

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



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Structures

Sous le Thème :

**Contribution à l'analyse du comportement des poutres en
béton armé minces et bridées**

Présentée par :

Rahem Athmane

Devant le jury composé de :

Pr. Abbeche Khelifa	Prof.	Université de Batna2	Président
Pr. Lahbari Nourddine	Prof.	Université de Batna2	Rapporteur
Mr. Yahiaoui Djarir	MCA	Université de Batna2	Co-Rapporteur
Mr Beroual Ahmed	Prof	Université de Constantine 1	Examineur
Mr. Rafik Boufarh	MCA.	Université de tebessa	Examineur
Mr. Boutagouga Djamel	MCA.	Université de tebessa	Examineur

Année universitaire 2020/ 2021

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Monsieur LAHBARI Nouredine Professeur à l'université de Batna 2, qui m'a encadré, soutenu tout au long de cette thèse et qui m'a fait partager ses brillantes connaissances. Qu'il soit aussi remercié pour sa gentillesse et son attention.

Je remercie Monsieur YAHIAOUI Djarir, Docteur à l'université de Batna2, pour son accompagnement, ses orientations, sa disponibilité permanente.

Je remercie Monsieur SAADI Mohammed, Docteur, chef de département de génie civil à l'université de Batna 2, pour son assistance et sa disponibilité.

Je remercie Monsieur ABBECHE Khelifa Professeur à l'université de Batna 2, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider ce jury

Je remercie Monsieur BEROUAL Ahmed, Professeur à l'université de Constantine 2, Monsieur BOUFAREH Rafik, et Monsieur BOUTAGOUGA Djamel, Docteurs à l'université de Tébessa, qui ont bien voulu être examinateurs

A la mémoire de mon très cher père décédé, qui m'a été d'un grand soutien et un ami dans ma vie, à ma douce mère pour ses prières tout au long de cette thèse.

A toute ma famille pour leur soutien et encouragements tout au long de mon parcours. Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux et prières invoqués, et le fruit de votre disponibilité inconditionnée et infaillible.

A mes chers frères et sœurs pour leur appui et soutien.

RESUME

Les poutres minces avec raidisseurs trouvent leur application dans le domaine du bâtiment tel que les panneaux de mur et dans les structures offshores en béton armé ayant des formes cellulaires au niveau de la base. Pour des raisons économiques les formes minces et élancées sont inévitables dans la construction.

Dans cette thèse les tests sont effectués sur six spécimen de poutres en béton armé bridées avec raidisseurs, les poutres représentent les formes élancées dans le domaine de la construction avec un rapport de la hauteur totale sur l'épaisseur de l'âme des panneaux égal à 60, le plus important spécimen présente 2 m de hauteur, 4 m de large, et 33 mm d'épaisseur des panneaux, le rapport de la largeur sur la hauteur varie entre 0.5 et 2

La méthode d'analyse pour poutres en béton armé bridées avec raidisseurs basées sur l'équilibre des forces à la rupture est présentée. La méthode peut s'appliquer avec n'importe quelle combinaison de paramètres, et a l'avantage de prédire la charge ultime et le mode de rupture

La méthode proposée est comparée aux résultats de six poutres et aux autres méthodes existantes.

Par extension de la recherche, une étude par les éléments finis des murs en maçonnerie est présentée. Malgré généralement ce genre des murs sont considérés comme des éléments non structuraux, et ne sont donc pas pris en compte dans les modèles analytiques. Cependant, de nombreuses recherches ont montré qu'ils peuvent affecter de manière significative la réponse sismique des structures. L'objectif de la présente étude est d'examiner le rôle du remplissage en maçonnerie sur la réponse aux dommages de la structure en acier sans et avec différents types d'ouvertures soumises à une analyse statique non linéaire et à une analyse non linéaire par accelerogramme.

ABSTRACT

Slender concrete beams with flanges and stiffeners find their application in buildings as panel walls, in large foundations as grid walls, and in concrete offshore structures as cellular forms of base raft. For economic reasons the slender form of construction is inevitable in any large construction.

In this thesis tests carried out on six number reinforced concrete flanged beams is described. The beams represent a slender form of construction, with overall height to panel thickness ratio of 60. The largest size of the tested beams was 2m x 4m with 33mm thickness of the panel. The problems of formwork design, casting, and compaction of such beams are also described. The span to depth ratio varied from 0.5 to 2.

A method of analysis for reinforced concrete flanged beams with stiffeners, based on the equilibrium of forces at failure is presented. The method can deal with any combination of parameters, and it has the advantage to predict the ultimate load as well as the mode of failure. The proposed method is compared with the test results on six flanged beams. The method is also compared with another existing methods.

By extension of the research, a finite element study of masonry walls is presented. Despite generally this kind of walls are considered as non-structural elements, and are therefore not taken into account in analytical models. However, numerous researches have shown that they can significantly affect the seismic response of the structures. The aim of the present study is to examine the role of masonry infill on the damage response of steel frame without and with various types of openings systems subjected to nonlinear static analysis and nonlinear time history analysis.

ملخص

تجد العوارض الرقيقة ذات المقويات العمودية تطبيقها في مجال البناء مثل ألواح الجدران وفي الهياكل الخرسانية المسلحة البحرية ذات الأشكال الخلوية في القاعدة. لأسباب اقتصادية، لا مفر من الأشكال الرفيعة والنحيلة في البناء.

في هذه الأطروحة، يتم إجراء الاختبارات على ست عينات من عوارض الخرسانة المسلحة ذات الحواف والمقويات العمودية، وتمثل الأشكال النحيلة في مجال البناء بنسبة من الارتفاع الكلي على سماكة الب 60. تمثل العينة الأكثر أهمية ارتفاع 2 متر وعرض 4 أمتار وسمك الب 33 مم، وتتراوح نسبة العرض على الارتفاع بين 0.5 و 2. تم تقديم طريقة التحليل لعوارض الخرسانة المسلحة ذات الحواف والمقويات بناءً على توازن القوى عند الانهيار. يمكن تطبيق الطريقة مع أي مجموعة من المعطيات، ولها ميزة التنبؤ بالحمل النهائي وشكل وكيفية الانهيار.

تم مقارنة الطريقة المقترحة مع النتائج المخبرية لسته عوارض ومع الطرق الأخرى الموجودة.

امتدادًا للبحث، تم تقديم دراسة بالعناصر المحدودة تخص الجدران المبنية التي تعتبر عناصر غير إنشائية، وبالتالي لا تؤخذ بعين الاعتبار في النماذج التحليلية. ومع ذلك، فقد أظهرت العديد من الأبحاث أنها يمكن أن تؤثر بشكل كبير على الاستجابة الزلزالية للهياكل. الهدف من هذه الدراسة هو فحص دور الجدران المبنية في الاستجابة للضرر للإطار الفولاذي بدون ومع أنواع مختلفة من أنظمة الفتحات الخاضعة للتحليل الساكن غير الخطي والتحليل التسجيلي الزمني غير الخطي.

SOMMAIRE

<i>REMERCIEMENTS</i>	<i>i</i>
<i>RESUME</i>	<i>ii</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>iii</i>
<i>Introduction générale</i> :	<i>1</i>

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIE ET ETAT DE L'ART

<i>1.1 Synthèse bibliographie et état de l'art</i> :	<i>6</i>
<i>1.1.1 PAL REGAN AND HAMADAI (16)</i> :	<i>6</i>
<i>1.1.2 TANER-N, FAZIO P.P and ZIELINSKI (5)</i>	<i>7</i>
<i>1.1.3 SUBEIDI N.K (1,2,3,4)</i>	<i>8</i>
<i>1.3 But de la recherche</i>	<i>9</i>

CHAPITRE II

METHODE D'ANALYSE

<i>2.1 Comptabilité de déformation</i> :	<i>11</i>
<i>2.2 METHODE PROPOSEE PAR SUBEDI (1,2,4)</i>	<i>12</i>
<i>2.2.1 Trois étape de production</i> :	<i>14</i>
<i>2.2.1.1 ETAPE 1</i> :	<i>14</i>
<i>2.2.1.2 ETAPE 2</i>	<i>14</i>
<i>2.2.1.2.1 PREDICTION DU COMPORTEMENT</i>	<i>14</i>
<i>2.2.1.3 ETAPE 3</i>	<i>15</i>
<i>2.2.2 analyse par l'équilibre des forces pour étape 2</i> :	<i>15</i>

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE

<i>3.1 Étude expérimentale</i> :	<i>30</i>
<i>3.1.1 Matériaux utilisé</i>	<i>30</i>
<i>3.1.1.1 béton</i>	<i>30</i>
<i>3.1.1.2 Ferrailages</i> :	<i>31</i>
<i>3.1.2 Spécimens d'essais</i>	<i>31</i>
<i>3.1.3 construction des spécimens</i> :	<i>44</i>
<i>3.1.3.1 confection du béton</i> :	<i>44</i>
<i>3.1.3.2 coffrage</i>	<i>44</i>

3.1.3.3 compactages du béton	46
3.1.3.4 Suivi de l'évolution du coulage	46
3.1.4 Instrumentation et test arrangement :.....	47
3.1.4.1 jauge à résistance électrique (J.R.E).....	47
3.1.4.2 DEMEC	47
3.1.4.3 Mesure des déformations	47
3.1.5 Dispositif d'essai	48
3.1.6 ESSAI	51

CHAPITRE IV

RESULTATS

4.1 Comportement observé sous chargement et modes de rupture	53
4.1.1 poutre 0.5AF1.....	53
4.1.2 poutre 0.5AF2.....	55
4.1.3 Poutre 1AF1	56
4.1.4 poutre 1AF2.....	59
4.1.5 poutre 2AF1 :	60
4.1.6 poutre 2AF2.....	61
4.2.1 Déformation dans les barres de tension principale :	66
4.2.2 déformation dans les barres de compression).....	67
4.2.3 Déformation des armatures de l'âme :.....	67
4.2.3.1 déformation dans les barres horizontales	69
4.2.3.2 Déformation dans les barres verticales	71
4.3.1 Déformation du béton dans la bride supérieure et inférieure :.....	72
4.3.2 déformation du béton dans la travée de cisaillement :	79
4.4 largeur des fissures	82
4.5 déflexion	82
4.5.1 Déflexion verticale (flèche).....	82
4.5.2 Déformation transversal :.....	83
4.5.3 Déformation laterales	83

CHAPITRE V

DISCUSSION

5.1 Discussion générale	90
5.1.1 Méthode proposée	90
5.1.1.1 Cisaillement –flexion	90

5.1.1.2 Eclatement diagonal	91
5.1.1.3 Rupture par écrasement.....	93
5.1.1.4 Contribution des raidisseurs	93
5.1.2 Méthode proposé par Regan and Hamdi	94
5.1.2.1 Mode de rupture	94
5.1.2.2 Contribution à la charge ultime	94
5.1.2.3 charges limite	95
5.2 déformation	95
5.2.1 déformation verticale	95
5.2.2 flèches transversales :	96
5.2.3 Défoncement latérale	96
5.3 Déformations	96
5.3.1 Déformation dans les armatures :	96
5.3.2 Déformation dans le béton.....	97

CHAPITRE VI

Extension de l'application des poutres minces aux panneaux en maçonnerie

6.1. Introduction.....	99
6.2. Prototype des structures en portique en acier rempli	104
6.3. Modélisation numérique.	105
6.3.1 Modélisation des matériaux pour la maçonnerie et l'acier.....	105
6.3.2 Modélisation de la structure pour portique en acier et brique.	106
6.4. Résultats numériques	108
6.4.1 Résultats de l'analyse non linéaire statique des portiques avec ouverture	108
6.5. Résultats De l'analyse par accélogramme.	112
6.6. Déplacement Maximal Entre Etage	113
6.7. Réponses Hystérisais Des Modelés.....	115
6.8. Conclusion.....	118

CHAPITRE VII:

CONCLUSION ET RECOMMANDATION POUR LES TRAVAUX FUTURS

7.1 Conclusion :	120
7.1.1 Poutres	120
7.1.2 Maçonneries	121
7.2 Recommandations pour les travaux futurs	122
7.2.1 Poutres	122

7.2.2 Maçonneries	122
ANNEXES	123
REFERENCES	130

LISTE DES FIGUREURES

Figure 1.2	Basique section transversale utilisée	2
Figure 1.2	Forme cellulaire des constructions	3
Figure 2.1	Modèle d'analyse par la compatibilité des déformations	19
Figure 2.2	Analyse des poutres équilibrées des forces	19
Figure 2.3	Modes des ruptures	20
Figure 2.4	Etat de la contrainte bi axial dans le panneau de cisaillement	21
Figure 2.5	Force d'éclatement et la contribution des armatures principales.	21
Figure 2.6	Eléments sous la charge et le support	21
Figure 2.7	Etapas de prédiction	22
Figure 2.8	organigramme pour la méthode des équilibres	23
Figure 2.9	Mode de la compression inclinée	26
Figure 3.1	Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 0.5AF1	34
Figure 3.2	Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 0.5 AF2	35
Figure 3.3	Position des demecs poutre 0.5AF1 et 0.5 AF2	36
Figure 3.4	Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 1AF1	37
Figure 3.5	Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 2AF2	38
Figure 3.6	Position des demecs poutres 1AF1 et 1AF2	39
Figure 3.7	Détail de ferrailage et position des jauges de contrainte poutre 2AF2	40
Figure 3.8	Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 2AF2	41
Figure 3.9	Position des demecs poutres 2AF1 et 2AF2	42
Figure 3.10	Coffrage arrangement poutre 2AF1 et 2AF2	43
Figure 3.11	Test arrangement set 1 et 2	49
Figure 3.12	Test arrangement set 3	50
Figure 4.1	Schéma des fissures après rupture, poutre 0.5AF1	54
Figure 4.2	Schéma des fissures après rupture, poutre 0.5AF2	54

