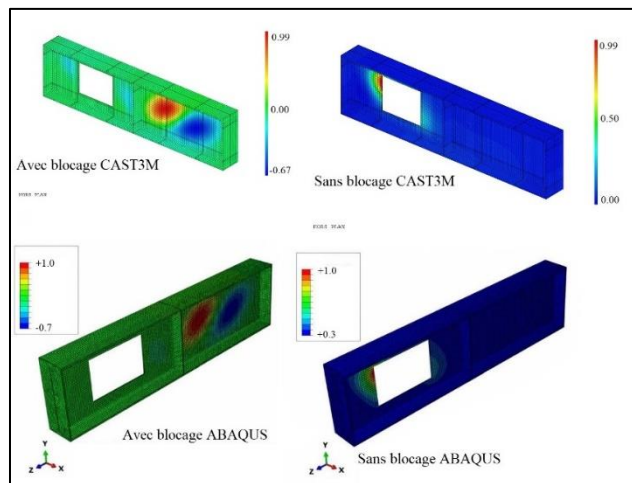


Figure IV-36 : Déplacements hors plan du modèle global calculé par CAST3M et ABAQUS (avec et sans blocage hors plan de l'ouverture) CAS02

La Figure IV-37 présente les courbes force-déplacement vertical et hors plan, avec calcul élastique sans blocage, pour atteindre la ruine par instabilité locale au niveau de l'âme (augmentation rapide du déplacement hors plan).

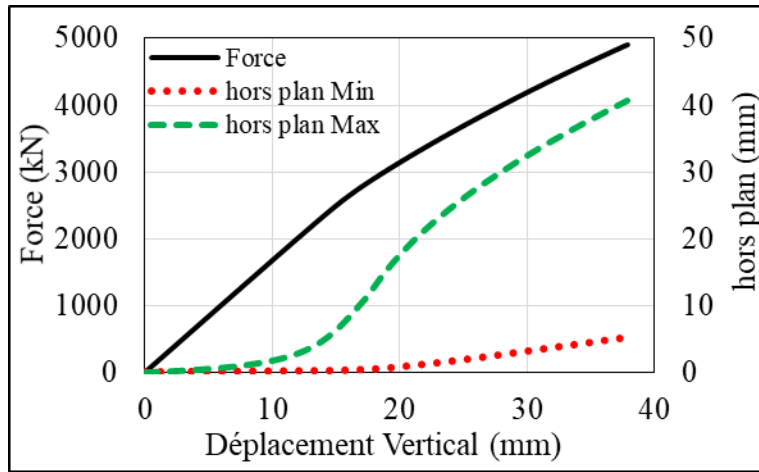


Figure IV-37 : Diagrammes Force-Déplacement vertical et hors plan (calcul élastique)

La Figure IV-38 présente les résultats les diagrammes force-déplacement vertical et hors plan, pour un calcul élasto-plastique sans blocage de déplacement hors plan de l'ouverture. Il peut être observé que la plastification joue un rôle dans la détermination de la capacité résistante de l'ouverture, avant d'atteindre l'augmentation rapide de déplacement latéral.

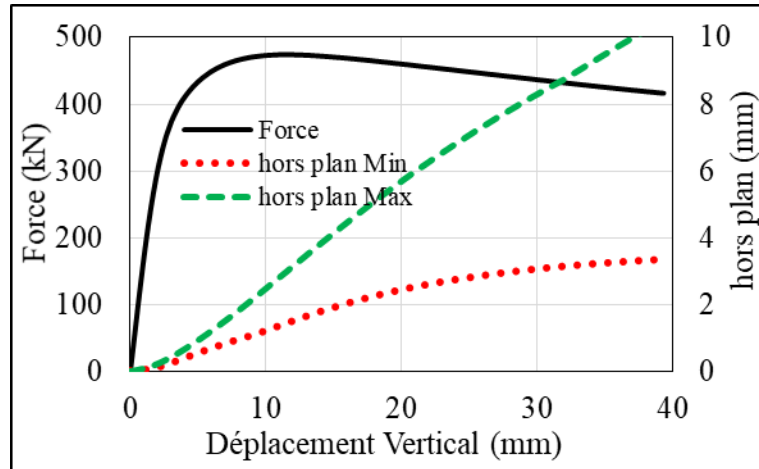


Figure IV-38 : Diagrammes Force-Déplacement vertical et hors plan (calcul élasto-plastique)

9. Validation expérimentale du modèle numérique

Dans les chapitres II et III consacrés aux résultats expérimentaux, les mesures des défauts géométriques des poutres ne montraient pas de différences importantes avec les valeurs nominales. Ainsi, les caractéristiques géométriques nominales ont été considérées dans le modèle numérique à l'exception des imperfections initiales pour lesquelles la forme et l'amplitude sont basées sur les mesures faites sur les poutres. Une loi de comportement bi-linéaire a été choisie pour représenter

le matériau acier dans le modèle. Cette loi considère un module de Young, une limite d'élasticité et un module d'écroutissage E' , déduits des essais de traction (voir Figures II-10 et 11 et Tableau II-7).

L'analyse numérique est basée sur un modèle tridimensionnel avec des éléments volumiques à 8 et 20 nœuds en utilisant le logiciel de calcul par éléments finis CAST3M et le progiciel ABAQUS. Le modèle tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, grandes déformations, grands déplacements) avec un comportement élasto-plastique isotrope. Le modèle est validé sur la base des résultats expérimentaux en considérant la comparaison des charges ultimes, des modes de ruine et des courbes globales force-déplacement des poutres testées. Une fois le modèle validé, il sert de base pour une étude détaillée des distributions d'effort autour de l'ouverture.

9.1. Poutres avec ouvertures d'âmes raidies

La mise en place d'un modèle numérique dans le logiciel CAST3M est présentée. Nous avons en particulier étudié l'influence des paramètres numériques sur le comportement des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs et des configurations d'ouvertures variables et mis en place une stratégie d'identification de certains paramètres non accessibles théoriquement. Les comparaisons entre MEF et essais pour trois poutres, la poutre A3RHS0 a une hauteur d'ouverture de 300 mm, une longueur d'ouverture de 375 mm et est sans raidisseur, la poutre A3RHS3 est la même A3RHS0 avec raidisseur horizontal simple de longueur ($L_r=375$ mm) et aussi la poutre A3RHS7 qui a un raidisseur horizontal simple de longueur ($L_r=775$ mm) ça veut dire qu'elle a une longueur d'ancrage de raidisseur 200 mm, basées sur les courbes force-déplacement vertical et hors plan, sont montrées dans la Figure IV-39. Cette comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation numérique permet de valider le modèle numérique. Cette confrontation des résultats permet de mettre en lumière les paramètres les plus importants qui influencent le comportement en observant le chargement et le déplacement vertical et hors plan.

Nous pouvons remarquer, aussi bien pour les essais que pour le modèle MEF, une augmentation linéaire entre la force et le déplacement jusqu'à la limite d'élasticité. Ensuite, on entre dans le domaine élastique-plastique avec une progression non linéaire entre la force et déplacement. Puis la force commence à diminuer et le déplacement hors plan commence à augmenter avec une certaine accélération après l'atteinte de l'effort ultime de la poutre. Ceci confirme que le mode de ruine final est une instabilité de nature élasto-plastique.

L'étude illustrée sur la figure IV-39 est menée pour les 12 éprouvettes avec ouvertures testées. Les résultats sont résumés sur la Figure IV-40 qui montre les charges ultimes obtenues expérimentalement, numériquement. La comparaison permet de montrer clairement que le modèle numérique donne des résultats très satisfaisants en comparaison avec les essais.

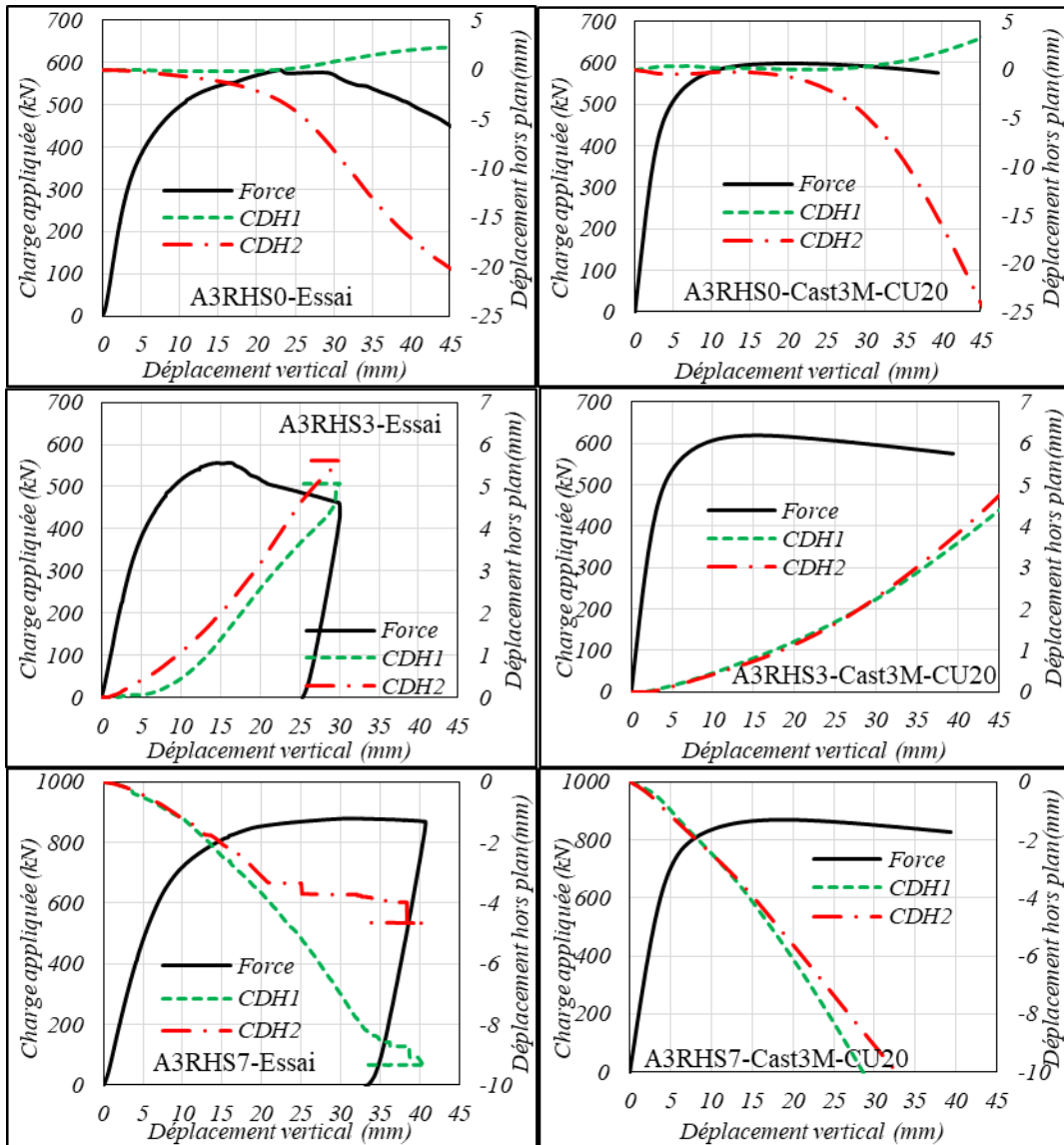


Figure IV-39 : Diagrammes Force -Déplacement vertical et hors plan (Essais et MEF)

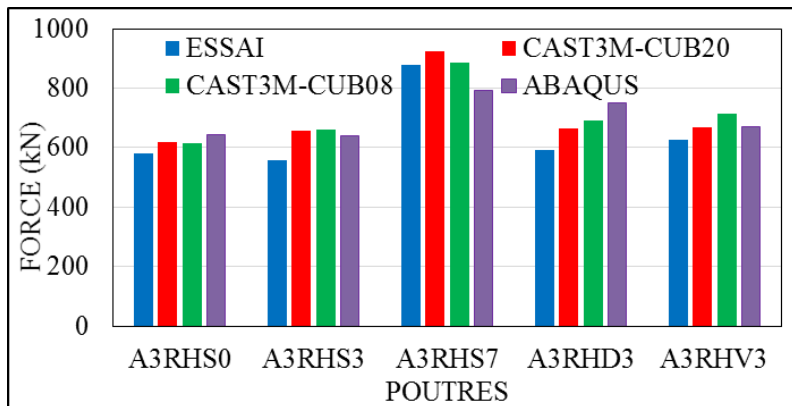


Figure IV-40 : Comparaison des résultats d'essais et MEF

Il peut être constaté sur la Figure IV-41 que la présence des raidisseurs permet de renforcer l'ouverture de manière significative dans tous les cas des essais. Les modèles des ouvertures atteignent des charges ultimes inférieures à la résistance plastique du fait de la présence d'une instabilité locale aux coins de l'ouverture dans les zones les plus comprimées.

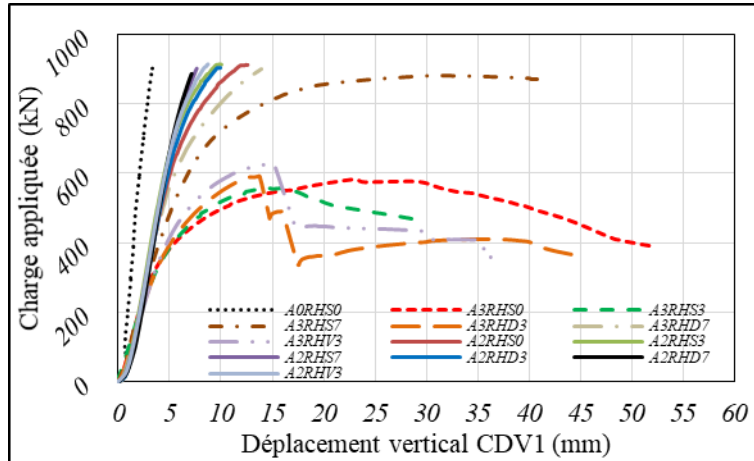


Figure IV-41 : Courbes Force-Déplacement pour toutes les configurations d'essais.

Les Figures IV-42 à IV-47 comparent les courbes force-déplacement (déplacement vertical à mi-travée) mesurées expérimentalement ou obtenues par le modèle MEF. La comparaison entre ces courbes, montre une très bonne concordance entre le modèle numérique MEF et les essais. Ces figures nous permettent de tirer les conclusions complémentaires suivantes :

- Dans la zone élastique, les courbes expérimentales montrent des rigidités plus faibles que celles des modèles numériques. Ceci peut être expliqué par le déplacement d'environ 2 mm dû au contact (entre la poutre et les appuis, et le vérin et la poutre elle-même).
- L'étude détaillée faite par modélisation « éléments finis » et les observations durant les essais confirment que la ruine globale de la poutre est due à la combinaison de plusieurs ruines locales des différentes parties de l'ouverture.
- On remarque qu'il n'y a pas beaucoup d'écart entre les courbes dans le cas des éléments volumiques à 8 nœuds ISOTROPE qui restent relativement proches de la courbe expérimentale. De plus, il peut être observé que le modèle numérique représente fidèlement la forme de la déformation observée lors des essais, notamment le voilement local autour de l'ouverture.
- En général, au travers des comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques, il ressort que le modèle MEF fournit des résultats précis et proches de la réalité. Le modèle peut donc être considéré comme validé. Ce modèle va donc servir d'outil numérique pour étudier en détail l'état de contrainte autour de l'ouverture critique de chaque poutre afin d'identifier les causes et les modes de ruine.

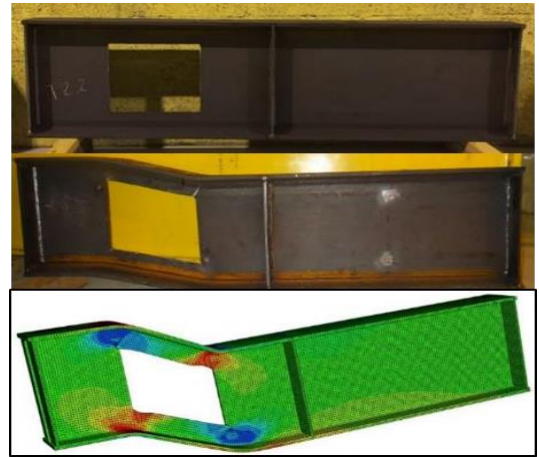
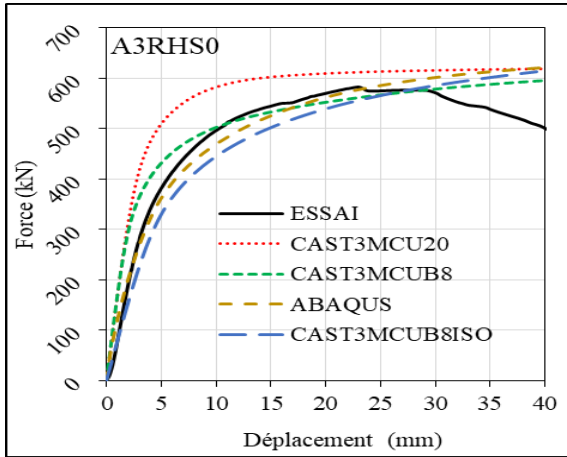


Figure IV-42 : Courbes Force-Déplacement par essai et MEF et Formation de quatre rotules plastiques à l'état ultime (éprouvette A3RHS0)

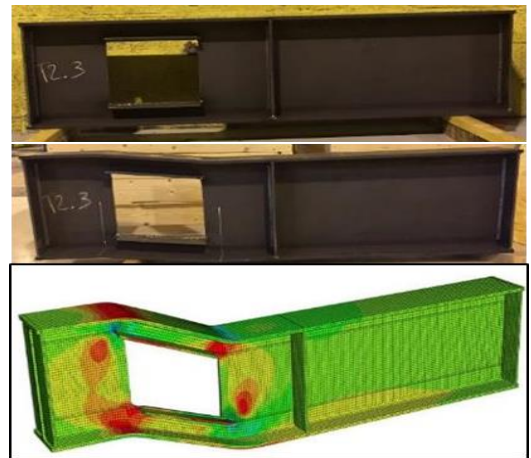
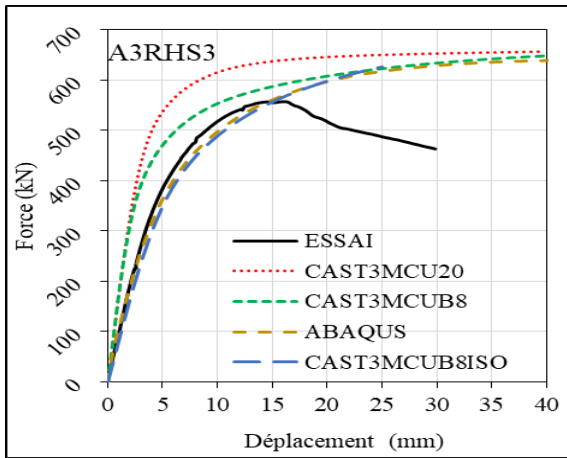


Figure IV-43 : Courbes F-u (essai/MEF) et vue de 4 rotules plastiques à l'état ultime (A3RHS3)

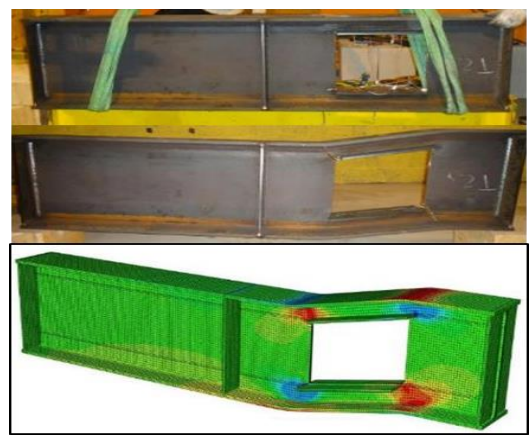
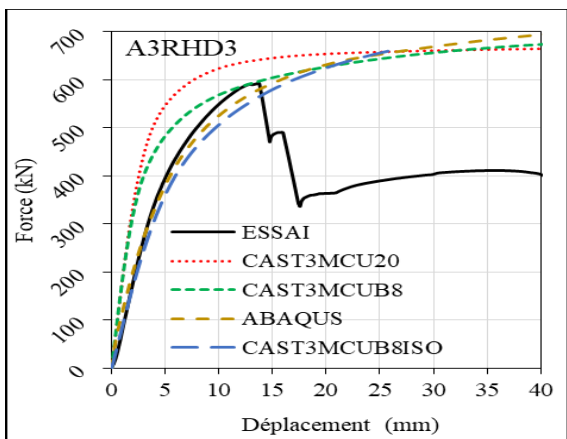


Figure IV-44 : Courbes F-u (essai/MEF) et vue de 4 rotules plastiques à l'état ultime (A3RHD3)

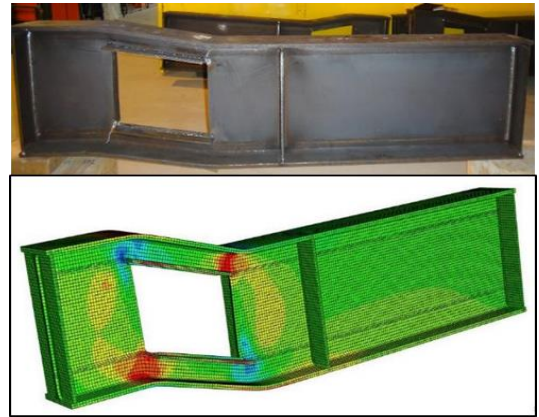
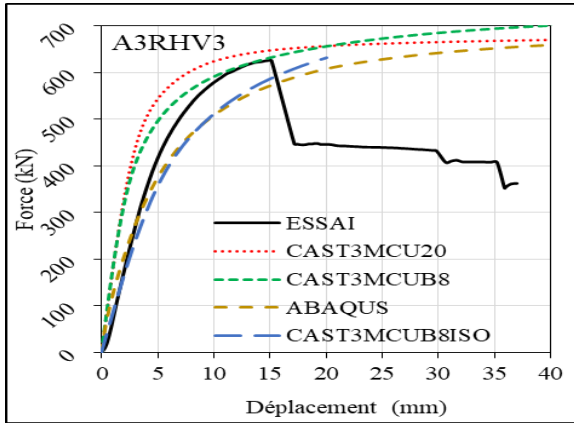


Figure IV-45 : Courbes Force-Déplacement par essai et MEF et Formation de quatre rotules plastiques à l'état ultime (éprouvette A3RHV3)

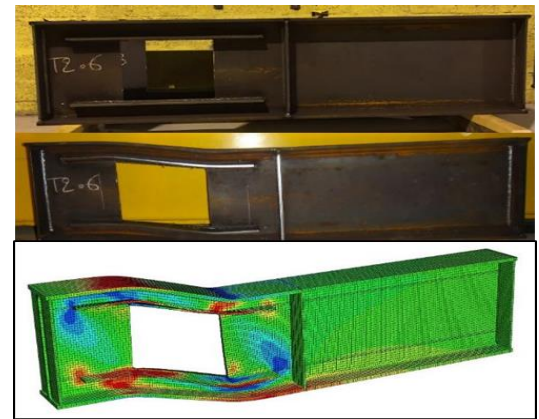
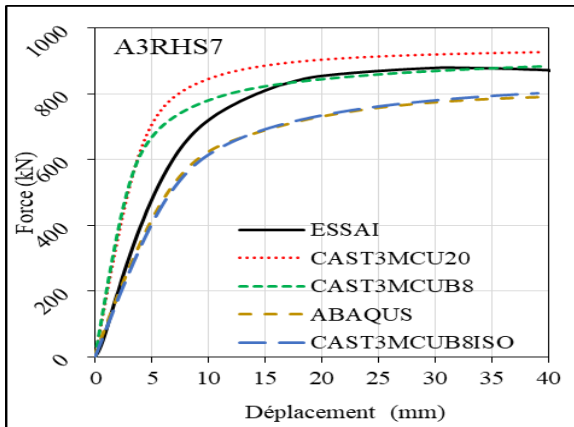


Figure IV-46 : Courbes Force-Déplacement par essai et MEF et Formation de quatre rotules plastiques à l'état ultime (éprouvette A3RHS7)

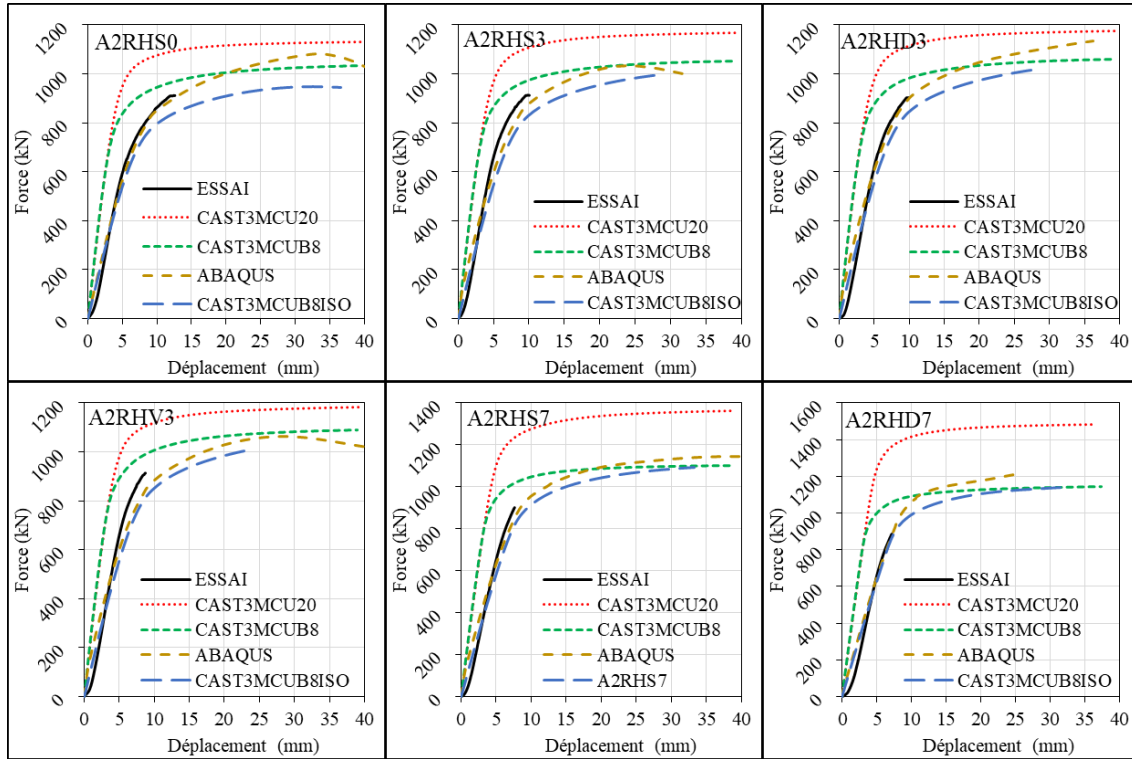


Figure IV-47 : Courbes Force-Déplacement (Groupe A essai élastique)

9.2. Ouvertures de différentes formes

Lors des essais de poutres en flexion 3 points présentés précédemment, certaines ouvertures n'ont pas atteint leurs capacités ultimes. D'où l'idée de les tester en flexion locale pour évaluer le comportement des ouvertures sous charges concentrées. De plus, certaines parois sans ouverture ont été utilisées pour créer des ouvertures de formes variées en vue de compléter la gamme étudiée. Ainsi, le modèle MEF validé pour les ouvertures rectangulaires avec et sans raidisseurs et adapté pour étudier le comportement des ouvertures sous charges localisées. Le logiciel Cast3m avec des éléments CU20 est utilisé pour analyser le comportement mécanique des ouvertures sous charge concentrée. La charge localisée est appliquée sur une plaque à mi-travée d'ouverture. Toutes les poutres modélisées sont isostatiques. Les conditions d'appui simple et d'articulation sont appliquées au niveau de la fibre inférieure aux extrémités de la poutre. Le calcul non linéaire est effectué en considérant des grands déplacements et un comportement de matériaux élasto-plastique avec écrouissage linéaire. Comme pour les études précédentes, le calcul comprend deux étapes. La première correspond à un calcul de modes propres d'instabilité de la structure. Le premier mode est pris comme imperfection initiale de la structure. Ensuite, le calcul non-linéaire en grands déplacements est effectué. Les comparaisons entre les résultats d'essai et le modèle MEF sont effectuées en considérant les courbes force-déplacement à mi-travée de l'ouverture (figure IV-65).

Les comparaisons sont montrées aussi en considérant l'état ultime déformé superposé aux contraintes équivalentes de von Misès (Figures IV-48 à IV-64).

Ces figures nous permettent de tirer les conclusions complémentaires suivantes :

- Il peut être observé sur la Figures IV-48 que les écarts entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux restent inférieurs à 2%.

- Les résultats de l'analyse par éléments finis (éléments volumiques) sont très similaires à ceux déduits par les résultats expérimentaux, en termes de lieux d'instabilités. Il peut être observé aussi que la formation de rotules plastiques à l'état ultime sont très similaires entre les deux résultats (essais et MEF).

A noter que les capacités de chargement du vérin mobilisé (environ 900 kN) n'ont pas permis d'atteindre la capacité maximale du panneau plein (sans ouverture).

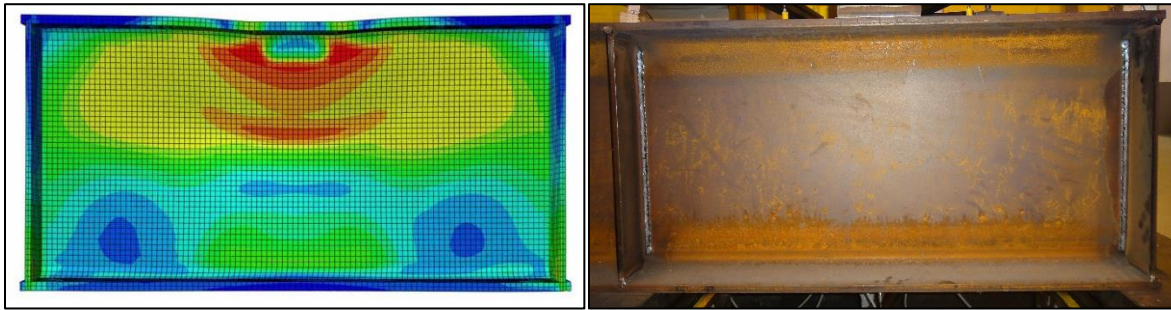


Figure IV-48 : Début de plastification de la membrure supérieure au milieu de la poutre (A0RHS0)

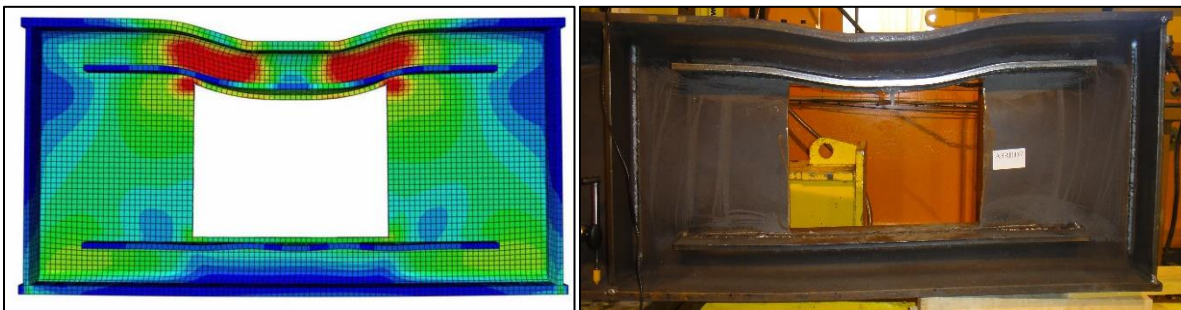


Figure IV-49 : Ruine par plastification de la membrure supérieure à l'état ultime (A3RHD7)

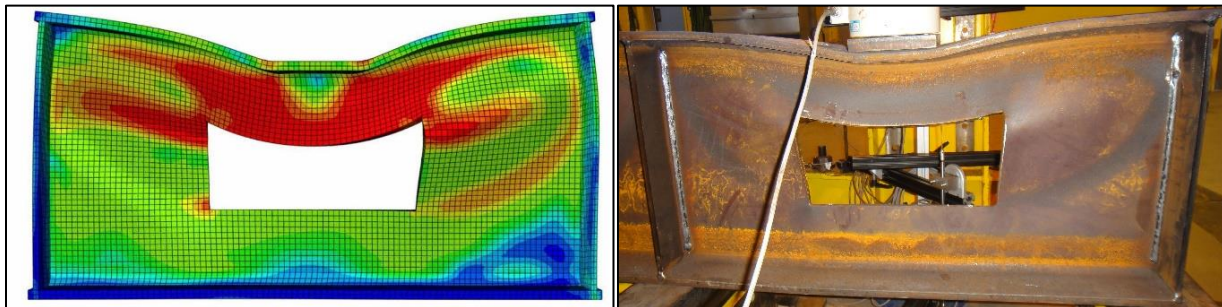


Figure IV-50 : Ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents (A2RHS0)

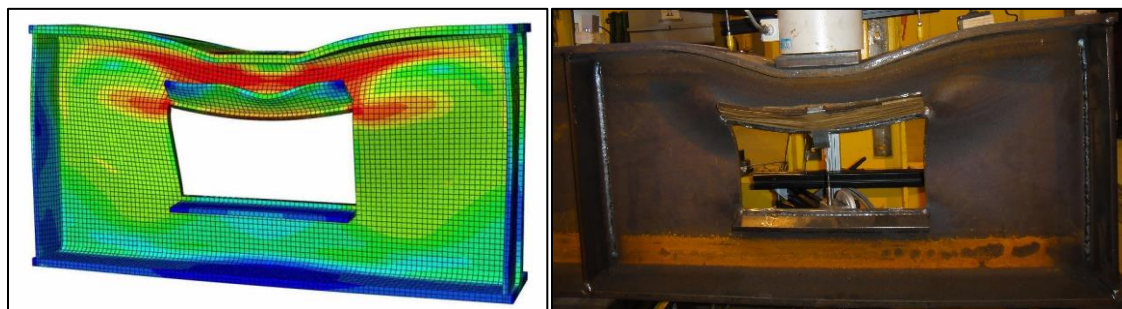


Figure IV-51 : Ruine par flexion de la membrure supérieure et instabilité à l'état ultime (A2RHS3)

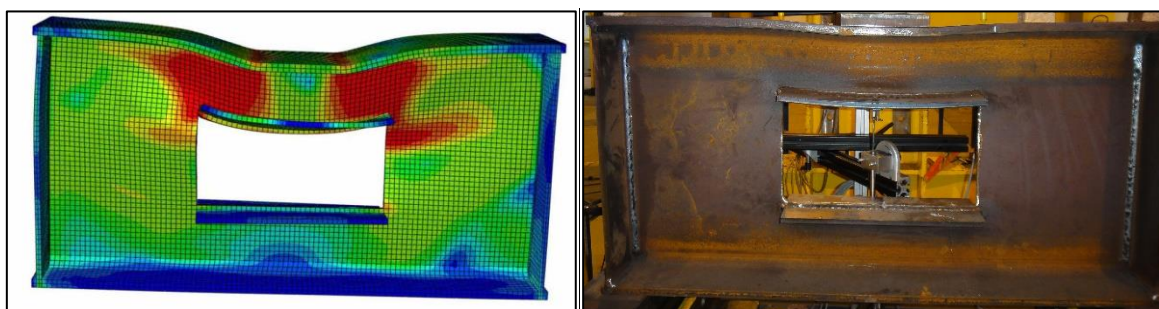


Figure IV-51 : Ruine par flexion de la membrure supérieure à l'état ultime (A2RHD3)