Figure 4.3 Schéma des fissures après rupture, poutre 1AF1	57
Figure 4.4. Schéma des fissures après rupture, poutre 1AF2	58
Figure 4.5 Schéma des fissures poutre 2AF1 après rupture	63
Figure 4.6 Schéma des fissures poutre 2AF2 après rupture	64
Figure 4.7 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 0.5AF1	67
Figure 4.8 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 0.5AF2	68
Figure 4.9 déformation dans les barres de tension et de compression poutre 1AF1	68
Figure 4.10 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 1AF1	68
Figure 4.11 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 2AF2	69
Figure 4.12 Déformation dans les barres horizontales, poutre 1AF1	70
Figure 4.13 Déformation dans les barres horizontales de l'âme, poutre 1AF2	71
Figure 4.14 Déformation dans les barres horizontales de l'âme poutre 2AF1	73
Figure 4.15 Déformation dans les barres horizontales de l'âme, poutre 2AF2	74
Figure 4.16 Déformation dans les barres verticales de l'âme, poutre 1AF1	75
Figure 4.17 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 1AF2	76
Figure 4.18 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 2AF1	77
Figure 4.19 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 2AF2	78
Figure 4.20 Déformation dans le béton au niveau de la bride supérieure et Inferieure, Poutre 1AF1	79
Figure 4.21 Déformation dans le béton au niveau de la bride supérieur et inferieure Poutre 2af2	80
Figure 4.22 Déformation dans le béton au niveau de la bride supérieur et Inferieure 2AF2	80
Figure 4.23 Déformation dans le béton dans le panneau de cisaillement Poutre 1AF1	81
Figure 4.24 Déformation dans le béton au niveau du panneau de cisaillement Poutre 2AF1	81
Figure 4.25 Déformation dans le béton au niveau du panneau de cisaillement	81

Poutre 2AF2	
Figure 4.26 Epaisseurs des fissures poutre 1AF1	83
Figure 4.27 Epaisseurs des fissures poutre 2AF 1	83
Figure 4.28 Epaisseurs des fissures poutre 2AF2	84
Figure 4.29 Flèche dans le 1 ^{er} set	84
Figure 4.30 Flèche dans le 2 ^{eme} set	84
Figure 4.31 Flèche dans le 3 ^{eme} set	85
Figure 4.32 Forme déformée pendant la différente étape de chargement Poutre	86
1AF1	
Figure 4.33 Forme déformée pendant la différente étape de chargement Poutre	87
2AF1	
Figure 4.34 Forme déformée pendant la différente étape de chargement Poutre	88
2AF2	
Figure 6.1. Exemples de bâtiments à ossature métallique remplis a) résidentiel,	99
(b) Mur de maçonnerie de remplissage, and (c) Construction à	
ossature métallique avec maçonnerie	
Figure 6.2. Dommages relevés sur le cas du bâtiment étudié après la séquence	100
de séisme de 2016-2017 (dommages significatifs sur les	
remplissages et écrasement aux connexions poutre-poteau).	
Figure 6.3 organigramme de l'étude	104
Figure 6.4. Prototype de remplissage en maçonnerie (sans maçonnerie ;	105
maçonnerie complète ; avec ouverture ;1 maçonnerie ; 1.5	
maçonnerie :1 H maçonnerie ;1.5 H maçonnerie ;2 H maçonnerie ;	
1 V maçonnerie ;1.5 V maçonnerie ;2 V maçonnerie.	
Figure 6.5. Courbe contrainte-déformation pour les matériaux, brique et l'acier	106
Figure 6.6. ADINA 6. Elements Hermetins a 2 nœuds [51].	107
Figure 6.7. Plaque et coque élément ADINA	107
Figure 6.8. Courbe de capacité avec différentes ouvertures	109
Figure 6. 9. Schéma de rupture et contrainte effective	112
Figure 6.10. Earthquake records A) Imperial Valley-Holtville Post Office	113
(EARTH Q2) –B) Imperial Valley- El Centro (Earth Q3)	
Figure 6.11. Réponse du spectre	113
Figure 6.12. Déplacement du plus haut nœud de la structure	114

Figure 6.13. Déplacement horizontal du nœud au dernier étage	114
Figure 6.13. Horizontal déplacement du nœud a la structure du plus haut étage	115
Figure 6.14. Courbe hystérésis de réponse sans et avec ouverture	116
Figure 6.16. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 0.5 m d'ouverture	116
Figure 6.17. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 1 m d'ouverture	117
Figure 6.18. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 1.5 m d'ouverture	117
Figure 6.19. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 2 m d'ouverture	117
Figure APP . Distribution de la contrainte et position des barres poutre 1AF1	129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Proportion du mélange du béton.	17
Tableau 3.2 Propriété du béton.	17
Tableau 3.3 Propriété des armatures.	32
Tableau 3.4 Les détails géométrique et de ferrailage des spécimens.	32
Tableau 4.1 Résultat des tests.	91
Tableau 5.1 Comparaison des résultats.	92

LISTE DES PHOTOS

Photo 4.1 Poutre 0.5AF1 après rupture	55
Photo 4.2 Poutre 0.5AF2 après rupture	56
Photo 4.3 Poutre 1AF1 après rupture	58
Photo 4.4 Poutre 1AF2 après rupture	59
Photo 4.5 Poutre 2AF1 après rupture	61
Photo 4.6 Poutre 2AF2 après rupture	62

NOTATIONS

A_{st}	Section des armatures principales de traction.
A_h	Section des armatures horizontales de l'âme.
A_v	Section des armatures verticales de l'âme.
a :	Largeur du panneau .
b :	Largeur de la bride .
B_w, T_w :	épaisseur de l'âme.
c	Largeur de la bride.
D.S	Eclatement diagonal
d	Profondeur effective
D_i	Profondeur de la barre horizontale.
D_c	Profondeur du centroïde des armatures de compression
d_n	Profondeur de l'axe neutre.
F.S	Flexion – cisaillement
F_b	Contrainte d'écrasement.
F_{cu}	Contrainte de résistance du béton.
F_c, F_{sp}	Contrainte du béton d'après les tests (split cylinder test).
F_s	Rapport modulaire x F_{tc} .
F_{tc}, F_{ct}	Contrainte limite de traction du béton .
F_y, F_{sy}, F_{yw}	Contrainte de résistance des armatures .
F_{cw1}	Résistance à la compression du béton dans l'âme résistance au cisaillement par l'action du treillis impliquant les armatures de cisaillement.
F_{cw2}	Résistance à la compression du béton dans une âme résistante au cisaillement Par simple action bielle-tirant

h	Hauteur total de la poutre.
H_f, T_c, T_t	Epaisseur de la bride
H_r	Epaisseur du raidisseur
H_w	Profondeur de l'âme.
L	Travée.
L_a	Largeur des appuis.
L_m	Largeur totale de la poutre.
l	Travée sans poteau (clear span)
l_c	longueur de l'appui au support
l^*	Largeur effective de l'appui en bas de l'âme (dessus de la bride inferieure)
M_u	Moment ultime
P_c	Force de compression dans le béton .
P_{cf}	Charge de fissuration de flexion
P_{cs}	Charge de fissuration de cisaillement principal.
P_{hi}	Force dans les barres horizontales de traction dans l'âme à une profondeur D_i .
P_h et P_v	Force horizontale et verticale dues au ferrailage de l'âme.
P_s	Force dans les raidisseurs.
P_{sc}	P_{sc} dans les barres de compression.
P_{st}	Force dans les barres de traction à une profondeur d selon la méthode de compatibilité des armatures principales de traction dans la méthode des équilibre ..
P_u	Charge ultime
r	Position de raidisseur.
S_h, S_v	Espacement des armatures horizontales et verticales.

V	Force de cisaillement
V_1	Force de cisaillement résistée par l'action du treillis impliquant les armatures
V_2	Force de cisaillement résistée par l'action bielle-tirant
V_c	Cisaillement vertical, bride supérieure.
V_{cr}	Force de cisaillement provoquant des fissures de cisaillement.
V_u	Force de cisaillement provoquant une rupture au cisaillement.
v_u	Contrainte moyenne de cisaillement dans l'âme.
Z	Bras de levier interne
λ_1, λ_2	Facteurs
Θ	Angle d'inclinaison des armatures principales de compression dû à un Chargement externe (angle par rapport à l'horizontal) dans l'état élastique.
ρ	Taux de ferrailage .
ρ_h, ρ_v	Taux de ferrailage des barres horizontales ,et verticales
ρ_w	Taux de ferrailage de l'âme utilisé seulement comme $w=h=v$,quand les armatures horizontales et verticales sont égales
σ_1	Contrainte principale de traction

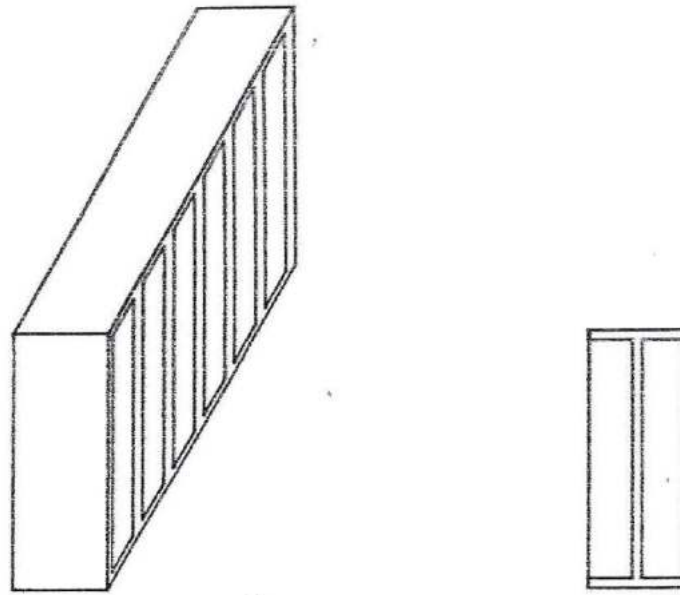
Introduction générale :

Les panneaux en béton armé avec une courte portée sont souvent utilisés comme des éléments de structure dans différents projets en génie civil, et ils ont leurs applications dans le domaine du bâtiment et les structures gravitaires offshore. Ce genre de panneaux ayant le rapport travée sur hauteur inférieur à 3 en général sont appelés poutres profondes.

Plusieurs recherches (8, 7, 6) ont montré que leur comportement est différent de celui des poutres ordinaires, et qui est bien connu.

Cette différence est due à l'influence de l'effet de la contrainte normale verticale et les déformations de cisaillement au niveau de leur membrane. Deux formes de base sont utilisées dans ce genre de poutre, la section transversale rectangulaire et en forme de I. La simple section rectangulaire qui est généralement utilisée dans le domaine du bâtiment comme poutres profondes, poutres panneaux et poutres de fondation, avec un rapport d'élançement de 15. Par contre le forme I est utilisée dans les bases des structures gravitaires offshore. Deux formes courantes de construction existent, la forme cellulaire (condéep type) et la forme carrée (square type) Figure. 1.2

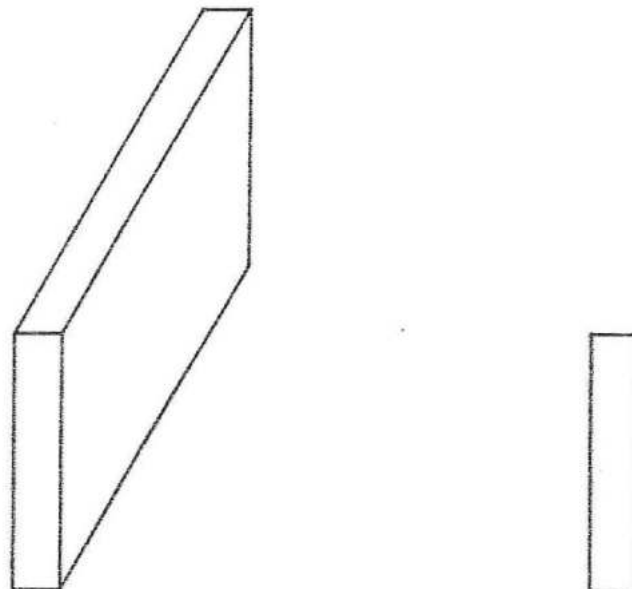
La base est composée de plusieurs cellules, chaque cellulaire est comme une boîte entourée par des murs profonds et élancés, et deux couvercles, celui d'en haut et d'en bas. La fonction structurale de la base (raft) est de transférer les charges de la tour au lit de sable de la mer. Les constructions sous forme cellulaire transfèrent les charges en agissant comme des grilles de poutres profondes bridées à cause des dalles supérieures et inférieures. La configuration de l'élément principal de la forme carrée ressemble à une poutre en béton armé mince et bridée.



Vue générale

section

Poutre bridée avec raidisseurs en béton armé

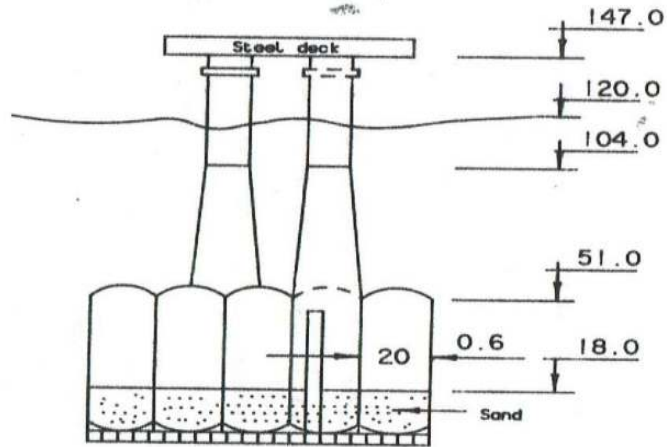


Vue générale

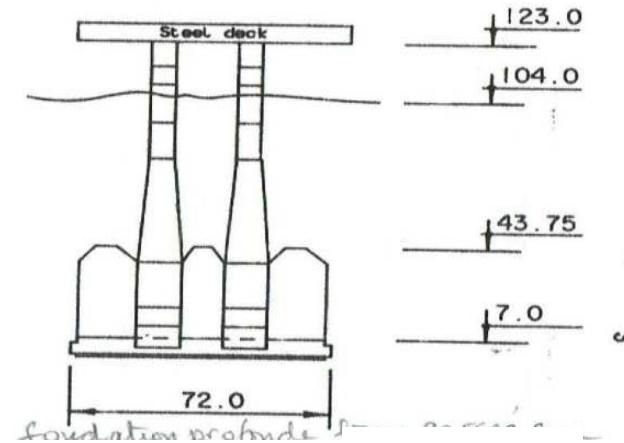
section

Section transversale rectangulaire, poutre profonde

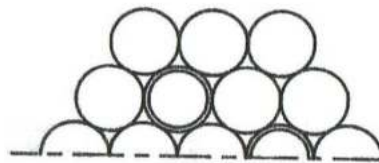
Figure 1.1 Section de base transversale utilisée



Fondation circulaire profonde sur plateforme



Fondation profonde forme carrée sur plateforme



Toutes les mesures en mètre

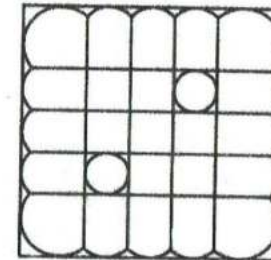


Figure 1.2 forme cellulaire des constructions

Les poutres avec raidisseurs sont généralement profondes comprenant une mince membrane avec des raidisseurs distants d'une façon régulière, et avec un rapport hauteur sur épaisseur très élevé. Dans la mer du nord au niveau des plateformes pétrolières le rapport hauteur / épaisseur peut atteindre 85.