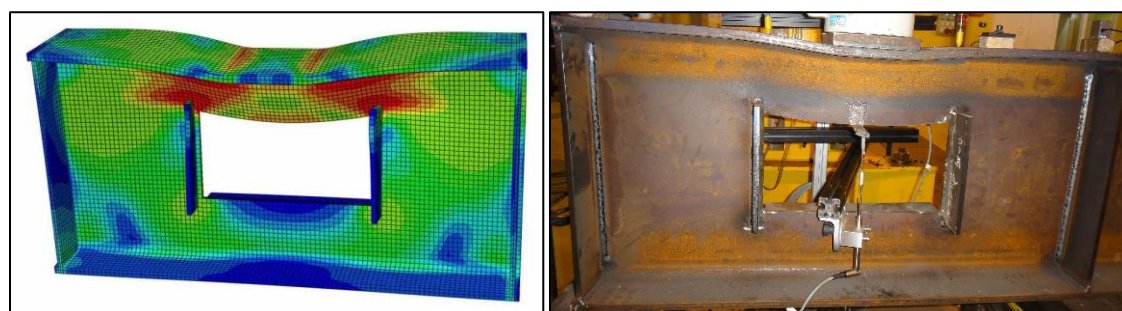


Figure IV-52 : Ruine par plastification de la membrure supérieure et instabilité à l'état ultime (A2RHV3)

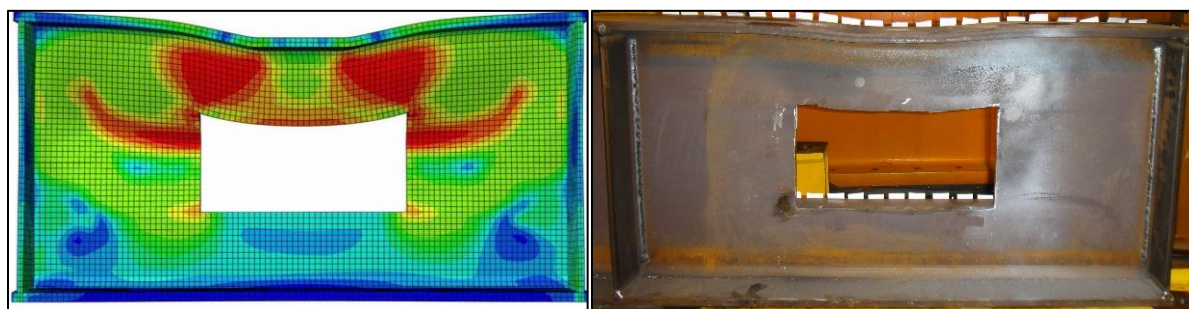


Figure IV-53 : Ruine par flexion de la membrure supérieure à l'état ultime (A2RHS7)

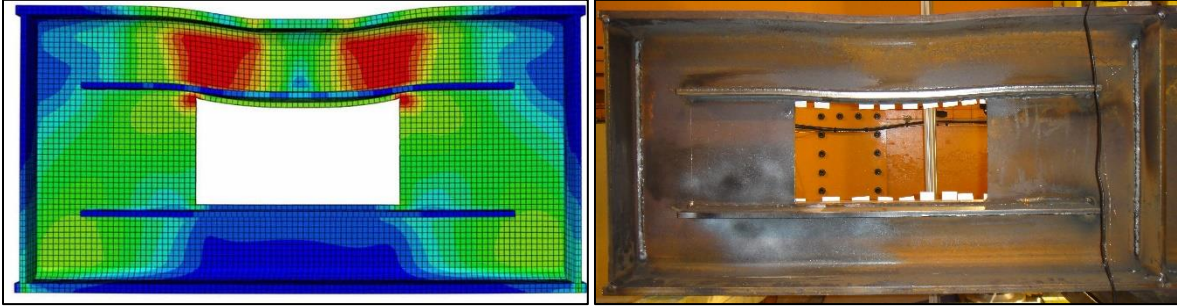


Figure IV-54 : Ruine par flexion de la membrure supérieure à l'état ultime (A2RHD7)

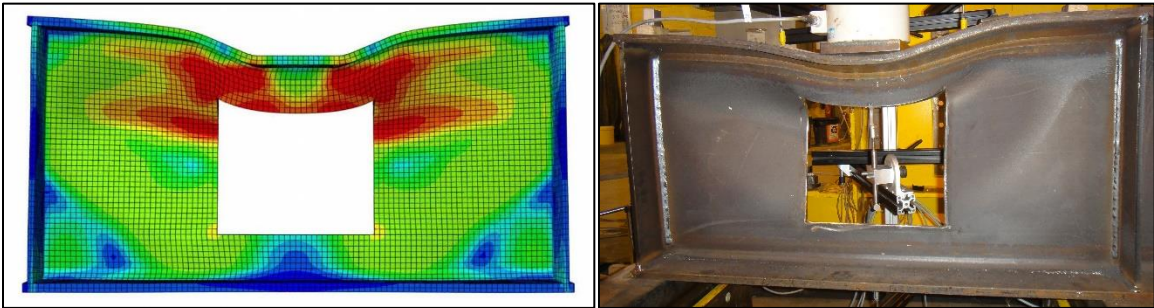


Figure IV-55 : Ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents (A3CAL3)

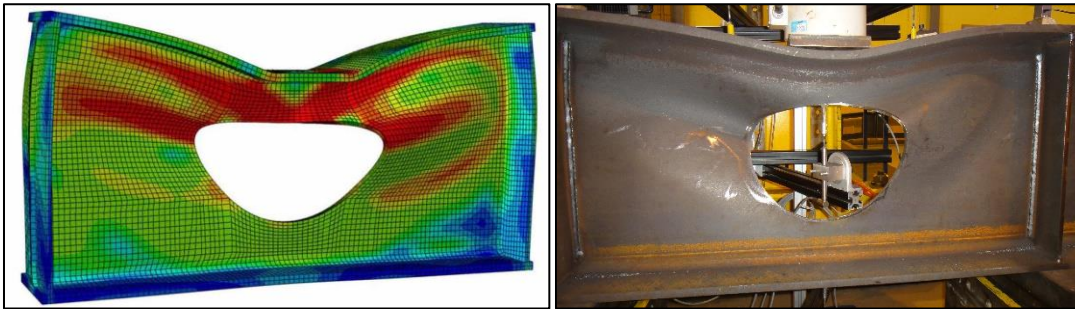


Figure IV-56 : Ruine par écrasement du panneau d'âme avec ouverture à l'état ultime (A3CEL3)

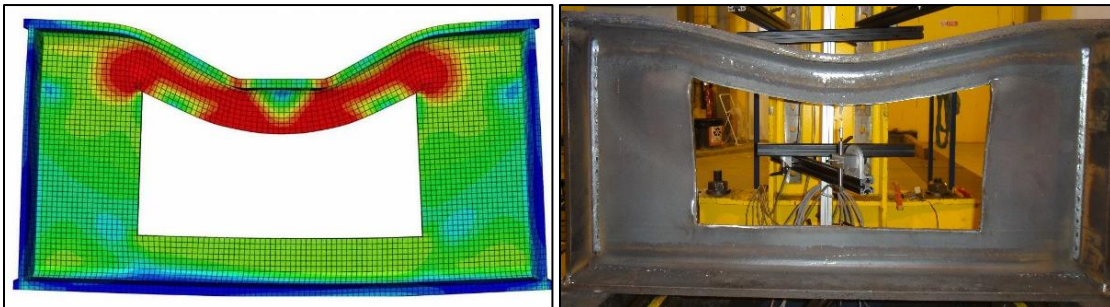


Figure IV-57 : Ruine par plastification de la membrure supérieure à l'état ultime (A3REL5)

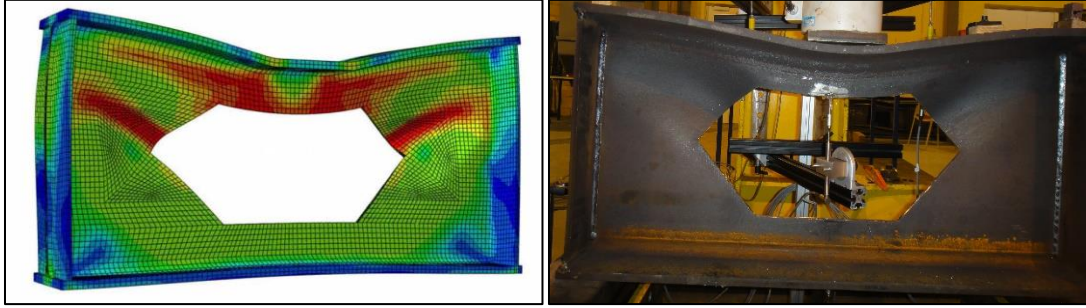


Figure IV-58 : Ruine par flexion de la membrure supérieure et instabilité panneau (A3HEL5)

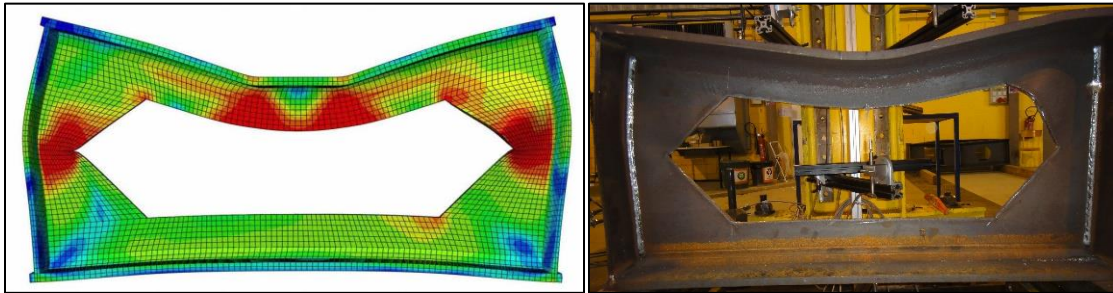


Figure IV-59 : Ruine par flexion de la membrure supérieure et instabilité du panneau d'âme (A3HEL8)

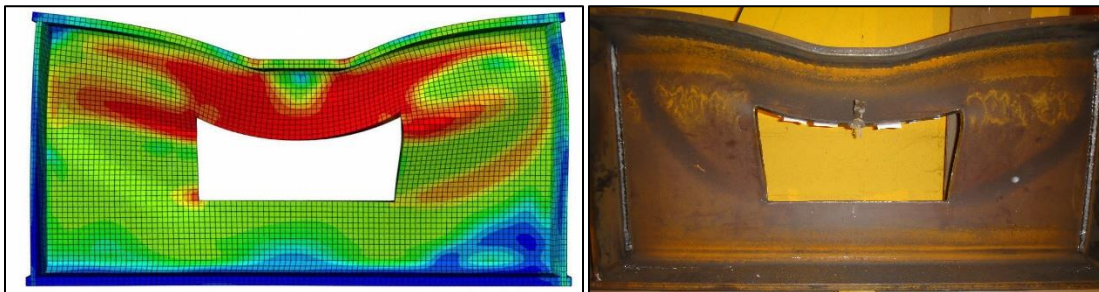


Figure IV-60 : Ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents (A2REL3)

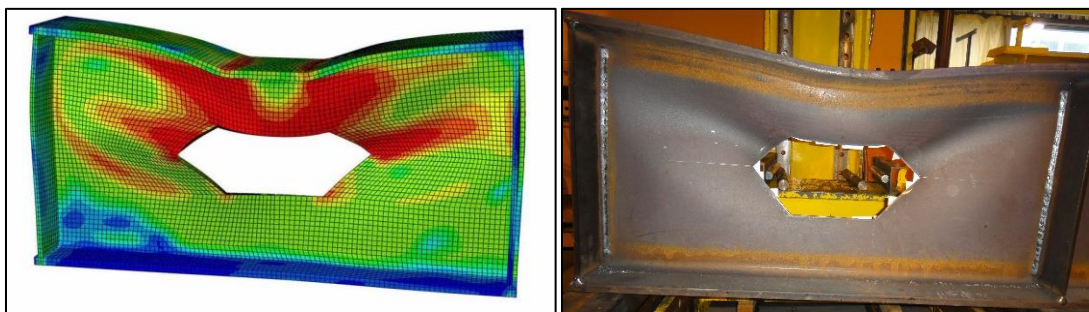


Figure IV-61 : Ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents (A2HEL3)

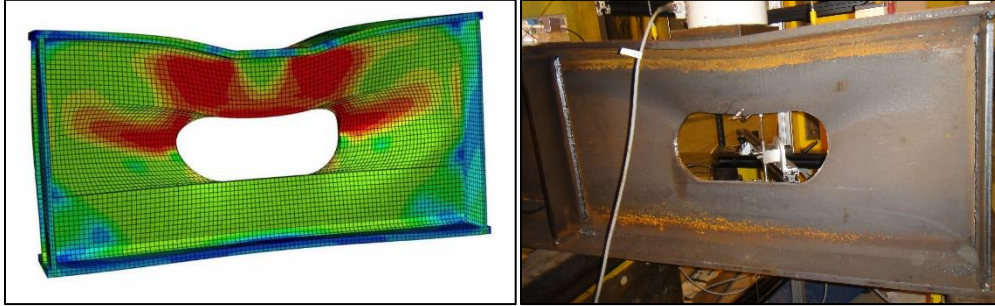


Figure IV-62 : Ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents (A2ACL3)

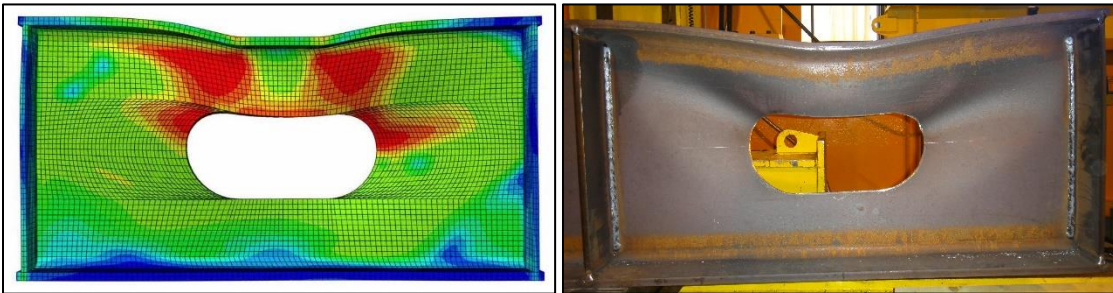


Figure IV-63 : Ruine combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents (A2CDL3)

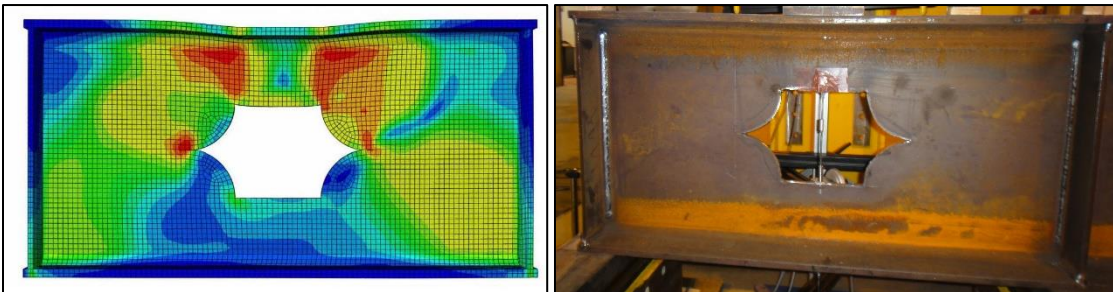
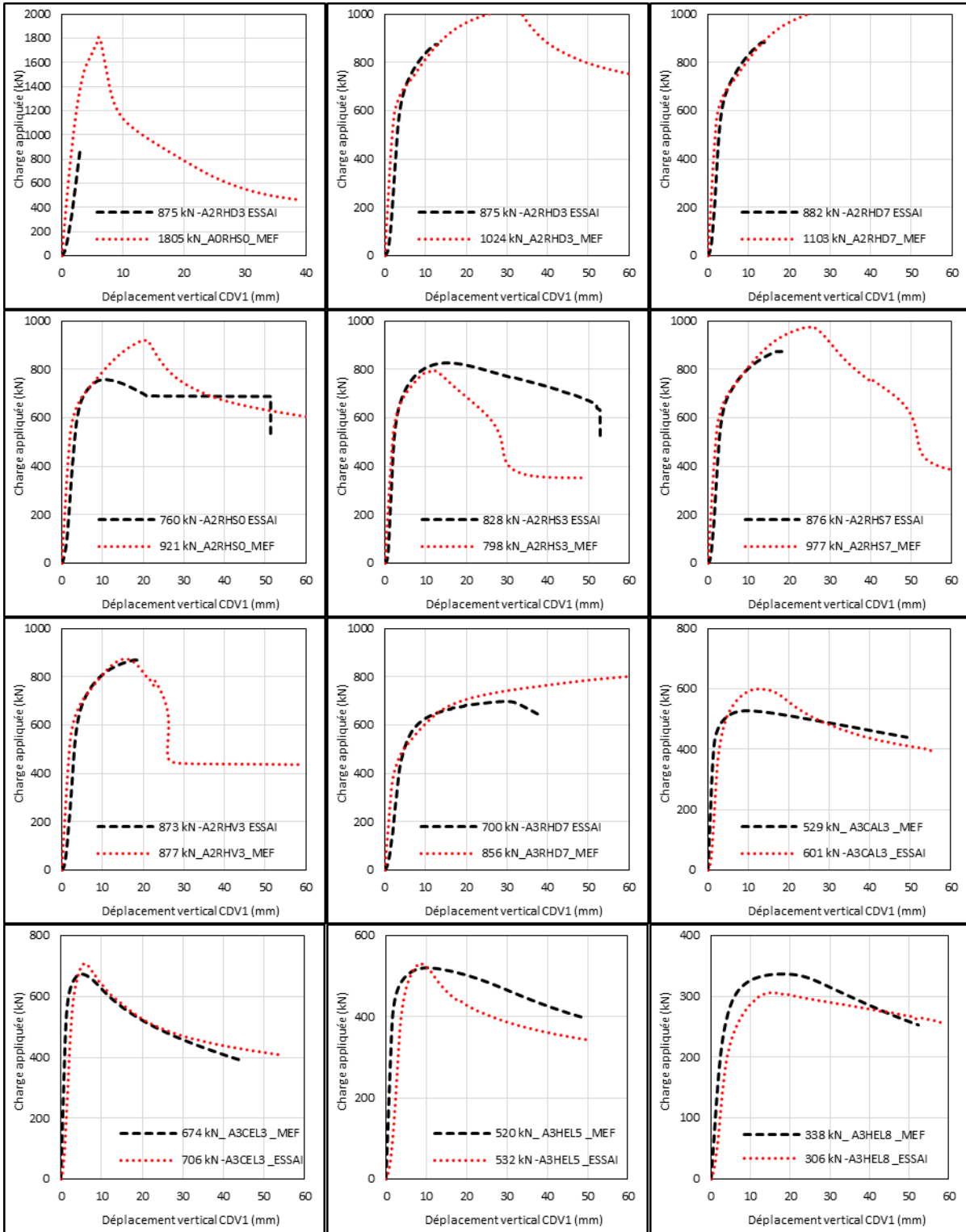


Figure IV-64 : Début de plastification de la membrure supérieure au milieu de l'ouverture (A3CIL3)



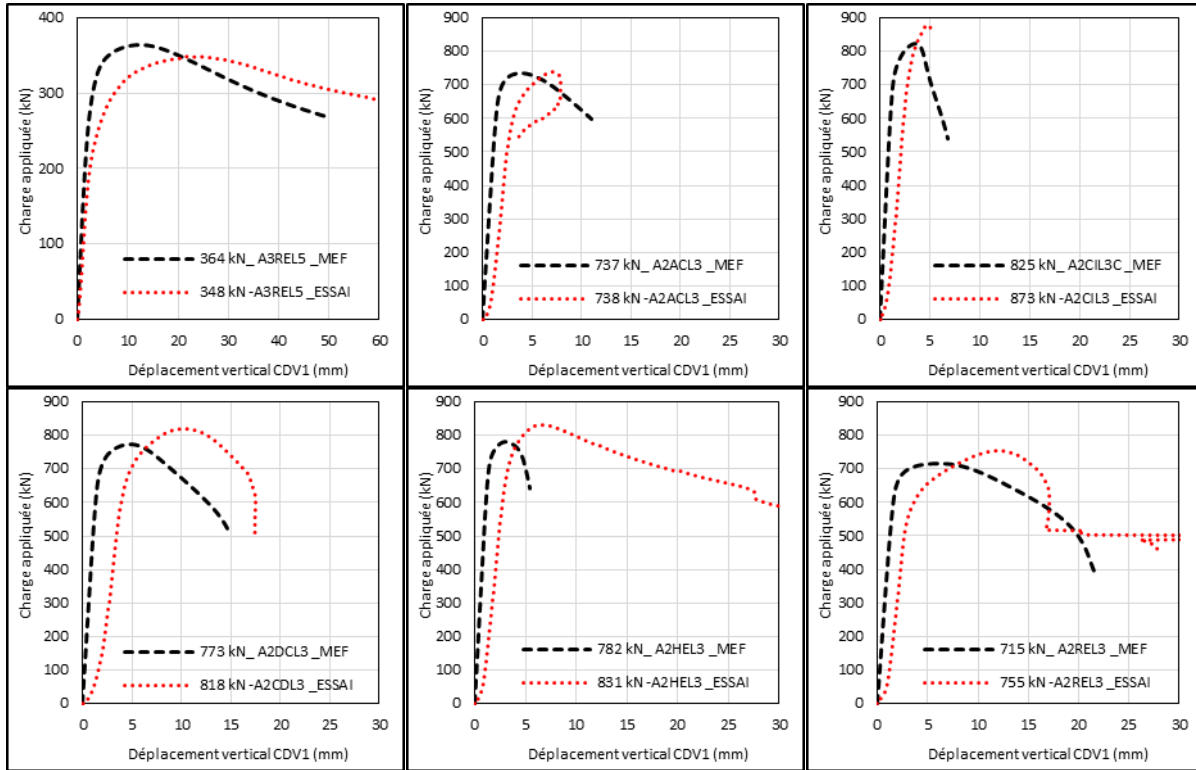


Figure IV-65 : Courbes Force-Déplacement par essai et MEF pour toutes les poutres testées

10- Bilan

Ce chapitre présente l'analyse par éléments finis de poutres avec ouvertures d'âme munies ou non de raidisseurs verticaux et horizontaux. Les poutres sont testées avec un chargement concentré sur des configurations d'ouvertures d'âme de formes variées sans ou avec raidisseurs.

Les résultats du modèle MEF sont confrontés aux résultats d'essais. Ils montrent ses capacités à bien représenter le comportement de ces poutres. Le modèle numérique tient compte des non linéarités géométriques et matérielles ainsi que des imperfections géométriques initiales afin d'appréhender convenablement leur comportement jusqu'à la ruine. La confrontation avec les résultats numériques, obtenus à l'aide du modèle MEF développé sur logiciel CAST3M et progiciel ABAQUS a permis de valider le modèle. En effet, le modèle numérique a montré qu'il était capable de représenter fidèlement le comportement des poutres cellulaires. De plus, nous avons constaté que prendre en compte le raidisseur dans le comportement des profils permet d'améliorer la qualité des résultats, notamment, dans les cas de ruine par plastification.

Ces modèles MEF peuvent être utilisés pour développer des modèles analytiques simplifiés en s'appuyant sur les approches existantes.

***Chapitre V - Approches
analytiques***

Chapitre V - Approches analytiques

1. Introduction – approches analytiques

Ce chapitre présente des approches analytiques afin de mieux appréhender des méthodes pour simplifier le comportement complexe des poutres ajourées.

Plusieurs approches analytiques sont présentées et étudiées. Leurs résultats sont confrontés à ceux obtenus avec les méthodes par éléments finis et par voies expérimentales. Chacune de ces approches permet de valider des observations, des analyses, des choix et des hypothèses des modèles analytiques.

1.2 Modèle Vierendeel (flexion et effort axial)

La méthode généralement utilisée pour définir le comportement mécanique d'une poutre munie d'une ou plusieurs ouvertures s'appuie sur la similitude avec une poutre échelle [8]. Ainsi, les efforts internes de cisaillement et de flexion globaux de la poutre (V_G et M_G) se répartissent dans les membrures supérieure et inférieure de l'ouverture. De plus, afin de résoudre le problème hyperstatique d'une poutre échelle (poutre Vierendeel), l'hypothèse communément admise consiste à considérer une rotule à mi-travée de chaque membrure d'ouverture permettant de déduire de manière aisée la distribution des efforts internes dans chaque membrure[5]. La Figure V-1 illustre la distribution des efforts internes globaux dans une section d'ouverture (a) et leurs efforts internes locaux équivalents (b).

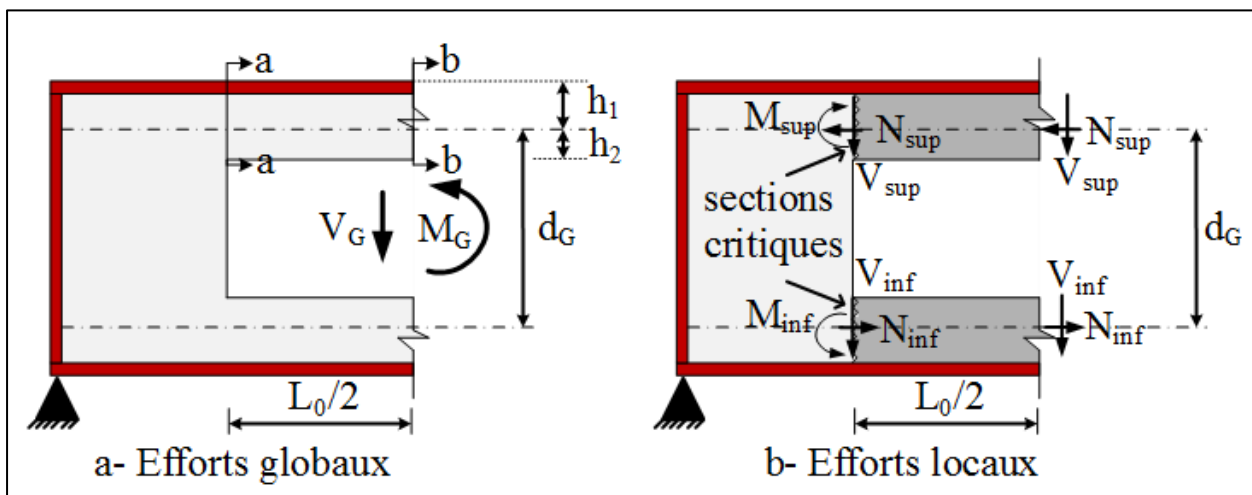


Figure V-1 : Efforts globaux et leurs efforts locaux équivalents dans une ouverture

Dans le cas d'une ouverture centrée, le cisaillement dans les membrures V_{inf} et V_{sup} est défini par l'expression V-1 pour une ouverture centrée, dans le cas contraire, l'effort tranchant se répartit proportionnellement aux aires des sections de membrures. La flexion Vierendeel (M_{Vier}) induit par le transfert du cisaillement autour de l'ouverture s'exprime suivant les expressions V-1 et 2[5].

$$V_{sup} = V_{inf} = \frac{V_G}{2} \quad \text{Equation V-1}$$

$$M_{Vier.} = M_{sup.} = -M_{inf.} = \frac{V_{sup.} \cdot L_0}{2} = \frac{V_{inf.} \cdot L_0}{2} \quad \text{Equation V-2}$$

Les efforts locaux axiaux N_{sup} et N_{inf} s'exerçant dans les membrures, équilibrent le moment fléchissant global (M_G) de la poutre. Ils peuvent être calculés par l'expression V-3.

$$N_{sup} = \frac{M_G}{d_G} = N_{inf} \quad \text{Equation V-3}$$

Où

M_G est le moment global au droit de l'ouverture.

V_G est l'effort tranchant global au droit de l'ouverture.

d_G est la distance entre les centres de gravité des tés à mi-longueur de l'ouverture.

N_{sup} est l'effort normal dans la membrure supérieure au droit de l'ouverture.

V_{sup} est l'effort tranchant dans la membrure supérieure au droit de l'ouverture.

M_{Vier} est le moment de flexion locale, appelé moment de flexion Vierendeel.

Les sections en Té qui composent chaque membrure, hors section située au milieu de l'ouverture, sont ainsi soumises à un moment fléchissant local dû à l'effort tranchant et à un effort normal dû au moment global. Le moment fléchissant local n'est nul qu'au milieu de l'ouverture, section (b-b). Ainsi, les contraintes axiales dans chaque Té de membrure (Figure V-2) peuvent être calculées par les expressions V-4 à V-10.

$$\sigma_{Vier.âme.} = \frac{M_{Vier.} \cdot h_2}{I_{Té}} \quad \text{Equation V-4}$$

$$\sigma_{Vier.sem.} = \frac{M_{Vier.} \cdot h_1}{I_{Té}} \quad \text{Equation V-5}$$

$$\sigma_G = \frac{N_{sup.}}{A_{Té}} \quad \text{Equation V-6}$$

Section a-a $\sigma_{âme.} = \sigma_G + \sigma_{Vier.âme.}$ Equation V-7

$\sigma_{sem.} = \sigma_G + \sigma_{Vier.sem.}$ Equation V-8

Section b-b $\sigma_{sem.} = \sigma_{âme.} = \sigma_G.$ Equation V-9

$$\tau_{xy} = \frac{V Q_{Té}}{I_{Té} t} \quad \text{Equation V-10}$$

Où

σ_G est la contrainte normale à la section en Té.

$\sigma_{Vier.âme}$ est la contrainte de flexion Vierendeel maximale sur l'âme.

$\sigma_{Vier.sem}$ est la contrainte de flexion Vierendeel maximale sur la semelle.

$\sigma_{âme}$ est la contrainte maximale totale sur l'âme.

σ_{sem} est la contrainte maximale totale sur la semelle.

τ_{xy} est contrainte de cisaillement à la section en Té
 h_1 est la distance entre la fibre extrême de la semelle du Té et le centre de gravité
 h_2 est la distance entre la fibre extrême de l'âme du Té et le centre de gravité
 t est l'épaisseur de l'âme ou la largeur de la semelle

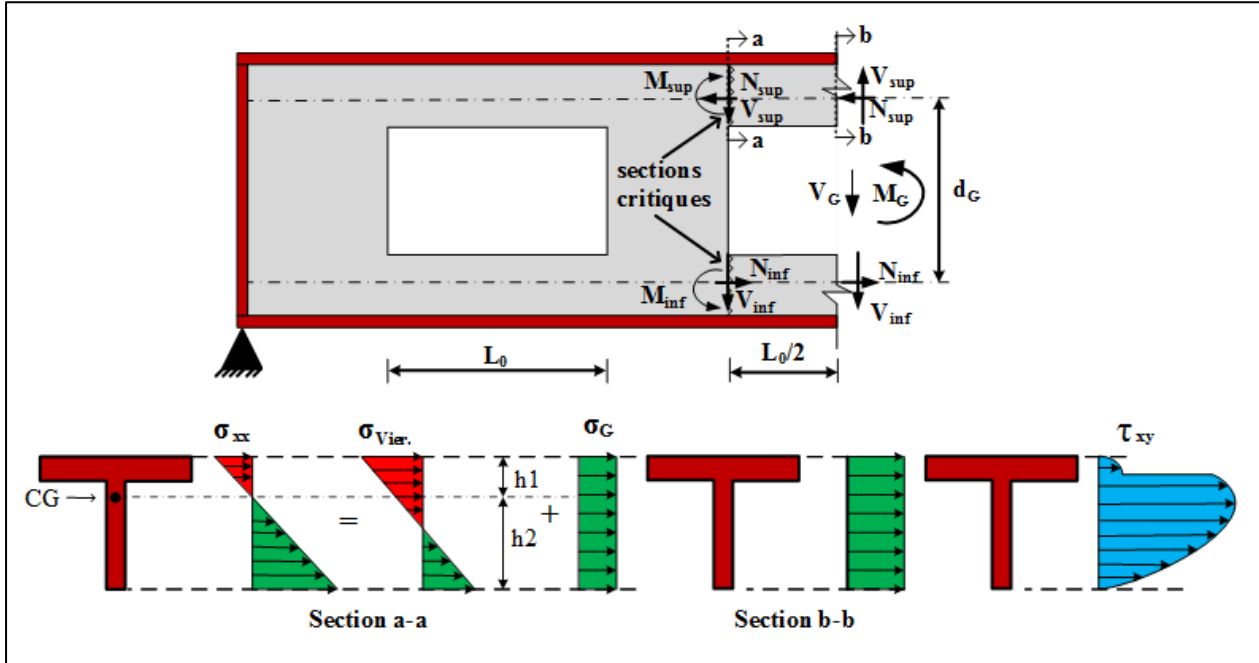


Figure V-2 : Séparation de contraintes globales en efforts locaux

1.3 Poutre à inerties équivalentes

Une autre approche pour caractériser le comportement des poutres alvéolaires consiste à considérer des poutres à inerties variables sur la longueur. Ainsi une poutre avec ouvertures rectangulaires est représentée par une succession de tronçons de poutres avec l'inertie réduite de l'ouverture ($I_{\text{éq}}$) et celle de la partie pleine [82][3]Figure V- 3.

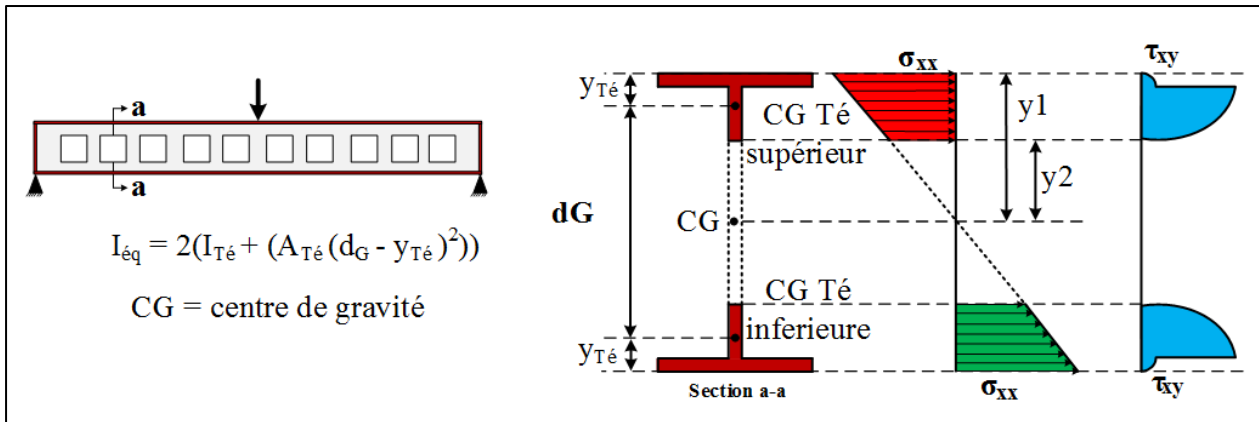


Figure V-3 : Séparation des efforts globaux en efforts locaux.

$$\sigma_{xx} = \frac{M_G y}{I_{\acute{e}q}} \quad \text{Equation V-11}$$

Où

$I_{\acute{e}q}$ est l'inertie de la section réduite par la présence d'ouverture

La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la section équivalente qui s'exprime suivant l'équation V-12

$$\tau_{xy} = \frac{V Q_{\acute{e}q}}{I_{\acute{e}q} t} \quad \text{Equation V-12}$$

Où :

$Q_{\acute{e}q}$ est le premier moment d'inertie de la section réduite par la présence d'ouverture

Ce modèle est limité en terme d'analyse de contrainte du fait qu'il ne permet pas de prendre en compte les contraintes induites par la flexion Vierendeel.

Les deux modèles analytiques présentés sont ensuite comparés à des résultats de distribution de contraintes obtenus par modélisation en éléments finis sur le logiciel Cast3m. Une étude comparative est menée en faisant varier différents paramètres dans le but d'identifier les configurations pour lesquelles ces modèles simplifiés sont plus ou moins bien adaptés.

1.4 Poutre fendue

Dans le chapitre I, on a présenté la poutre fendue ce que nous pouvons considérer comme une poutre à ouvertures d'âme dont le comportement mécanique peut s'apparenter à celui d'une poutre globale simplement appuyée (à inerties équivalentes) et une poutre locale encastree (en section Té) (encastree à ses deux extrémités) qui vont nous servir pour calculer les contraintes autour de l'ouverture par séparation des efforts globaux en efforts locaux. La contrainte normale suivant l'expression V-13 la Figure V-4. L'équation V-13 qui se rapproche de l'ouverture peut être abordée avec les mêmes principes mécaniques ça veut dire que le moment d'inertie est pour la poutre I avec la poutre à âme pleine et le moment d'inertie équivalent avec la partie de l'ouverture (section Té). La poutre à axe rectiligne encastree à ses deux extrémités constitue un système hyperstatique. Nous choisissons en général, comme système isostatique de référence, la poutre simple. Les grandeurs surabondantes sont alors : les deux moments d'encastrement et l'effort longitudinal. Nous négligeons presque toujours ce dernier, dont la valeur théorique est très petite. Le degré d'indétermination du système est ainsi ramené de 3 à 2. Les trois grandeurs surabondantes sont les moments d'encastrement (gauche et droit) et la poussée horizontale.