Normalement les parties supérieure et inférieure (bride) sont conçues pour résister généralement à la compression et à la traction respectivement. Les raidisseurs ont la même épaisseur que la membrane dans la majorité des cas, ils assurent la stabilité latérale contre le flambement d'une façon générale. Le comportement des poutres en béton armé I est similaire à celui des sections rectangulaires.

Selon les conditions aux appuis les poutres profondes sont classées en deux groupes.

- appui simple
- appui continu.

En ce qui concerne le chargement, les poutres profondes peuvent être soumises à :

- Une charge concentrée
- Une charge uniformément distribuée
- Un chargement par le bas
- Une charge indirecte

Malgré que la base des structures gravitaires offshore peut être soumise à un système compliqué de force, dans notre étude, uniquement les charges concentrées verticales seront considérées dans l'analyse et le travail expérimental.

Le programme consiste à étudier une série avec un rapport profondeur / épaisseur de l'âme variant entre 60 et 80, et le rapport travée sur profondeur entre 0,5 et 2.

Cette recherche consiste à étudier une série de 6 poutres avec un rapport profondeur / épaisseur de l'âme égal à 60, et le rapport travée sur profondeur variant entre 0,5 et 2.

Vu l'importance de la maçonnerie, et comme par extension de l'application des poutres minces aux panneaux en maçonnerie, le chapitre six sera consacré à ce sujet, Malgré que ces panneaux en maçonnerie soient considérés comme des éléments non structuraux et ne sont pas pris en compte dans les modèles analytiques, Cependant de nombreuses recherches ont montré qu'ils peuvent affecter de manière significative la réponse sismique. Une étude sera présentée pour mieux comprendre l'effet des murs en maçonnerie avec et sans ouvertures sur la réponse non linéaire des structures en acier.

CHAPITRE I:

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIE ET ETAT DE L'ART :

1.1 Synthèse bibliographie et état de l'art :

Les recherches menées dans le passé sur les poutres profondes à section rectangulaire sont liées aux travaux effectués sur les poutres bridées. La plupart des travaux ont été effectués sur des appuis simples. Un nombre d'articles (15,19) à été publiés concernant l'analyse et les méthodes de conception. Les travaux précédents peuvent être divisés en deux groupes :

- le premier groupe est basé sur l'analyse élastique, les éléments finis et la méthode photo élastique.

- le CEP / FIP (comité européen du béton armé et la fédération internationale de la précontrainte) (13) est la première institution en 1970 à proposer des dispositions pour les poutres profondes dans leur recommandations internationales en proposant que les poutres sur simple appuis avec un rapport travée / hauteur inférieur à 2 ou poutres continues avec un rapport travée / hauteur inférieur à 2,5 peuvent être conçues comme poutres profondes. Des recommandations sont aussi incluses dans ACI 318 – 83 (14) pour la conception des poutres cloisons, l'accent est mis sur l'évaluation de la capacité des poutres à résister au cisaillement. Selon ce code les éléments en flexion avec un rapport profondeur / travée supérieur à 2/5, pour les poutres continues ou 4/5 pour les poutres seront conçues comme les éléments profonds en flexion en prenant en compte la non linéaire des déformations latérales de flambement.

1.1.1 PAL REGAN AND HAMADAI (16) :

La recherche intitulée (behaviour of concrete caisson and tower members), laquelle a été effectuée sous concrète in the océans research program est destinée à constituer et fournir des connaissances additionnelles, perfectionner la conception et améliorer la performance et la longévité des structures pétrolières offshore. Le programme est basé sur sept des dix recherches proposées, contenu dans le rapport (concrète in the oceans) produit par (cement and concrete association). La recherche est concentrée sur les questions soulevées ; particulièrement sur les poutres profondes bridées avec raidisseurs. Tous les spécimens ont été soumis à des charges concentrées verticales, à l'exception d'une poutre qui a été soumise à une charge horizontale. Le programme des essais consisté à tester 6 poutres, deux avaient une profondeur de 2,0 m et une épaisseur de l'âme de 75 mm, et les 4 restantes ont 1,2 m de profondeur et 20 mm

d'épaisseur uniquement, ce qui donne un rapport d'élançement de 60, selon cette recherche les importants points conclus sont :

1- L'ultime résistance des membranes (âme) profondes entourées par un cadre (bride et raidisseur) est élevée avec une contrainte nominale de cisaillement dépassant le maximum absolu ce CPIO même si le renforcement de l'âme est léger.

2- la résistance de l'âme est limitée par l'écrasement du béton sous l'action de la compression diagonale qui est l'action interne dominante dans l'état de fissuration.

3- la résistance de l'âme n'a pas l'air d'être sensiblement influencée par l'instabilité pour le rapport profondeur / l'épaisseur jusqu'à 50

4- la résistance ultime de l'âme est élevée malgré un léger renforcement (ferraillage), ceci nous mène à prévoir un minimum d'acier pour le ferraillage de l'âme, ce minimum peut satisfaire l'exigence.

Dans ces conditions le début d'apparition des fissures peut être vu comme l'état ultime de service et selon son exigence peut être assuré par contrainte (interne ou hydrostatique) afin d'éliminer ou de réduire les tensions principales.

A l'état ultime de service le contrôle de l'ouverture des fissures peut être assuré par l'augmentation de la quantité de ferraillage au niveau de l'âme d'une manière adéquate.

5- La charge au moment de l'apparition des fissures peut être estimée sur la base de la contrainte principale de tension donnée pour les éléments continus et de section transversale rectangulaire dans CIEIH GUIDE 2. La contrainte limite peut être prise comme 0,8 fois la contrainte d'écrasement des cylindres du béton.

1.1.2 TANER-N, FAZIO P.P and ZIELINSKI (5)

L'investigation a été menée sur le comportement et la résistance sur les murs minces, panneaux de poutres nervurées, à l'aide d'une subvention de recherche financée par the national research council of Canada, et la formation des chercheurs et d'action concertée de Québec.

Le but était de proposer une formule pour les poutres profondes et de prévoir une modélisation afin de l'analyser avec les éléments finis pour étudier le comportement

linéaire et non linéaire des membranes en béton armé sous une charge croissante statique monotone. Les conclusions déduites de cette investigation sont les suivantes :

- 1- la location des fissures et leurs directions ainsi que les charges ultimes enregistrées expérimentalement et les résultats obtenus par les éléments finis sont concordants.
- 2- La formule basée sur la contrainte de tension par écrasement analogie sous-estime sérieusement la capacité portante des panneaux sur-renforcés et les panneaux chargés d'une manière asymétrique.
- 3- Pour les éléments sur-renforcés la rupture par compression diagonale est majeure.

1.1.3 SUBEIDI N.K (1,2,3,4)

Le programme de recherche est concentré sur l'étude des poutres profondes minces bridées e avec raidisseurs, en utilisant des spécimens avec des dimensions réelles ; l'analyse proposée est de développer une méthode générale basée sur l'équilibre des forces à l'état ultime de rupture des poutres profondes. La méthode est capable de prédire le mode de rupture et la charge ultime pour n'importe quelle combinaison de paramètres dont les plus importants pour les sections rectangulaires et en I à savoir :

- a- La géométrie (rapport portée / profondeur et profondeur / épaisseur)
- b- La résistance du béton F_{cu}
- c- La capacité des armatures de tension $A_{st} \times F_y$
- d- la capacité des armatures horizontales et verticales : $A_h \times F_{sy}$ et $A_v \times F_{sy}$
- e- La Position de la charge

Les paramètres sont interactifs et ne peuvent pas être considérés d'une manière isolée. En ce qui concerne le mode de rupture 4 cas distincts peuvent se produire.

- 1- Rupture en flexion : les poutres ayant un faible pourcentage d'acier inférieur cèdent sous la tension à mi portée, ou par l'écrasement du béton dans la zone supérieure de compression, et ce mode de rupture se produit rarement en pratique
- 2- Rupture en flexion et cisaillement : Poutres ayant une quantité modérée d'acier inférieure tombent dans le cisaillement. Les fissures se propagent des supports vers la surface de chargement, mais les fissures dues à la flexion précèdent les fissures dues

aux cisaillements. Ce cas peut être considéré entre la flexion et la rupture sous fissuration diagonale.

3- Rupture sous fissurations diagonales : Les poutres ayant un taux d'armature inférieur modéré ou élevé cèdent en cisaillement, les fissures se propagent entre la zone de chargement et les supports mais se développent vers l'extérieur à partir de la mi-hauteur, et ce mode est le plus commun dans ce genre de poutre.

4- Ecrasements local : Ce genre de rupture se produit par un écrasement local près de la région de la charge ou des supports, on peut l'éviter si on prend les mesures nécessaires.

1.3 But de la recherche

Il est évident qu'à partir de l'analyse des travaux de recherche déjà effectués que la méthode d'analyse des poutres profondes bridées avec raidisseurs nécessite plus de vérification et l'expérimentation, c'est uniquement par une évaluation précise des paramètres qui contribue dans la conception à recommander.

L'objectif principal de cette recherche est d'étudier le comportement structural des poutres profondes bridées et avec raidisseurs, théoriquement et expérimentalement comme suit :

1- six poutre bridées avec $h/t_w=60$ et portée / hauteur 0,5 .1, 2 sont testées jusqu'à la rupture, les spécimens testés étaient à grand échelle jusqu'à 2 m de hauteur et 4 m de large. La construction des modèles et le détail du programme d'essai sera présenté.

2- Le comportement structural en l'occurrence, les modes de rupture par fissuration, déformation et flèche seront étudiés et présentés

3- les méthodes d'analyse proposées par HAMDI (18) et Subeidi (2,4) sont analysées et les résultats seront comparés aux valeurs expérimentales.

4- Une étude sera présentée en utilisant deux analyses différentes, l'analyse non linéaire statique et non linéaire par accélogramme, pour mieux comprendre la réponse aux dommages des structures en acier, avec et sans ouvertures dans la maçonnerie.

CHAPITRE II

METHODE D'ANALYSE

Dans ce chapitre les méthodes théoriques seront présentées. Trois méthodes existantes seront examinées par rapport à la prédiction du mode de rupture et la charge ultime des poutres bridées avec raidisseurs en béton armé. Il s'agit de :

- La comptabilité de déformation
- La méthode proposée par Subedi
- La méthode proposée par Regan

2.1 Comptabilité de déformation :

Cette méthode bien connue est largement utilisée pour le calcul de la charge ultime des éléments ordinaires et précontraints en béton armé. Elle est utilisée pour la détermination du moment de flexion de la section en flexion simple et en flexion composée (effort axial plus moment).

On admet les hypothèses suivantes pour l'utilisation de cette méthode :

- Les sections planes restent planes après chargement
- Les déformations dans le béton et les armatures sont égales à distance égale de l'axe neutre
- la profondeur de l'axe neutre d est assumée
- La profondeur de l'axe neutre est à partir de la partie supérieure de la poutre
- La résistance du béton à la traction est négligée
- la contrainte des aciers à la limite élastique et au-delà ne change pas. (Figure 2.1) montre la distribution des contraintes et les forces habituelles dans l'analyse. En utilisant une méthode itérative pour l'axe neutre, et la déformation compatible à travers la profondeur de la poutre. Les forces dans le béton et l'acier sont calculées par un programme, l'axe neutre est fixé une fois que l'équilibre des forces satisfait l'équation.

(3.1)

$$P_{sc} + P_c = \sum(P_{hi}) + P_{st} \quad (2.1)$$

Le moment ultime de résistance de la section à mi-travée est obtenu à partir de l'équation (3.2)

$$M_u = \sum (P_{hi} d_i) + P_{st} d - P_c d_n/2 \quad (2.2)$$

2.2 METHODE PROPOSEE PAR SUBEDI (1,2,4)

La base du concept de cette méthode a été publiée antérieurement [1] où les poutres bridées avec raidisseurs sont considérées, plus tard la méthode a été réexaminé pour qu'elle puisse être appliquée aux poutres profondes à section rectangulaire. [1, 2, 3]

La méthode est basée sur le simple concept de l'équilibre des forces à la rupture au niveau de la section de la poutre entre le support et l'extrémité de la charge.

La principale hypothèse dans cette méthode est que la rupture des poutres profondes se fait par le développement des fissures à travers un plan entre la charge et le support

La section transversale montre une zone de compression T_c qui est assumée être la profondeur de la bride supérieure, la zone de cisaillement (âme) définie par la profondeur entre la zone de compression (bride supérieure) et l'emplacement des armatures de traction (bride inférieure).

Les forces qui maintiennent la section en équilibre sont :

- a- La force de fissuration diagonale normale au plan de rupture qui dépend de la résistance limite à la traction du béton F_{tc}
- b- La force de compression dans la région supérieur P_c .
- C- La Force de cisaillement verticale V_c
- d- La force de traction des armatures principales inférieurs P_{st}
- e- Les forces Horizontales et verticales P_h et P_v dues au ferrailage de l'âme
- f- La Réaction $P_u/2$

La méthode est capable de prévoir le mode de rupture et la résistance à la charge ultime pour n'importe quelle combinaison des paramètres.

Les plus importants sont :

- a- Rapport portée sur la profondeur
- b- Rapport profondeur / épaisseur (élancement)
- c- Résistance du béton
- d- Capacité des armatures de tensions $A_{st} \times F_y$

e- Capacité des armatures horizontales et verticales $A_h \times F_{sv}$ et $A_v \times F_{sv}$

f- position du chargement

En ce qui concerne le mode de rupture des poutres bridées quatre cas peuvent être envisagés :

a- Flexion : poutres avec des petites quantités d'armature principale arrivent à la rupture par flexion, dans ce cas la rupture est similaire aux poutres ordinaires .

b- Flexion accompagnée de cisaillement : ce cas peut être considéré entre la flexion et l'éclatement diagonal. La rupture concerne les poutres ayant une petite quantité d'armature principale A_{st} . les premières fissures apparaissent au niveau du milieu de la bride inférieure, en augmentant la charge d'autres fissures apparaissent accompagnées d'une fissuration diagonal au niveau de l'âme. Finalement la rupture aura lieu quand les fissures diagonales dans l'âme rejoignent les fissures de flexion au niveau de la bride inférieure. Si on continue le chargement une grande flexion va apparaître et provoquera l'écrasement du béton au niveau de la zone de compression

c- Eclatement diagonal : ce genre de rupture est observé pour les poutres ayant une quantité modérée ou élevée d'armature principale. La majorité des poutres profondes en béton armé en pratique font partie de cette catégorie. Ce genre de poutre quand elles sont testées, les premières fissures peuvent apparaître sur la bride inférieure près du centre de la poutre (fissure de flexion). Ces fissures ne progressent pas, par contre, ce sont les fissures entre les supports et la charge qui vont dominer et provoquent l'éclatement diagonal distinct, il est toujours comme accompagné par in tic (son de craquement audible) comme dernière étape de l'éclatement diagonal, le béton s'écrase localement sous la charge.

d- Ecrasements : c'est un mode de rupture courant observé pour les poutres profondes de section transversale rectangulaire ou en I, ayant un rapport portée sur profondeur inférieur à 1, L'écrasement se fait sous la surface de la charge ou au-dessus des supports. Dans le cas des poutres en béton armé bridées, la zone les plus vulnérable est la jonction entre l'âme et la bride.

2.2.1 Trois étapes de production :

La prédiction du mode de rupture et la résistance ultime à la rupture des poutres profondes en béton est définie en 3 étapes :

2.2.1.1 ETAPE 1 :

Cette étape comporte 3 phases :

- a – Assumer un mode de rupture en flexion (Figure 2.3 a.)
- b- Utilisation de la méthode des déformations compatible
- e- Détermination de la charge ultime P_{u1}

La première phase est bien connue, et expliquée dans la section précédente.

2.2.1.2 ETAPE 2

Cette étape comporte 6 phases, qui sont les suivantes :

- a – Assumer une rupture due à des fissures inclinées au niveau de l'âme qui peut être une flexion avec cisaillement ou éclatement diagonal (Figure 2.3 -b ou c)
- b- Vérifier si la résistance de la membrane (âme) est contrôlée par le béton ou par les armatures .
- c- Assumer que la profondeur de la zone de compression est égale à la hauteur de la bride supérieure.
- d- Utiliser les critères pour déterminer le mode de rupture flexion avec cisaillement ou éclatement diagonal .
- e- Déterminer la contribution des armatures principales
- f- Déterminer la charge ultime .

2.2.1.2.1 PREDICTION DU COMPORTEMENT

La charge ultime prédite à l'étape 1, P_{u1} est celle prédite à l'étape 2 doivent être comparées. La valeur inférieure donnera la charge ultime prévue P_u et le mode de rupture correspondant. Dans cette étape la méthode proposée (équilibre de forces) est appliquée

2.2.1.3 ETAPE 3

Pour l'obtention de la charge ultime, la contrainte d'écrasement sous la plaque de chargement et au-dessus des supports doit être contrôlée, elle doit être maintenue dans une limite acceptable.

2.2.2 Analyse par l'équilibre des forces pour l'étape 2 :

La méthode basée sur l'équilibre des forces est appliquée lors de l'étape N° 2. En écrivant les équations de l'équilibre les forces horizontales en considère que le moment est égal à 0, (Figure 2.2)

Les équations peuvent s'écrire comme suit :

- Equilibre horizontal.

$$P_c - F_{tc} \times H_w \times T_w - P_{st} - A_h \times F_s = 0 \quad (2.3)$$

Moment égale à 0

$$P_u/2 \times a - P_{st} (H_w + T_t/2) - P_c \times T_c/2 - F_{tc}(c^2+H_w^2)/2 T_w - A_v \times F_s \times C/2 - A_h \times F_s \times H_w/2 - \sum P_s \times r = 0 \quad (2.4)$$

De ces deux équations on peut exprimer la capacité portante ultime

$$P_u = ((H_w^2+C^2+H_w \times T_c)/a) F_{tc} \times T_w + ((2H_w+T_t+T_c)/a) P_{st} + ((H_w+T_c/a) P_h + (c/a) P_v + (2/a) \sum P_s \times r \quad (2.5)$$

L'équation (2.5) est l'expression générale de la charge ultime pour n'importe quelle poutre profonde en cisaillement, une rupture inclinée plane entre la charge et le support. La contribution des paramètres F_{tc} , P_{st} , P_h , et P_v dépend des cas particuliers des poutres. Les critères des tests qui correspondent à la résistance de l'âme et le mode de rupture doivent être déterminés d'une manière appropriée afin de déterminer la valeur des paramètres.

a- Profondeur de la zone de compression

Dans le cas des poutres bridées, la profondeur de la compression T_c est assumée égale à l'épaisseur de la bride supérieure

b- Contrôle de la résistance de l'âme.

Le panneau de cisaillement entre la charge appliquée et le support (Figure 2.4), sera exposé à une contrainte de cisaillement très élevée, qui produira un champ de contraintes bi axial, compression tension au niveau du panneau. Quand la contrainte de tension atteint sa limite F_{tc} , le béton s'éclatera. La force d'éclatement de l'âme peut être définie comme la surface du plan incliné multiplié par F_{tc} . Le composant horizontal de la force d'éclatement du béton est égal à $F_{tc} \times T_w \times H_x$. Comme les armatures dans l'âme sont soumises à une déformation compatible, la force totale horizontale d'éclatement du béton est égale à $F_{tc} \times T_w \times h_w + A_h \times F_s$ ou F_s est le rapport modulaire $\frac{E_s}{E_c} \times F_{tc}$, A_h et A_v sont les surfaces des armatures horizontales et verticales qui traversent le plan incliné de la rupture. Le contrôle de la résistance de l'âme dépend de l'ampleur de $H_w \times T_w + A_h \times F_s$ contre la capacité portante des barres horizontales $A_h \times F_{sy}$ et $F_{tc} \times T_w + A_v \times F_s$ contre la capacité des barres verticales $A_v \times F_{sy}$.

Les critères du test sont donnés sur le (tableau 2.1). Ce test déterminera les composantes horizontales et verticales appropriées (HSP et VSP) de la force d'éclatement de l'âme.

c- Contribution des raidisseurs verticaux

En plus de la stabilité apportée à la paroi mince de l'âme, on assume qu'ils contribuent dans la résistance de l'âme dans la direction verticale. Les deux forces dans les deux barres à l'extrémités des raidisseurs sont considérées transférées à l'âme à travers le centre des raidisseurs.

d- contribution des armatures principales

Le mode de rupture flexion cisaillement ou éclatement diagonal des poutres dépend relativement de la capacité de résistance entre le composant horizontal de la force d'éclatement (HSP) et l'armature principale en se référant au diagramme idéalisé (tableau 3.1), La force maximale à laquelle le renforcement peut être soumis est déterminée par l'ampleur du composant horizontal de la force d'éclatement (HSP). Le test d'évaluation est donné par le (tableau 2.2)

Tableau . 2.1 Critères du test

Test	$F_{tc} \times T_w \times A_h \cdot F_s$	$F_{tc} \times T_{wc} + A_h F_s$	La résistance de l'âme et contrôlée par :
1	$< A_h \times F_{sy}$	$< A_h \times F_{sy}$	Armature
2	$>$	$>$	Béton
	ou $>$	$<$	Béton
	ou $<$	$>$	Béton

Tableau . 2.2 Critères de résistance

	HSP	Mode de rupture prévu	Contribution des armatures principales
	$> A_{st} \times F_y$ Les armatures principales Atteignent la limite d'élasticité	Flexion avec Cisaillement	$A_{st} \times F_y$
	$<$ La capacité des armatures principales n'est pas entièrement exploitée	Eclatement diagonal	HSP

e- Charge ultime

la charge ultime est calculée en utilisant l'équation (2.5)

il est clair maintenant que les divers paramètres dans l'équation (2.5) apportent une contribution adaptée aux cas spécifiques des poutres. Quatre cas sont possibles :

- a. Mode de rupture (flexion cisaillement) avec la résistance de l'âme (membrane de poutre) contrôlée par le béton, dans cette situation $P_{st} = A_{st} \times F_y$, $P_h = A_h \times F_s$.

b. Mode de rupture (flexion cisaillement) avec le contrôle de la résistance de l'âme par les armatures, dans cette situation $P_{st} = A_{st} \times F_y$, $P_h = \lambda_1 \times A_h \times F_{sy}$, et $P_v = \lambda_2 \times A_v \times F_y$, dépend du rapport $(F_{tc} \times T_w \times H_w + A_h \times F_s) / (F_{tc} \times T_w \times c + A_v \times F_s)$ et les armatures A_h et A_v , F_{tc} sera négligée

c. Mode de rupture par éclatement diagonal avec le contrôle de la résistance de l'âme par le béton dans cette situation.

$$P_{st} = F_{tc} \times T_w \times H_w + A_h \times F_s, P_h = A_h \times F_s \text{ et } P_v = A_v \times F_s.$$

d. Mode de rupture par éclatement (division) diagonal avec le contrôle de la résistance de l'âme par les armatures, dans cette situation.

$$P_{st} = \lambda_1 \times A_h \times F_{sy}, P_h = \lambda_1 \times A_h \times F_{sy}, \text{ et } P_v = \lambda_2 \times A_v \times F_{sy}$$

F_{tc} est négligée

$$\lambda_1, \lambda_2 = \text{facteurs}$$

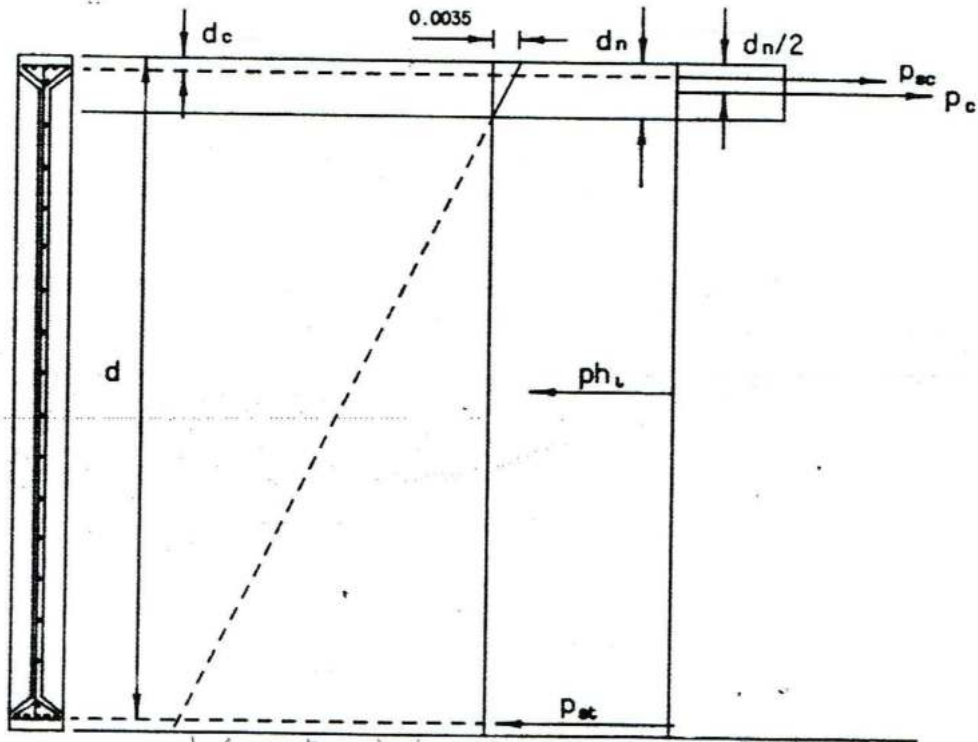
3.2.3 Etape 3 : contrainte d'écrasement : $\lambda_2 \lambda_1$

Le béton qui est située directement sous la plaque de chargement est exposé à une compression bi axiale. Le béton des supports est exposé à une contrainte bi axiale compression- tension, comme on peut le voir sur la (figure 2.6)

La résistance à l'écrasement est supérieure sous la charge que sur les supports

2.2.4 Organigramme pour le calcul informatique :

(Figure 2.7 et 2.8) montrent respectivement l'organigramme des trois étapes selon la méthode proposée par Subeidi et l'organigramme de l'étape 2 séparément pour la prédiction du mode de rupture et la charge ultime en utilisant la méthode de l'équilibre des forces.