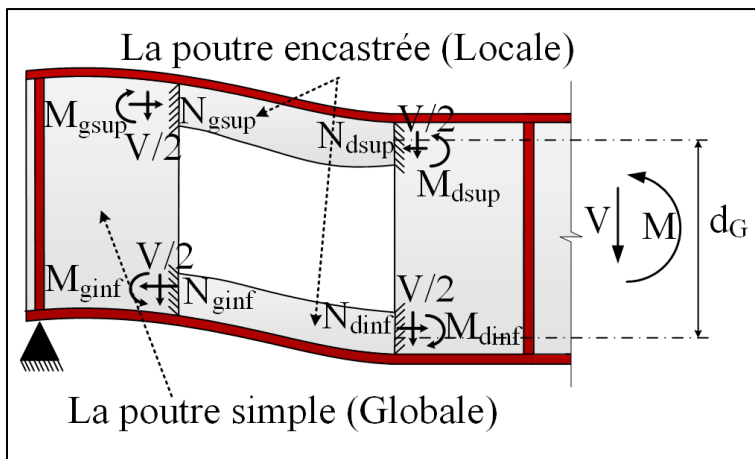


Figure V-4 : Poutre fendues

$$\sigma_{xx} = \frac{My}{I} - \frac{Vxy_{Té}}{2I_{Té}} \tag{Equation V-13}$$

La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la section Té qui s'exprime suivant l'équation V-14.

$$\tau_{xy} = \frac{V}{4I_t} (y_{tb}^2 - y_t^2) \tag{Equation V-14}$$

Où

y_{tb} est la distance entre l'axe neutre de la section Té et le bord de l'ouverture.

τ_{xy} est le cisaillement entre l'âme et la membrure de sections en Té.

En raison de la synthèse des deux termes de l'équation V-13, le point d'inflexion dans la section Té se produira toujours la petite flexion à côté de l'ouverture. Ce fait, bien que confus lors de l'examen de l'hypothèse initiale de la contre flexion de ligne centrale, peut être justifié en considérant le changement de pente de la poutre à âme pleine entre les deux bords de l'ouverture. Une modification de la poutre à âme pleine entre les bords de l'ouverture se produira lorsque la flexion de la poutre ne sera pas constante sur la longueur de l'ouverture. Cette modification de la pente entre les extrémités est reflétée par un décalage de la courbe des moments de flexion et aussi du point d'inflexion qui en résulte.

Pour une poutre avec des conditions d'appui et un chargement donné, les efforts dans les Tés sont tributaires de la forme de l'ouverture, de ses dimensions relatives par rapport aux dimensions de la poutre, de sa position par rapport à ceux des appuis et de sa situation en hauteur par rapport à l'axe de la poutre.

Cette méthode générale est confirmée par les résultats qui permettent le suivi de la concentration de contraintes.

Nous pouvons considérer à partir de ce qui précède que nous avons un tronçon avec deux "poutres locales" et deux tronçons avec une "poutre globale" comme illustré à la Figure V-5. Et nous pouvons utiliser la méthode de superposition appliquée aux poutres.

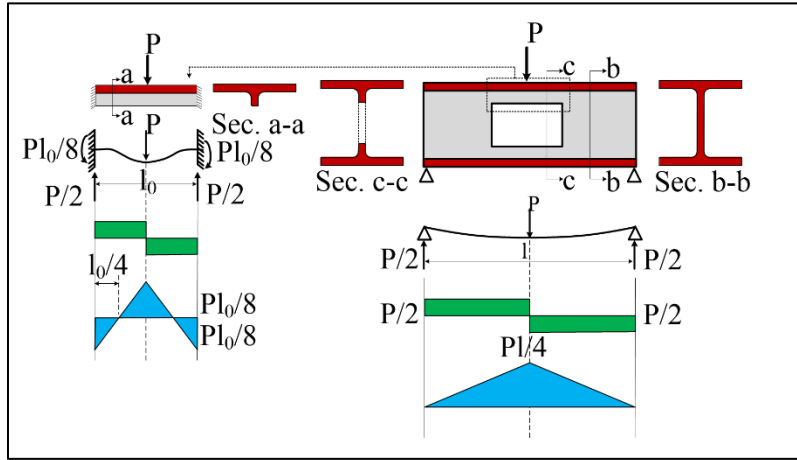


Figure V-5 : Deux poutres locale et globale

1.5 Le modèle théorique évolutif

Le modèle théorique évolutif utilise les résultats de calcul Vierendeel standard en faisant varier l'abscisse X pour le calcul de l'effort axial. Notre travail vise à évaluer le degré de participation d'un raidisseur d'une part sur la stabilité locale des parois comprimées de l'ouverture et d'autre part sur la résistance plastique des sections plastifiées.

La résistance plastique d'une membrure raidie se déduit directement du calcul du moment plastique d'une section en T munie d'une paroi horizontale supplémentaire, correspondant au raidisseur, comme illustré à la Figure V-6.

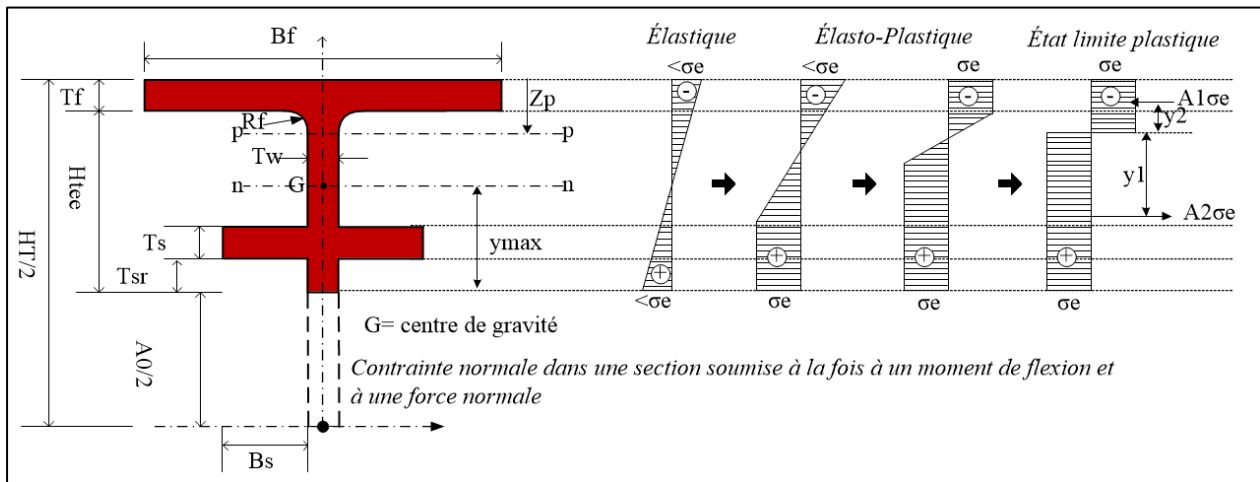


Figure V-6 : Plastification progressive d'une section non symétrique (n-n axe neutre de flexion élastique sous l'action de M_{el} ; p-p : axe neutre de flexion plastique sous l'action de M_{pl})

De plus, étant donné que les membrures d'une ouverture sont soumises à de la flexion composée, il est nécessaire dans le calcul de la résistance de section de considérer une interaction entre moment et effort axial. Les règles actuelles proposent d'utiliser, comme pour les sections en T équilibrées, une interaction quadratique.

Ces règles forfaitaires font l'objet de la présente étude. En effet, les règles actuelles ne considèrent pas l'effet de l'excentrement induit par la présence d'un raidisseur sur une seule face. De plus, le maintien au voilement local d'un seul raidisseur n'est pas le même que celui d'un double, ce qui n'est pas considéré non plus dans les prescriptions des règles de dimensionnement actuelles [4].

Pour étudier du comportement d'une poutre en T avec raidissage, il faut que nous calculions la géométrie de la courbe moyenne qui relie les centres de gravité des sections. Cette courbe peut être droite ou courbe mais son rayon de courbure est grand devant sa longueur. Et nous vérifions que le matériau est homogène et isotrope.

Le calcul analytique est principalement basé sur la détermination des sollicitations et résistances des différentes sections en T de l'ouverture avec et sans raidie. C'est pourquoi on décrit avant tout la section en T dans le modèle analytique. Le congé de raccordement est considéré ¼ cercle inverse afin de permettre le calcul de la position de l'axe neutre plastique et du moment résistant plastique Figure V-7.

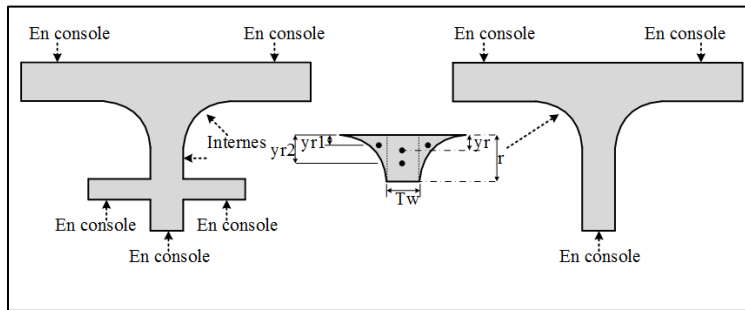


Figure V-7 : Représentation d'un T avec les congés et détail du congé

Ces données nous permettent ensuite d'en déduire les valeurs des moments résistant élastiques et plastiques.

Le centre de gravité du congé est repéré par la dimension (y_r) tel que :

$$y_r = \frac{2x(yr1 * Ar1) + yr2 * Ar2}{(2 * Ar1) + Ar2} \quad \text{Equation V-15}$$

Calculs des différentes caractéristiques géométriques :

Le centre de gravité d'un T avec les congés et les raidisseurs de raccordement est repéré par la dimension (y) tel que dans la Figure V-26 :

$$y = \frac{\sum y_i x A_i}{A_{tot}} \quad \text{Equation V-16}$$

$$W_{elmax} = I/y_{min} \quad \text{Equation V-17}$$

$$W_{elmin} = I/y_{max} \quad \text{Equation V-18}$$

W_{elmax} : module élastique par rapport à la fibre extrême de la semelle du té considéré.

W_{elmin} : module élastique par rapport à la fibre extrême de l'âme du Té considéré.

Ensuite, nous déterminons la position de l'axe neutre plastique par l'équation IV-19

$$f_y(A_1 - A_2) = 0 \quad \text{Equation V-19}$$

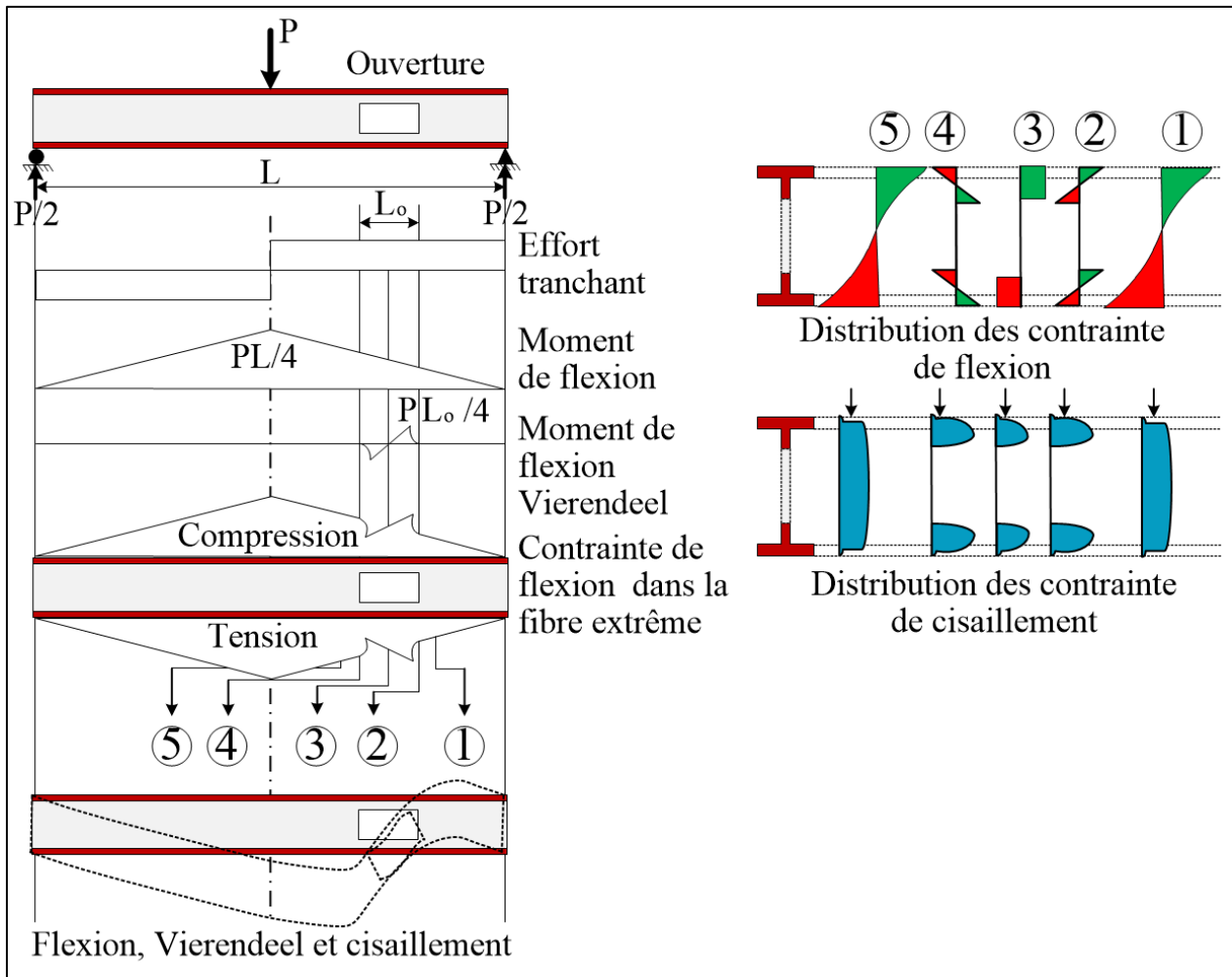


Figure V-8 : Comportement d'une poutre à ouverture isolée dans l'âme soumise à une force concentrée en son centre

L'hypothèse selon laquelle la distribution des contraintes est linéaire sur les sections des poutres et que les sections planes à la fibre moyenne restent planes et perpendiculaires à la fibre moyenne n'est pas vérifiée soit expérimentalement ou théoriquement. Montrer le comportement de l'âme a éliminé toute possibilité de compatibilité des contraintes à travers l'ouverture. La Figure V-8

montre les répartitions de contraintes et de déformations sur diverses sections d'une poutre avec des ouvertures d'âme lorsque le moment de flexion ou la répartition de contrainte et de déformation d'une poutre soumise à un cisaillement et une flexion.

La contrainte longitudinale (σ_{xx}) sur une section verticale à travers l'ouverture est calculée en utilisant la méthode Vierendeel. Cette méthode utilise la superposition directe des contraintes de flexion élastiques associées au local et au global. Les valeurs de σ_{xx} varient en fonction de l'emplacement autour de l'ouverture, comme le montre la Figure V-9. Ces valeurs sont déterminées à partir des équations d'équilibre auparavant présenté.

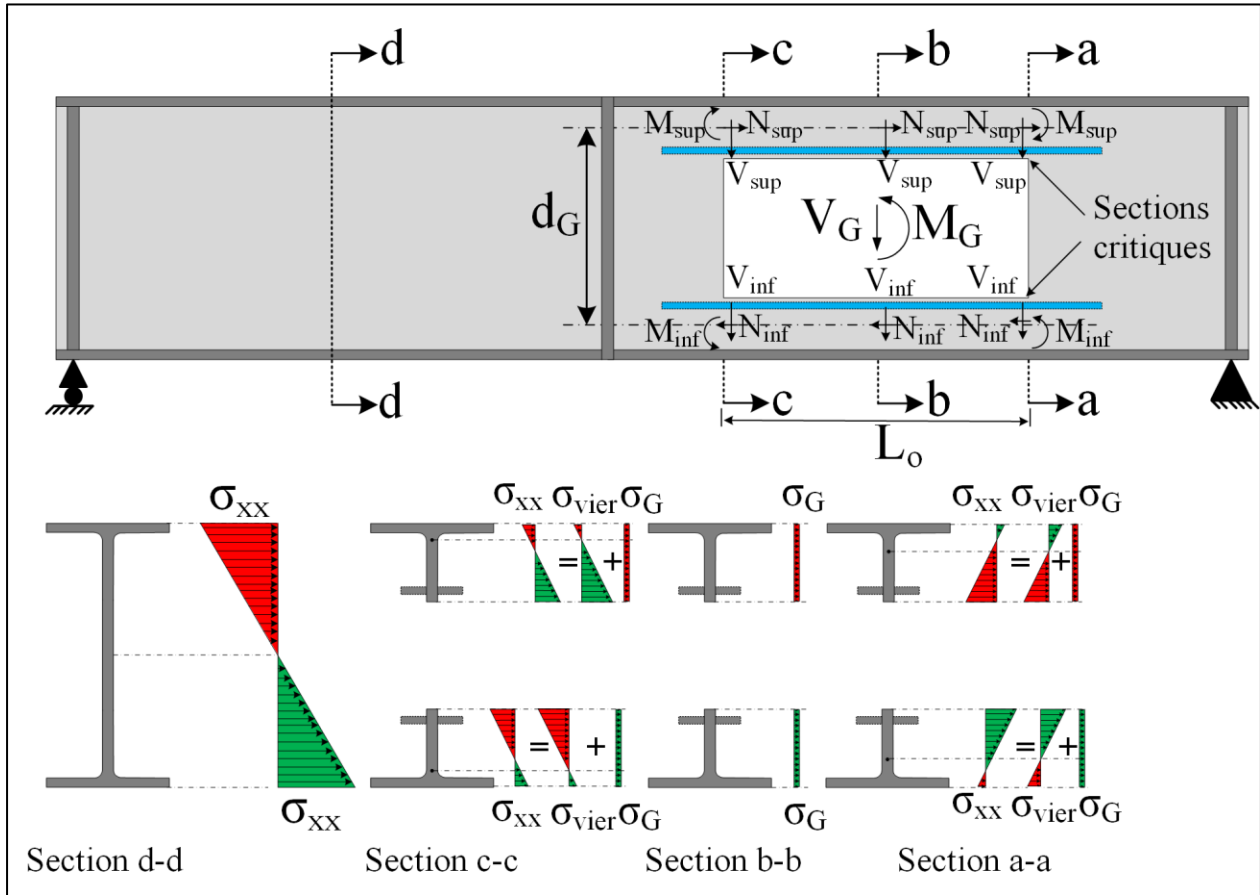


Figure V-9 : Analyse longitudinale de contrainte

Dans la partie initiale de la courbe, de nombreux matériaux obéissent à la loi de Hooke à une approximation raisonnable, de sorte que la contrainte est proportionnelle à la déformation, la constante de proportionnalité étant le module d'élasticité ou module de Young, noté E:

$$(\epsilon_{xx})_e = \frac{(\sigma_{xx})_e}{E} \quad \text{Equation V-20}$$

Le nombre de tests effectués jusqu'à présent a montré que la méthode de Vierendeel donne les valeurs des contraintes dans les parties extrêmes de la section avec une précision satisfaisante pour la conception et que les charges auxquelles les poutres ajourées cessent de présenter un comportement élastique linéaire peuvent être prédites en toute confiance. La permission peut donc

être considérée la déformation longitudinale ε varie de manière linéaire en fonction de y afin de trouver des valeurs le moment Vierendeel (M_{Vier}) et l'effort normal global (N_G) des résultats d'essais qui ont obtenu à partir de la mesure des jauges de déformations comme le montre la Figure V-10

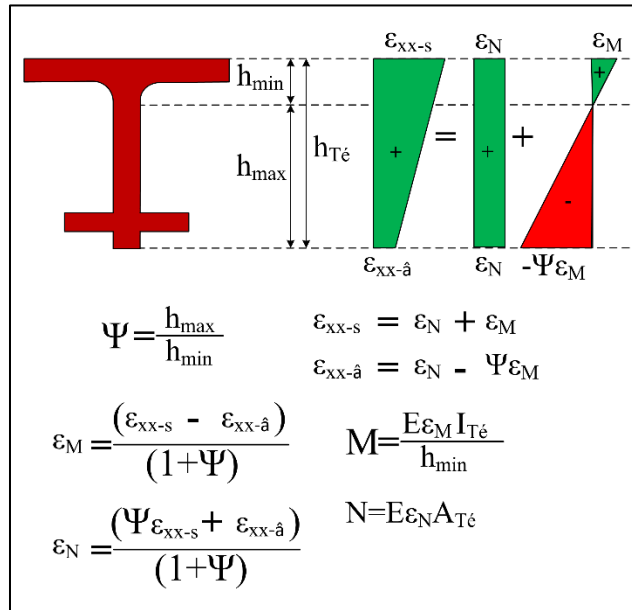


Figure V-10 : Distribution de déformation ε sur la hauteur du T

1.6 Méthodes d'analyse et de dimensionnement

Aujourd'hui plus que jamais, la sécurité est une priorité pour les ossatures de bâtiments en acier. Cependant, l'optimisation du dimensionnement de la structure est également importante pour la compétitivité des entreprises. Cette partie a pour but d'étudier l'EC3 et l'AISC, et d'observer comment ceux-ci prennent en compte les deux priorités citées précédemment. La prise en compte d'ouvertures raidies ou non raidies et les conceptions liées aux pratiques des pays où s'appliquent ces codes sont étudiées dans ce travail.

1.6.1 Comité Européen de Normalisation (EC3)

L'EC3 traite les poutres à ouvertures d'âmes raidies ou non raidies totalement et partiellement. Basé sur des résultats expérimentaux, on lui a recommandé que les règlements d'EC3 à la nécessité d'utiliser le renfort avec les ouvertures.

1.6.1.1 Classification de la section (EC3)

Une notion a été mise en place dans l'Eurocode 3, afin de classifier les sections suivant 4 classes en fonction de leurs massivités et donc l'étendue leur domaine de plastification et de sensibilité aux instabilités géométriques locales. Les critères de classement sont l'élancement des parois, la résistance de calcul, la capacité de rotation plastique, le risque de voilement local etc...

Les classes de l'Eurocode sont explicitées dans le tableau suivant :

- Classe 1 sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant

	une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique	valeurs plastiques prises en compte dans les calculs
Classe 2	sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée	valeurs élastiques prises en compte dans les calculs
Classe 3	sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local	valeurs élastiques efficaces prises en compte dans les calculs
Classe 4	sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local	valeurs élastiques efficaces prises en compte dans les calculs

Tableau V- 1 : Définition des classes de sections transversales par l’EC3

Cependant, l’EC3 fait également appel à la méthode des largeurs efficaces développée par Winter [2] (Figure V-11) et qui considère que la portion centrale d’une plaque devient inefficace dès lors qu’elle flambe tandis que ses bords restent efficaces. La procédure consiste donc à calculer la largeur efficace $b_{eff} = \rho \cdot b$ de la plaque à l’aide de ρ , un coefficient réducteur dérivé de l’élancement λ_p (équation V-22).

$$K_\sigma = \frac{12(1 - \nu^2)\sigma_{cr}}{\pi^2 E} \left(\frac{b}{t}\right)^2 \tag{Equation V-21}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \tag{Equation V-22}$$

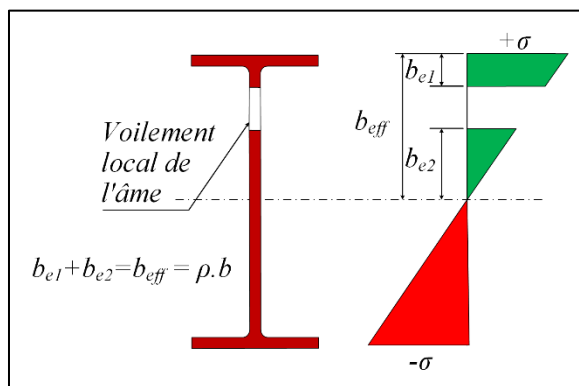


Figure V-11 : Distribution des contraintes élastiques sur la section efficace d’un I profilé

1.6.1.2 Résistances selon l’EC3

Résistance à l’effort tranchant

La résistance plastique à l’effort tranchant $V_{o,pl,Rd}$ peut être obtenue par l’expression suivante:

$$V_{o,pl,Rd} = \left(V_{pl,Rd} - \frac{h_0 t_w f_y}{\gamma_{M0}} \right) \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} \quad \text{Equation V-23}$$

Où :

$$\beta = 0,75 \left[\frac{(d_w - h_o)^2 + 4e_o^2}{a_o(d_w - h_o)} \right]^2 \quad \text{Equation V-24}$$

La résistance au voilement par cisaillement $V_{o,bw,Rd}$ peut être obtenue par l'expressions suivante :

$$V_{o,bw,Rd} = V_{bw,Rd} \left(1 - \frac{h_o + 0,3a_o}{d_w} \right) \quad \text{Equation V-25}$$

Où

$V_{bw,Rd}$ représente la résistance au voilement par cisaillement de la section transversale non ajourée déterminée par NF EN 1993-1-5, en adoptant $\eta=1$. La Figure V-15 explique les valeurs de h_o , a_o et e_o .

Résistance au moment fléchissant.

Pour les sections transversales de Classe 1 et 2 :

$$M_{o,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \frac{0,25 t_w h_o (h_o + 4e_o)}{w_{pl}} - \mu_1 \frac{V_{Ed}}{V_{o,Rd}} \right] \quad \text{Equation V-26}$$

Pour les sections transversales de Classe 3 :

$$M_{o,Rd} = M_{el,Rd} \left[1 - \frac{t_w (h_o + 2e_o)^3}{12I_y} - \mu_1 \frac{V_{Ed}}{V_{o,Rd}} \right] \mu_2 \quad \text{Equation V-27}$$

Où :

- I_y est le moment d'inertie de flexion de la section transversale non ajourée ;
- $M_{el,Rd}$ est le moment de résistance élastique de la section transversale non ajourée.
- $M_{pl,Rd}$ est le moment de résistance plastique de la section transversale non ajourée.
- $V_{o,Rd}$ est la résistance au cisaillement de la section transversale ajourée,
- W_{pl} est le module plastique de la section transversale non ajourée.

Il convient de prendre la résistance au cisaillement $V_{o,Rd}$ d'une autre forme d'ouverture renforcée égale à la plus faible des deux valeurs suivantes : la résistance au voilement par cisaillement et la résistance plastique.

$V_{o,bw,Rd}$ est calculée par l'expression V-28 ou la résistance plastique au cisaillement $V_{o,pl,Rd}$ est donnée par :

$$V_{o,pl,Rd} = \left(V_{pl,Rd} - \frac{h_0 t_w f_y}{\gamma_{M0}} \right) \mu_3 \quad \text{Equation V-28}$$

Avec

$$\mu_3 = \frac{2\sqrt{0}A_r}{h_o t_w} \leq 1.0 \quad \text{Equation V-29}$$

Il convient de déterminer la résistance au moment fléchissant $M_{o,Rd}$ à mi-longueur d'une ouverture renforcée (circulaire ou autre), en tenant compte des effets de l'effort tranchant V_{Ed} s'exerçant en ce point, au moyen de l'expression suivante :

$$M_{o,Rd} = M_{1,Rd} - \frac{V_{Ed}}{V_{o,Rd}} (M_{1,Rd} - M_{2,Rd}) \quad \text{Equation V-30}$$

Avec

$$M_{2,Rd} = \frac{(A_f - A_r)d_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Equation V-31}$$

Il convient de calculer la valeur de la résistance $M_{1,Rd}$ pour un cisaillement nul au moyen des expressions suivantes :

$$\text{Si } A_r \leq t_w e_o \rightarrow M_{1,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \frac{0,25 t_w}{W_{pl}} \left(h_o - 2 \frac{A_r}{t_w} \right) \left(h_o - 2 \frac{A_r}{t_w} + 4 e_o \right) \right] \quad \text{Equation V-32}$$

$$\text{Si } A_r > t_w e_o \rightarrow M_{1,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \frac{t_w (0,25 h_o^2 + h_o e_o - e_o^2) - A_r h_o}{W_{pl}} \right] \quad \text{Equation V-33}$$

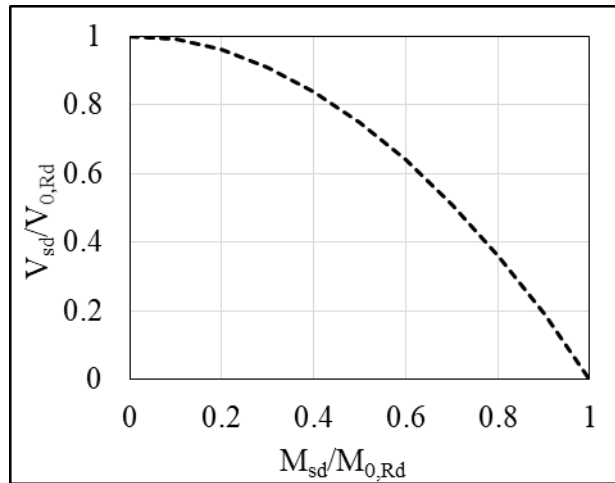


Figure V-12 : Courbe d'interaction M-N

Un modèle utilisé pour trouver d'interaction plastique M-N d'une section en T é quadratique pour les sections de résistance plastique et linéaire pour les sections de résistance élastique.

Pour caractéristiques plastiques

$$M_{N,Pl,Rd} = M_{Pl,Rd} \chi [1 - (N/N_{Pl})^2] \quad \text{Equation V-33}$$

Et caractéristiques élastiques

$$M_{N,el,Rd} = M_{el,Rd} \chi [1 - (N/N_{Pl})] \quad \text{Equation V-34}$$

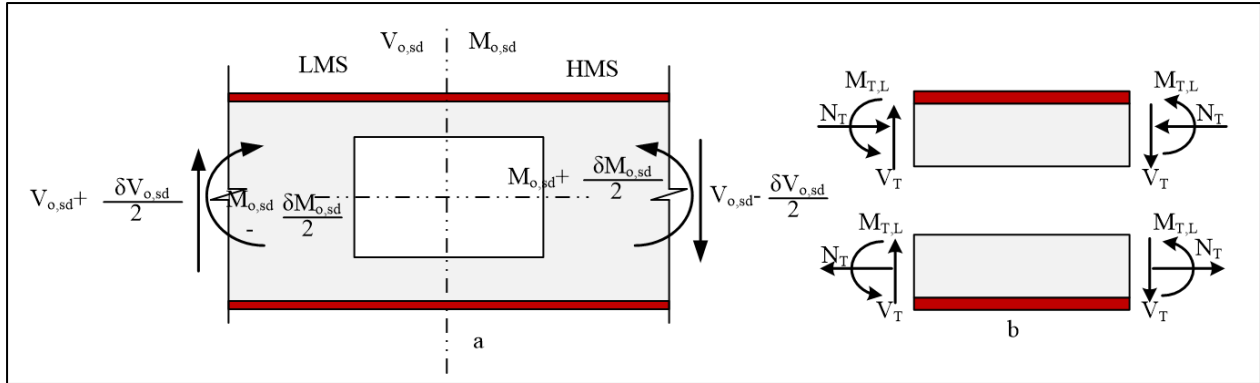


Figure V-13 : Distribution des efforts dans une section ajourée

1.6.1.3 Ouvertures raidies selon l'EC3

Selon l'EC3 lorsqu'ils sont utilisés, les renforcements d'ouverture doivent satisfaire aux critères présentés dans le chapitre I.

1.6.2 Méthodes proposées par l'AISC

En général, quand la section atteint sa résistance plastique il n'existe pas de différence entre l'EC3 et l'AISC (Institut Américain de la Construction Métallique). $M_{pl,Rd}$ et M_p résultent du module de section plastique multiplié par la limite d'élasticité f_y . Seuls le coefficient partiel γ_{M0} et le facteur de résistance ϕ_b diffèrent d'une règle à l'autre.

1.6.2.1 Classification de la section suivant l'AISC

À chaque section, il y a deux classifications pour chaque élément de la section (semelle ou âme) : une pour la compression axiale et une pour la flexion. Si la compression axiale n'existe pas (ou tension), la classification axiale est NA. Si la flexion n'est pas présente sur les deux axes, la classification de flexion est NA. Pour la compression axiale, l'âme et les semelles sont classées comme compactes ou élancée et la pire des deux est la classification axiale résultante. Pour la flexion, l'âme et la semelle sont classées comme compactes, non compactes ou élancées et la pire des deux est la classification de flexion résultante. La classification de la section doit normalement être compacte ou non compacte, cependant les sections qui sont classées comme élancées seront autorisées si elles sont soumises à la charge axiale seulement. Toutes les classifications inacceptables sont soit échouées en mode vérification, soit rejetées en mode conception.

Compacte	sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique ou une capacité de rotation limitée
Non-Compacte	sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local
Élancée	sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local

Tableau V- 2 : Classification de la section transversale par l’AISC

L’AISC, considère uniquement une distribution uniforme des contraintes longitudinales pour les parois en console (i.e. semelles) tandis que l’EC3 évalue k_{σ} pour les parois internes et en console (i.e. âme et semelles) pour des situations variées, entre-autre la flexion composée. Même en considérant le cas commun aux 2 spécifications (i.e. paroi en console avec distribution uniforme des contraintes), k_{σ} et k_c ont de grandes chances d’être différents :

$$k_{\sigma} = 0,43, \text{ alors que } 0,35 \leq k_c \leq 0,76.$$

Ce dernier, basé sur les expériences menées par Johnson en 1985, est fonction de la rigidité de l’appui âme-semelle (l’équation V-35).

$$k_c = 4\sqrt{h/t_w} \quad \text{Equation V-35}$$

1.6.2.2 Résistance selon l’AISC

L’interaction entre le moment et effort tranchant est représentée par la courbe de la Figure V-14 et exprimée par l’équation V-36

$$\left(\frac{M_n}{\Phi_o M_m}\right)^3 + \left(\frac{V_n}{\Phi_o V_m}\right)^3 = R^3, R = 1.0 \quad \text{Equation V-36}$$

Où

- M_n est le moment pondéré à la ligne centrale de l’ouverture.
- V_n est l’effort tranchant pondéré à la ligne centrale de l’ouverture.
- M_m est la capacité de flexion nominale maximale de l’ouverture (correspond à $V_u = 0$).
- V_m est la capacité de cisaillement nominale maximale de l’ouverture (correspond à $M_u = 0$)
- Φ_o est facteur de résistance pour la conception de l’ouverture = 0,90 pour les sections non mixtes et 0,85 pour les sections mixtes

Des courbes supplémentaires sont incluses dans la Figure V-14 avec des valeurs de Rho allant de 0,6 à 1,2.

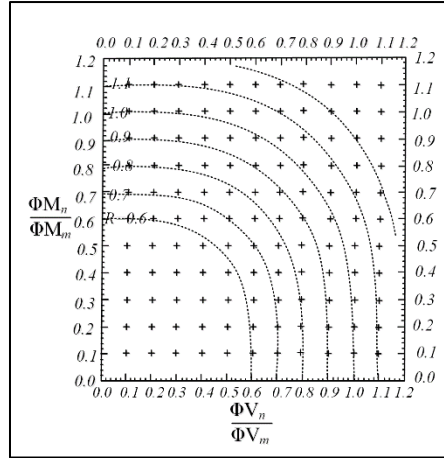


Figure V-14 : Courbe d'interaction M-V (selon AISC)

La capacité d'effort tranchant pour une section en T é individuel V_{mt} est donnée par :

$$V_{mt} = \frac{\sqrt{6} + \mu}{v + \sqrt{3}} V_{pt} \leq V_{pt} \quad \text{Equation V-37}$$

Où

V_{pt} est la capacité d'effort tranchant plastique de l'âme de la section en T é. = $F_y t_w s_t / \sqrt{3}$

F_y est la limite d'élasticité

t_w est l'épaisseur d'âme

v est le rapport d'aspect du T é = a_o/s_t , utiliser $a_o\sqrt{s_t}$ quand l'ouverture raidies

a_o est la largeur de l'ouverture

s_t est la hauteur du T é

Les expressions pour la capacité de flexion nominale maximale des membres à une ouverture M_m sont développées en utilisant les mêmes hypothèses que celles utilisées dans la conception plastique pour les éléments sans ouvertures. Les procédures sont limitées aux membres qui satisfont aux exigences des sections compactes AISC (résistance à la charge et spécification de conception de facteur).

Il convient de déterminer le moment fléchissant M_m :

pour l'ouverture non raidie

$$M_m = M_p \left[1 - \frac{\Delta A_s \left(\frac{h_o}{4} + e \right)}{Z} \right] \quad \text{Equation V-38}$$

Dans lequel :

$M_p = F_y Z$

Z est le module plastique de la section transversale

$\Delta A_s = h_o t_w$

et pour l'ouverture raidie

$$M_m = M_p \left[1 - \frac{t_w \left(\frac{h_o^2}{4} + h_o e - e^2 \right) - A_r h_r}{Z} \right] \leq M_p \quad \text{Equation V-39}$$

Pour $t_w e < A_r$

$$M_m = M_p \left[1 - \frac{A_s \left(\frac{h_o}{4} + e - \frac{A_r}{2t_w} \right)}{Z} \right] \leq M_p \quad \text{Equation V-40}$$

Pour $t_w e \geq A_r$

Dans lequel : $\Delta A_s = h_o t_w - 2A_r$

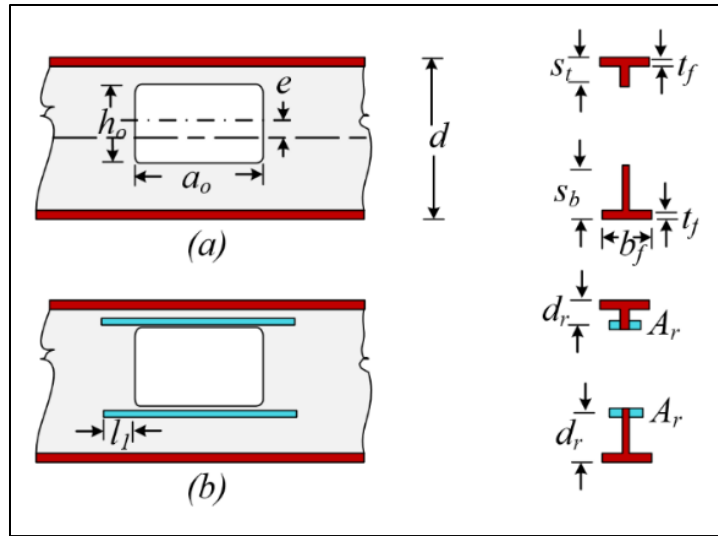


Figure V-15 : Configurations d'ouverture pour poutres d'acier, (a) ouverture non raidie, (b) ouverture raidie

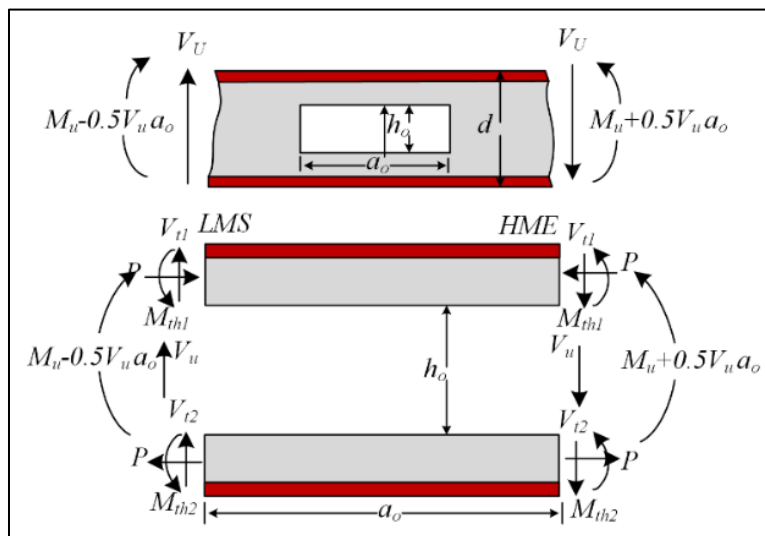


Figure V-16 : Distribution des efforts dans l'ouverture de l'âme (selon l'AISC)

1.6.2.3 Ouvertures raidies selon l'AISC

Lorsqu'ils sont utilisés, les renforcements d'ouverture doivent satisfaire aux critères des sections suivant :

Le raidisseur d'ouverture peut être constitué d'un raidisseur horizontal d'âme, d'un raidisseur de semelle ou les deux. Le raidisseur de l'âme doit être constitué de barres soudées en continu parallèles et fixées aussi près que possible du bord de l'ouverture. Le renfort de semelle doit être constitué de plaques ou de barres soudées en continu à l'une ou l'autre semelle.

La limite d'élasticité spécifiée du raidisseur doit être égale ou supérieure à la limite d'élasticité spécifiée de la poutre.

La soudure dans chaque extension du raidisseur au-delà des extrémités de l'ouverture doit développer la pleine résistance du raidisseur.

La soudure dans la longueur de l'ouverture doit résister à deux fois la force maximale développée dans le raidisseur.

Le raidisseur de l'âme doit être prolongée au-delà de chaque extrémité de l'ouverture sur une distance d'au moins $\sqrt{3}A_{rw}t_w$.

Il est permis de placer des raidisseurs d'âme sur un seul côté de l'âme si, $A_{wr} \leq (A_f + A_{fr})/3$, $a_o/h_o \leq 2,5$ and $S_t/t_w \leq 365/\sqrt{F_y}$, pour chaque Té $M_u/(V_u d) \leq 20$ au centre de l'ouverture.

2. Les études paramétrique comparatives

Les modèles de calcul présentés dans cette partie sont développés dans le but de les utiliser dans l'analyse globale de la poutre à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Avant de présenter les applications des modèles développés dans ce chapitre, il nous semble utile de les valider en les confrontant à des résultats numériques qui nous avons obtenu l'aide par la méthode des éléments finis MÉF. Nous les validons également en les confrontant à des résultats expérimentaux pour déterminer dans quelle mesure ces résultats sont cohérents ou non.

L'étude présentée ci-après compare les distributions de contraintes axiales obtenues à l'aide du modèle E.F. avec celles déduites des modèles analytiques présentés au chapitre trois. Les comparaisons entre les résultats analytiques et numériques concernent plusieurs configurations de poutres, en variant les paramètres géométriques d'ouverture, le type de chargement, la présence d'une ou plusieurs ouvertures et avec les ouvertures rectangulaires. L'analyse de la distribution de contrainte se fait d'une part le long de la membrure supérieure (lignes L1 et L2 de la Figure V-17) et d'autre part sur la hauteur de sections en Té qui composent la membrure de l'ouverture (section a-a de la Figure V-10).

2.1. Ouvertures multiples et ouverture isolée

Dans cette partie, il s'agit de comparer les résultats pour le cas d'une poutre en flexion 3 points munie d'une seule ou plusieurs ouvertures rectangulaires (voir Figure V-17, configurations a et b).

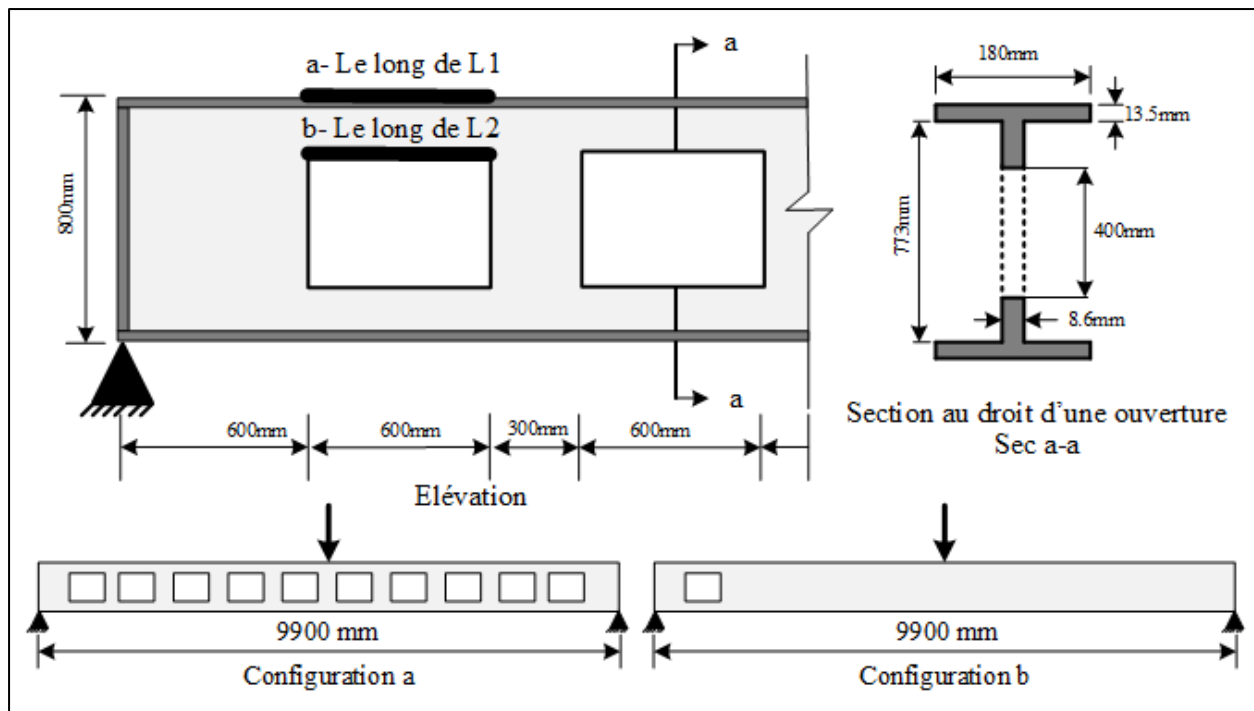


Figure V-17 : Zones d'analyse d'une poutre cellulaire avec ouvertures rectangulaires

La Figure V-18 présente les résultats de distribution des contraintes axiales obtenues suivant le modèle de poutre Vierendeel (σ_{xx} semelle et âme), par le modèle E.F. de poutre à ouverture isolée et ouvertures multiples.

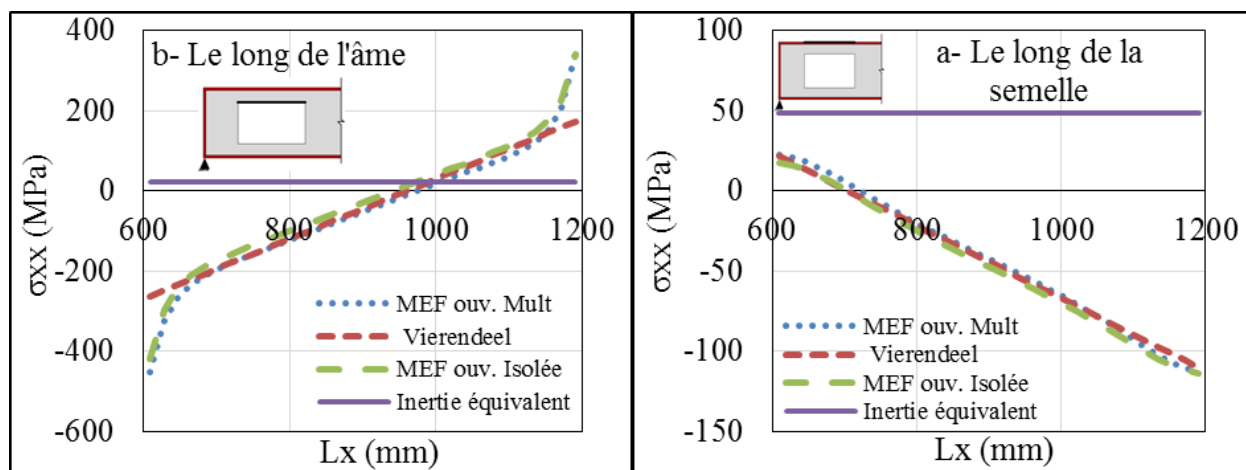


Figure V-18 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et de la semelle supérieure (MEF et méthode Vierendeel)

Il peut être observé sur la Figure V-18 que les écarts entre le modèle MEF et la méthode « Vierendeel » restent inférieurs à 2%. La seule différence nette observée se situe au niveau du coin de l'ouverture dans lequel le modèle E.F. met en évidence une concentration de contraintes. Ce phénomène est observé dans les deux modèles de poutres (ouverture isolée et ouvertures

multiples). La méthode équivalente n'est pas efficace avec chargement ponctuel ou charge uniforme en raison de l'absence de l'effet Vierendeel.

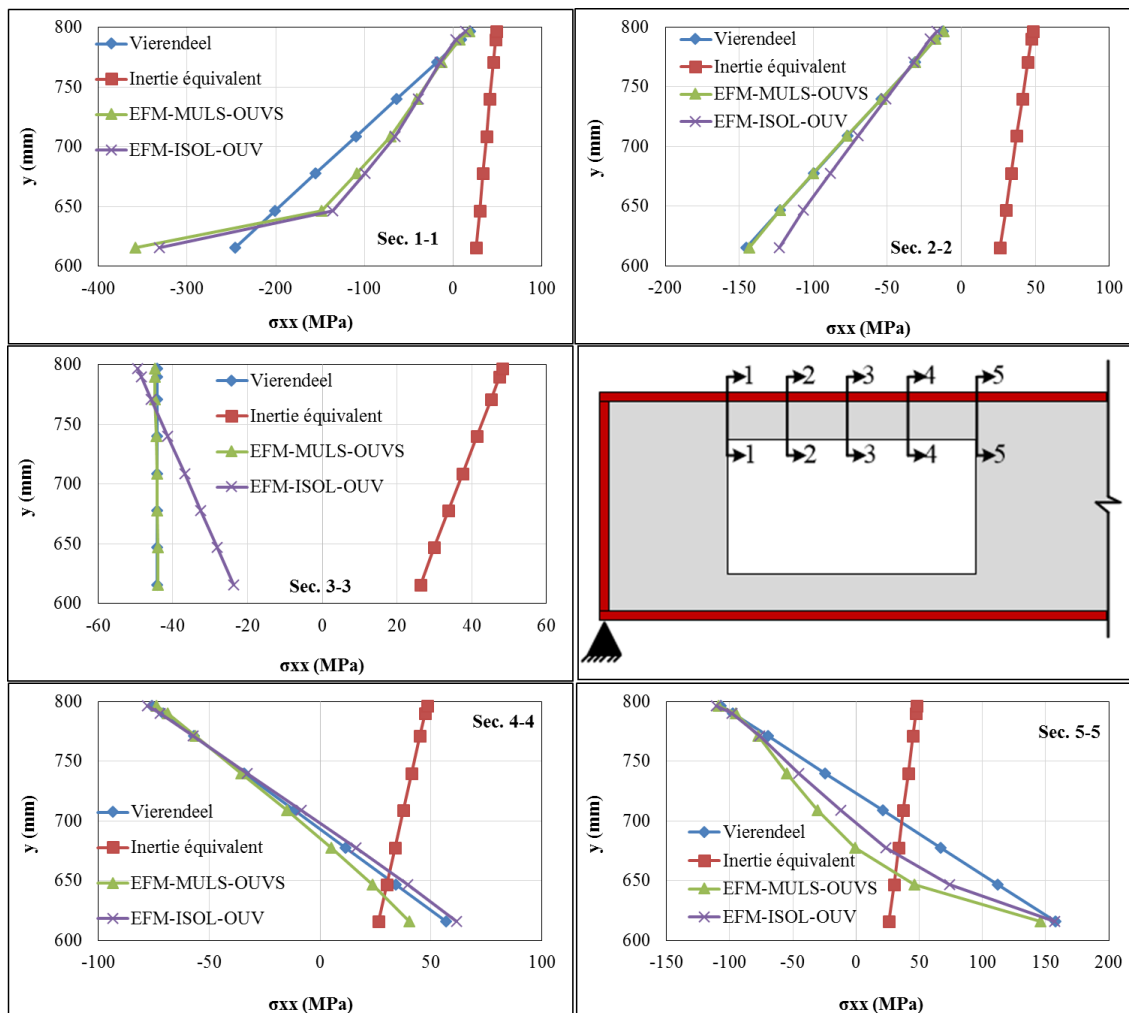


Figure V-19 : Distribution des contraintes (σ_{xx}) sur les hauteurs de différentes sections du Té (MEF et méthode Vierendeel)

J. Lu et H. Lieurade [46] montre que lorsque des pièces présentent de brusques variations de section (gorge, épaulement, trou de perçage, etc.), les formules de la résistance des matériaux ne sont plus applicables. Au voisinage du changement de section, la répartition des contraintes est modifiée. La contrainte maximale est supérieure à la contrainte uniforme (contrainte théorique calculée que nous appellerons σ_{nom}). Ainsi un coefficient d'amplification de contrainte K_t est défini tel que : $K_t = \sigma_{réelle} / \sigma_{nom}$. Cependant, aucune formulation ou aucun abaque ne permet de définir le coefficient d'amplification de contrainte correspondant au cas d'une membrure d'ouverture avec une section en Té. De plus, il s'avère que la valeur de ce coefficient dépend du congé de raccordement du changement brutal de section. Plus ce rayon est important, moins il y a de concentration de contrainte. C'est un phénomène qui pourrait donc s'atténuer dans les cas d'ouvertures qui limitent les changements brutaux de section.

La Figure V-19 présente la comparaison des mêmes modèles précédents sur 5 différentes sections d'une même membrure d'ouverture (positions différentes le long de l'ouverture).

Les contraintes axiales sur la section à mi-travée (section 3-3) de la membrure d'ouverture sont similaires entre le modèle E.F. et celui de poutre à ouvertures multiples. En revanche, le modèle à ouverture isolée montre qu'au milieu de l'ouverture (section 3-3), les valeurs de contraintes axiales ne sont pas uniformes, ce qui traduit une flexion. En effet, l'étude du modèle E.F. montre que le point de moment nul le long de la membrure supérieure est légèrement décalé du milieu de l'ouverture dans le cas de la poutre à ouverture isolée.

2.2. Influence du chargement

En s'appuyant sur le modèle MEF, il est proposé d'étudier l'influence du type du chargement de la poutre sur la distribution des efforts et des contraintes internes dans les membrures d'une ouverture. Les cas de chargement traités sont une charge uniforme comparée à des charges concentrées sur les montants (poutre avec ouvertures multiples) et un moment constant appliqué à une poutre avec ouverture isolée ou avec ouvertures multiples.

2.2.1. Charge uniforme

Deux modèles de poutres sont analysés (voir Figure V-20). Le premier correspond à celui d'une poutre soumise à un chargement uniforme. Le second modèle reprend la même poutre avec des charges appliquées au niveau des montants d'âme (conditions d'une poutre échelle). La résultante des deux chargements est la même.

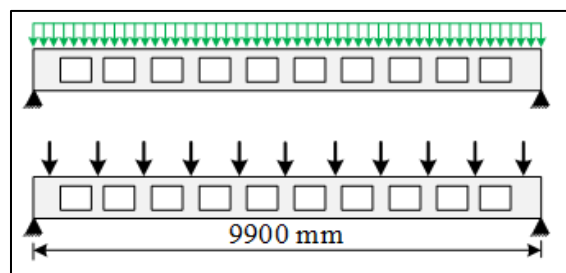


Figure V- 20 : Poutre avec ouvertures multiples rectangulaires (charge uniforme ou charges concentrées)

La Figure V-21 présente les résultats de distribution de contraintes axiales pour les deux modèles de poutres étudiés. De la même façon que précédemment, les comparaisons se font d'une part le long de la membrure sur la fibre inférieure de l'âme et d'autre part sur la fibre supérieure de la semelle. Les comparaisons concernent le modèle MEF avec charge uniforme (MEF uniforme), charges concentrées (MEF ponctuelles) et le modèle analytique (Vierendeel) qui considère des charges concentrées au niveau des montants (comme le cas MEF ponctuelles).

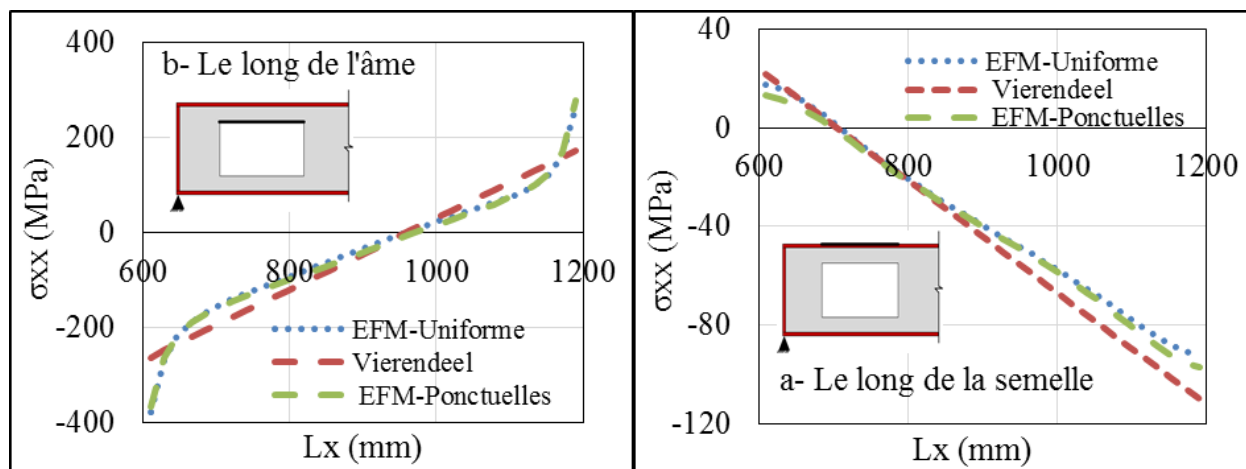


Figure V-21 : Contraintes (σ_{xx}) sur l'âme et la semelle supérieure le long de l'ouverture (MEF avec charge uniforme ou charges concentrées et méthode Vierendeel)

Entre les modèles, on constate un écart inférieur à 2,5%. La distribution des contraintes calculées sur l'âme et la semelle est quasi-linéaire pour le chargement uniforme (MEF) et linéaire pour la méthode «Vierendeel» avec charges appliquées aux montants d'âme. La Figure V-21 permet d'observer une concentration de contraintes au niveau des angles des ouvertures. Le modèle MEF avec les deux types de chargement donne des résultats superposés (le long de l'âme) et avec de faibles différences (le long de la semelle).

La Figure V-22 permet de comparer les distributions de contraintes sur la hauteur de différentes sections en T le long de la membrure supérieure de l'ouverture.

Il peut être observé sur la Figure V-22 que les distributions de contrainte sont similaires pour les deux modèles (charge uniforme et charges aux nœuds) pour toutes les sections en T étudiées à l'exception de la section au milieu de l'ouverture. En effet, on peut observer que les contraintes axiales sont plus importantes pour le cas de la charge uniformément répartie et qu'une flexion plus importante s'opère au niveau de cette section. En effet, la présence d'une charge uniformément répartie le long de la membrure de l'ouverture implique une flexion locale supplémentaire de cette membrure. La différence des contraintes entre les deux modèles E.F. au niveau de la fibre inférieure de l'âme est de 7,4MPa. A titre de comparaison, un modèle de poutre bi-appuyée chargée uniformément, de longueur L_0 (longueur de la membrure d'ouverture) et composée d'une section en T (identique à la membrure) se retrouve avec une contrainte maximale dans l'âme de 6,7MPa. Par conséquent, cette comparaison permet d'illustrer que la charge uniformément répartie implique bien une flexion locale de la membrure qui s'ajoute à la flexion Vierendeel. Cette flexion pouvant s'apparenter à la flexion d'une poutre bi-appuyée chargée uniformément. C'est la raison pour laquelle l'influence de cette flexion diminue aux abords des coins de l'ouverture, zone de flexion Vierendeel maximale.

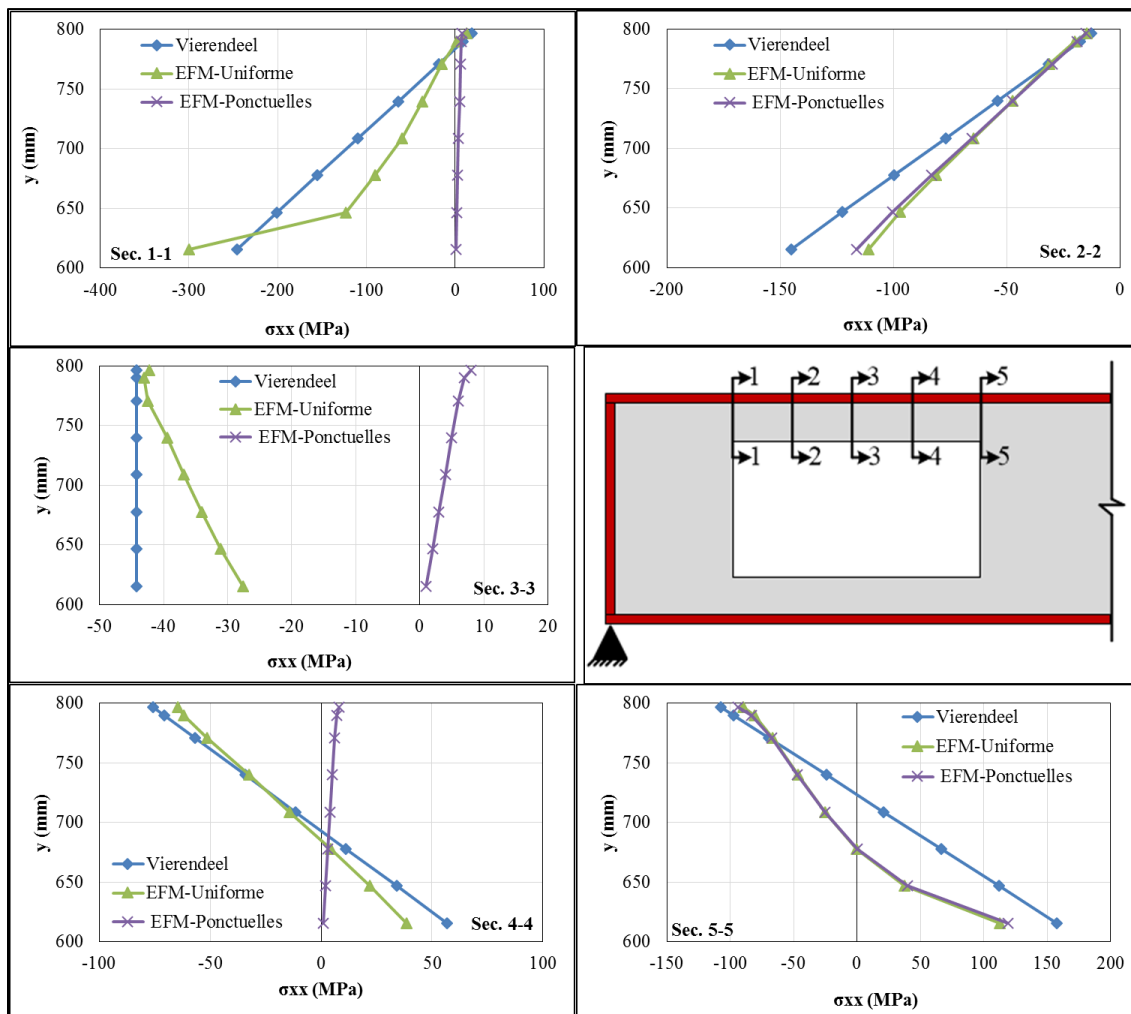


Figure V-22 : Contraintes (σ_{xx}) sur de section droite comparant de l'utilisation méthode des éléments finis et méthode de la flexion Vierendeel (charge uniforme et charges concentrées)

Enfin, il peut être constaté des écarts maximaux de contraintes entre le modèle E.F. de poutres à charges équivalentes aux nœuds et le modèle analytique de poutre Vierendeel au niveau de la section située au milieu de la membrure. Ces écarts peuvent encore une fois s'expliquer par le fait que le point de moment nul en réalité ne se situe pas exactement au droit de l'ouverture mais est légèrement décalé du milieu. Cependant, l'erreur commise par l'approximation faite par le modèle théorique reste acceptable de l'ordre de 3,1%.

2.2.2. Charge par moment constant

La poutre est chargée par un moment constant sur la partie étudiée constituée d'une ouverture isolée ou de plusieurs ouvertures (Figure V-23). Cette étude consiste à comparer les résultats analytiques obtenus avec la théorie des poutres Vierendeel avec ceux obtenus par la méthode des inerties équivalentes et les résultats E.F. des deux modèles de poutre.

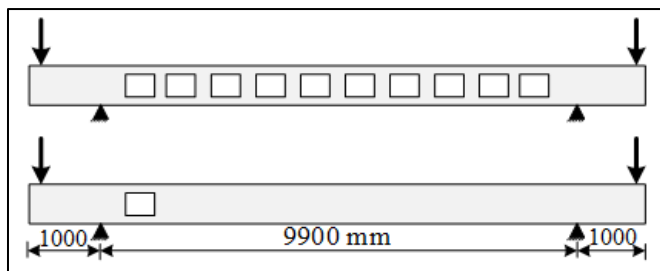


Figure V-23 : Exemple de calcul d'une poutre cellulaire avec moment constant

La Figure V-24 compare l'évolution des contraintes axiales le long de la membrure d'ouverture entre les modèles E.F. (MEF_ouv._isolée et MEF_ouv._Mult.) avec les modèles analytiques (Vierendeel et Inertie équivalente).

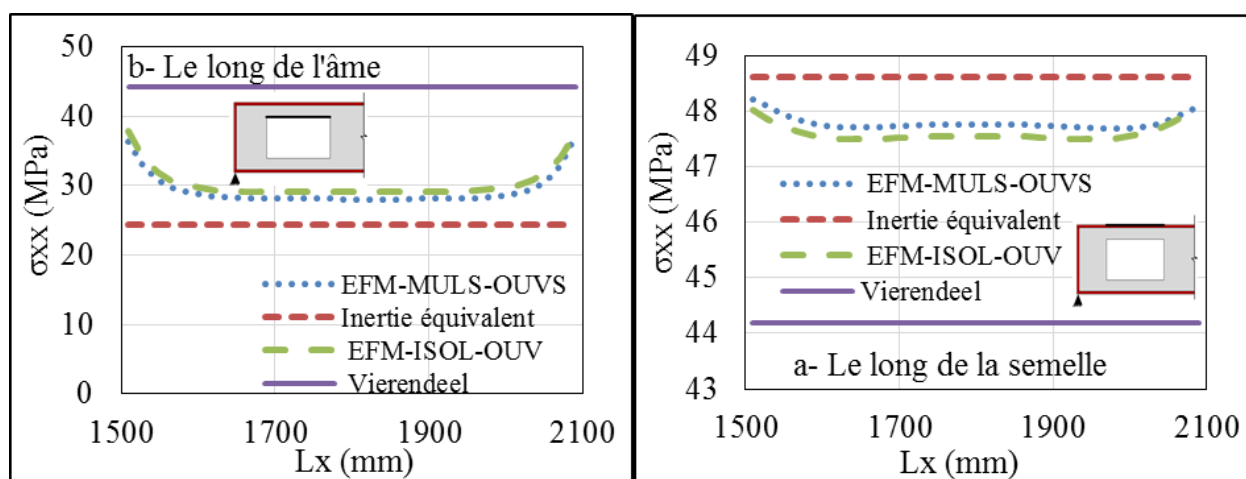


Figure V-24 : Les contraintes (σ_{xx}) sur l'âme et la semelle supérieure (chargement par moment constant)

Il peut être observé sur la Figure V-24 que les différents modèles donnent une valeur constante de la contrainte axiale sur la longueur de la membrure, sauf au niveau des coins de l'ouverture pour le modèle E.F. du fait des concentrations de contraintes.

La Figure V-25 permet de comparer les distributions de contraintes sur les hauteurs de différentes sections en T le long de la membrure supérieure de l'ouverture.

Il peut être observé sur les Figures V-24 et 25, que les 2 modèles E.F. donnent des résultats équivalents. Du fait d'un chargement par moment global constant, il n'y a aucune flexion locale des membrures de l'ouverture car il n'y a pas d'effort tranchant. Ainsi, il est normal d'observer une valeur constante de contrainte axiale le long de l'ouverture (Figure V-22), sauf au niveau des coins de l'ouverture (concentration de contraintes). Il peut être observé sur la Figure V-22 que les valeurs de contraintes axiales estimées par le modèle analytique d'inertie équivalente sont plus proches des résultats E.F. que le modèle de poutre Vierendeel. L'étude des contraintes axiales sur la hauteur des sections en T de la membrure (voir Figure V-25) montre que celles-ci varient linéairement sur la hauteur. L'évolution de ces contraintes est identique sur toutes les sections le long de la

membrure, ce qui permet d'affirmer que la membrure est soumise à de la flexion même en l'absence d'effort tranchant.

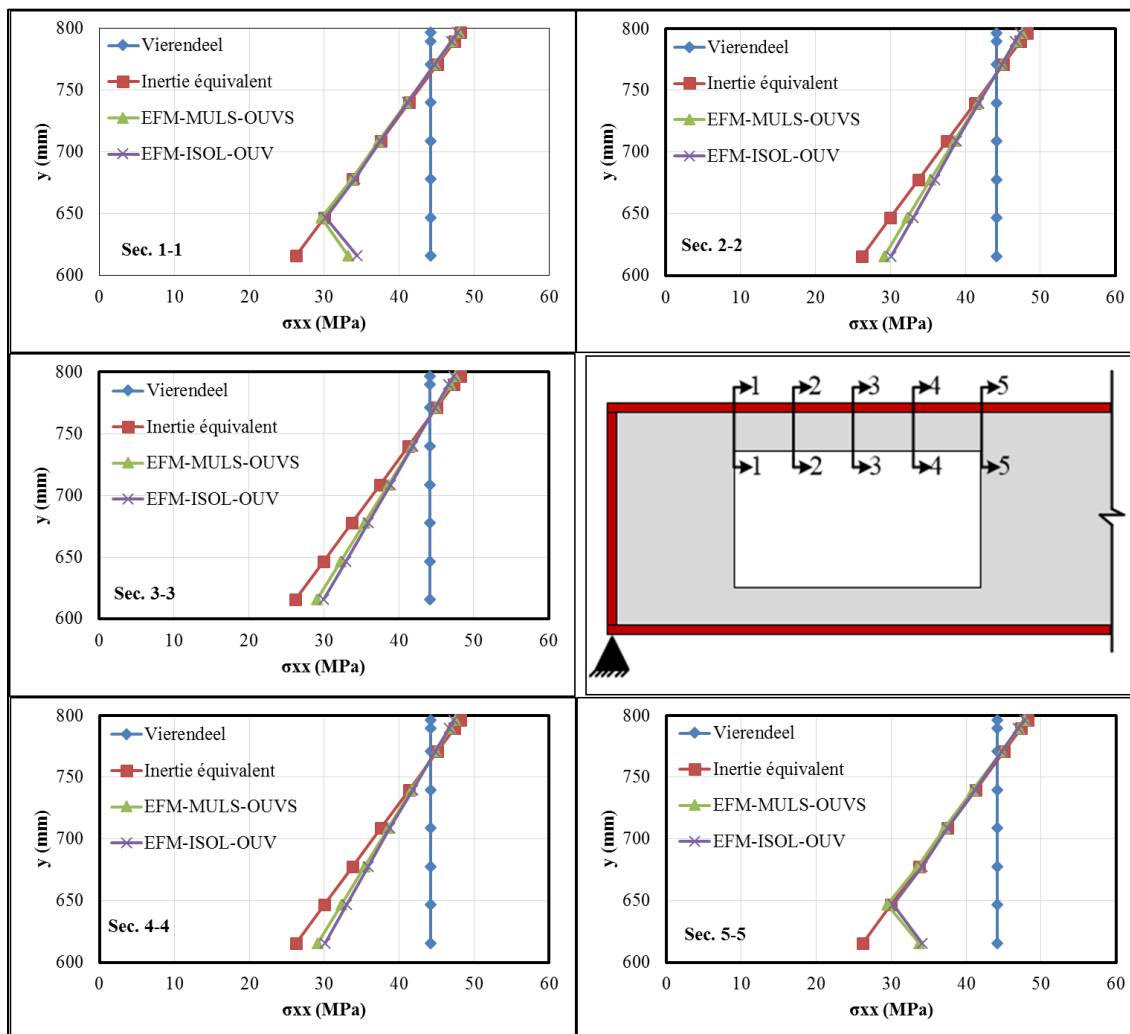


Figure V-25 : Contraintes (σ_{xx}) sur les hauteurs de différentes sections du Té (MEF et méthode Vierendeel) chargement par moment constant

L'application de la théorie des poutres Vierendeel donne une distribution d'efforts internes telle que les membrures supérieure et inférieure sont soumises respectivement à seulement un effort axial de compression et de traction. En revanche, le modèle inertie équivalente considère que la partie de poutre avec ouverture est soumise à un diagramme de contrainte relatif au moment global appliqué à une section réduite par la présence d'une ouverture. Ainsi, l'application du modèle de poutre Vierendeel entraîne un diagramme de contraintes axiales uniforme sur la hauteur des sections en Té tandis que le modèle à inertie équivalente implique diagramme linéaire.