Séformation disbition

contrainte distribution

Figure 2.1 modèle d'analyse par la compatibilité des déformations

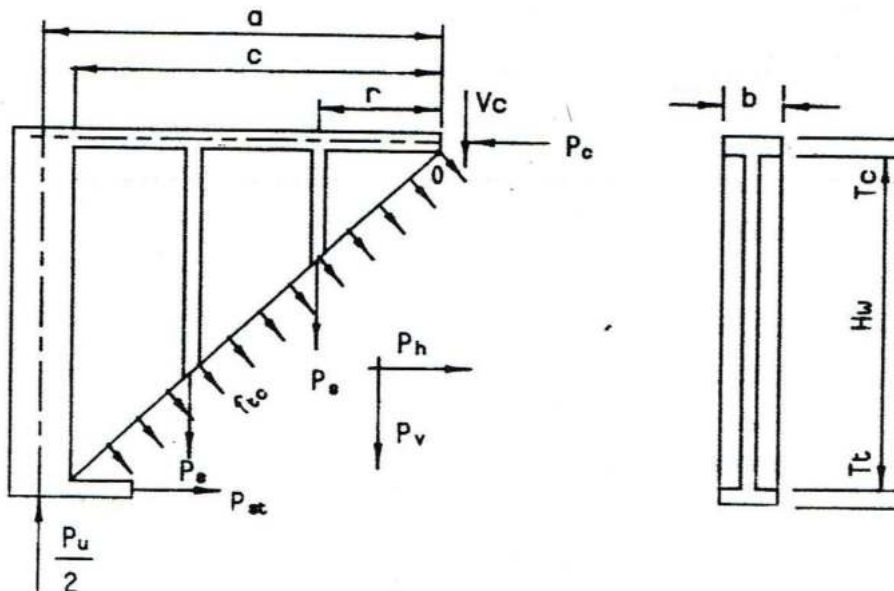
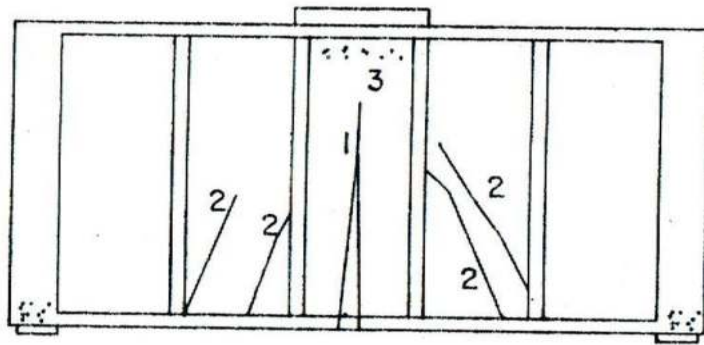
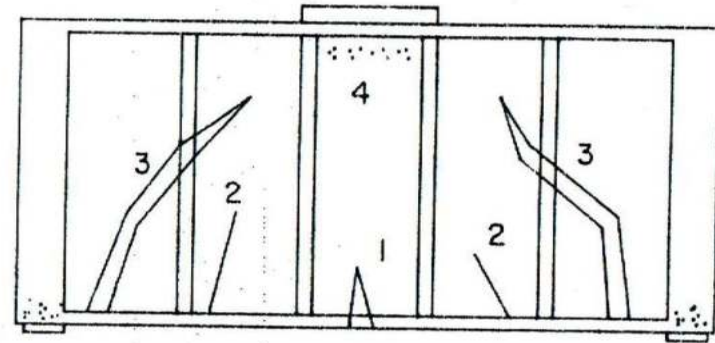


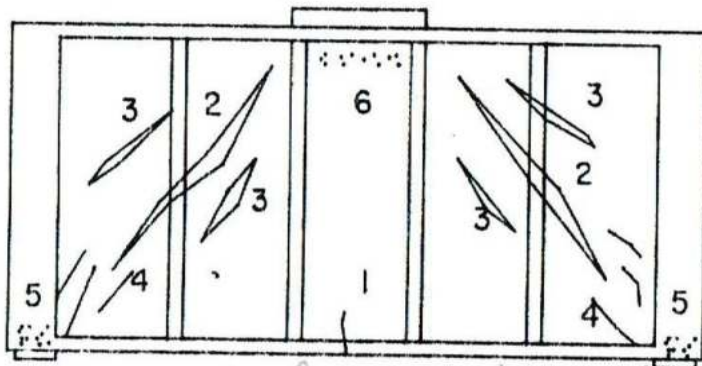
Figure 2.2 analyse des poutres équilibres des forces



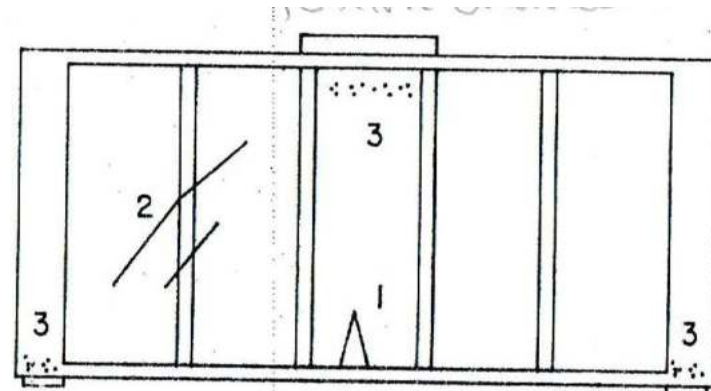
a- flexion



b- flexion cisaillement



c- éclatement diagonale



d- écrasement

Figure 2.3 modes des ruptures

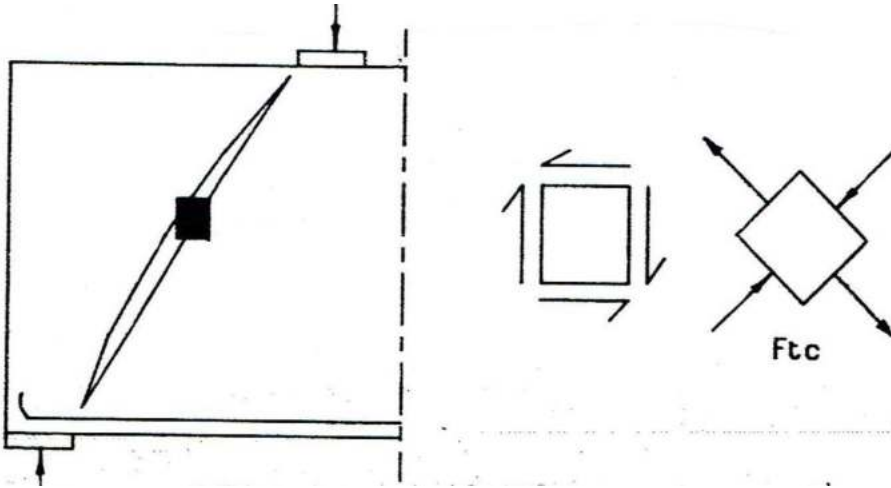


Figure 2.4 état de la contrainte biaxial dans le panneau de cisaillement

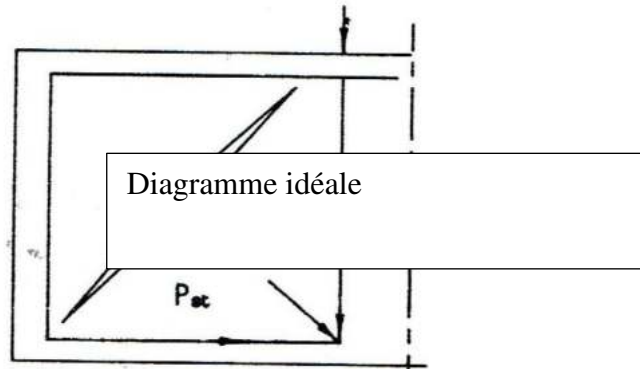


Figure 2.5 force d'éclatement et la contribution des armatures principales.

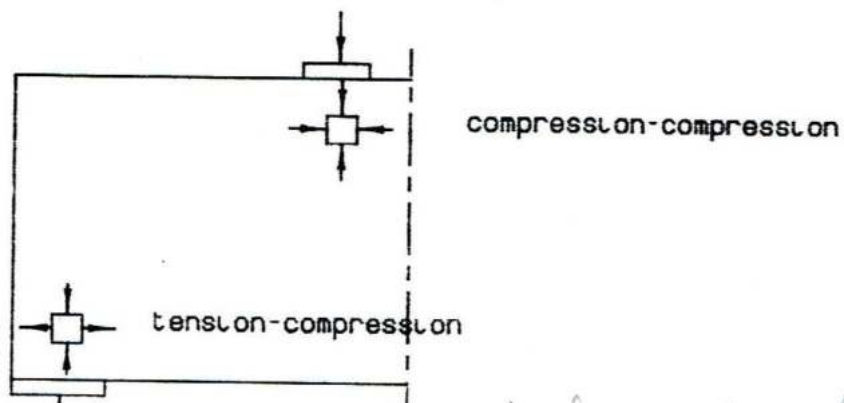


Figure 2.6 éléments sous la charge et le support

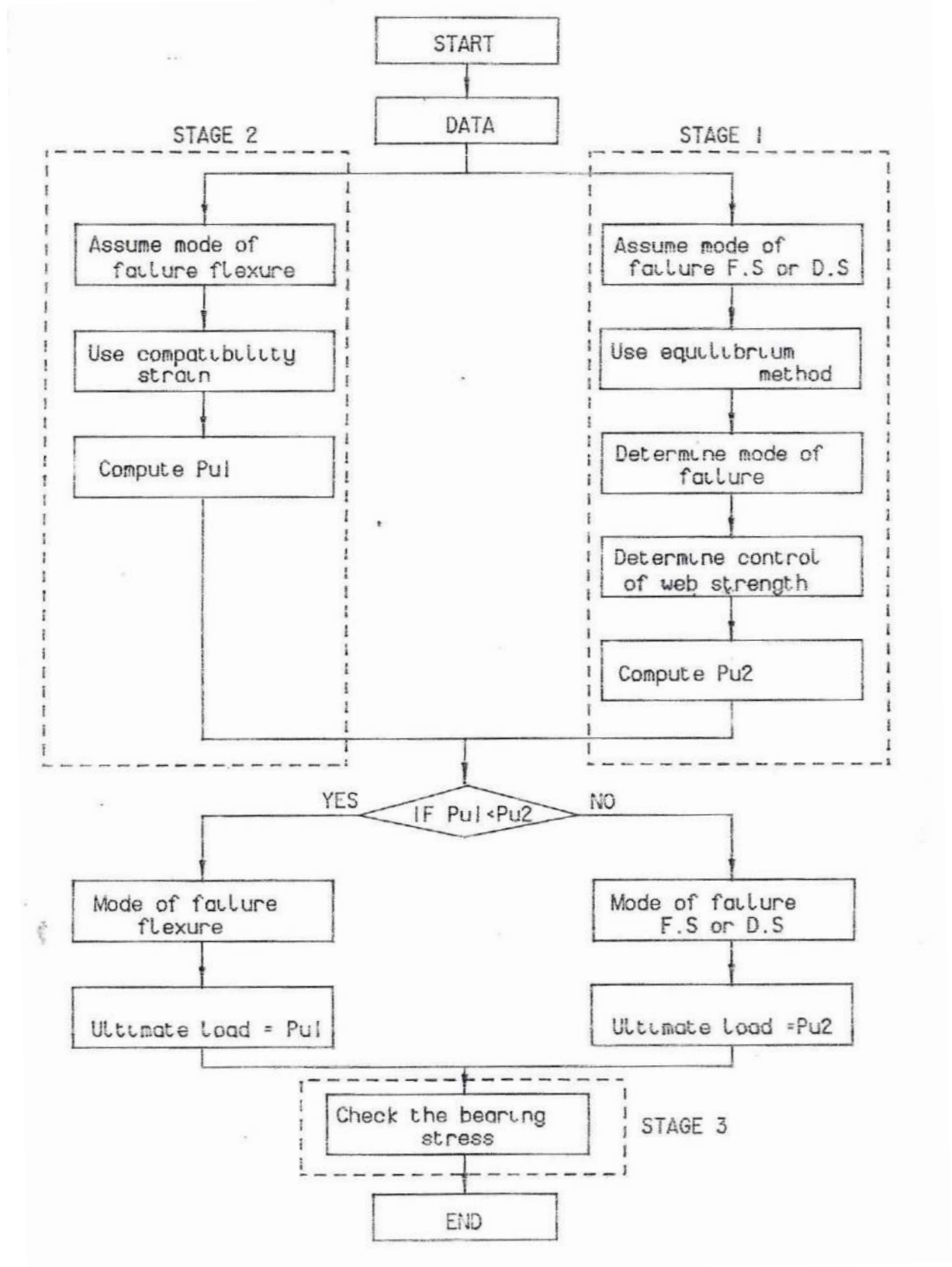


Figure 2.7 étapes de prédiction

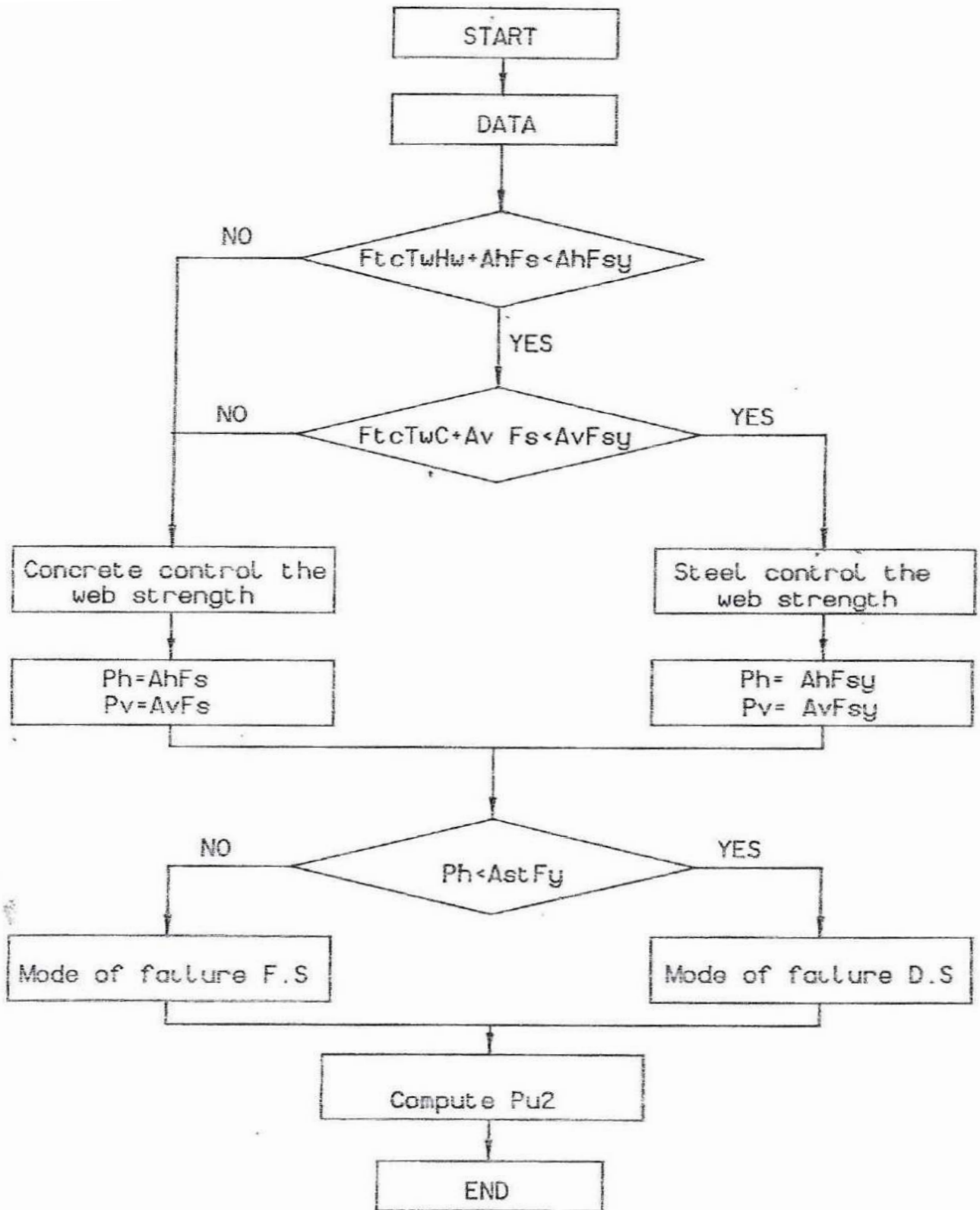


Figure 2.8 organigramme pour la méthode des équilibres

2.3 Méthode proposé par REGAN et HANDI

La prédiction de la charge de fissuration et la charge ultime est possible avec cette méthode.

2.3.1 Fissuration de l'âme (membrane)

Si le panneau de l'âme est encadré avec une grande rigidité, la béton de l'âme sera dans un état de cisaillement pur :

$$\Gamma = V/b_w \times Z \quad (2.6)$$

Où

V : force de cisaillement

B : épaisseur de l'âme

Z : bras de levier interne (distance entre centre de la bride supérieure et inférieure)

La force de cisaillement qui provoque la fissuration est :

$$V_{cr} = F_{ct} \times b_w \times Z \quad (2.7)$$

F_{ct} = contrainte de tension du béton dans un état de tension et de compression bi axiale infime et égale.

La force de cisaillement donnée par l'équation (2.7), peut être considérée comme une limite supérieure effective pour la résistance à la fissuration de n'importe quel panneau sans précontrainte.

Si les brides sont moins rigides, le comportement sera intermédiaire entre celui décrit et celui des poutres en béton armé avec section rectangulaire, qui peut être traitée comme la deuxième limite de comportement possible.

Deuxième limite de comportement peut être exprimée avec un léger conservatisme :

$$\sigma_1 = 1.25 \frac{V}{b_w} \quad h > \frac{0.625v}{b_w} \times a \quad (2.8)$$

a : Portée

$$\text{ou } V_{cr} = 0.8 F_{tc} \times b_w \times h < 1.6 F_{ct} \times b_w \times a \quad (2.9)$$

h = hauteur totale de la poutre

on prend $h =$ approximativement $1.1 \times Z$ ceci donne :

$$V_{cr} = 0.88 F_{ct} \times b_w \times z < 1.6 F_{ct} \times b_w \times a \quad (2.10)$$

Ou F_{ct} est maintenant la résistance à la traction du béton en rapport avec l'état de contrainte bi axial en équation.

La différence entre l'équation 2.7 et 2.10 n'est pas importante pour les valeurs de h/a inférieures à 2.0, pour les valeurs supérieures l'équation (2.10) est préférée, F_{ct} , peut être considérée comme $0.8 F_{sp}$, est la résistance à la traction

3.3.2 Force ultime :

La contribution à la charge ultime de deux composants (Figure. 2.9) montre les deux simples modèles d'actions de compression inclinées de l'âme. La première concerne les actions associées de la grille de ferrailage de l'âme. L'action du treillis sur l'âme est considérée de la même manière que celle du code C.E.B (13) .

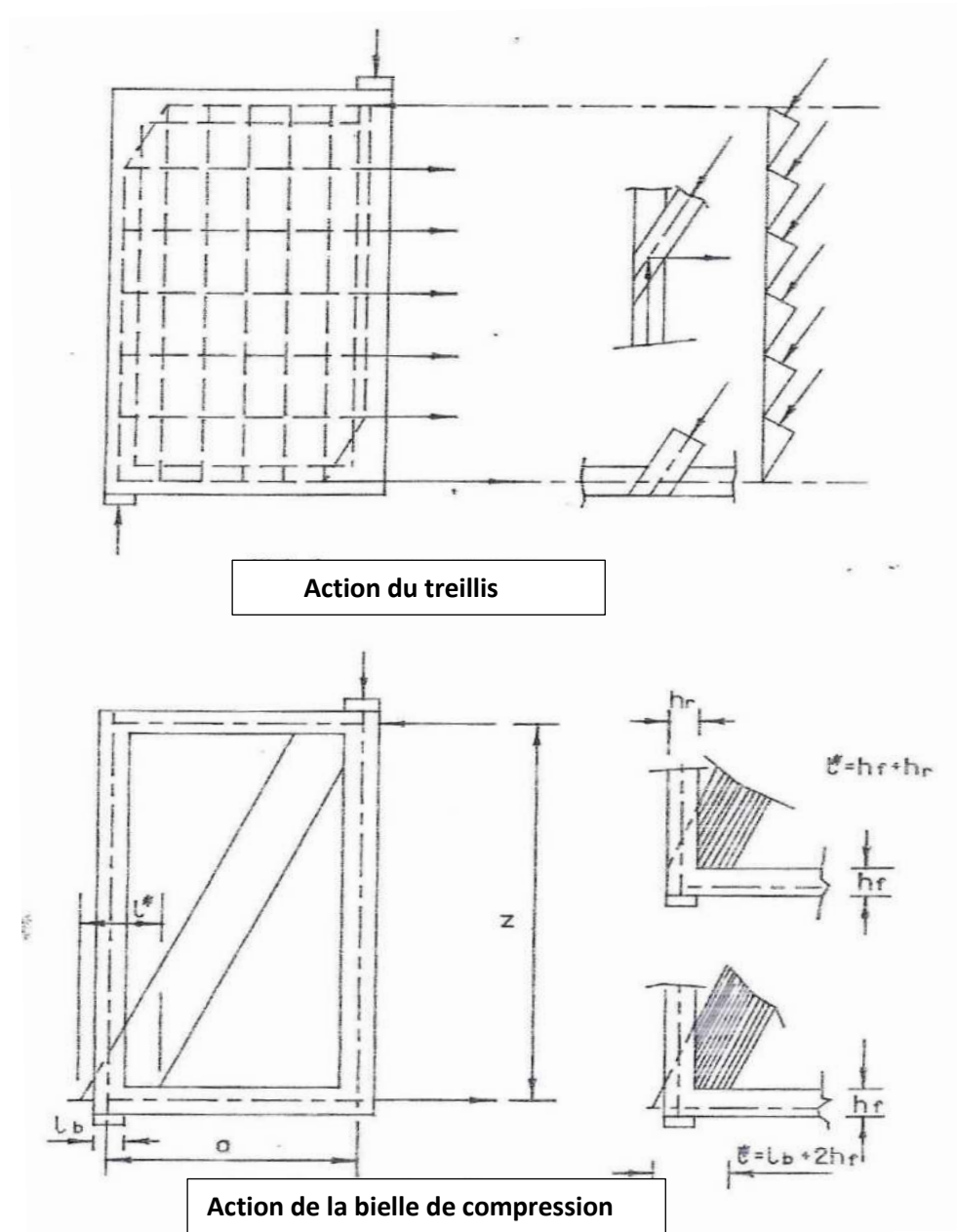


Figure 2.9 Mode de la compression inclinée

La compression produite dans l'âme béton est :

$$F_{cw1} = p_w F_{yw} / \sin^2 \theta \quad (2.11)$$

Où p_w = rapport de ferrailage de l'âme, on assume qu'il est égal dans les 2 directions verticale et horizontale

F_{yw} = contrainte d'élasticité des armatures de l'âme

$$\theta = \text{Cot}^{-1}$$

a : portée

z : bras de levier

La force de cisaillement correspondante est

$$V_1 = \rho_w F_{yw} \times b_w \times Z \cos\theta \quad (2.12)$$

La seconde contribution provient uniquement du béton et le diagramme (Figure 3.9) illustre la bielle unique qui peut se former en absence du ferrailage de l'âme. La compression dans l'âme est F_{cw2}

$$V_2 = F_{cw2} \times b_w \times l^* \times \sin^2\theta \quad (2.13)$$

La répartition des contraintes est supposée à 45°, a travers la bride inferieure est supposée à 45 °, a condition que la bride s'étende longitudinalement des deux côtés ou les nervures de renforcement puissent fourni la réaction nécessaire.

$$l^* = l_b + 2h_f \quad (2.14)$$

Où l_b : est la longueur de la plaque du support.

h_f : est l'épaisseur de la bride inférieure

Si la jonction des nervures avec la bride inférieure influe sur la résistance à la flexion

$$l^* \text{ est limite à } l^* < h_f + h_r, \quad (2.15)$$

h_r : épaisseur de la nervure , h_f : épaisseur de la bride inferieure

La superposition des deux systèmes donne un modèle pour le comportement du panneau où la grille de compression et l'action de la grille (treillis) sont présentés, il nous reste à définir la contrainte limite du béton.

Afin d'assurer une translation entre les deux valeurs limites quand le comportement des panneaux est la combinaison des deux modèles, une simple expression d'interaction peut être utilisée.

$$F_{cw1}/0.4 \times F_{cu} + F_{cw2} / F_{cu} = 1$$

Où

$$F_{cw2}/F_{cu} = 1 - F_{cw1} / 0.4 F_{cu} \quad (2.16)$$

La résistance ultime du système combiné est donnée par la somme V et V_2 selon l'équation 2.12 et 2.13 avec F_{cw2} dans la grille est déterminée par la substitution de F_{c1} de l'équation (2.11) dans l'équation (2.16)

$$V_u = p_w \times f_{yw} \times b_w \times Z \times \cot \theta + (1-p_w \times F_{yw}/0.4 \times F_{cu} \times \sin^2 \Theta) F_{cu} \times b_w \times l^* \sin^2 \Theta \quad (2.17)$$

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE

3.1 Étude expérimentale :

Les spécimens d'essai dont le rapport hauteur totale / l'épaisseur de l'âme des 6 spécimens est de 60 sont identifiés comme suit :

0.5 AF2

0.5 Rapport travée / hauteur

A Série A

F Poutre bridée

2 Ferrailage type 2 (ferrailage de la bride inférieure importante)

2 AF1

2 Rapport travée / hauteur

A Série A

F Poutre bridée

1 Ferrailage type 1 (ferrailage de la bride inférieure léger)

3.1.1 Matériaux utilisés

3.1.1.1 béton

La membrane des spécimens est d'une épaisseur de 33 mm, l'idée est de couler un panneau profond de 2 m de hauteur d'une manière verticale, de ce fait un équilibre correct est demandé pour avoir un bon béton qui peut couler à travers la largeur étroite de l'âme, en respectant les exigences des normes et la bonne résistance du béton

Chaque deux poutres ayant la même géométrie sont coulées avec leur mélange particulier. En outre chaque proportion de mélange a été corrigé immédiatement afin d'obtenir un équilibre entre la maniabilité et la résistance. Pour les deux premières poutres O5AF1 et O5AF2, un mélange avec différentes propositions basé sur les expériences passées du laboratoire a été utilisé. Mais il a été constaté que l'objectif n'a pas été atteint.

Alors il a été décidé de faire d'autres essais au niveau du laboratoire pour obtenir un nouveau mélange avant le coulage des poutres 1AF1 et 1AF2, une nouvelle correction a été faite sur le rapport W/C afin d'arriver à la résistance demandée. Dans tous les mélanges des agrégats de 5 mm ont été utilisés, une dose de plastifiant recommandée a été ajoutée.

Ces propositions du mélange sont présentées sur le tableau 3.1 et les propriétés du béton sont sur le tableau 3.2

3.1.1.2 Ferrailages :

Pour les armatures principales des ronds à béton Tor de diamètre 8 mm et 16 mm ont été utilisés, et des barres de 6 mm lisses sont utilisées pour le ferrailage de la membrane (âme). Les caractéristiques des aciers sont déterminées au laboratoire, et présentée sur le tableau 4.3

3.1.2 Spécimens d'essais

Le programme des tests comprend une série de 6 poutres, chaque deux poutres ont les mêmes caractéristiques géométriques et un ferrailage différent. Le ferrailage est façonné d'une manière à provoquer les deux modes de rupture.