Cette étude a permis d'observer que dans le cas particulier de la flexion globale constante (donc sans effort tranchant) : le modèle à inertie équivalente est plus représentatif des résultats numériques que le modèle de poutre Vierendeel. Une poutre munie d'ouverture soumise à un

moment constant a un comportement proche d'une simple poutre et non celui d'une poutre Vierendeel.

3. Etudes comparatives entre approches expérimentales et analytiques

Suite à l'étude expérimentale, les efforts ultimes locaux et globaux obtenus par les essais ont été comparés avec ceux obtenus des modèles analytiques de ce chapitre. L'étude comparative concerne les résultats des jauges étudiées précédemment, avec ou sans raidisseurs horizontaux ou verticaux.

3.1 Etude des modèles analytiques par rapport aux mesures expérimentales

Les résultats obtenus à partir de l'essai sont comparés aux résultats de l'analyse théorique. Les données géométriques des corps d'épreuve sont rapportés dans les tableaux V-3 et V-4 . La poutre de base est un IPE 500.

Htot	B	tw	tf	r	L	Lo	Wo
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
500	200	10.2	16	21	1980	375	300

Tableau V-3 : Dimensions IPE 500

Les ouvertures de dimensions : $a_0 = 300$ et 200 mm. Les principaux paramètres géométriques pour les poutres A3RHS0, A3RHS3, A3RHS7, A3RHD3 et A3RHD7 sont rappelés au tableau V-4.

	congé	raidisseur simple	raidisseur double	unité
A0	300	300	300	mm
H _{w,Té}	84	84	84	mm
dG	462,9	446,4	433,6	mm
I _{Té}	2325357	4651664	6466489	mm ⁴
I _{Té}	4651664			mm ⁴
A _{Té}	4246,1	4846,1	5446,1	mm ²
A _{Té}	4846,1			mm ²

Tableau V-4 : Rappel des principaux paramètres géométriques utilisés

La mesure effectuée sur l'âme pleine permet de traiter 2 points particuliers :

- Comparaison moment fléchissant théorique / expérimental
- Etude des déformations dans la largeur de la semelle

Dans un premier temps, en se penchant sur la comparaison du moment fléchissant théorique calculé en « Section 4 » (voir Figures V-13 et V-15), la première question est d'estimer la distance L_x de la section 4 à la réaction d'appui. En effet, les appuis utilisés ont été disposés de telle sorte que les raidisseurs ont été positionnés en partie extérieure des appuis. Par conséquent, cela pose la question de connaître la position de la résultante de la réaction d'appui, soit au niveau de la génératrice du cylindre servant d'appui, soit au niveau du raidisseur.

Ainsi, deux calculs du moment théorique sont comparés aux résultats mesurés par les jauges et présentés à la Figure V-26. Pour ça, la question se pose sur la portée à choisir : 1982 ou 1982-100 (largeur du U des appuis).

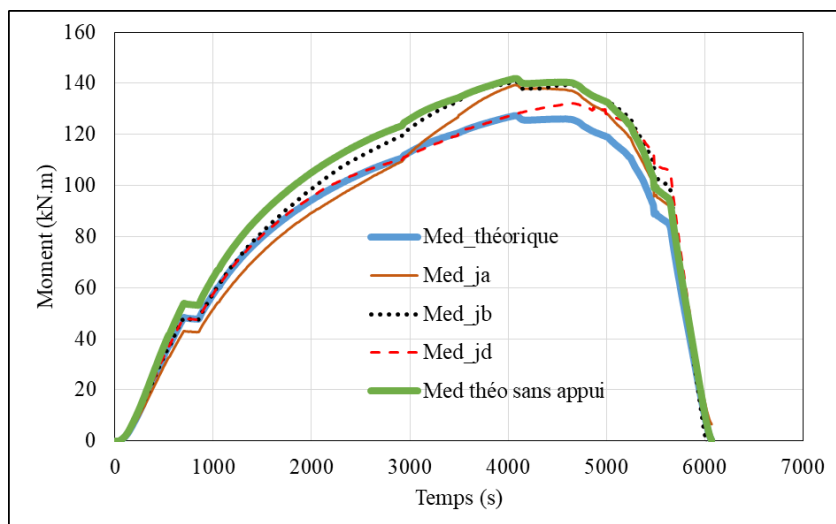


Figure V-26 : Evolution des moments mesurés et théoriques en fonction du temps

On peut observer sur la Figure V-26 que les moments déduits des mesures de jauges se situent entre les courbes de moments théoriques calculés en considérant un bras de levier en partant du raidisseur et celui en partant du milieu de l'appui. La courbe « Med théo sans appuis » se réfère à un calcul qui considère que la réaction d'appui se fait au niveau du raidisseur. La courbe « Med_théorique » considère une réaction au milieu de l'appui.

Par conséquent, dans la suite des calculs, la valeur du moment étudié sera considérée avec une valeur de L_x telle que : $L_x = W_o + L_o/2 - (100\text{mm}/4) = 462,5\text{mm}$, au lieu de 487,5 mm si on considérait la réaction au niveau du raidisseur.

Le second point étudié au travers de ces mesures de jauges en section 4 concerne la distribution des déformations dans la largeur de la semelle. Les Figures V-27 et 28 présentent les déformations obtenues au niveau de la semelle supérieure et inférieure respectivement.

Il peut être observé sur les Figures V-27 et 28 que les jauges « a' et d' » affichent des déformations plus élevées en valeurs absolues, que celles des jauges « a et d ». Ces dernières se situent dans l'alignement de l'âme et donnent des valeurs médianes et correspondent approximativement à la valeur de déformation moyenne dans la largeur de la semelle.

Pour la poutre A3RHS0 (ouverture avec hauteur de 300 mm, longueur de 375 mm et sans raidisseur), les calculs analytiques sont illustrés par le moment local (M) et l'effort axial (N). Ces valeurs seront comparées avec les valeurs expérimentales calculées à partir des mesures de jauges et la valeur nominale du module d'élasticité longitudinal. Ces calculs se basent sur les mesures de deux jauges disposées sur une section en T, l'une sur la fibre extrême de la semelle (ϵ_s) et l'autre sur la fibre extrême de l'âme (ϵ_w) et un rapport de contrainte $\psi = (\epsilon_s) / (\epsilon_w) = y_{\min} / y_{\max} < 1$.

y_{\min} : distance de la fibre extrême de la semelle au centre de gravité

y_{\max} : distance de la fibre extrême de l'âme au centre de gravité

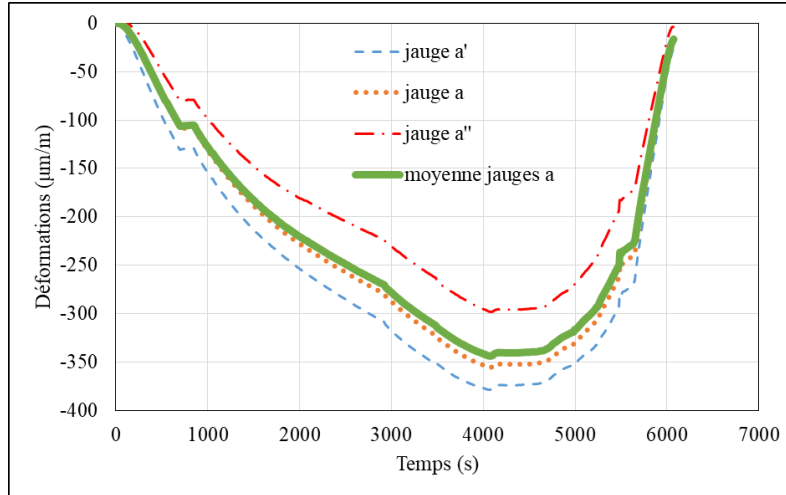


Figure V-27 : Evolution des déformations sur la semelle supérieure de la section 4 (a, a' et a'')

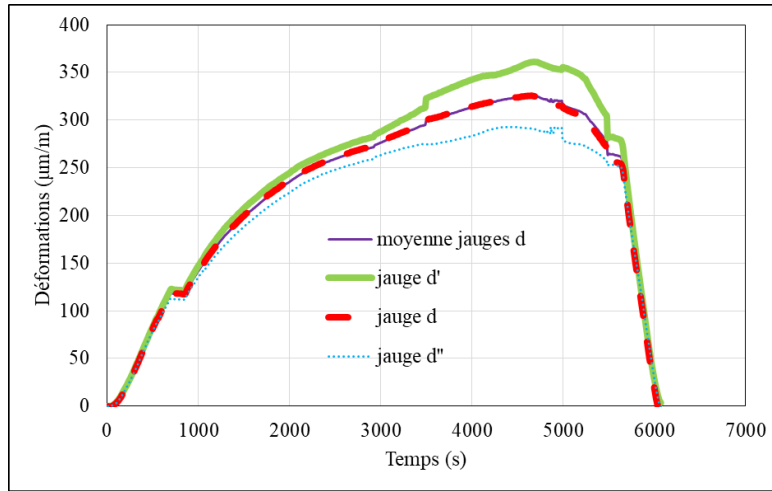


Figure V-28 : Evolution des déformations sur la semelle inférieure de la section 4 (d, d' et d'')

En considérant un module d'acier E de 210GPa, une inertie $I_{T\acute{e}}$ et une surface $A_{T\acute{e}}$ égales à celles fournies au Tableau V-4:

$$N = \frac{(\psi \times E \times \varepsilon_w + E \times \varepsilon_s) \times A_{T\acute{e}}}{(1 + \psi)} \times 10^{-3} [kN]$$

Equation V-41

$$M = \left\{ \left[\frac{(E \times \varepsilon_w - E \times \varepsilon_s) \times I_{T\acute{e}}}{y_{max}} \right] / (1 + \psi) \right\} \times 10^{-6} [kN.m]$$

Equation V-42

La poutre A3RHS0 contient une grande ouverture sans raidisseur. Cette configuration offre l'opportunité de confronter les déformations mesurées avec celles déduites de modèles théoriques traditionnellement utilisés pour décrire les efforts internes autour d'une grande ouverture. Ces

modèles théoriques/analytiques, se basent essentiellement sur l'hypothèse d'une distribution de type Vierendeel, avec des moments fléchissant locaux bitriangulaires, maximaux aux coins de l'ouverture et nuls au milieu, ainsi que des efforts axiaux (compression – traction) constants sur la longueur de l'ouverture. Les tableaux V-5 et V-6 comparent les déformations obtenues par calculs théoriques et essais.

Moment local	Essai [kN.m]	Théorie Vierendeel iso [kN.m]	Ecart [%]
sup-gauche	-5,27	-5,95	11,37
inf-gauche	5,06	5,95	15,05
sup-milieu	-0,05	0,00	
inf-milieu	-0,28	0,00	
sup-droit	6,18	5,95	-3,92
inf-droit	-6,94	-5,95	-16,59

Tableau V-5 : Flexion locale (Vierendeel) avec une force de 151 kN pour la poutre A3RHS0

Effort axial	Essai [kN]	Théorie Vierendeel iso [kN]	Ecart [%]
sup-gauche	8,11	-75,52	110,75
inf-gauche	-9,49	75,52	112,57
sup-milieu	-62,54	-75,52	17,18
inf-milieu	64,56	75,52	14,51
sup-droit	107,78	-75,52	242,73
inf-droit	108,00	75,52	-43,02

Tableau V-6 : Effort axial avec une force 151 kN pour la poutre A3RHS0

Il peut être observé que le calcul du moment fléchissant local donne des résultats relativement proches de la théorie. En revanche, les valeurs obtenues pour l'effort axial sont très éloignées des valeurs théoriques sauf au niveau des sections au milieu de l'ouverture.

On peut aussi constater que l'effort axial semble évoluer le long de l'ouverture. En effet, les valeurs déduites des essais démontrent que l'effort axial dans la section en Té diminue le long de l'ouverture. Par conséquent, il est proposé de comparer les efforts axiaux des essais avec ceux déduits d'une valeur de moment global considéré non plus au milieu de l'ouverture, mais au droit des sections en Té étudiées. Le tableau V-7 suivant comprend une comparaison entre les valeurs théoriques et les essais en ce qui concerne l'effort axial avec l'utilisation du moment global variable sur la longueur x .

Effort axial	Essai [kN]	Théorie Vierendeel iso [kN]	Ecart [%]
sup-gauche	8,11	-44,89	118,07
inf-gauche	-9,49	44,89	121,15
sup-milieu	-62,54	-75,50	17,16
inf-milieu	64,56	75,50	14,49
sup-droit	107,78	-106,11	201,58
inf-droit	108,00	106,11	-1,78

Tableau V-7 : Effort axial avec une force 151 kN pour la poutre A3RHS0

Il a été choisi d'utiliser plutôt un histogramme car le calcul classique des écarts ne marche pas bien dès lors que les signes sont inversés ou lorsque ceux-ci sont trop grands. Le graphe en histogramme de la Figure V-29 présente la comparaison du calcul de l'effort axial entre essai et théorie pour deux calculs théoriques, l'un se basant sur le moment global à mi-longueur d'ouverture ($N_{théo_fixe}$) et l'autre sur la valeur du moment global à l'abscisse des différentes sections en T étudiées ($N_{théo_évolutif}$) pour le cas de la poutre A3RHS0. La Figure fait la même comparaison pour la poutre A3RHD7.

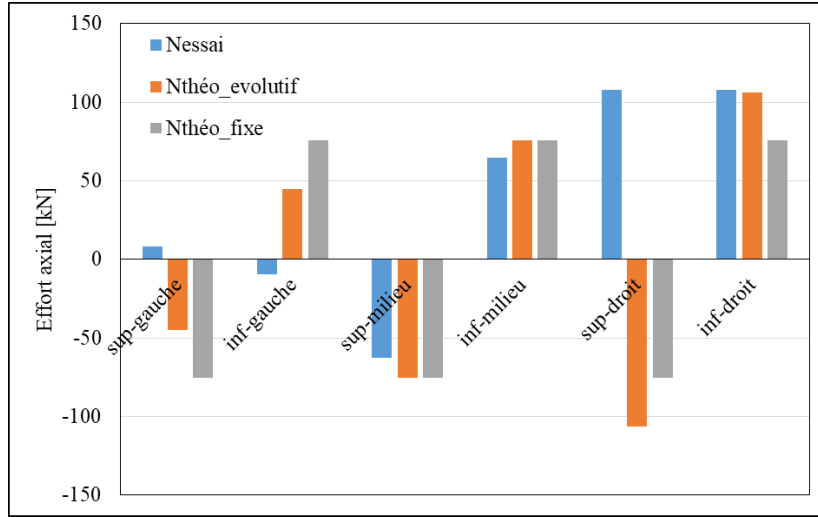


Figure V-29 : Comparaison N_{essai} , $N_{théo_fixe}$ et $N_{théo_évolutif}$ pour la poutre A3RHS0

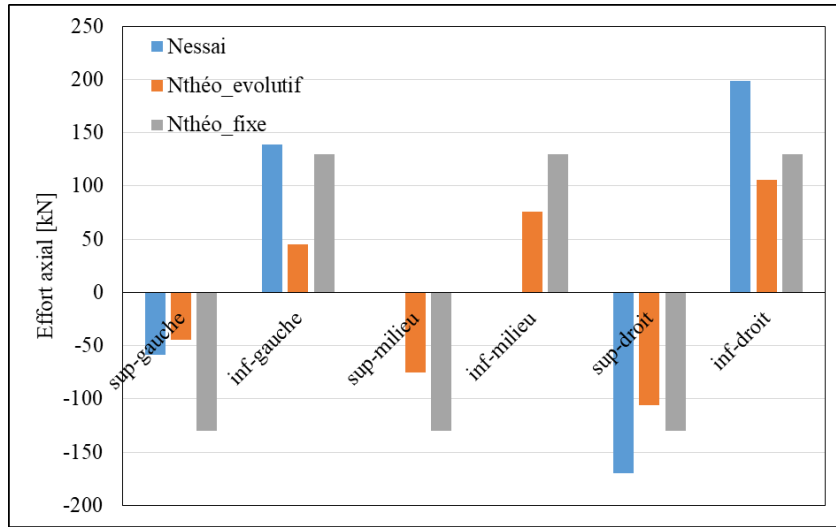


Figure V-30 : Comparaison N_{essai} , $N_{théo_fixe}$ et $N_{théo_évolutif}$ pour la poutre A3RHD7

Il peut être constaté à la suite de cette étude que les valeurs de l'effort axial dans les membrures supérieures et inférieures sont relativement écartées des résultats issus des mesures expérimentales. En revanche, il a été montré que le calcul du moment fléchissant local donne des résultats assez proches de ceux mesurés expérimentalement. Ces observations mériteraient donc d'être

approfondies sur la base d'un calcul E.F. afin d'évaluer la précision des mesures effectuées avec les jauges.

3.1.1 Etude de la longueur d'ancrage sur la section participante autour de l'ouverture

Il s'agit dans cette partie d'évaluer au travers des mesures de jauges la participation ou non du raidisseur au comportement mécanique des membrures de l'ouverture. Pour cela il a été choisi de comparer les déformations mesurées à celles déduites du calcul analytique considérant la membrure avec ou sans raidisseurs. Les tableaux V-8 à V-11 comparent les résultats des déformations obtenues avec les jauges avec les déformations déduites analytiquement suivant que l'on considère ou non la présence du raidisseur (respectivement « théorie » et « théorie raidisseur »). Les cases grisées correspondent à des valeurs de jauges non exploitables. Les cases vertes, correspondent aux valeurs d'écart les plus faibles entre les 2 colonnes de calcul théorique, avec en rouge, les valeurs d'écart signifiant potentiellement une erreur liée à la jauge.

Déformations	Essai	Théorie	Ecart %	Théorie (raidisseur)	Ecart %
S1-a	273,04	137,12	49,78	83,38	69,46
S1-b	-172,91	-1039,87	-501,40	-505	-192,06
S1-c	811,57	1039,87	-28,13	505	37,78
S2-a	-7,178	-81,80	-1039,57	-74,30	-935,16
S2-b	-304,26	-81,80	73,12	-74,30	75,58
S2-c	-294,1	81,80	127,81	74,30	125,26
S2-d	133,23	81,80	38,60	74,30	44,23
S3-a	-268,94	-300,72	-11,82	-231,99	13,74
S3-b	1059,4	876,28	17,29	356,39	66,36
S3-c	-597,55	-876,28	-46,64	-356,39	40,36
S3-d	194,32	300,72	-54,75	231,99	-19,39

Tableau V-8 : Déformations pour A3RHS3 avec F = 145,97kN

Déformations	Essai	Théorie	Ecart %	Théorie raidisseur	Ecart %
S1-a	320,40	213,09	33,49	129,58	59,56
S1-b	-1240,30	-1615,98	-30,29	-784,77	36,73
S1-c	1400,60	1615,98	-15,38	784,77	43,97
S1-d	-388,01	-213,09	45,08	-129,58	66,60
S2-a	-24,47	-127,12	-419,48	-115,47	-371,88
S2-b	-422,64	-127,12	69,92	-115,47	72,68
S2-c	-113,77	127,12	211,73	115,47	201,49
S2-d	190,91	127,12	33,42	115,47	39,52
S3-a	-536,65	-467,32	12,92	-360,52	32,82
S3-b	2722,90	1361,75	49,99	553,83	79,66
S3-c	-1194,50	-1361,75	-14,00	-553,83	53,63
S3-d	593,27	467,32	21,23	360,52	39,23

Tableau V-9 : Déformations pour A3RHS7 avec F = 226,84kN

Déformations	Essai	Théorie	Ecart %	Théorie raidisseur	Ecart %
S1-a	242,89	144,60	40,47	76,40	68,55
S1-b	-642,98	-1096,58	-70,55	-369,93	42,47
S1-c	405,34	1096,58	-170,53	369,93	8,74
S1-d	-164,91	-144,60	12,32	-76,40	53,67
S3-b	92,03	924,06	-904,09	226,37	-145,97
S3-c	-728,46	-924,06	-26,85	-226,37	68,93
S3-d	426,41	317,12	25,63	219,96	48,42

Tableau V-10 : Déformations pour A3RHD3 avec F = 153,93kN

Déformations	Essai	Théorie	Ecart %	Théorie raidisseur	Ecart %
S1-a	219,70	228,55	-4,03	120,76	45,04
S1-b	-597,47	-1733,24	-190,10	-584,71	2,14
S1-c	833,47	1733,24	-107,95	584,71	29,85
S1-d	-232,43	-228,55	1,67	-120,76	48,05
S3-a	-467,26	-501,23	-7,27	-347,67	25,59
S3-b	492,74	1460,56	-196,42	357,79	27,39
S3-c	-483,71	-1460,56	-201,95	-357,79	26,03
S3-d	500,98	501,23	-0,05	347,67	30,60

Tableau V-11 : Déformations pour A3RHD7 avec F = 243,3kN

Les Figures V-30 à V-33 présentent les déformations sous forme d’histogrammes. Il peut être observé sur la Figure V-30, comme au Tableau V-8, que les différences entre les cas avec ou sans raidisseurs ne donnent pas de tendance claire. En effet, sur certaines sections le modèle sans raidisseur est plus proche du modèle avec raidisseur, indépendamment du fait que l’on soit en bord ou au milieu de l’ouverture. En revanche, pour la poutre A3RHS7, de manière surprenante, il apparaît que le modèle sans raidisseur soit plus proche de celui avec raidisseur. Quand on regarde ensuite le cas de la poutre avec double raidisseur court (A3RHD3) ou long (A3RHD7) on peut observer la même tendance.

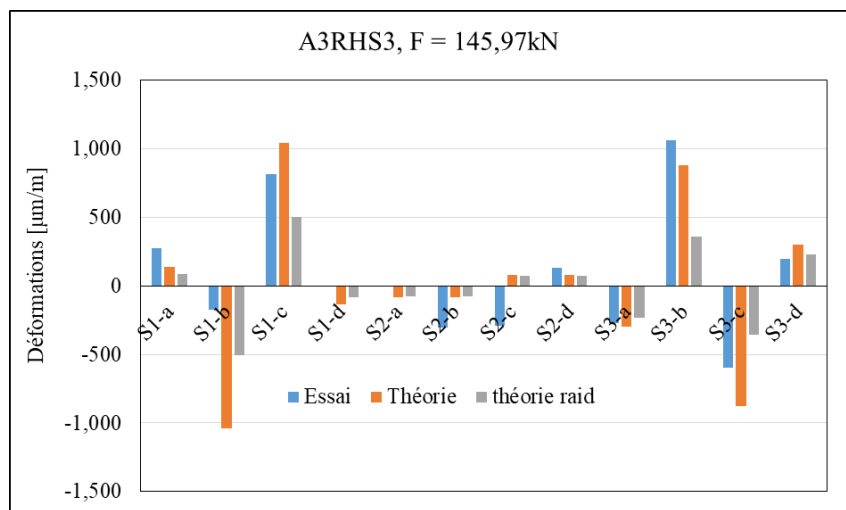


Figure V-30 : Histogramme des déformations pour A3RHS3 avec F = 146kN

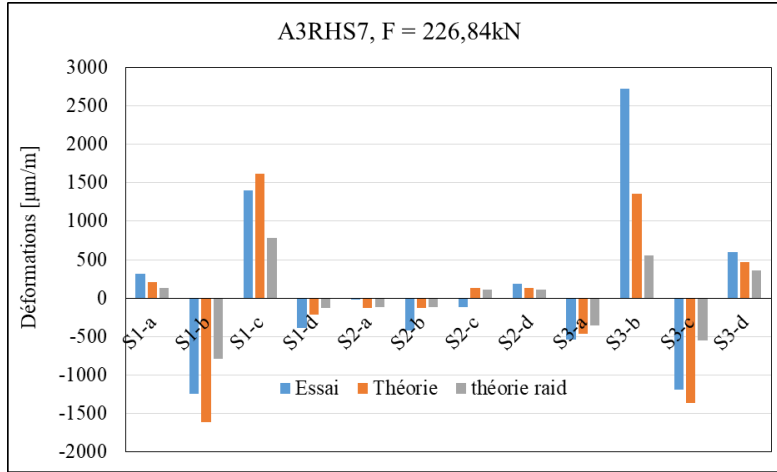


Figure V-31 : Histogramme des déformations pour A3RHS7 avec F = 227kN

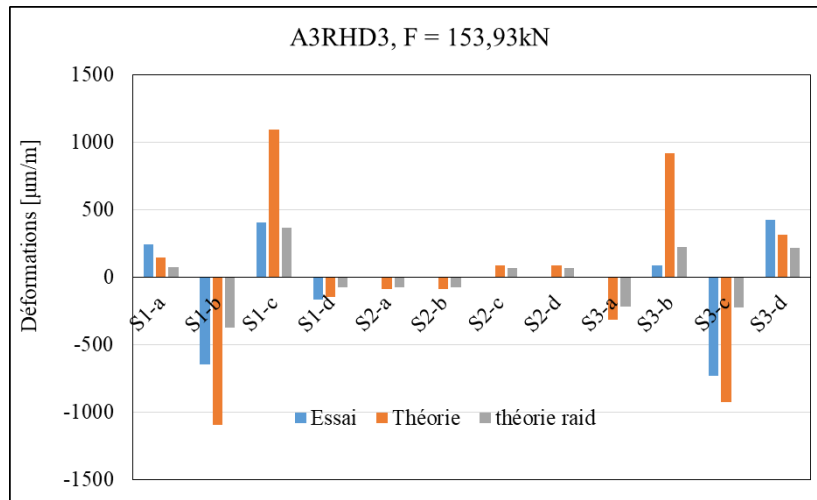


Figure V-32 : Histogramme des déformations pour A3RHD3 avec F = 154kN

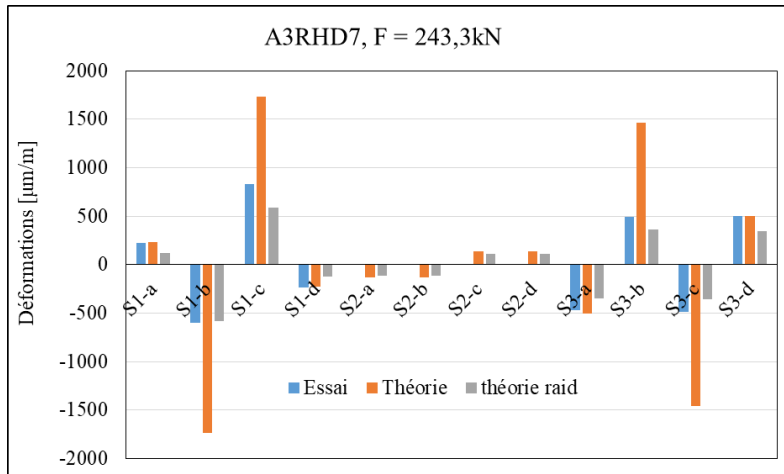


Figure V-33 : Histogramme des déformations pour A3RHD7 avec F = 243kN

Cependant, si on regarde les valeurs de moment fléchissant local déduits des mesures de jauge, on observe des résultats moins ambigus concernant seulement la poutre A3RHD7 (voir Tableau V-12).

Moment local	Essai sans raidisseur [kN.m]	Théorie Vierendeel-iso [kN.m]	Ecart [%]	Essai avec raidisseur [kN.m]	Théorie raidisseur [kN.m]	Ecart [%]
sup-gauche	-3,99	-9,58	58,35	-11,10	-9,58	-15,83
inf-gauche	5,21	9,58	45,67	14,47	9,58	-51,09
sup-droit	4,69	9,58	51,07	13,04	9,58	-36,08
inf-droit	-4,81	-9,58	49,81	-13,37	-9,58	-39,58

Tableau V-12 : Comparaison du moment local entre théorie et mesures de jauges (A3RHD7 et F=243,3kN)

3.1.2 Evaluation des approches analytiques

L'objectif de cette partie est de comparer le modèle analytique standard de poutre échelle à celui combinant l'hypothèse d'une répartition RDM des efforts internes à laquelle on ajoute la flexion locale liée au moment Vierendeel. Le profilé de base est un IPE 500.

$$I_{IPE} = 48200\text{cm}^4$$

$$I_{ef} : \text{inertie du profilé réduite par la présence d'une ouverture} = 45905\text{cm}^4$$

$$I_{ef_r1} : \text{inertie réduite avec un raidisseur simple} = 45905 + 3268 = 49173\text{cm}^4$$

$$I_{ef_r2} : \text{inertie réduite avec un double raidissage} = 45905 + 6536 = 52441\text{cm}^4$$

Il peut être constaté à partir des inerties globales que le raidissage apporte plus d'inertie que le profilé de base sans ouverture. En revanche, la raideur globale de la poutre est affectée par la longueur de l'ouverture entraînant une flexion locale. Les tableaux V-13 à V-17 comparent le calcul des déformations suivant l'approche Vierendeel seule avec l'approche combinant flexion globale et flexion Vierendeel. Le calcul des écarts est effectué à l'aide de l'expression suivante :

Section	Essai	Théorie Vierendeel	Ecart %	Flexion Globale + Vierendeel	Ecart %	Flexion Globale seule	Ecart %
S1-a	209,98	141,97	32,39	166,89	20,52	-59,77	128,46
S1-b	-870,02	-1076,63	-23,75	-1027,80	-18,14	-35,86	95,88
S1-c	832,03	1076,63	-29,40	1027,80	-23,53	35,86	95,69
S1-d	-203,2	-141,97	30,13	-166,89	17,87	59,77	129,41
S2-a	-68,42	-84,69	-23,78	-90,63	-32,47	-90,63	-32,47
S2-b	-77,67	-84,69	-9,04	-54,38	29,99	-54,38	29,99
S2-c	26,45	84,69	-220,19	54,38	-105,60	54,38	-105,60
S2-d	82,9	84,69	-2,16	90,63	-9,33	90,63	-9,33
S3-a	-114,67	-311,35	-171,52	-348,16	-203,62	-121,50	-5,96
S3-b	1151,7	907,25	21,22	919,04	20,20	-72,90	106,33
S3-c	-1035,4	-907,25	12,38	-919,04	11,24	72,90	107,04
S3-d	385,39	311,35	19,21	348,16	9,66	121,50	68,47

Tableau V-13 : Poutre A3RHS0 avec F= 151,1 kN

Section	Essai	Théo. Vierendeel	Ecart %	Flexion globale + Vier.	Ecart %	Flexion Globale seule	Ecart %
S1-a	219,70	120,76	45,03	149,99	31,73	-84,23	138,34
S1-b	-597,47	-584,71	2,14	-521,79	12,67	-50,54	91,54
S1-c	833,47	584,71	29,85	521,79	37,40	50,54	93,94
S1-d	-232,43	-120,76	48,04	-149,99	35,47	84,23	136,24
S3-a	-467,26	-347,67	25,59	-405,43	13,23	-171,22	63,36
S3-b	492,74	357,79	27,39	368,52	25,21	-102,73	120,85
S3-c	-483,71	-357,79	26,03	-368,52	23,81	102,73	121,24
S3-d	500,98	347,67	30,60	405,43	19,07	171,22	65,82

Tableau V-14 : Poutre A3RHD7 avec F= 243,3 kN

Section	Essai	Théo. Vierendeel	Ecart %	Flexion globale + Vier.	Ecart %	Flexion Globale seule	Ecart %
S1-a	320,40	129,58	59,56	161,30	49,66	-83,75	126,14
S1-b	-1240,30	-784,77	36,73	-719,55	41,99	-50,25	95,95
S1-c	1400,60	784,77	43,97	719,55	48,63	50,25	96,41
S1-d	-388,01	-129,58	66,60	-161,30	58,43	83,75	121,58
S2-a	-24,47	-115,47	-371,88	-127,00	-418,99	-127,00	-418,99
S2-b	-422,64	-115,47	72,68	-76,20	81,97	-76,20	81,97
S2-c	-113,77	115,47	201,49	76,20	166,98	76,20	166,98
S2-d	190,91	115,47	39,52	127,00	33,48	127,00	33,48
S3-a	-536,65	-360,52	32,82	-415,29	22,61	-170,25	68,28
S3-b	2722,90	553,83	79,66	567,16	79,17	-102,15	103,75
S3-c	-1194,50	-553,83	53,63	-567,16	52,52	102,15	108,55
S3-d	593,27	360,52	39,23	415,29	30,00	170,25	71,30

Tableau V-15 : Poutre A3RHS7 avec F= 226,84 kN

L'écart est calculé de la façon suivante : $Ecart = ((Essai - Analytique) / Essai) * 100$.

Ces premières comparaisons permettent de montrer que le modèle utilisant une distribution de déformation basée sur un diagramme de flexion globale trapézoïdale plutôt que constant (en considérant un effort axial de compression) donne des résultats plus proches des résultats expérimentaux. Cependant, il peut être observé que la différence de résultats n'est pas très importante.

En utilisant le modèle de flexion globale, on constate de la même façon que précédemment que la présence de raidisseurs longs ne change pas radicalement le comportement de la poutre pour A3RHS7 (raidisseur simple).