Tableau 3.1 Proportion du mélange de béton

poutre	Cément (Kg)	Water (Kg)	W/C	Sable (Kg)	Agrégats (Kg)
0.5 AF1 Et 0.5 AF2	375	225	0.6	880	880
1 AF 1 Et 1 AF 2	450	247,5	0.55	880	880
2 AF 1 Et 2 AF 2	400	203	0.52	880	880

Tableau 3.2 propriétés du béton

poutre	Fcv 28 jours N/mm ²	Fcv day of test N/mm ²	Fc N/mm ²	Module d'élasticité K N/mm ²
0.5 AF1	32.26	32.88	3.20	15.9
0.5 AF2	32.26	32.88	3.20	15.9
1 AF 1	35.80	* 33.12	3.24	19.04
1 AF 2	40.32	40.75	3.71	19.49
2 AF 1	38.80	38.80	3.25	20.96
2 AF 2	45.57	46.41	3.32	20.36

* probablement le test été faux, donc pour l'analyse on prend sidération Fc 28

Tableau 3.3 propriété des armatures

Diamètre (mm)	Contrainte d'élasticité Fy ou Fsy N/mm ²	Déformation élastique x10 ⁶	Module d'élasticité KN/mm ²
6	370	1700	210.86
8	510	2500	200
16	510	2500	196

Tableau 3.4 Détails géométriques et de ferrailage des spécimens

poutre	L mm	D mm	T _w mm	L/D	D/T _w	B mm	D _w mm	T _e mm	T _t	I mm	Armature principale				Armature de l'âme			
											Traction		Compression		Verticale		Horizontale	
											No	D mm	No	D mm	D mm	S _v mm	D _m	S _v mm
0.5 AF1	1000	2000	33	0.5	60	160	1800	100	100	403.5	5	8	5	8	6	140	6	120
0.5 AF2	1000	2000	33	0.5	60	160	1800	100	100	403.5	4	16	4	16	6	140	6	120
1 AF 1	2000	2000	33	1	60	160	1800	100	100	275	5	8	5	8	6	147.75	6	120
1 AF 2	2000	2000	33	1	60	160	1800	100	100	275	4	16	4	16	6	97.16	6	120
2 AF 1	4000	2000	33	2.0	60	160	1800	100	100	320	5	8	5	8	6	168.25	6	120
2 AF 2	4000	2000	33	2.0	60	160	1800	100	100	320	4	16	4	16	6	112.16	6	120

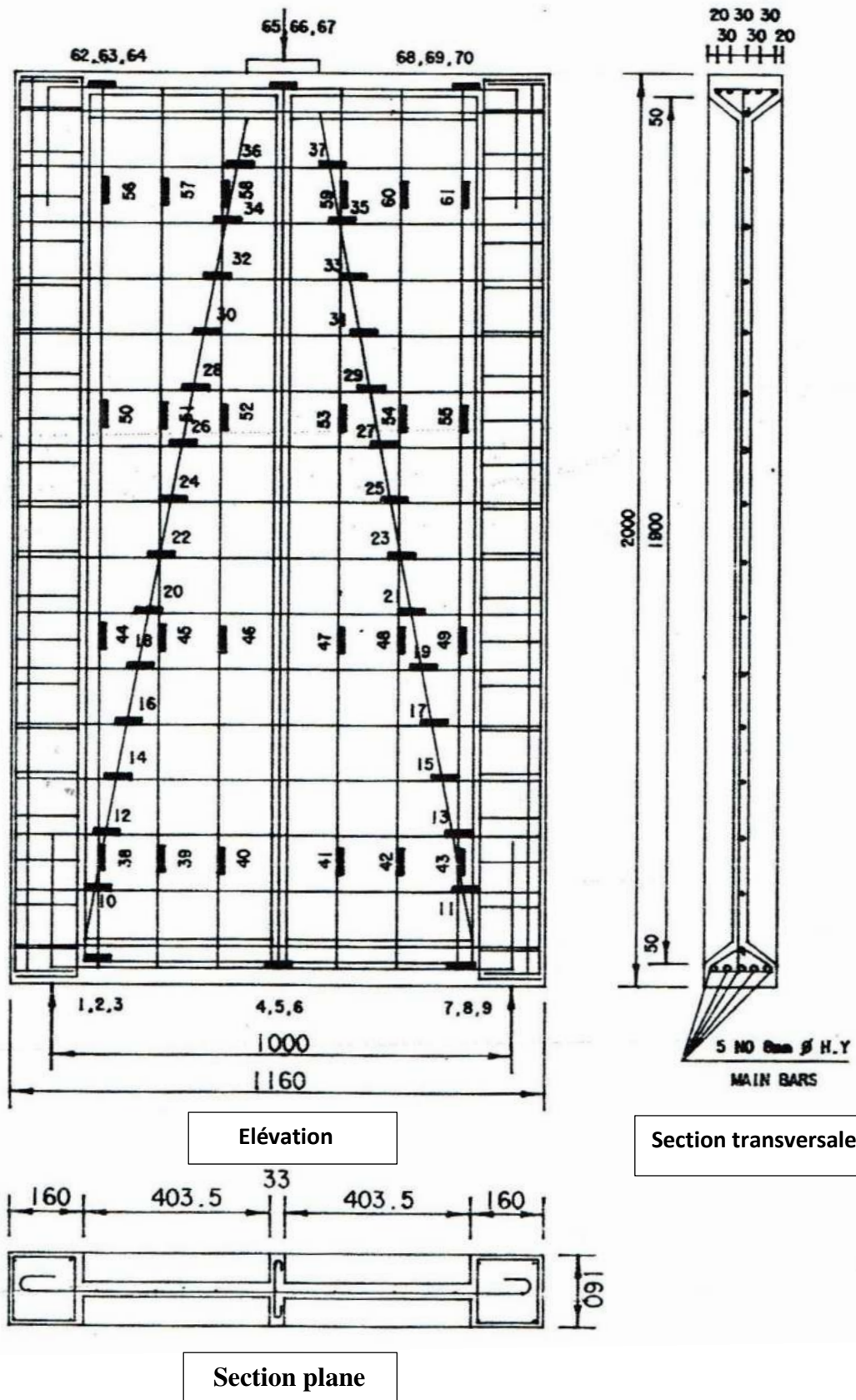


Figure 3.1 Détail de ferrailage et position des jauges de déformation
poutre 0.5 AF1