Section	Essai	Théorie Flex. G sans raidisseur	Ecart %	théorie Flex. G. raidisseur	Ecart %
S1-a	219,70	268,67	-22,29	149,99	31,73
S1-b	-597,47	-1654,63	-176,94	-521,79	12,67
S1-c	833,47	1654,63	-98,52	521,79	37,40
S1-d	-232,43	-268,67	-15,59	-149,99	35,47
S3-a	-467,26	-560,49	-19,95	-405,43	13,23
S3-b	492,74	1479,54	-200,27	368,52	25,21
S3-c	-483,71	-1479,54	-205,87	-368,52	23,81
S3-d	500,98	560,49	-11,88	405,43	19,07

Tableau V-16 : Poutre A3RHD7 avec F= 243,3 kN

Déformations	Essai	Théorie Flex. G sans raidisseur	Ecart %	théorie Flex. G. raidisseur	Ecart %
S1-a	320,40	250,50	21,82	161,30	49,66
S1-b	-1240,30	-1542,69	-24,38	-719,55	41,99
S1-c	1400,60	1542,69	-10,15	719,55	48,63
S1-d	-388,01	-250,50	35,44	-161,30	58,43
S2-a	-24,47	-136,04	-455,94	-127,00	-418,99
S2-b	-422,64	-81,62	80,69	-76,20	81,97
S2-c	-113,77	81,62	171,74	76,20	166,98
S2-d	190,91	136,04	28,74	127,00	33,48
S3-a	-536,65	-522,57	2,62	-415,29	22,61
S3-b	2722,90	1379,45	49,34	567,16	79,17
S3-c	-1194,50	-1379,45	-15,48	-567,16	52,52
S3-d	593,27	522,57	11,92	415,29	30,00

Tableau V-17 : poutre A3RHS7 F= 226,84 kN

La Figure V-34, montre l’histogramme des déformations des différentes configurations de raidissage pour un effort d’environ 200kN :

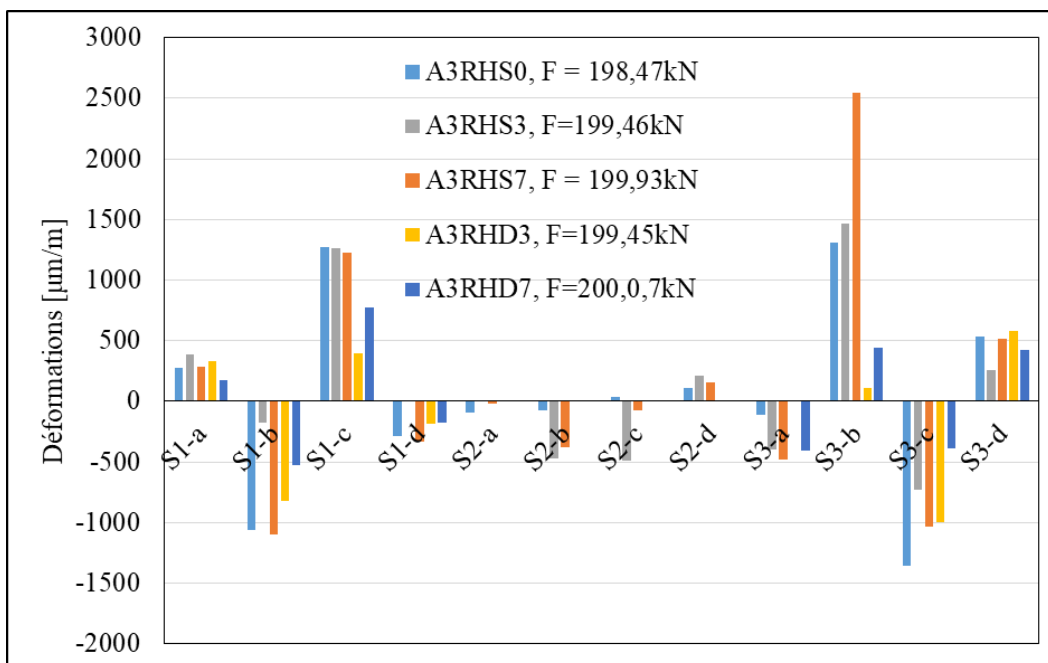


Figure V-34 : Histogramme comparant les déformations des différentes configurations de raidissage pour un effort d'environ 200kN

On peut constater en regardant cette figure V-34 que les configurations A3RHS3, A3RHS7 et A3RHD3 ne changent pas radicalement le comportement mécanique de la poutre. Les déformations restent similaires particulièrement pour les cas A3RHS3 et A3RHS7. Cependant si on reprend les comparaisons faites de résistance et de raideur globale, on a le Tableau V-18.

	A3RHS0	A3RHS3	A3RHS7	A3RHD3	A3RHD7	Ecarts S0/S3 %	Ecarts S0/S7 %	Ecarts S0/D3 %	Ecarts S0/D7 %
Résistance	582	557	879	592	> 900	-4	51	2	inconnu
Rigidité	90	85	101	95	137	-6	12	6	52

Tableau V-18 : Les comparaisons faites de résistance et de raideur globale

On constate donc que même un raidisseur simple long (configuration A3RHS7), n'impacte pas beaucoup la raideur, ce qui confirme les observations faites avec les jauges. Cependant, il impacte de manière significative la résistance avec une augmentation de plus de 50% de la résistance. Tandis que dans le cas de raidisseurs doubles long, on observe clairement une augmentation à la fois de la raideur globale, une diminution des déformations et une augmentation significative de la résistance.

3.2 Validation expérimentale de la méthode Vierendeel

L'étude présentée ci-après compare les distributions des déformations à partir de l'essai avec celles déduites de théorique (méthode Vierendeel). La Figure V-35 montre la comparaison pour trois configurations de poutres qui ont une hauteur d'ouverture de 300 mm : une sans raidisseurs, une avec raidisseurs simples (sans longueur d'ancrage) et une avec raidisseurs simples (avec longueur d'ancrage) sur la hauteur de sections en Té qui composent la membrure de l'ouverture avec deux sections différentes du même cadre d'ouverture (différentes positions le long de l'ouverture). Les déformations expérimentales sont présentées à la figure dans la méthode théorique où, les déformations expérimentales sont tracées sur des lignes transversales à travers une section de poutre réduite près des coins d'ouverture. En liaison avec les déformations expérimentales et les déformations théoriques sont tracées sur une base identique comme le sont les valeurs expérimentales avec les forces 154 et 300 kN, où ils sont dans le comportement élastique. Les résultats de l'analyse théorique (méthode Vierendeel) n'étaient pas la solution exacte pour la poutre. Dans l'ordre de la distribution des déformations avec l'arrangement du haut et du bas, mais il est similaire en termes de résultat (l'équilibre final). En d'autres termes, la partie supérieure est la répartition des contraintes sur elle plus que la partie inférieure.

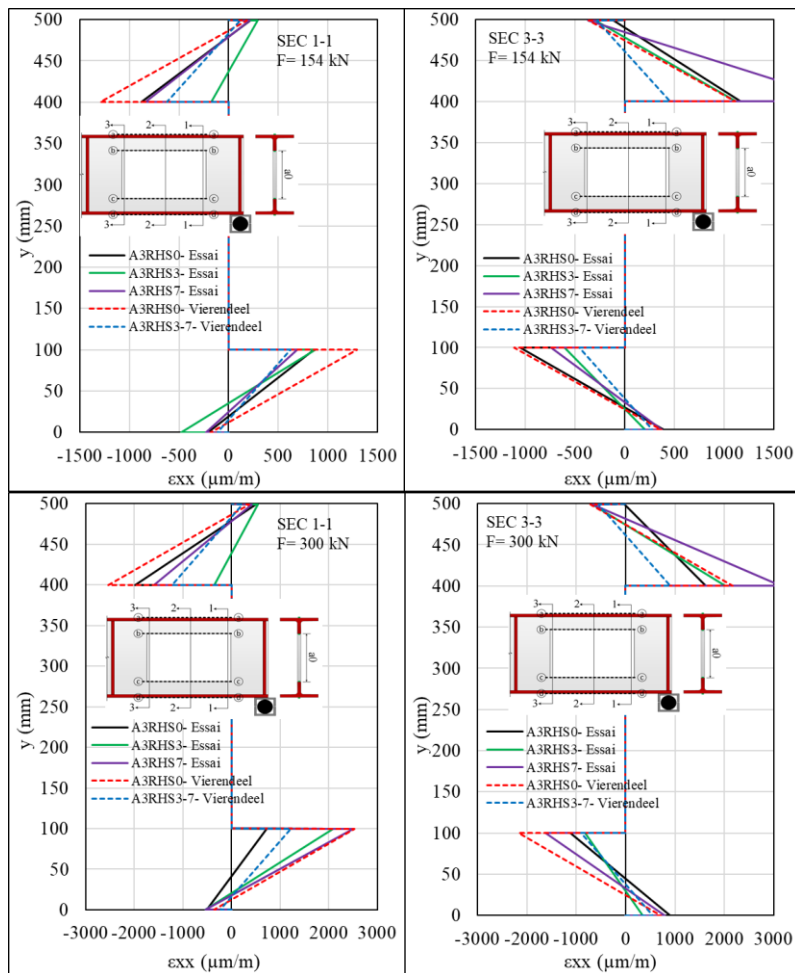


Figure V-35 : Distribution des déformations (ϵ_{xx}) sur les hauteurs de différentes sections du Té (Essai et méthode Vierendeel)

L'application de la théorie des poutres Vierendeel donne une distribution d'efforts internes telle que les membrures supérieure et inférieure sont soumises respectivement à seulement un effort axial de compression et de traction. En revanche, le modèle inertie équivalente considère que la partie de poutre avec ouverture est soumise à un diagramme de contrainte relatif au moment global appliqué à une section réduite par la présence d'une ouverture. Ainsi, l'application du modèle de poutre Vierendeel entraîne diagramme de contraintes axiales uniforme sur la hauteur des sections en T tandis que le modèle à inertie équivalente implique un diagramme linéaire.

Les Figures V-36 et V-37 présentent la distribution des déformations (ϵ_{xx}) le long de l'âme et de la semelle supérieure et inférieure (Essai et méthode Vierendeel) qui montrent la comparaison de poutre A3RHS0 sur deux force différentes 151 et 300 kN. Il peut être observé sur la Figure V-36 que les écarts entre les résultats expérimentaux et la méthode « Vierendeel » restent inférieurs à 2% (dans le domaine élastique) et supérieurs à 2% à la Figure V-37.

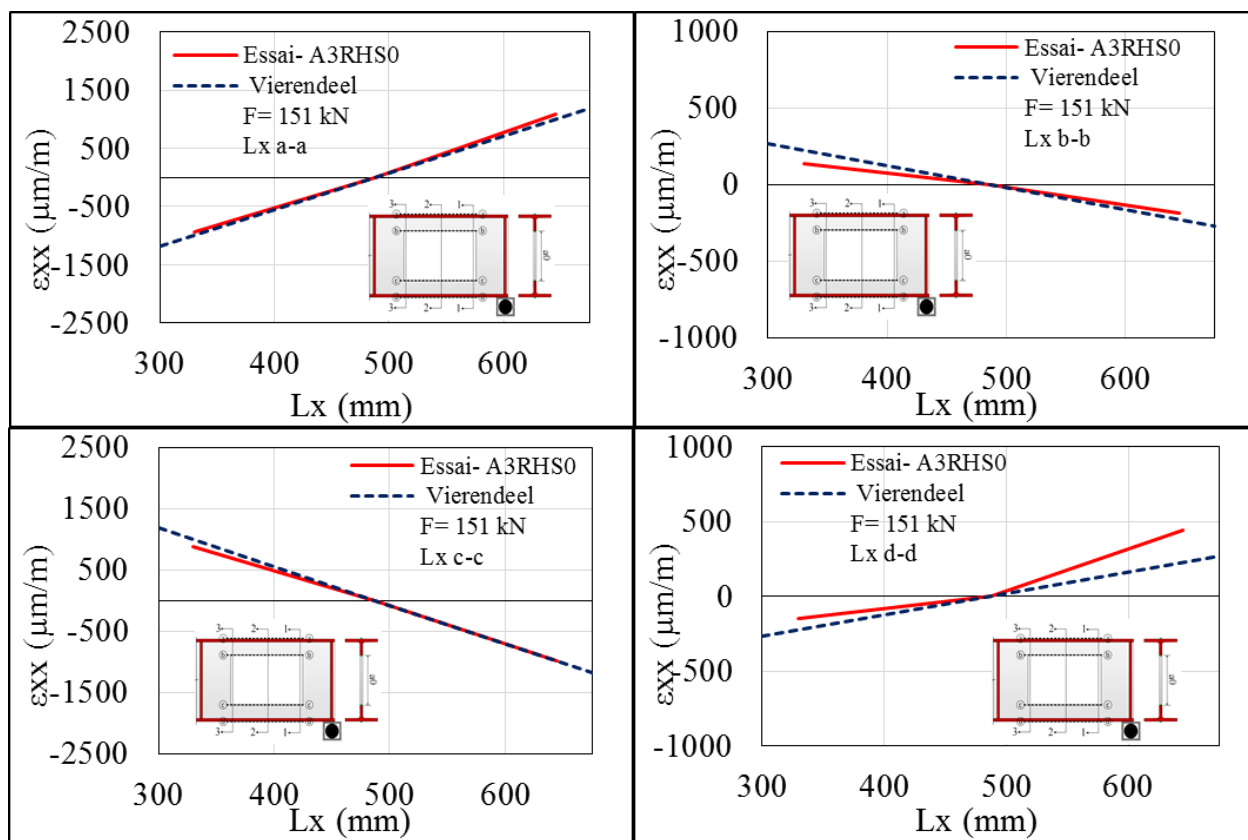


Figure V-36 : Distribution des déformations (ϵ_{xx}) le long de l'âme et de la semelle supérieure et inférieure (Essai et méthode Vierendeel) avec une force 151 kN

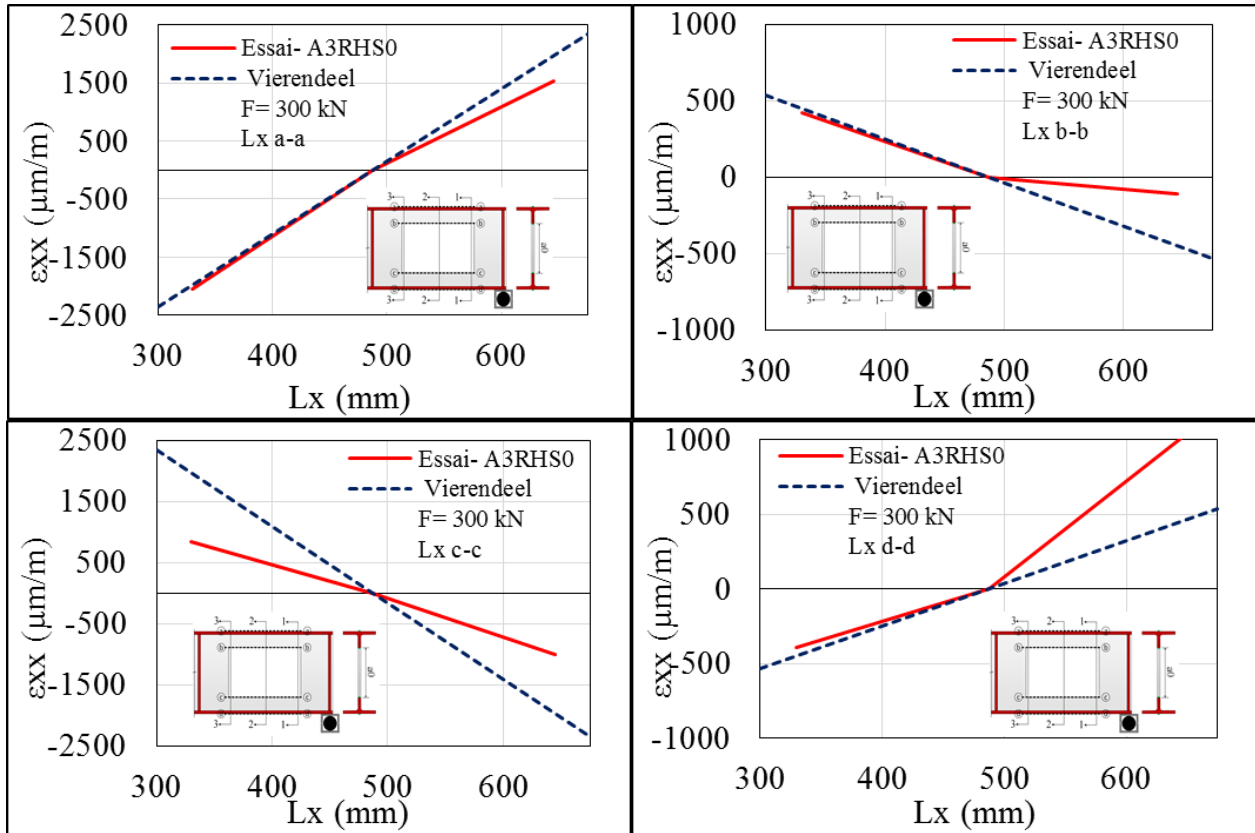


Figure V-37 : Distribution des déformations (ϵ_{xx}) le long de l'âme et de la semelle supérieure et inférieure (Essai et méthode Vierendeel) avec une force 300 kN

La Figure V-38 montre la distribution de flexion Vierendeel (M_{vier}) sur les hauteurs de différentes sections du Té (essai et méthode Vierendeel) avec deux forces 151 et 300 kN. Aussi, il peut être observé sur la Figure V-38 que les écarts entre les résultats expérimentaux et la méthode « Vierendeel » restent inférieurs à 5%.

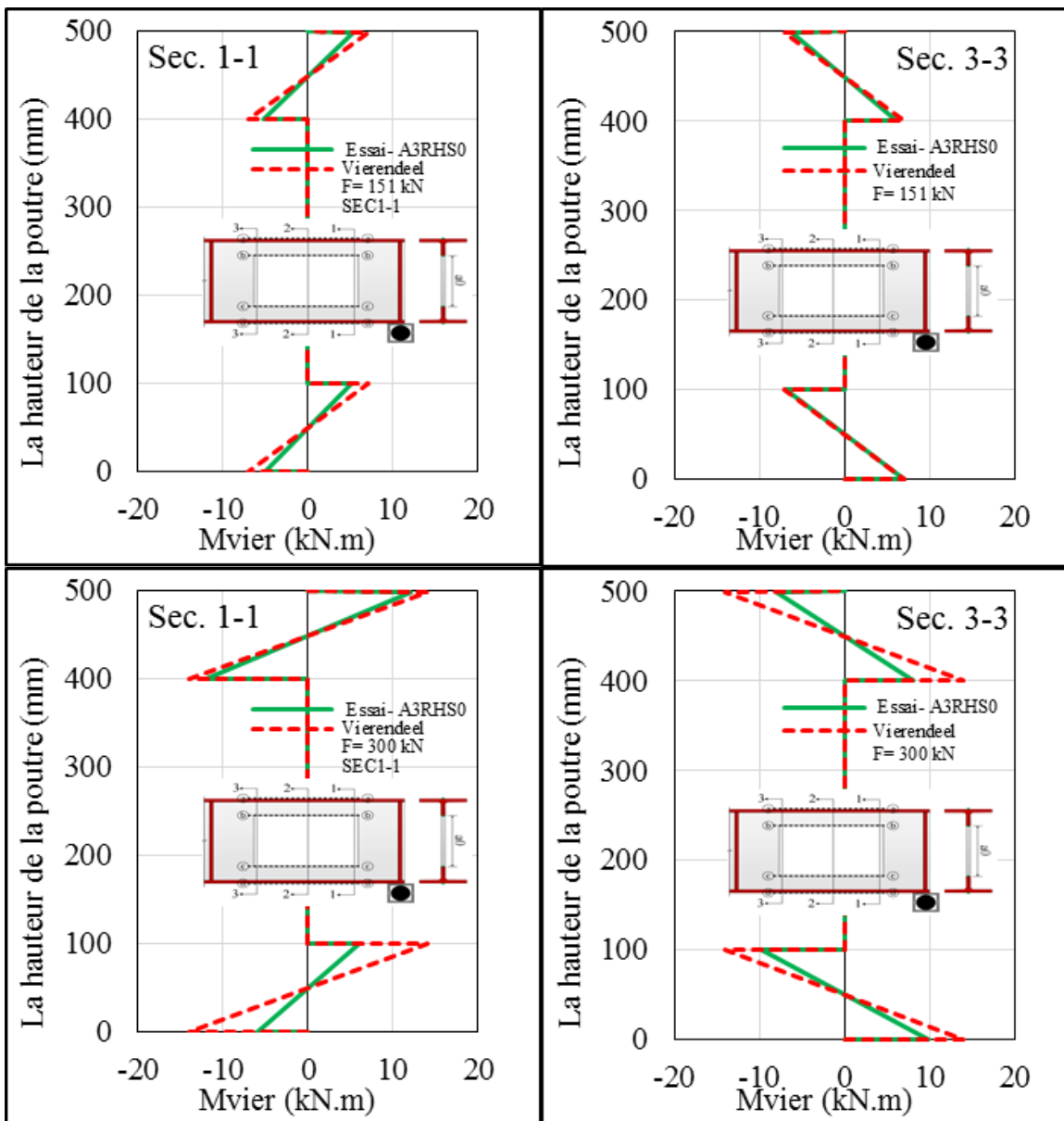


Figure V-38 : Distribution de flexion Vierendeel (M_{vier}) sur les hauteurs de différentes sections du T (essai et méthode Vierendeel) avec deux forces 151 et 300 kN

4. Vérification expérimentale des méthodes analytiques et numériques

A partir des résultats obtenus grâce aux expérimentaux, le modèle analytique et le modèle éléments finis qui ont été montré précédemment la meilleure méthode de déterminer le comportement des poutres à ouvertures d'âmes munies de raidisseurs est la méthode des éléments finis.

Les Figures V-39 et V-44 présentent une comparaison entre les contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure obtenues grâce aux essais expérimentaux, à la méthode Vierendeel et au calcul éléments finis avec des forces 150 et 300 kN. Nous pouvons constater des écarts assez importants entre ces résultats. Le signe de l'effort axial est quand à lui incohérent par

rapport à la théorie et a un comportement convergent dans les résultats d'essais et du modèle éléments finis. Et surtout à mi-longueur d'ouverture, on constate quand même un moment local quasi-nul sur les essais, ce qui colle à la théorie. Les résultats de MEF confirment cette observation qui nous amène à proposer une nouvelle approche analytique qui considèrerait une distribution de contrainte axiale linéaire due à la flexion globale combinée à la flexion vierendeel. L'effort axial évolue le long de l'ouverture, en lien avec l'évolution du moment global. Donc cela corroborerait l'idée que la distribution du moment global en efforts axiaux est une hypothèse probablement trop simpliste dans le cas d'ouvertures isolées. Nous pouvons observer ça sur les ouvertures en zone de moment constant, mais il semblerait que ce comportement soit généralisable.

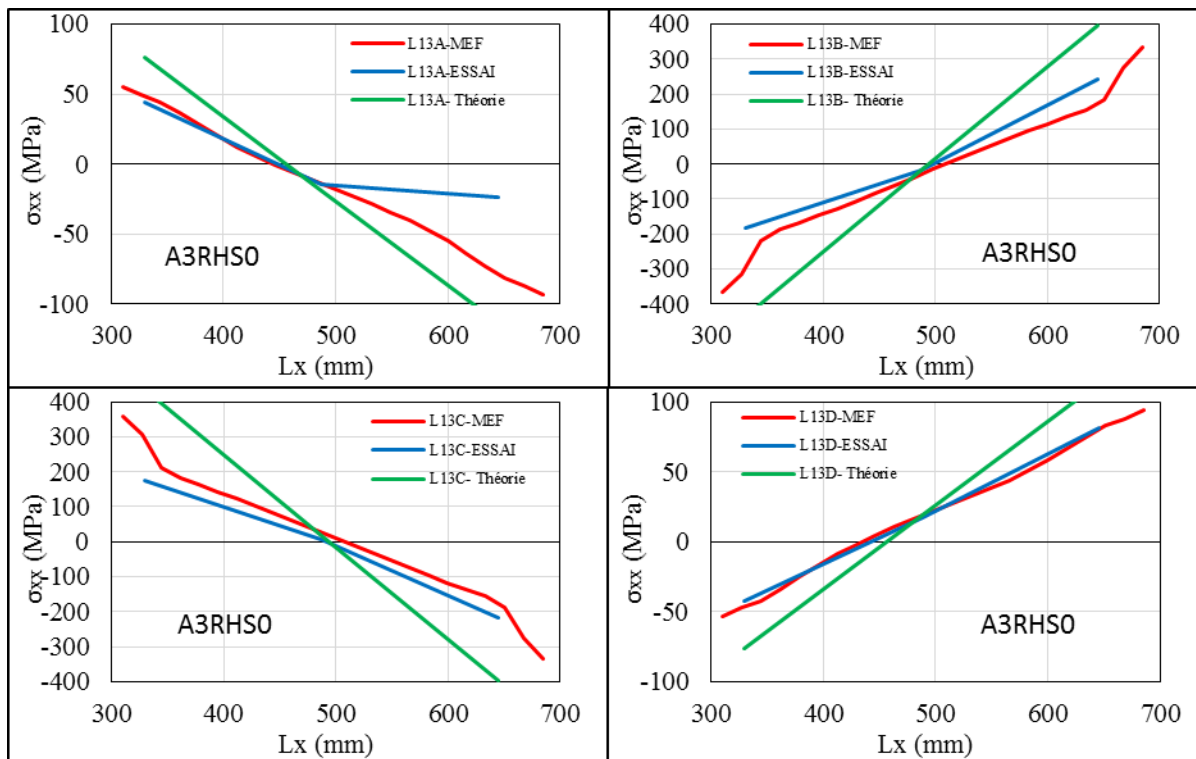


Figure V-39 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel) avec une force 150 kN (A3RHS0)

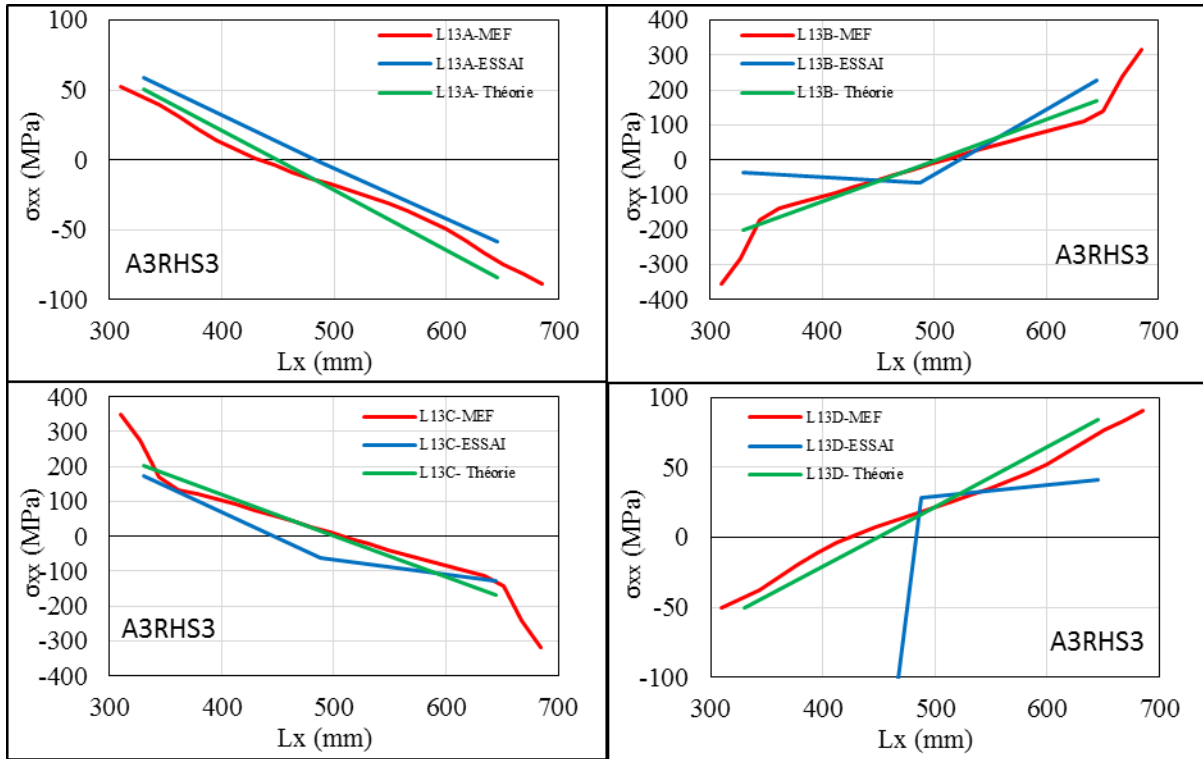


Figure V-40 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel) avec une force 150 kN (A3RHS3)

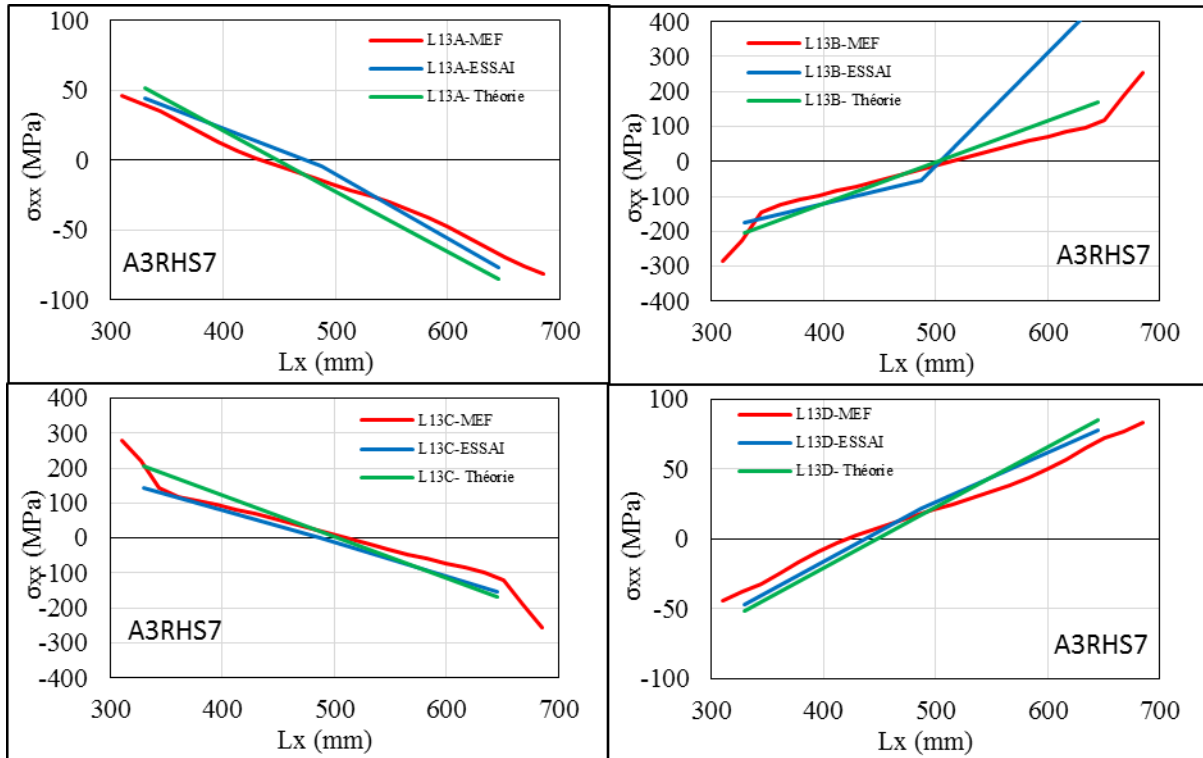


Figure V-41 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel) avec une force 150 kN (A3RHS7)

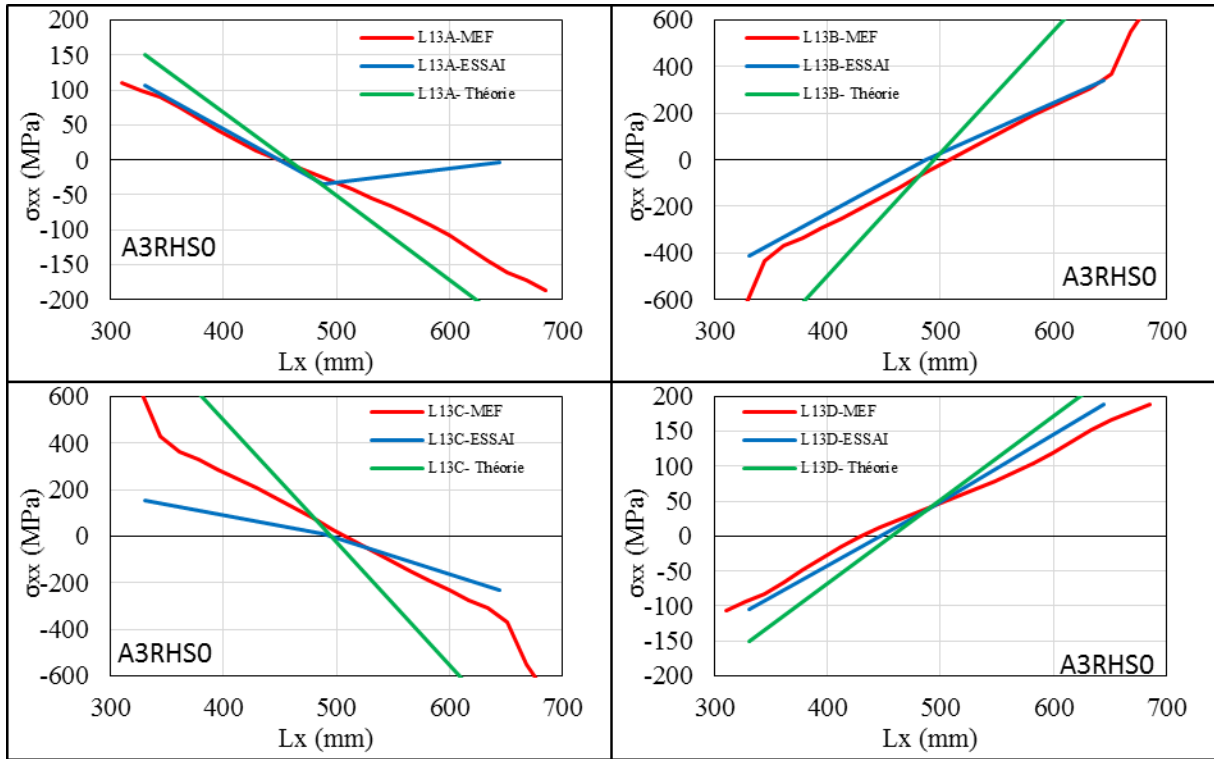


Figure V-42 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel) avec une force 300 kN (A3RHS0)

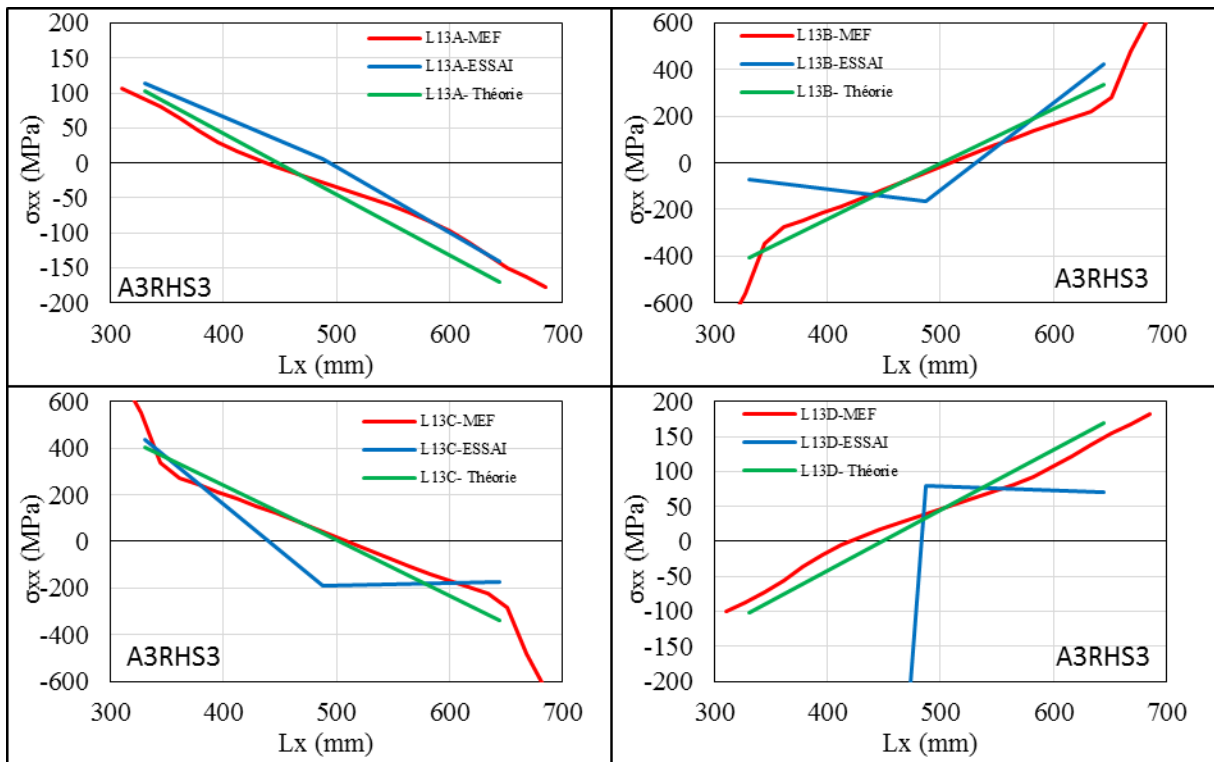


Figure V-43 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel) avec une force 300 kN (A3RHS3)

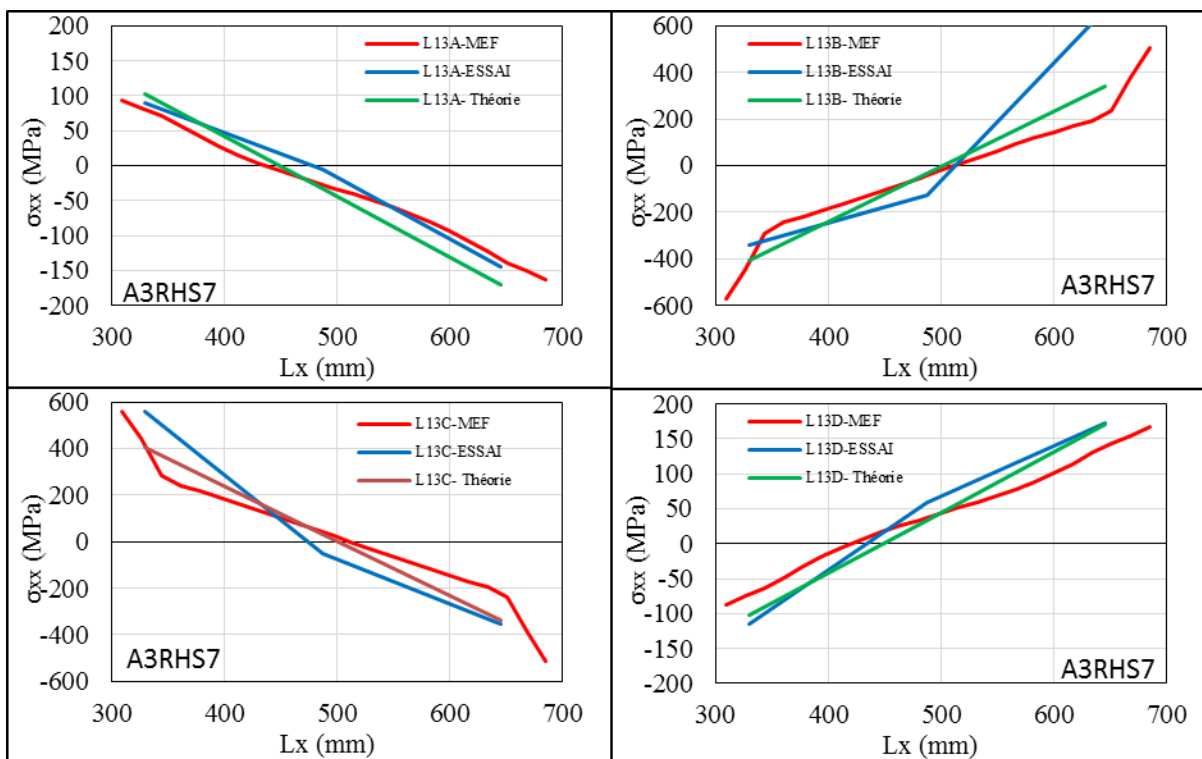


Figure V-44 : Contraintes (σ_{xx}) le long de l'âme et des semelles supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel) avec une force 300 kN (A3RHS7)

Le Tableau V-19 donne une comparaison de contrainte déterminées selon les résultats d'essais, de la méthode Vierendeel et du modèle éléments finis. Dans les valeurs prises aux endroits critiques de l'ouverture qui comprennent les coins d'ouvertures, les deux extrémités et la mi-longueur d'ouverture (en haut et en bas) ainsi que les points correspondants sur les semelles supérieure et inférieure. Les valeurs qui affichent de gros écarts sont généralement causés par un défaut dans le travail des dispositifs de mesure. Cependant, on peut noter deux observations intéressantes: (1) à mi-longueur d'ouverture, on constate un moment local quasi-nul sur les essais, ce qui est cohérent avec la méthode Vierendeel ; (2) : l'effort axial évolue le long de l'ouverture.

La méthode Vierendeel ne prend pas en compte l'effet de la longueur d'ancrage. Pour cette raison, les comparaisons affichent de gros écarts entre les résultats expérimentaux et du modèle éléments finis, d'un côté, et ceux de la méthode Vierendeel de l'autre. Aussi, dans les coins où une concentration de contrainte est observée par les essais et le modèle éléments finis, elle n'est pas et non prise en compte par le modèle analytique. Les résultats de l'analyse par éléments finis (éléments volumiques) sont très similaires à ceux déduits par les résultats d'expérimentaux dans tous les points le long de l'ouverture.

Influence d'une différence de la longueur d'ancrage sur le membrure d'ouverture. En tenant compte d'une différence de la longueur d'ancrage L_a , nous pouvons obtenir une expression qui s'ajoute à la méthode Vierendeel pour pouvoir représenter le comportement des poutres ajourées munies de raidisseurs. Et sans oublier l'influence de la concentration de contrainte aux coins d'ouverture. En bref, le comportement des poutres à ouvertures d'âmes raidies est une superposition

de toutes les influences des paramètres dans n'importe quel modèle analytique. Le fait d'en tenir compte, nous permettra de déterminer les valeurs de résistance avec une précision raisonnable.

Poutre	F (kN)		Essai			Théorie			MEF		
A3RHS0	150	a	44	-14	-24	76	-19	-114	45	-15	-73
		b	-183	-16	242	-436	-19	398	-219	-15	274
		c	175	6	-217	436	19	-398	213	13	-277
		d	-43	17	81	-76	19	114	-42	21	83
	300	a	106	-35	-4	151	-37	-225	90	-32	-161
		b	-412	-2	340	-864	-37	790	-435	-28	369
		c	153	9	-233	864	37	-790	428	29	-310
		d	-105	36	189	-151	37	225	-94	46	152
A3RHS3	150	a	59	-2	-58	51	-17	-84	46	-13	-75
		b	-37	-66	227	-201	-17	168	-282	-29	238
		c	175	-63	-127	201	17	-168	168	-6	-241
		d	-965	29	42	-51	17	84	-37	21	77
	300	a	113	5	-140	102	-34	-169	81	-33	-150
		b	-73	-162	422	-405	-34	337	-344	-22	283
		c	436	-189	-172	405	34	-337	338	23	-223
		d	-3173	80	71	-102	34	169	-87	45	139
A3RHS7	150	a	44	-5	-77	51	-17	-85	40	-13	-70
		b	-174	-55	458	-204	-17	170	-225	-27	189
		c	143	-1	-153	204	17	-170	143	-4	-191
		d	-47	22	78	-51	17	85	-32	20	72
	300	a	89	-5	-145	103	-34	-170	72	-32	-139
		b	-343	-125	675	-407	-34	339	-292	-23	235
		c	558	-53	-351	407	34	-339	287	24	-193
		d	-115	60	173	-103	34	170	-75	43	130

Tableau V-19 : Résultats des contraintes (σ_{xx} en MPa) autour de l'ouverture sur l'âme et la semelle supérieure et inférieure (Essai, MEF et méthode Vierendeel)

5- Bilan

Les résultats de l'analyse par éléments finis (éléments volumiques) sont très proches de ceux déduits par la méthode Vierendeel dans tous les points le long de l'ouverture sauf dans les coins où une concentration de contrainte est observée en MEF et non prise en compte par le modèle analytique. Cependant, il a pu être constaté que dans le cas de l'application d'un moment constant, la méthode Vierendeel est moins représentative de l'état de contrainte que la méthode à inertie équivalente. Ces exemples ont permis d'aider à mieux comprendre le comportement complexe de poutres cellulaires à ouvertures rectangulaires. La contrainte maximale est située dans les coins des ouvertures sièges de concentrations de contraintes.

Le modèle à inertie équivalente n'est pas représentatif du comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âme du fait qu'il ne permet pas de prendre en compte la flexion locale des membrures

induite par le transfert de cisaillement. Cependant, il s'est avéré assez représentatif du comportement mécanique de poutres à ouvertures d'âme soumises à un moment constant.

L'hypothèse de poutre échelle est représentative dans la majorité des cas étudiés. Cependant, il a pu être montré que l'approximation d'un moment nul au milieu de l'ouverture peut être plus ou moins exacte suivant que l'on ait une ou plusieurs ouvertures et surtout suivant que l'on ait un chargement uniforme ou des charges équivalentes appliquées aux montants d'âme. De plus, l'analyse des contraintes axiales le long de la membrure supérieure a permis d'identifier que la présence d'une charge uniforme le long de l'ouverture se traduit par une flexion locale supplémentaire de la membrure d'ouverture. Cette flexion locale supplémentaire s'avère être proche de celle d'une poutre bi-appuyée, par conséquent, le moment au coin de l'ouverture n'est pas ou peu influencé par la présence de la charge uniforme le long de l'ouverture.

En effet, le modèle analytique a montré qu'il était capable de représenter de façon limitée le comportement des poutres ajourées.

Conclusion générale

Conclusion générale

Cette thèse de doctorat a permis de réaliser un programme expérimental sur des poutres métalliques avec ouvertures d'âmes munies de raidisseurs. Les résultats d'essais ont permis de comprendre le comportement des ouvertures avec raidisseurs et d'évaluer des méthodes analytiques existantes. Ils sont également utilisés pour valider un modèle numérique capable de représenter de manière précise le comportement des poutres à ouvertures d'âmes avec ou sans raidisseurs. Les travaux couvrent différentes configurations d'ouvertures en considérant principalement la résistance liée à la ruine locale autour de l'ouverture par flexion Vierendeel. Le chapitre I de cette thèse donne l'état de l'art des connaissances sur la résistance de poutres munies d'ouvertures isolées ou uniformément réparties. Il montre que la forme de l'ouverture joue un rôle important sur le mode de ruine nécessitant ainsi l'adaptation des méthodes de calcul. Ensuite, il permet de mettre en avant les lacunes concernant les règles sur la mise en œuvre et la vérification d'ouvertures raidies. Les raidisseurs jouent un rôle non seulement de maintien aux instabilités, mais confèrent une augmentation de section résistante pouvant être non-négligeable. Les prescriptions actuelles fixent une longueur forfaitaire d'ancrage de ces raidisseurs en dessous de laquelle ceux-ci ne peuvent pas être pris en compte dans la résistance de l'ouverture. Cependant, les résultats numériques nous ont permis d'observer que l'apport en résistance plastique de raidisseurs partiels n'est pas négligeable et qu'il serait intéressant d'approfondir les études existantes afin de mieux prendre en compte la présence de ce type de raidisseurs, notamment dans le cas de charges localisées.

Plusieurs campagnes expérimentales ont donc été réalisées afin de répondre aux interrogations principales qui concernent l'influence des raidisseurs dans le comportement local et global d'une poutre munie d'une ouverture, sous diverses conditions de renforcement et de chargement.

Les premières études expérimentales présentées dans le chapitre II ont pour objectif de tester à la ruine des poutres munies d'ouvertures rectangulaires isolées avec et sans raidisseurs. La disposition des poutres en flexion 3 points oblige une ruine par flexion Vierendeel. Cette ruine implique la formation d'un mécanisme avec rotules plastiques ou voilement local aux 4 coins de l'ouverture en fonction de l'élancement des parois de l'ouverture. Les mesures expérimentales ont servi à valider un modèle numérique basé sur les logiciels éléments finis CAST3M et ABAQUS. L'analyse des différents résultats de cette étude a permis de démontrer l'intérêt d'utiliser un raidissage dont la longueur d'ancrage était suffisante, dans le cas contraire, celui-ci n'apporte alors peu ou pas de sur-résistance. De plus, il a pu être constaté que le processus de soudage des raidisseurs peut au contraire entraîner un affaiblissement de l'ouverture avec l'apparition de fissures prématurées en lien avec les traitements thermiques autour des cordons de soudure.

La seconde campagne expérimentale présentée dans le chapitre III a pour objectif d'étudier le comportement d'une ouverture sous charge locale au droit de l'ouverture. Ces essais ont permis de montrer que le raidissage, qu'il soit long ou court, apporte un renforcement à l'ouverture. Les modélisations ainsi que les observations expérimentales ont permis d'évaluer la distribution d'efforts internes au sein d'une membrure d'ouverture soumise à un chargement localisée. Les premières observations indiquent que la membrure d'ouverture est fléchie localement par chargement localisé comme une poutre bi-articulée. Les modèles éléments finis permettent d'étudier cette distribution d'efforts pour des configurations d'ouverture et de chargement diverses afin de conforter les observations expérimentales et d'évaluer les différentes approches analytiques existantes. La comparaison des résultats MEF (éléments volumiques) avec ceux mesurés avec les

jauges de déformation montre une grande similitude. Ceci atteste de la qualité du modèle MEF pour des analyses locales de contraintes.

Les modèles E.F. ont permis d'étudier en détail la distribution de déformation autour de l'ouverture et le long des raidisseurs. Une déformation importante est observée au niveau des coins de l'ouverture soit non raidie ou raidie mais sans longueur d'ancrage. Cette zone critique de déformation se déplace avec l'utilisation des raidisseurs munis d'une certaine longueur d'ancrage. La localisation de cette zone critique peut être importante pour le développement de modèles analytiques précis.

De plus, les résultats MEF ont permis d'observer différents modes de ruine des poutres à ouvertures d'âme avec et sans raidisseurs et différentes configurations d'ouvertures (par exemple la ruine fragile par « fracture » et la ruine par l'écrasement de l'âme). Ces résultats sont comparés avec les méthodes analytiques existantes et notamment la plus couramment utilisée qui considère la flexion Vierendeel, basée sur la formation d'un mécanisme autour de l'ouverture. Un de ces modèles, le modèle à inertie équivalente, a montré qu'il n'était évidemment pas représentatif du comportement mécanique des poutres à ouvertures d'âme du fait qu'il ne permet pas de prendre en compte la flexion locale des membrures induite par le transfert de cisaillement. Cependant, il s'est avéré assez représentatif de la distribution de contrainte de poutres à ouvertures d'âme soumises à un moment constant. De plus, il a pu être montré que l'approximation d'un moment nul au milieu de l'ouverture peut être plus ou moins exacte suivant que l'on ait une ou plusieurs ouvertures et surtout suivant que l'on ait un chargement uniforme ou des charges équivalentes appliquées aux montants d'âme.

L'analyse des contraintes axiales le long de la membrure supérieure a permis de montrer que la présence d'une charge uniforme le long de l'ouverture se traduit par une flexion locale supplémentaire de la membrure d'ouverture. Cette flexion locale supplémentaire s'avère être proche de celle d'une poutre bi-appuyée comme précédemment observé lors des essais de charges localisées présentés au chapitre III. Par conséquent, le moment au coin de l'ouverture n'est pas ou peu influencé par la présence de la charge uniforme le long de l'ouverture.

Les études E.F. ont permis de révéler l'apport en résistance de raidissages partiels. Des études complémentaires pourraient être menées afin de mieux caractériser l'apport en résistance de raidisseurs partiels. Ensuite, d'autres études pourraient être menées en situation de poutres mixtes qui implique un changement conséquent dans la distribution du cisaillement au droit d'une ouverture et pourrait donner d'autant plus d'intérêt dans l'utilisation d'un raidissage partiel ou uniquement sur 1 seule des 2 membrures d'ouverture.

***Références
bibliographiques***

Références bibliographiques

- [1] D. Kerdal and D. Nethercot, “Failure modes for castellated beams,” *Journal of constructional steel research*, vol. 4, no. 4, pp. 295–315, 1984.
- [2] R. Shrivastava and S. Redwood, “Web instability near reinforced rectangular holes web instability near reinforced rectangular holes,” *IABSE proceedings*, vol. 1, no. 6, pp. 1-17, 1977.
- [3] Eurocode 3 version ENV, « Calcul des structures en acier » et Document d’Application Nationale,” 2002.
- [4] EN 1993-1-1, Eurocode 3 - Design of steel structures - part1-1: “General rules and rules for buildings”, 2003.
- [5] R. Manfred and A. Hirt, “Construction métallique notions fondamentales et méthodes de dimensionnement” *Traité de Génie Civil de l’Ecole polytechnique fédérale de Lausanne – vol. 10*, 1994.
- [6] D. Kerdal, “Lateral torsional buckling strength of castellated beams,” PhD thesis, University of Sheffield, P. 280, November 1982.
- [7] P. Maitre, “Recommandations pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l’âme selon la NF EN 1993,” *BNCM / CNC2M – N0199*, Juillet 2015.
- [8] W. Lucas and D. Darwin, “Steel and composite beams with web openings,” *The American iron and steel institute*, The University of Kansas, P. 188, June 1990.
- [9] CTICM, “Déversement des poutres en acier,” *Collection CTICM*, 2012.
- [10] L. Zhang and P. Wang, “Simplified analysis method for catenary action of restrained cellular steel beams at elevated temperature considering strain reversal,” *Fire Safety Journal*, vol. 95, pp. 145–159, November 2018.
- [11] P. Wang, X. Wang, and N. Ma, “Vertical shear buckling capacity of web-posts in castellated steel beams with fillet corner hexagonal web openings,” *Engineering Structures*, vol. 75, pp. 315–326, September 2014.
- [12] S. Demirdjian, “Stability of castellated beam webs”, Master thesis, McGill University, P. 140, Montréal, Canada, March1999
- [13] K. Tsavdaridis and C. D’Mello, “Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes,” *Journal of constructional steel research*, vol. 67, no. 10, pp. 1605–1620, 2011.
- [14] S. Durif, “Comportement mécanique des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales -développement d’un modèle analytique adapté-,” thèse doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, p. 279, 2012.
- [15] T. Peters, “The international association for bridge and structural engineering (The first 80 years 1929–2009),” *IABSE*, Août 2011.
- [16] A. Marneffe, “Calcul direct de la poutre Vierendeel par la méthode des systèmes équivalents l’ellipse,” *IABSE publications*, vol. 31, no. 5, pp. 233-260, 1937.

- [17] E. Robert and L. Musette, “Note sur le calcul des poutres Vierendeel,” IABSE publications, vol. 15, pp. 187–198, 1955.
- [18] R. Lawson and S. Hicks, “Design of composite beams with large web openings,” SCI Publication 355, 2011.
- [19] R. Redwood and S. Ho Cho, “Design of steel and composite beams with web openings,” *Journal of constructional steel research*, vol. 25, pp. 23–41, 1993.
- [20] K. Tsavdaridis and C. D’Mello, “Vierendeel bending study of perforated steel beams with various novel web opening shapes through nonlinear finite-element analyses,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, no. 10, pp. 1214–1230, 2012.
- [21] K. Chung and R. M. Lawson, “Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4,” *Journal of constructional steel research*, vol. 57, no. 2, pp. 135–163, 2001.
- [22] K. Chung, T. Liu, and A. Ko, “Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings,” *Journal of constructional steel research*, vol. 57, no. 5, pp. 467–490, 2001.
- [23] T. Liu and K. F. Chung, “Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: Finite element investigation,” *Journal of constructional steel research*, vol. 59, no. 9, pp. 1159–1176, 2003.
- [24] D. Darwin, “Design of composite beams with web openings,” *Progress in structural engineering and materials*, vol. 2, no.2, pp. 157–163, April 2000.
- [25] R. Hoffman, D. Dinehart, S. Gross, and J. Yost, “Analysis of stress distribution and failure behavior of cellular beams,” *International. ANSYS Conference*, 2-4 May 2006.
- [26] L. Budi, Sukamta, and W. Partono, “Optimization analysis of size and distance of hexagonal hole in castellated steel beams,” *Procedia engineering*, vol. 171, pp. 1092–1099, 2017.
- [27] R. Frans, H. Parung, D. Sandy, and S. Tonapa, “Numerical modelling of hexagonal castellated beam under monotonic loading,” *Procedia engineering*, vol. 171, pp. 781–788, 2017.
- [28] P. Martin, M. Couchaux, O. Vassart, and A. Bureau, “An analytical method for the resistance of cellular beams with sinusoidal openings,” *Engineering structures*, vol. 143, pp. 113–126, 2017.
- [29] BSI (British Standards Institution), “Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1.2: General rules - Structural fire design,” July, 2003.
- [30] EN 1993-1-3, Eurocode 3 - Design of steel structures - part1-3: “General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”, 2006.
- [31] H. Showkati, T. Ghazijahani, A. Noori, and T. Zirakian, “Experiments on elastically braced castellated beams,” *Journal of constructional steel research*, vol. 77, pp. 163-172, 2012.

- [32] M. Soltani, A. Bouchaïr, and M. Mimoune, “Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams,” *Journal of constructional steel research*, vol. 70, pp. 101-114, 2012.
- [33] B. Anupriya and K. Jagadeesan, “Shear strength of castellated beam with and without stiffeners using FEA (ANSYS 14),” *International Journal of Engineering and Technology*, vol. 6, no. 4, pp. 1970-1981, 2014.
- [34] H. Bouzid, “Etude paramétrique du comportement élastique « En flexion simple » des poutres métalliques ajourées,” *The 13th arab structural engineering conference university of Blida 1, Algeria* pp. 1–7, december 13-15, 2015.
- [35] M. Knobloch and M. Fontana, “Strain-based approach to local buckling of steel sections subjected to fire,” *Journal of constructional steel research*, vol. 62, no. 1-2, pp. 44-67, 2006.
- [36] P. Panedpojaman and T. Rongram, “Design equations for Vierendeel bending of steel beams with circular web openings,” *Proceedings of the world congress on engineering*, vol. II, no. c, pp. 978-988, 2014.
- [37] R. M. Lawson, J. Lim, S. J. Hicks, and W. I. Simms, “Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings,” *Journal of constructional steel research*, vol. 62, no. 6, pp. 614–629, 2006.
- [38] O. Vassart, “Analytical Model for cellular beams made of hot rolled sections in case of fire,” *Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand*, P.189, 2009.
- [39] R. Maquoi and M. Skaloud, “Stability of plates and plated structures: General Report,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 55, no. 1, pp. 45–68, Septembre 2000.
- [40] EN 1993-1-5, Eurocode 3 - Design of steel structures - part1-5: “Plated structural elements”, 2004.
- [41] B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, and D. Beg, “Commentary and Worked Examples To EN 1993-1-5 (Plated Structural Elements),” *October*, vol. 1, October, 2007.
- [42] A. Nadjai, O. Vassart, F. Ali, D. Talamona, A. Allam, and M. Hawes, “Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures,” *Fire Safety Journal*, vol. 42, no. 6–7, pp. 489–497, 2007.
- [43] M. Azhari and M. Bradford, “Local buckling of I-section beams with longitudinal web stiffeners,” *Thin-Walled Structures*, vol. 15, no. 1, pp. 1-13, 1993.
- [44] S. Durif, A. Bouchaïr, and O. Vassart, “Experimental tests and numerical modeling of cellular beams with sinusoidal openings,” *Journal of constructional steel research*, vol. 82, pp. 72–87, 2013.
- [45] W. Russell, “Experimental studies of Vierendeel beam analysis”, *Master thesis, Oregon State University*, P. 73, May 1966.
- [46] J. Lu and H. Lieurade, “Concentration de contraintes,” *Techniques de l’Ingénieur, traité Génie mécanique*, vol. 33, pp. 1-24, 1998.

- [47] L. Amayreh and M. Saka, “Failure load prediction of castellated beams using artificial neural networks,” *Asian journal civil engineering (Building Housing)*, vol. 6, no. 1–2, pp. 35–54, 2005.
- [48] A. Lan and R. Redwood, “Web buckling in castellated beams,” *Publication McGill University*, vol. 57 issue 2 part 2, pp. 307-320, August 1974.
- [49] W. Zaarour, “Web buckling in thin webbed castellated beams,” *Thèse de Master en Ingénierie, McGill University*, P. 184, Mai 1995.
- [50] W. Zaarour and R. Redwood, “Web buckling in thin webbed castellated beams,” *Journal of structural engineering*, vol. 122, no. 8, pp. 860-866, 1996.
- [51] E. Ellobody, “Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes,” *Thin-Walled Structural*, vol. 52, pp. 66-79, 2012.
- [52] W. Young and R. Budynas, “*Roark’s Formulas for Stress and Strain*,” McGraw-Hill, 7th Edition, Octobre 2001.
- [53] R. Donahey and D. Darwin, “Performance and design of composite beams with web openings,” *Report by AISC Kansas*, April 1986.
- [54] B. Benitez, D. Darwin, Z. Fellow, and R. Donahey, “Deflections of composite beams with web openings,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, pp. 1139–1147, October 1998.
- [55] D. Zhoua, “Nonlinear calculation of a tested composite beam with web opening,” *Building science research of Sichuan*, pp. 21-24, 2004.
- [56] D. Zhoua, L. Longqi, J. Schnell, W. Kurz and P. Wang, “Elastic deflections of simply supported steel I-beams with a web opening,” *Procedia Engineering* vol. 31, pp. 315-323, 2012.
- [57] M. Qissab, “A New Stiffness Matrix for a 2D-Beam Element with a Transverse Opening,” *Open Journal of Civil Engineering*, pp. 17–28, 2015.
- [58] M. Shan, R. LaBoube and W. Yu, “Bending and shear behavior of web elements with openings,” *Journal of structural engineering*, vol. 122, issue 8 pp. 854-859, 1996.
- [59] S. Patil and P. Kumbhar, “Study of castellated beam using stiffeners : a review,” *International Journal of Research in Engineering and Technology*, vol. 4, no. 11, pp. 50–54, 2015.
- [60] T. Neto, “Analysis and Design of Composite Beams with Web Openings,” *Instituto Superior Técnico, Lisbon University*, pp. 1–10, July 2014.
- [61] K. Sivakumaran, M. Ng, and S. Fox, “Flexural strength of cold-formed steel joists with reinforced web openings,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 33, no. 9, pp. 1195–1208, 2016.
- [62] V. Wong, W. Burgess and J. Plank “A simplified design method for composite floor beams with web openings in fire,” *4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australia*, 21 –23 July 2010.

- [63] E. Ellobody, “Interaction of buckling modes in castellated steel beams,” *Journal of constructional steel research*, vol. 67, no. 5, pp. 814-825, 2011.
- [64] K. Tsavdaridis and G. Galiatsatos, “Assessment of cellular beams with transverse stiffeners and closely spaced web openings,” *Thin-Walled Structures*, vol. 94, pp. 636–650, 2015.
- [65] EN 1993-1-4, Eurocode 3 - Design of steel structures - part1-4: “General rules - Supplementary rules for stainless steels”, 2006.
- [66] F. Shaker and M. Shahat, “Strengthening of web opening in non-compact steel girders,” *Journal of Mechanical and Civil Engineering*. Ver. II, vol. 12, no. 5, pp. 34-47, 2015.
- [67] P. Siddheshwari and A. Patil, “Comparative study of transverse stiffeners and stiffeners along the opening edge used for castellated beam,” *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, vol. 5, no. May, pp. 8516–8522, 2016.
- [68] H. Takabatake, “Lateral buckling of I beams with web stiffeners and batten plates,” *International Journal of Solids and Structures*, vol. 24, no. 10, pp. 1003–1019, 1988.
- [69] S. Lee, H. Yoo, and Y. Yoon “Behavior of intermediate transverse stiffeners attached on web panels,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, pp. 337–345, 2002.
- [70] M. Wakchaure, A. Sagade, and V. Auti, “Parametric study of castellated beam with varying depth of web opening,” *International Journal of Scientific and Research Publications*, vol. 2, no. 8, pp. 1–6, 2012.
- [71] B. Anupriya and K. Jagadeesan, “Strength study on castellated beam,” *International Journal of Engineering Research & Technology*, vol. 2, no. 12, pp. 3853-3859, 2013.
- [72] A. Jamadar and D. Kumbhar, “Parametric study of castellated beam with circular and diamond shaped openings,” *International Research Journal of Engineering and Technology*, vol. 02, pp. 715–722, 2015.
- [73] A. Shaikh and H. Aher, “Structural Analysis of Castellated Beam,” *International Journal on Recent Technologies in Mechanical and Electrical Engineering*, vol. 2, issue 6, pp. 81–84, 2015.
- [74] ENV 1993-1-1, Eurocode 3 - Design of steel structures – Part 1-1: “General rules and rules for buildings”, Annexe N, 1995.
- [75] G. Veríssimo, R. Fakury and J. Ribeiro, “Design aids for unreinforced web openings in steel beams,” *Engineering Journal*, vol. 43, no. 3, pp. 163–171, 2006.
- [76] R. Lupien and R. Redwood, “Steel beams with web openings reinforced on one side,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 5 no. 4, pp. 451-461, December 1978.
- [77] K. Bedi and P. Pachpor, “Moment and shear analysis of beam with different web openings,” *International Journal of Engineering Research and Applications*, vol. 1, issue 4, pp.1917-1921, 2014.

- [78] P. Wang, X. Wang, and N. Ma, “Vertical shear buckling capacity of web-posts in castellated steel beams with fillet corner hexagonal web openings,” *Engineering Structures*, vol. 75, pp. 315–326, 2014.
- [79] F. Denan and N. Hashim, “Optimum shapes and sizes on torsion behaviour of I-beam with web opening,” *Matec web of conferences* 47, pp.1-8, 2016.
- [80] R. Redwood and S. Demirdjian, “Castellated beam web buckling in shear,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 21, pp. 1202–1207, 1998.
- [81] S. Morkhade and L. Gupta, “An experimental and parametric study on steel beams with web openings,” *International journal of advanced structural engineering*, vol. 7, no. 3, pp. 249–260, 2015.
- [82] T. Al-Dafafea, S. Durif, A. Bouchaïr and E. Fournely, “Analyse des contraintes locales dans les poutres à ouvertures d’âmes,” *Algérie Équipement ENSTP*, vol. 58, pp. 93–103, Janvier 2018.

Annexe A - Chapitre III

Annexe A Chapitre III

Résultats essais

Les résultats d'essais pour le comportement des formes d'ouvertures avec charges concentrées qui comprennent deux groupes B et C. Les poutres du groupe B correspondent aux poutres à ouvertures d'âmes rectangulaires avec et sans raidisseurs. Les poutres du groupe C correspondent à de nouvelles configurations d'ouverture, ou seule la forme de l'ouverture change.

Groupes B

Ces poutres à ouvertures d'âmes rectangulaires avec et sans raidisseurs, testées dans le domaine élastique lors de la première campagne expérimentale présentée au chapitre II (sept poutres) sont ici testées jusqu'au maximum de la capacité du système expérimental utilisé. Pour la plupart, elles sont amenées à entrer dans le domaine plastique et (ou) à entrer dans des phases de comportement local non linéaire géométrique. Le tableau A-1 synthétise les configurations d'ouvertures d'âme et de raidisseurs. Les fiches suivantes, pour chaque corps d'épreuve, précisent ces configurations, rapportent le comportement mécanique observé, une photo en fin de chargement et une explication sur le mode de ruine.

Cas	Nom	A0	L0	La	Raidisseurs	Description
1	A3RHD7	300	375	200	doubles	Rectangulaire
2	A2RHS0	200	375	0	sans	Rectangulaire
3	A2RHS3	200	375	0	simples	Rectangulaire
4	A2RHS7	200	375	200	simples	Rectangulaire
5	A2RHD3	200	375	0	doubles	Rectangulaire
6	A2RHD7	200	375	200	doubles	Rectangulaire
7	A2RHV3	200	375	0	verticaux	Rectangulaire

Tableau A-1 : Les noms des éprouvettes Groupes B

Nom éprouvette : A3RHD7

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Double long
Hauteur ouverture : A0 (mm)	300
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

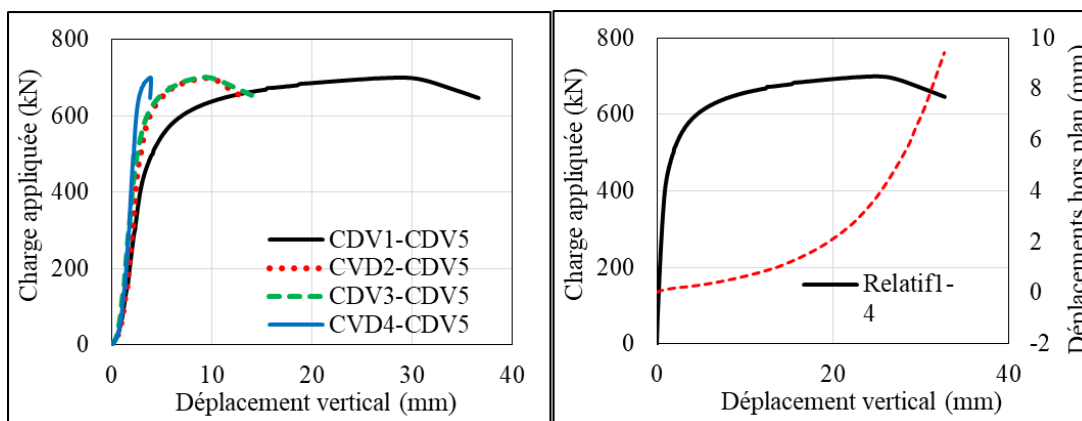


Figure A-1 : A3RHD7 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-2 : A3RHD7 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	700
Raideur : K (kN/m)	412
Mode de ruine	Plastification de la membrure supérieure

Nom éprouvette : A2RHS0

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Aucun
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

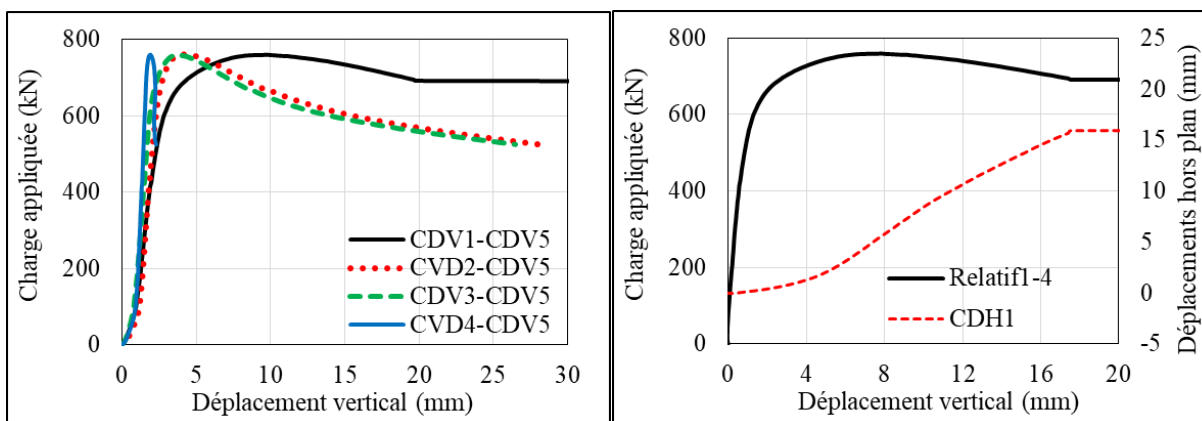


Figure A-3 : A2RHS0 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan

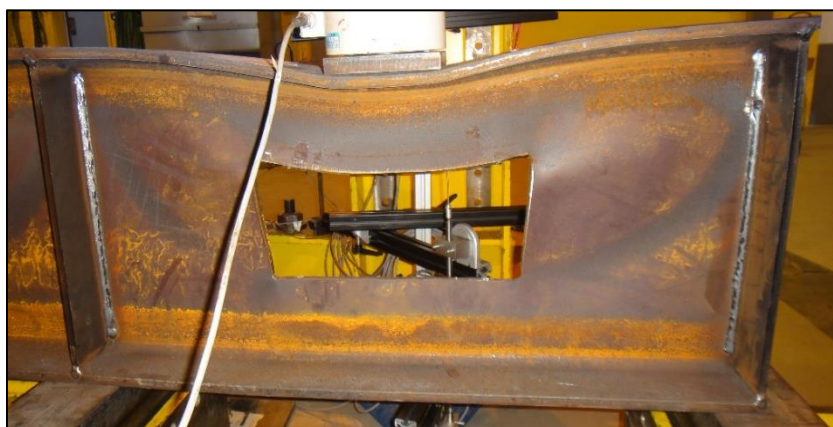


Figure A-4 : A2RHS0 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	760
Raideur : K (kN/m)	614
Mode de ruine	Combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux

Nom éprouvette : A2RHS3

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Simple court
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

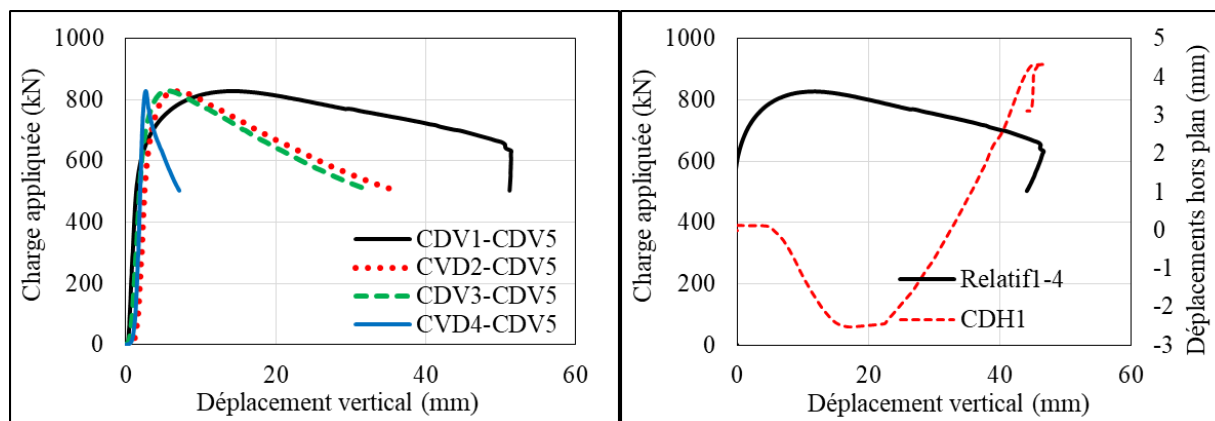


Figure A-5 : A2RHS3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-6 : A2RHS3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	828
Raideur : K (kN/m)	868
Mode de ruine	Flexion de la membrure supérieure et l'instabilité

Nom éprouvette : A2RHS7

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Simple long
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

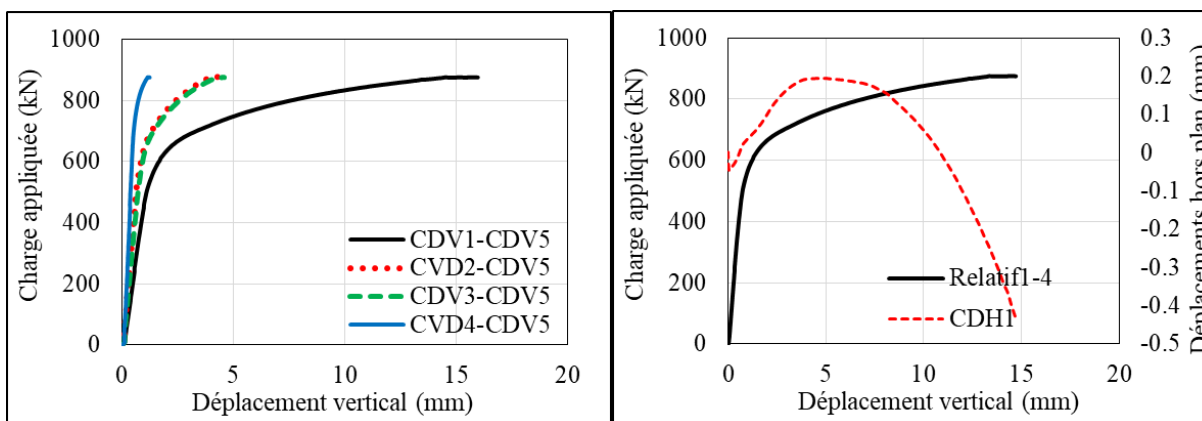


Figure A-7 : A2RHS7 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-8 : A2RHS7 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	876
Raideur : K (kN/m)	733
Mode de ruine	Flexion de la membrure supérieure

Nom éprouvette : A2RHD3

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Double court
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

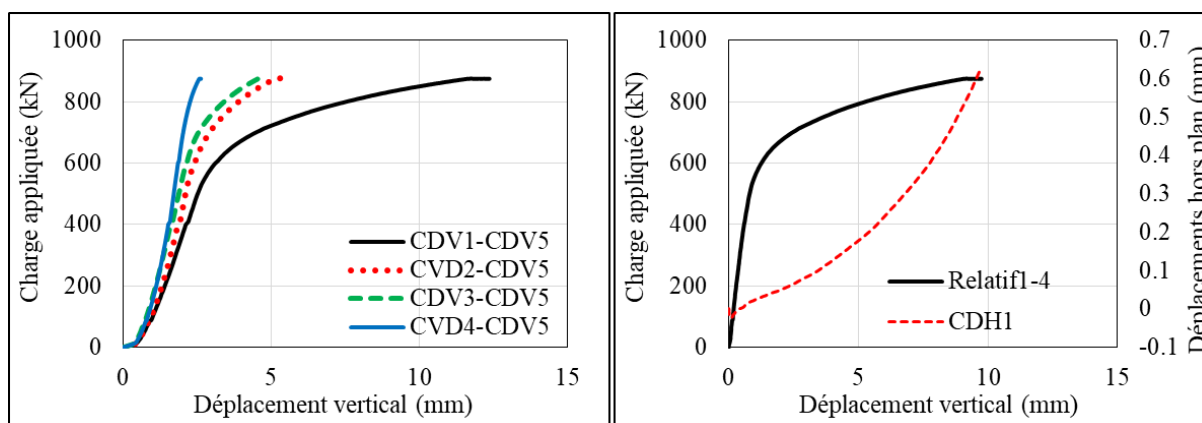


Figure A-9 : A2RHD3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-10 : A2RHD3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	875
Raideur : K (kN/m)	637
Mode de ruine	Flexion de la membrure supérieure

Nom éprouvette : A2RHD7

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Double long
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

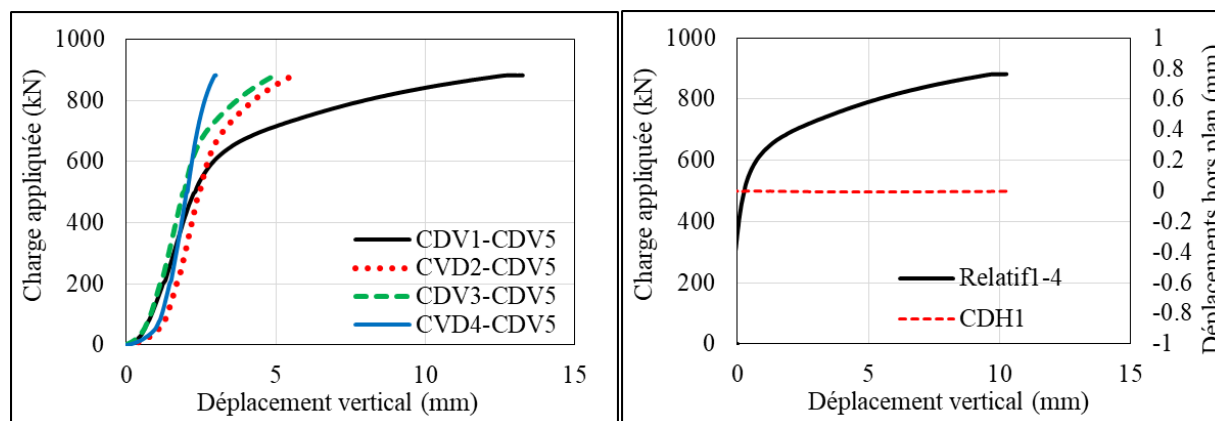


Figure A-11 : A2RHD7 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan

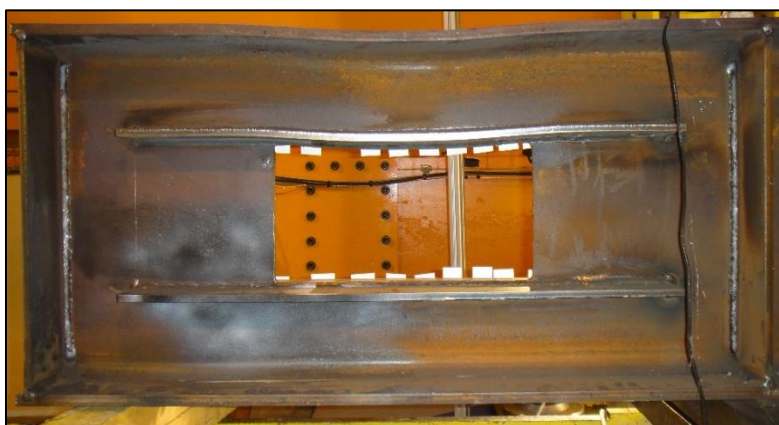


Figure A-12: A2RHD7 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	882
Raideur : K (kN/m)	744
Mode de ruine	Flexion de la membrure supérieure

Nom éprouvette : A2RHV3

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Cadre
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

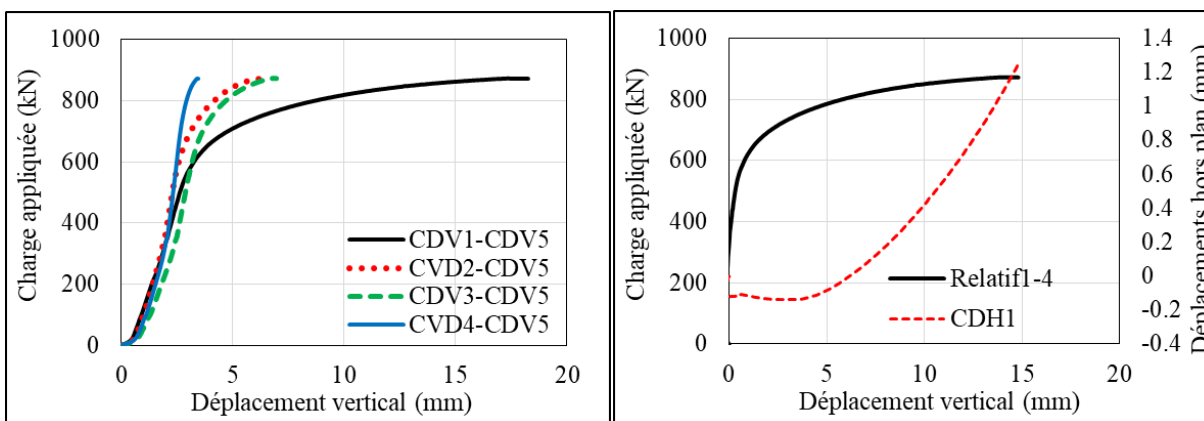


Figure A-13 : A2RHV3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-14 : A2RHV3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	873
Raideur : K (kN/m)	738
Mode de ruine	Plastification de la membrure supérieure et l'instabilité

Groupes C

Les poutres du groupe C correspondent à des configurations d'ouvertures non rectangulaires (dix poutres). Le Tableau A-2 présente une synthèse de ces configurations. Comme pour les poutres du groupe B, les fiches apportent les mêmes informations sur le comportement mécanique de chaque corps d'épreuve.

Cas	Nom	A0	L0	Lr	Raidisseurs	Description
1	A3CAL3	300	300	0	sans	Carré
2	A3HEL5	300	562	0	sans	Hexagonale
3	A3REL5	300	562	0	sans	Rectangulaire
4	A3HEL8	300	824	0	sans	Hexagonale
5	A3CEL3	300	300	0	sans	Circulaire
6	A2REL3	200	375	0	sans	Rectangulaire
7	A2HEL3	200	375	0	sans	Hexagonale
8	A2ACL3	200	375	0	sans	Arc cercle
9	A2DCL3	200	375	0	sans	Arc cercle
10	A2CIL3	200	375	0	sans	Cercle inverse

Tableau A-2 Les noms des éprouvettes Groupes C

Nom éprouvette : A3CAL3

Forme	Carré
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	300
Longueur ouverture : L0 (mm)	300
Longueur partie droite : L0,d (mm)	300
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

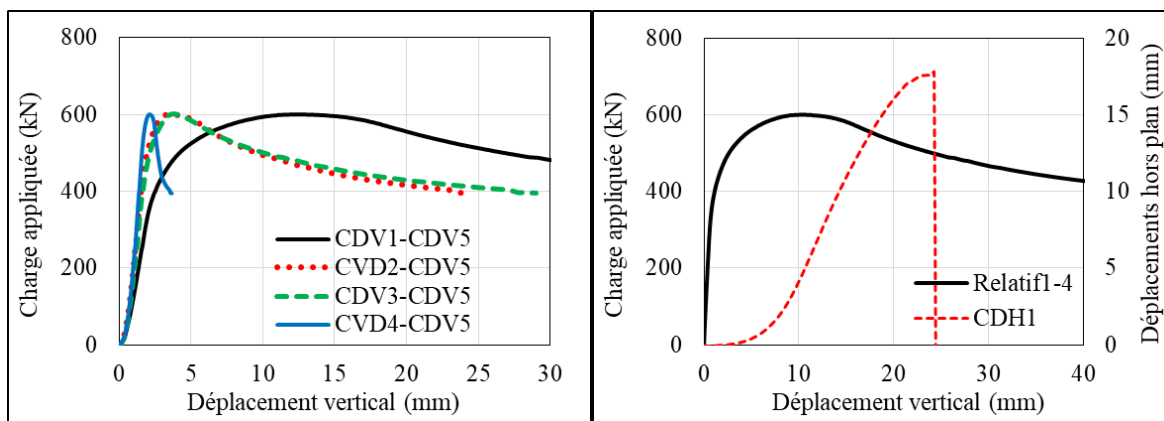


Figure A-15 : A3CAL3 – Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan

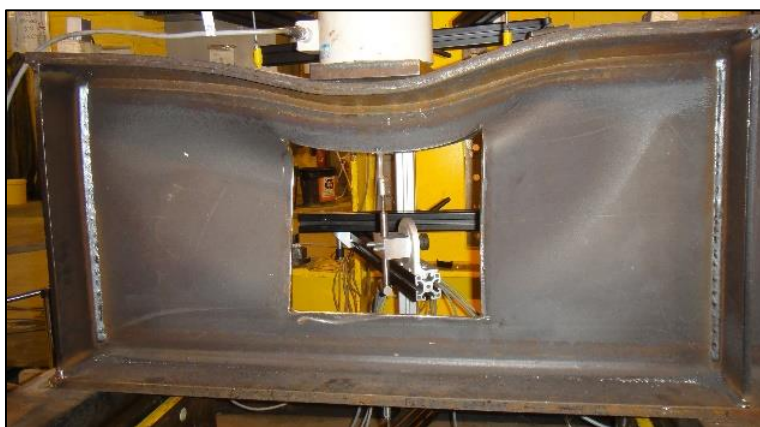


Figure A-16 : A3CAL3 – Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	600
Raideur : K (kN/m)	464
Mode de ruine	Combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux d'âme adjacents

Nom éprouvette : A3HEL5

Forme	Hexagonale
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	300
Longueur ouverture : L0 (mm)	562
Longueur partie droite : L0,d (mm)	300
Longueur partie variable : L0,v (mm)	131

Résultats des essais :

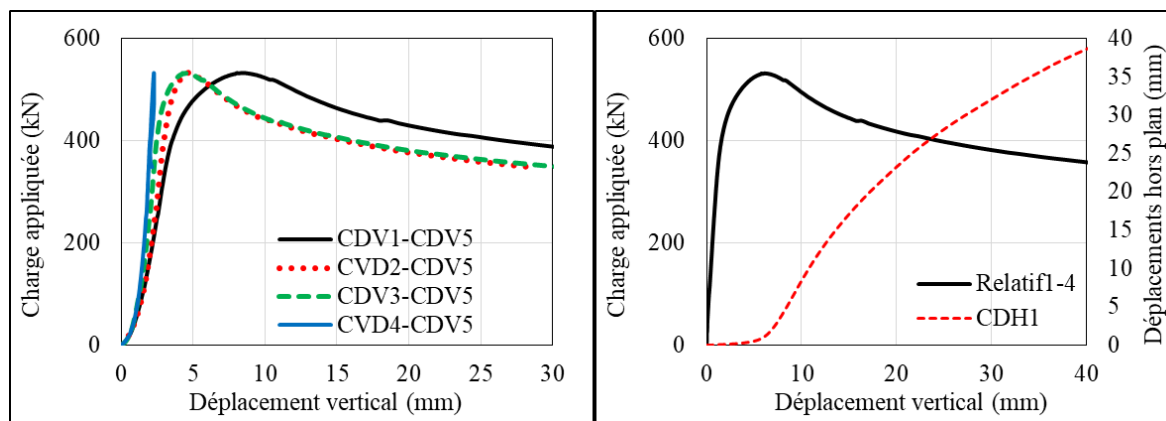


Figure A-17 : A3HEL5 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-18 : A3HEL5 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	532
Raideur : K (kN/m)	291
Mode de ruine	Flexion de la membrure supérieure et instabilité

Nom éprouvette : A3REL5

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	300
Longueur ouverture : L0 (mm)	562
Longueur partie droite : L0,d (mm)	562
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

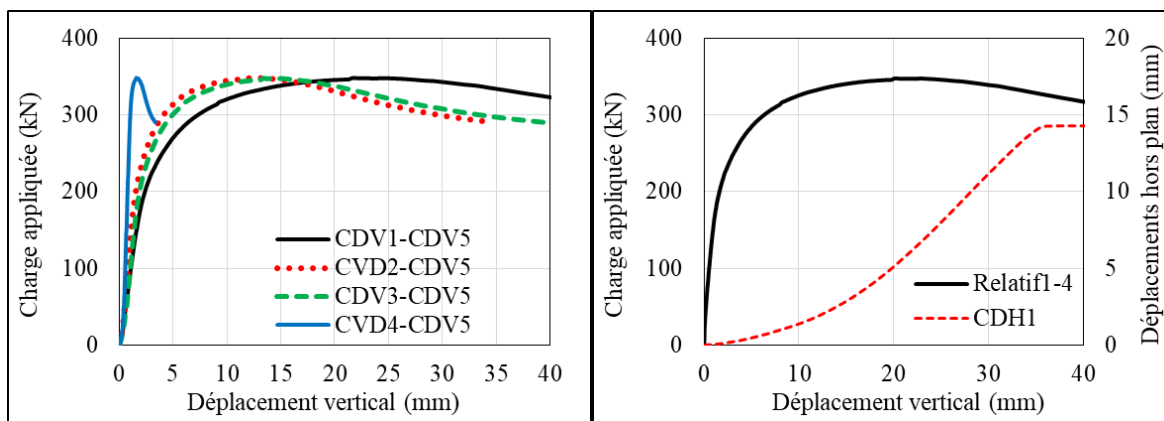


Figure A-19 : A3REL5 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-20 : A3REL5 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	348
Raideur : K (kN/m)	122
Mode de ruine	Plastification de la membrure supérieure

Nom éprouvette : A3HEL8

Forme	Hexagonale
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	300
Longueur ouverture : L0 (mm)	824
Longueur partie droite : L0,d (mm)	562
Longueur partie variable : L0,v (mm)	131

Résultats des essais :

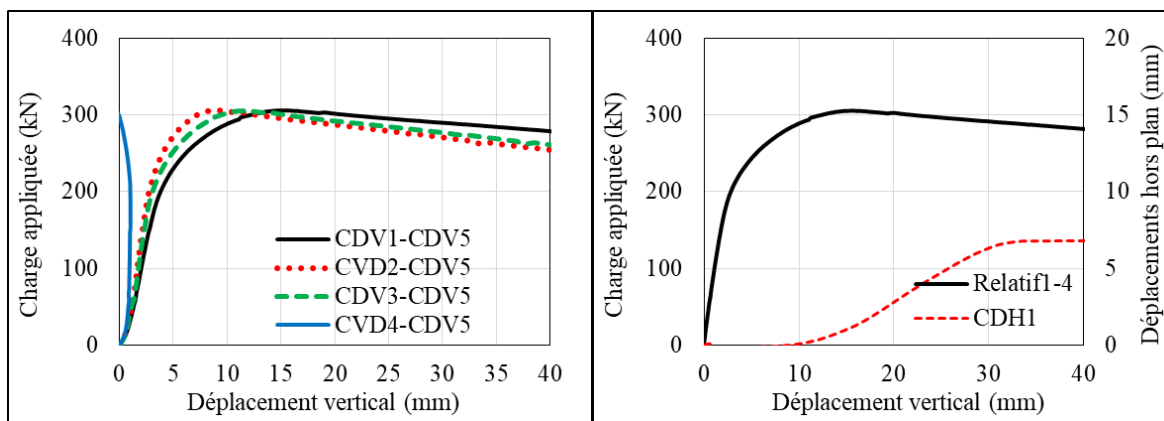


Figure A-21 : A3HEL8 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-22 : A3HEL8 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	306
Raideur : K (kN/m)	78
Mode de ruine	Plastification de la membrure supérieure et Instabilité du panneau

Nom éprouvette : A3CEL3

Forme	Circulaire
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	300
Longueur ouverture : L0 (mm)	300
Longueur partie droite : L0,d (mm)	0
Longueur partie variable : L0,v (mm)	150

Résultats des essais :

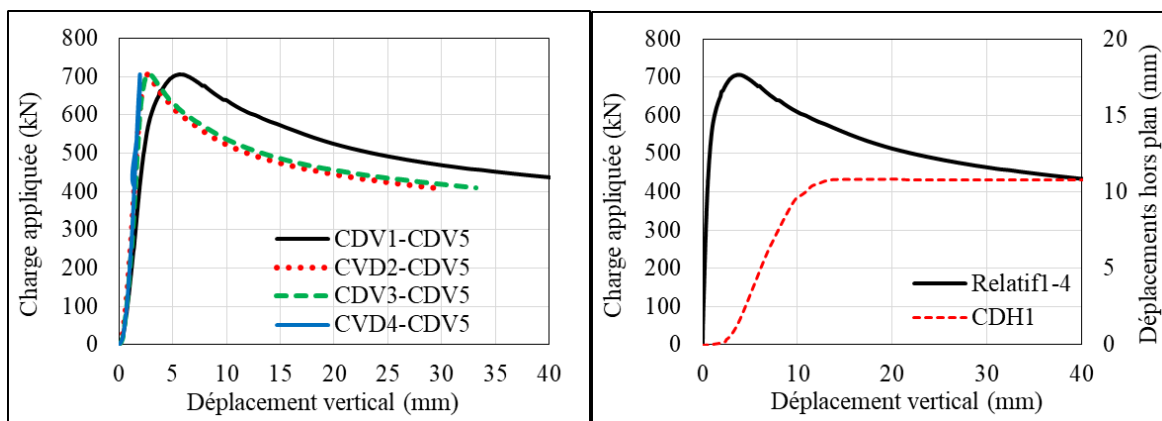


Figure A-23 : A3CEL3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-24 : A3CEL3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	706
Raideur : K (kN/m)	756
Mode de ruine	Ecrasement du panneau d'âme

Nom éprouvette : A2REL3

Forme	Rectangulaire
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	375
Longueur partie variable : L0,v (mm)	0

Résultats des essais :

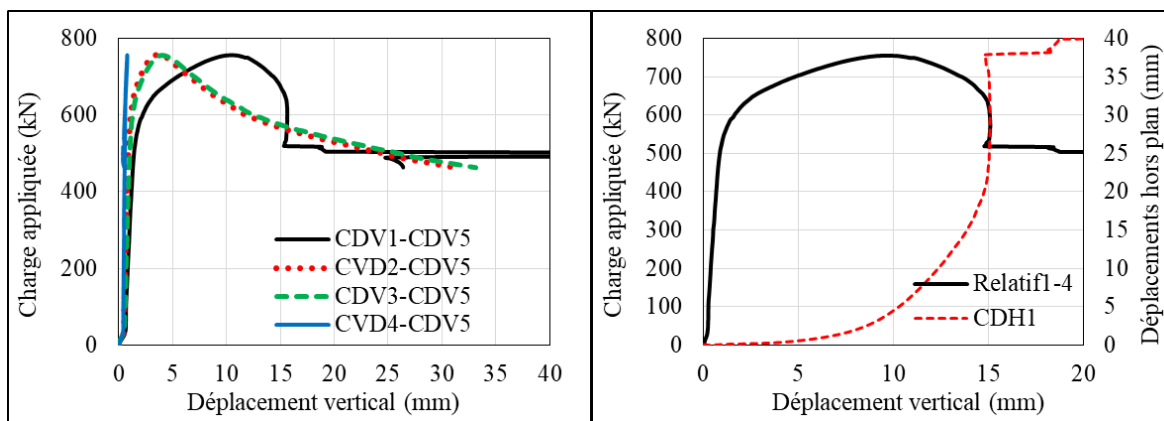


Figure A-25 : A2REL3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-26 : A2REL3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	755
Raideur : K (kN/m)	701
Mode de ruine	Plastification de la membrure supérieure et Instabilité du panneau

Nom éprouvette : A2HEL3

Forme	Hexagonale
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	200
Longueur partie variable : L0,v (mm)	87.5

Résultats des essais :

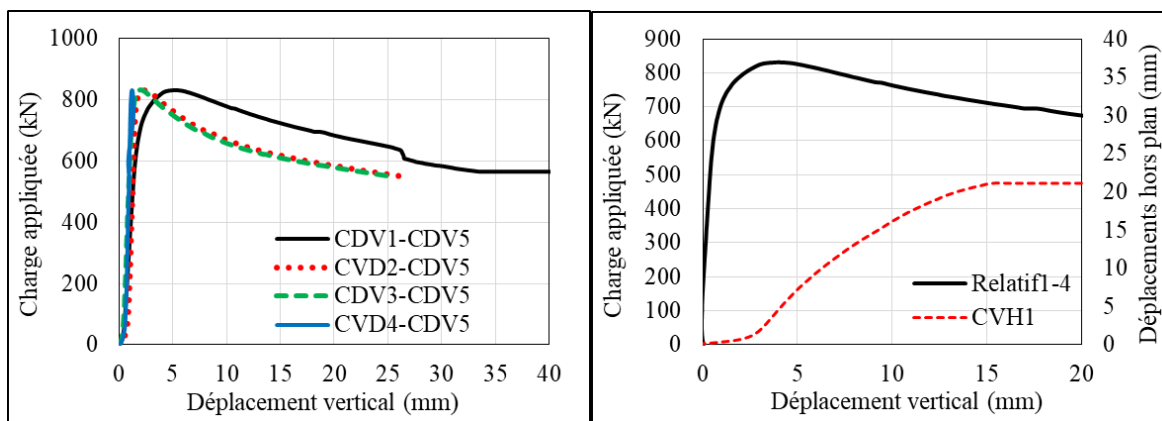


Figure A-27 : A2HEL3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-28 : A2HEL3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	831
Raideur : K (kN/m)	876
Mode de ruine	Plastification de la membrure supérieure et Instabilité du panneau

Nom éprouvette : A2ACL3

Forme	Arc cercle
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	200
Longueur partie variable : L0,v (mm)	87.5

Résultats des essais :

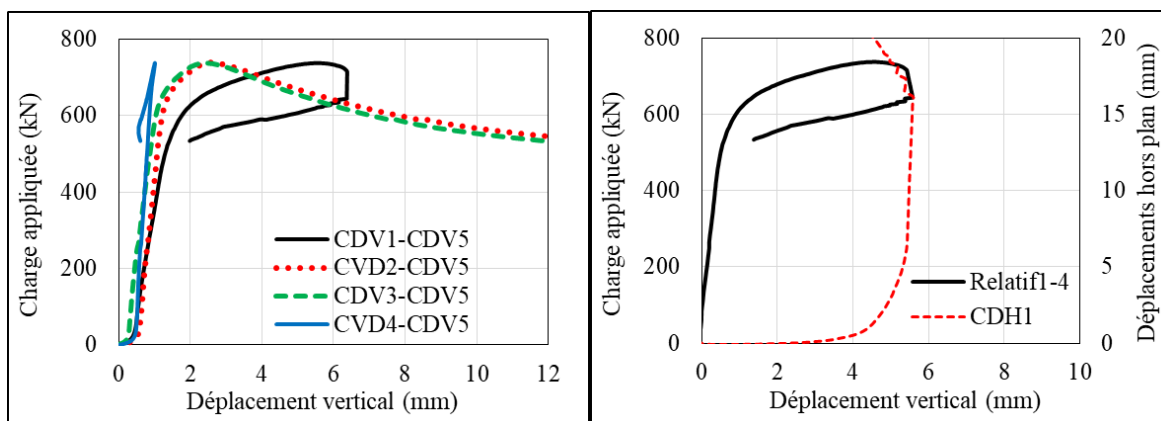


Figure A-29 : A2ACL3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-30 : A2ACL3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	738
Raideur : K (kN/m)	908
Mode de ruine	Combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux

Nom éprouvette : A2DCL3

Forme	Arc cercle
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	175
Longueur partie variable : L0,v (mm)	100

Résultats des essais :

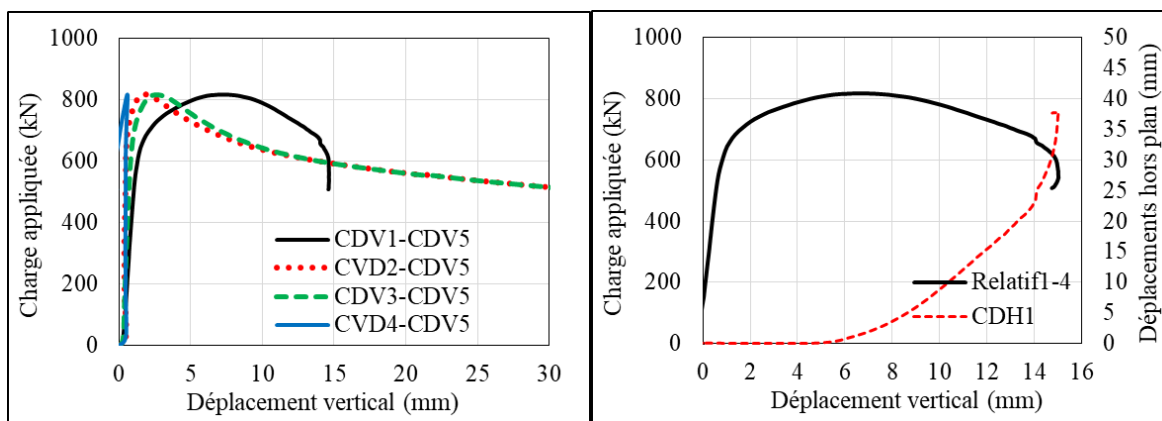


Figure A-31 : A2DCL3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-32 : A2DCL3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	818
Raideur : K (kN/m)	686
Mode de ruine	Combinant une flexion élasto-plastique de la membrure supérieure et une instabilité des panneaux

Nom éprouvette : A2CIL3

Forme	Cercle inverse
Raidisseur	Non
Hauteur ouverture : A0 (mm)	200
Longueur ouverture : L0 (mm)	375
Longueur partie droite : L0,d (mm)	175
Longueur partie variable : L0,v (mm)	100

Résultats des essais :

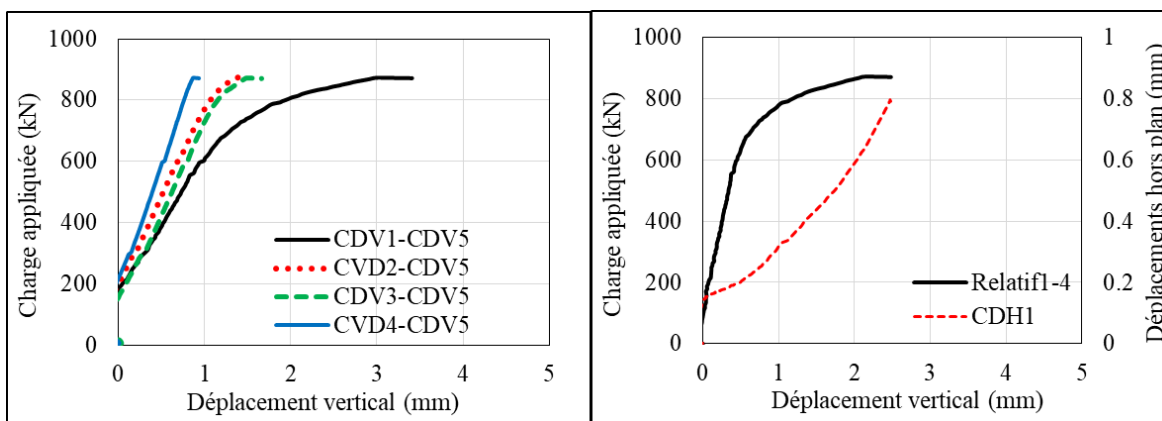


Figure A-33 : A2CIL3 - Courbe force-déplacements verticaux et déplacements hors plan



Figure A-34 : A2CIL3 - Illustration du mode de ruine

Effort maximal : F_u (kN)	873
Raideur : K (kN/m)	1129
Mode de ruine	Flexion élasto-plastique de la membrure supérieure

***Annexe B – Notations et
Terminologie***

Annexe B Notations et Terminologie

Paramètres liés aux scalaires

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant

$M_{el,Rd}$: Moment élastique résistant

$M_{N,pl,Rd}$: Moment plastique résistant réduit par interaction avec un effort axial

$M_{N,el,Rd}$: Moment élastique résistant réduit par interaction avec un effort axial

$M_{V,Ed}$: Moment sollicitant Vierendeel

f_u : Résistance ultime de l'acier

f_y : Limite d'élasticité de l'acier

t : Epaisseur de plaque

z : Position du centre de gravité de la section

z_{na} : Position du centre de gravité de la section mixte

z_{pl} : Position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) de la section

A_{eff} : Aire efficace de la section

E : Module d'élasticité de l'acier

I : Inertie de flexion

I_{eff} : Inertie de flexion de la section efficace

L_e : Longueur équivalente de travée pour la section considérée

L_i : Longueur de la travée i

$V_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au voilement par cisaillement

$V_{bw,Rd}$: Valeur de calcul de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement

V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant

V_{Rd} : Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant

$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort tranchant

M_n est le moment pondéré à la ligne centrale de l'ouverture.

V_n est l'effort tranchant pondéré à la ligne centrale de l'ouverture.

M_m est capacité de flexion nominale maximale à l'ouverture se produit lorsque $V_u = 0$.

V_m est capacité de cisaillement nominale maximale à l'ouverture se produit lorsque $M_u = 0$ à l'ouverture de la ligne centrale

Φ_o est le facteur de résistance pour le dimensionnement de l'ouverture = 0,90 pour les sections non mixtes et 0,85 pour les sections mixtes

M_G : le moment global au droit de l'ouverture.

V_G : l'effort tranchant global au droit de l'ouverture.

d_G : la distance entre les centres de gravité des tés à mi- longueur de l'ouverture.

N_{sup} : l'effort normal dans la membrure supérieure au droit de l'ouverture.

V_{sup} : l'effort tranchant dans la membrure supérieure au droit de l'ouverture.

M_{Vier} : le moment de flexion locale, appelé moment de flexion Vierendeel.

$N_{T,sd}$: Effort de traction ou de compression axiale dans les Tés

$N_{el,Rd,T}$: Résistance élastique à l'effort normal du Té

$N_{pl,Rd,T}$: Résistance plastique à l'effort normal du Té

Paramètres liés au profilé :

t_w : épaisseur d'âme

h_w : hauteur de l'âme

t_f : épaisseur de semelle

b : largeur de semelle

r : rayon de congé de raccordement

t_r : épaisseur de raidisseur

$t_{r,eq}$: épaisseur équivalente d'un raidisseur d'âme

A : Aire de la section transversale de la poutre en acier sans ouverture

W_{elmax} : module élastique par rapport à la fibre extrême de la semelle du té considéré.

W_{elmin} : module élastique par rapport à la fibre extrême de l'âme du té considéré.

Paramètres liés aux poutres cellulaires :

A_0 : hauteur d'ouverture

w : largeur de montant

L_0 : longueur d'ouverture

L_r : est la longueur de raidisseur.

L_a : est la longueur d'ancrage (de chaque côté de l'ouverture).

$L_{0,d}$: longueur partie droite d'ouverture

$L_{0,v}$: longueur partie variable d'ouverture

H_{tot} : hauteur totale de la poutre après formation de la poutre cellulaire = $H_{ini} + A_0/2$

H_{ini} : hauteur du profilé initial avant conception de la poutre cellulaire

Paramètres liés au calcul de stabilité de plaque :

k_σ : Coefficient de contrainte critique de plaque

σ_E : Contrainte élastique d'Euler

σ_{cr} : Contrainte critique de voilement élastique, $\sigma_{cr} = k_\sigma \times \sigma_E$

α : Rapport des dimensions d'une plaque de longueur a et de largeur b , $\alpha = a/b$

ψ : Rapport de contraintes sollicitant la largeur d'une plaque suivant la définition de l'Eurocode 3

ρ : Facteur numérique similaire à ψ , utilisé pour la résolution du problème de plaque de Timoshenko