*

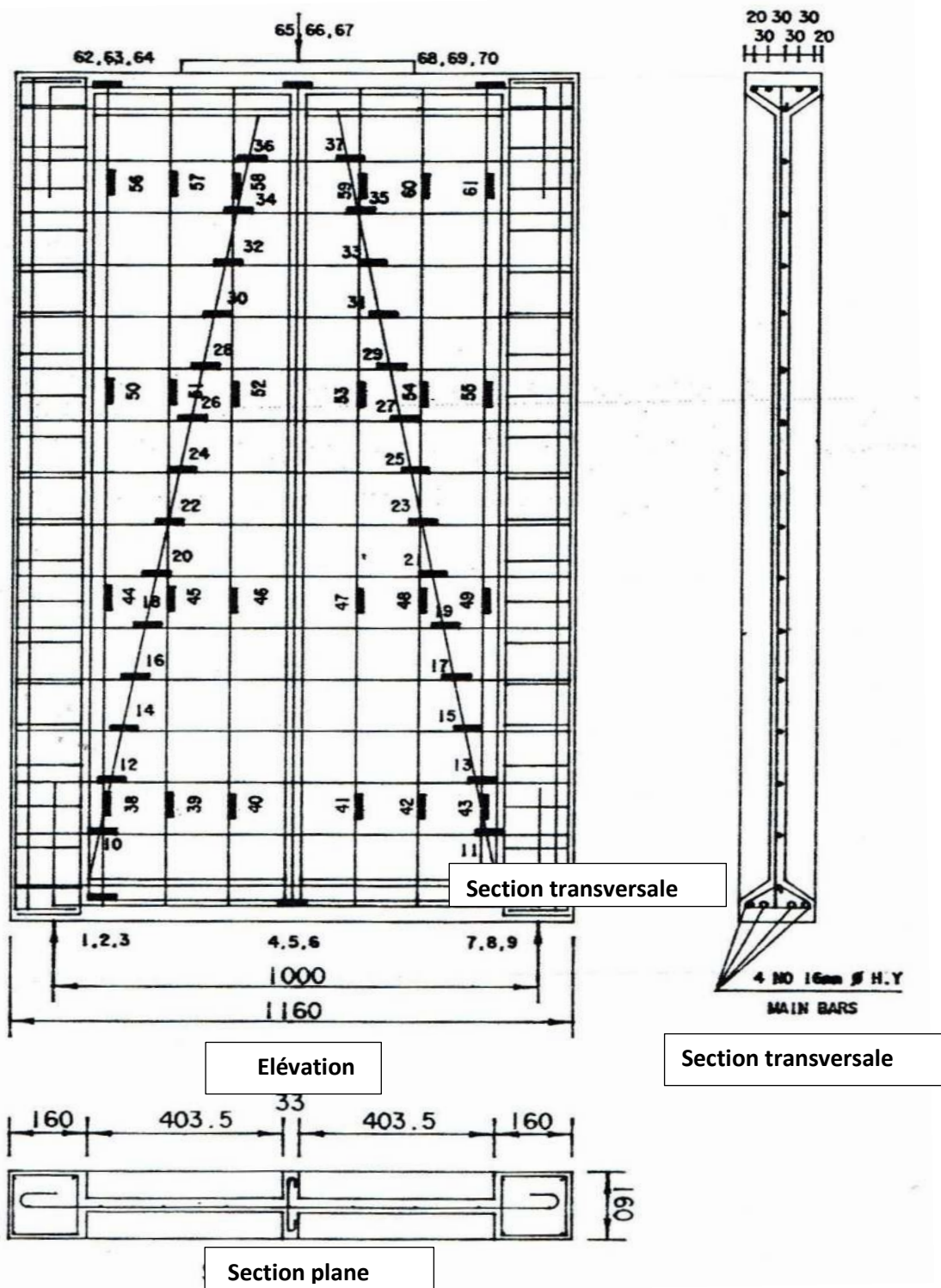


Figure 3.2 Détail de ferrailage et position des jauges de déformation

poutre 0.5 AF2

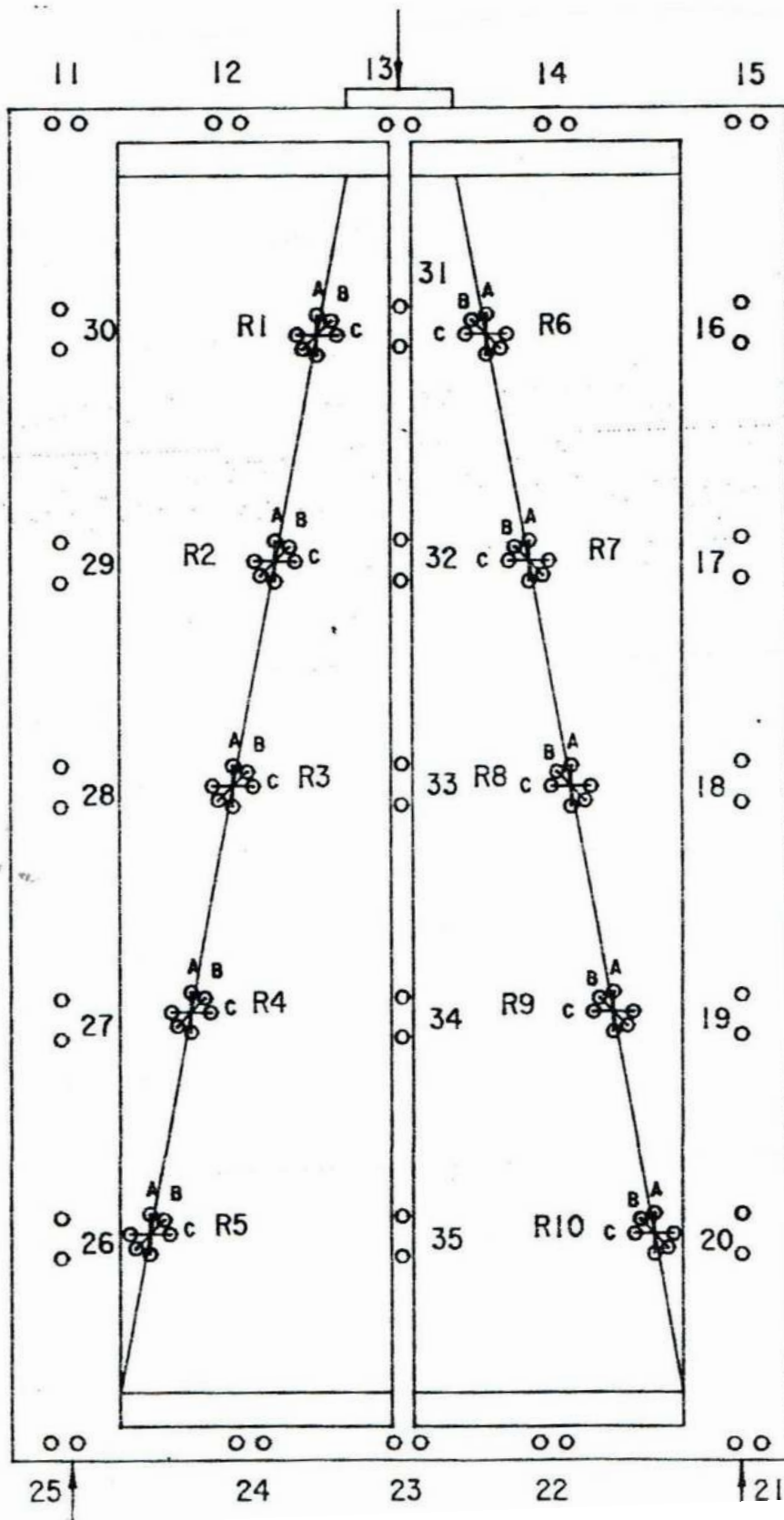


Figure 3.3 Position des demecs poutre 0.5AF1 et 0.5 AF2

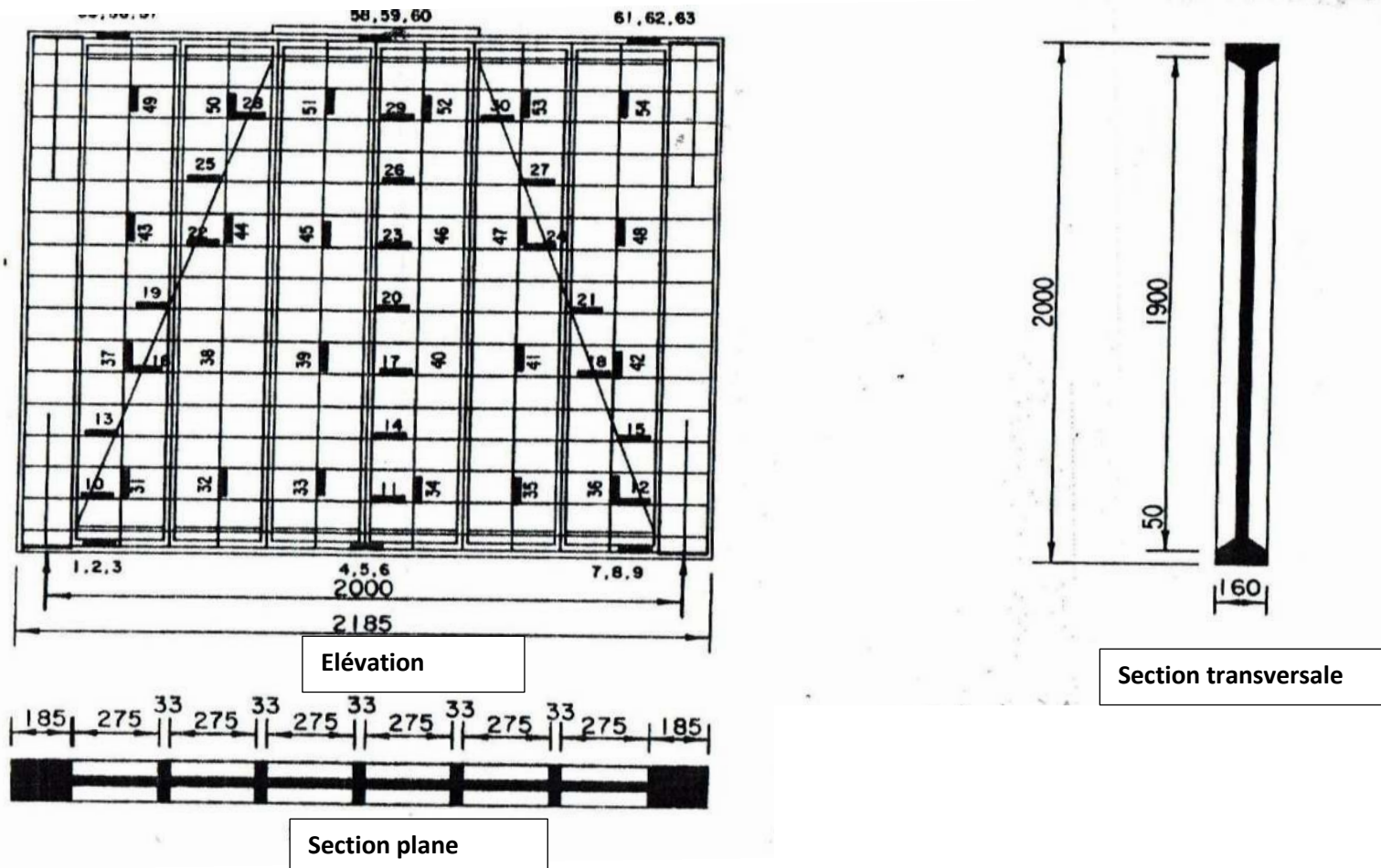


Figure 3.4 Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 1AF1

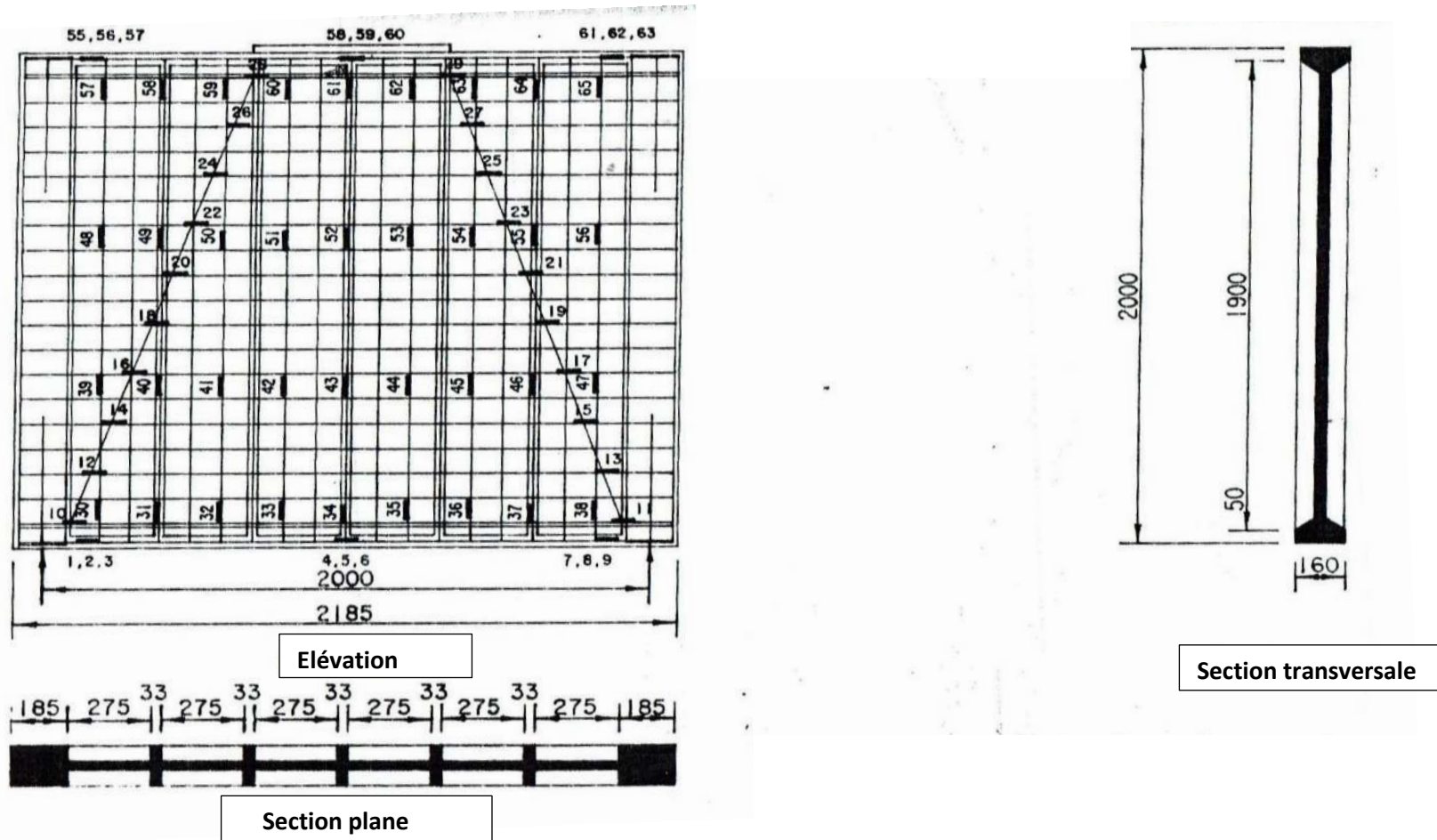


Figure 3.5 Détail de ferrailage et position des jauges de déformation poutre 2AF2

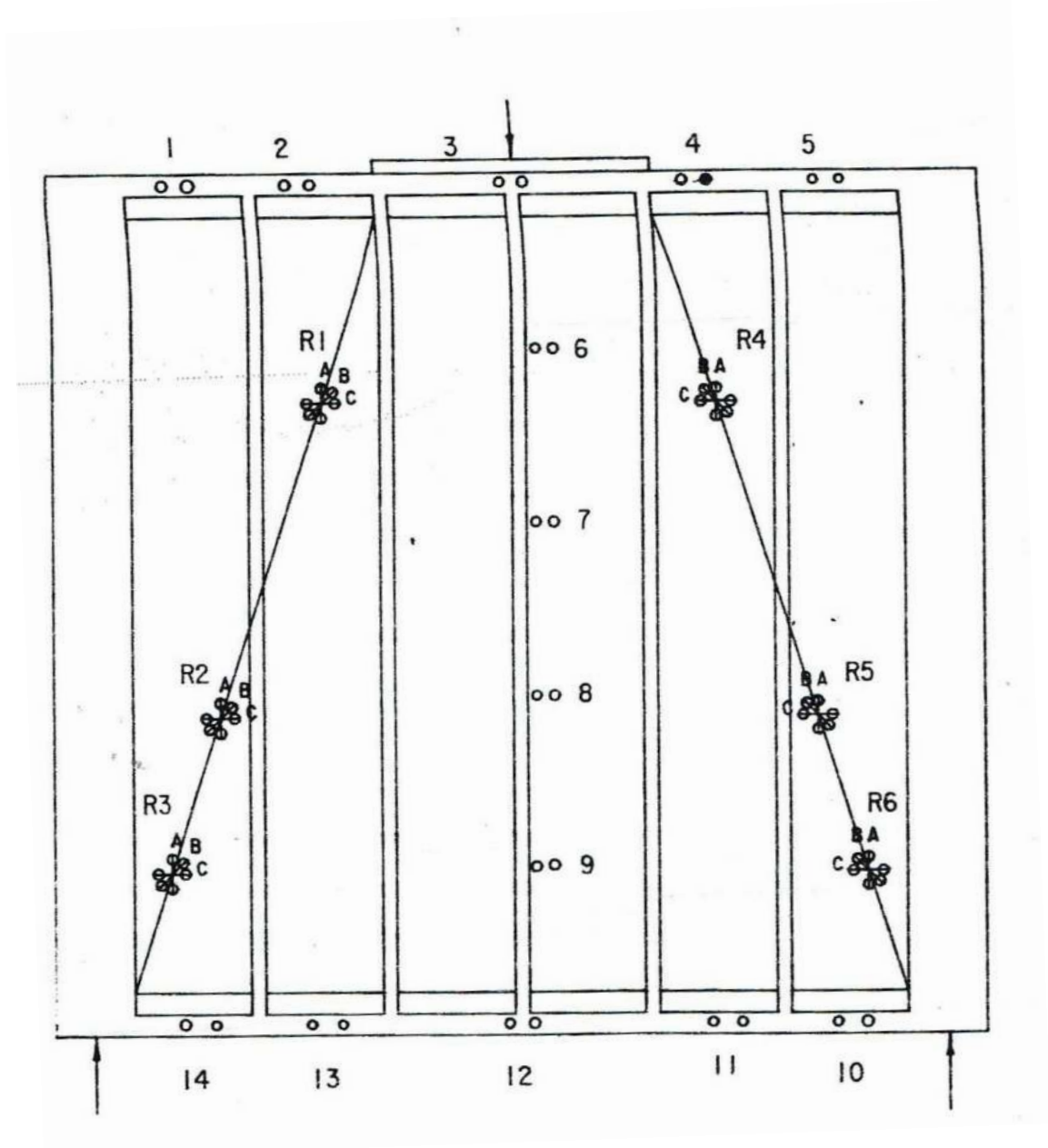


Figure 3.6 Position des demecs - poutres 1AF1 et 1AF2

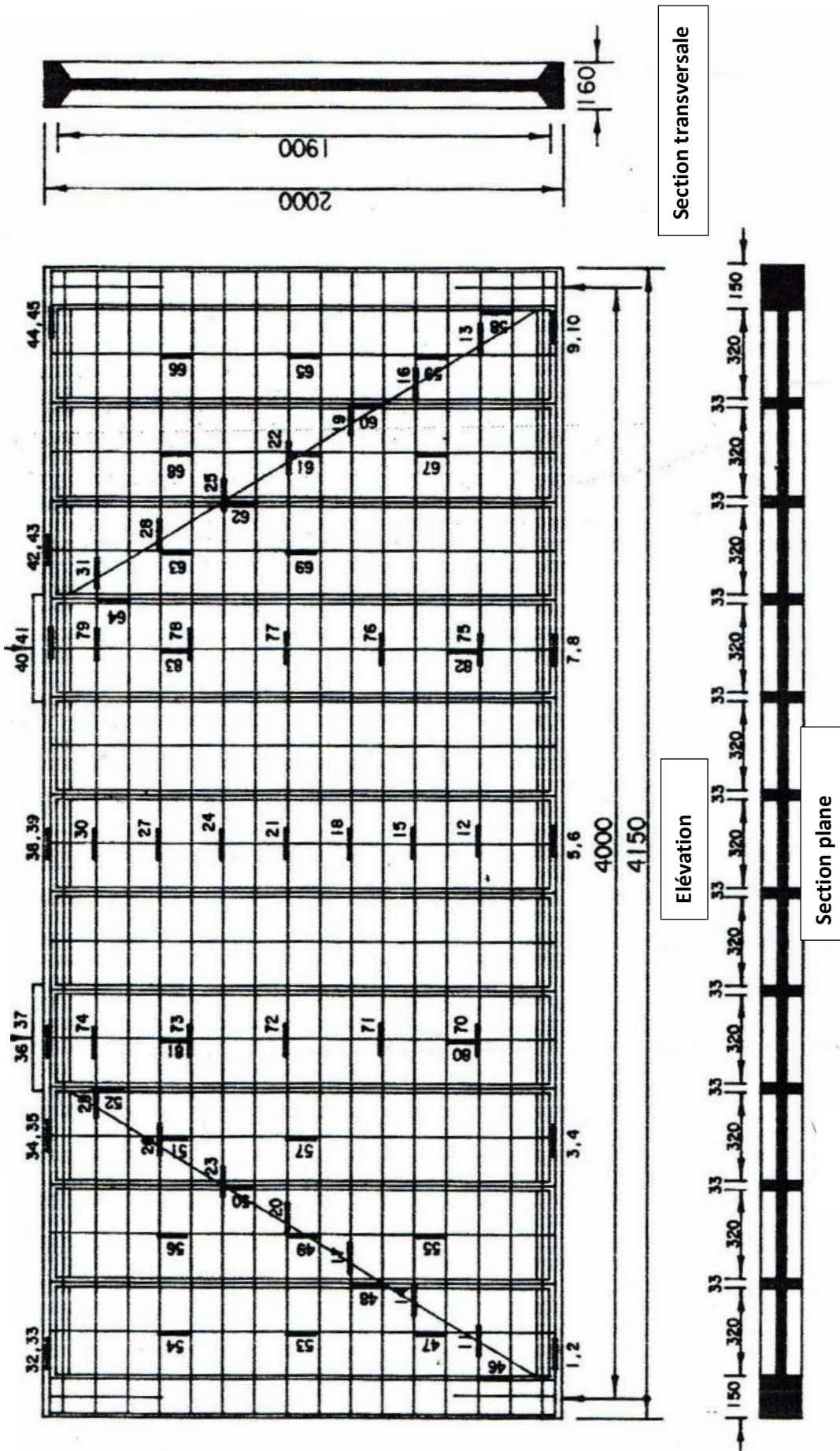


Figure 3.7 Détail de ferrailage et position des jauges de contrainte pour le poteau 2AF1

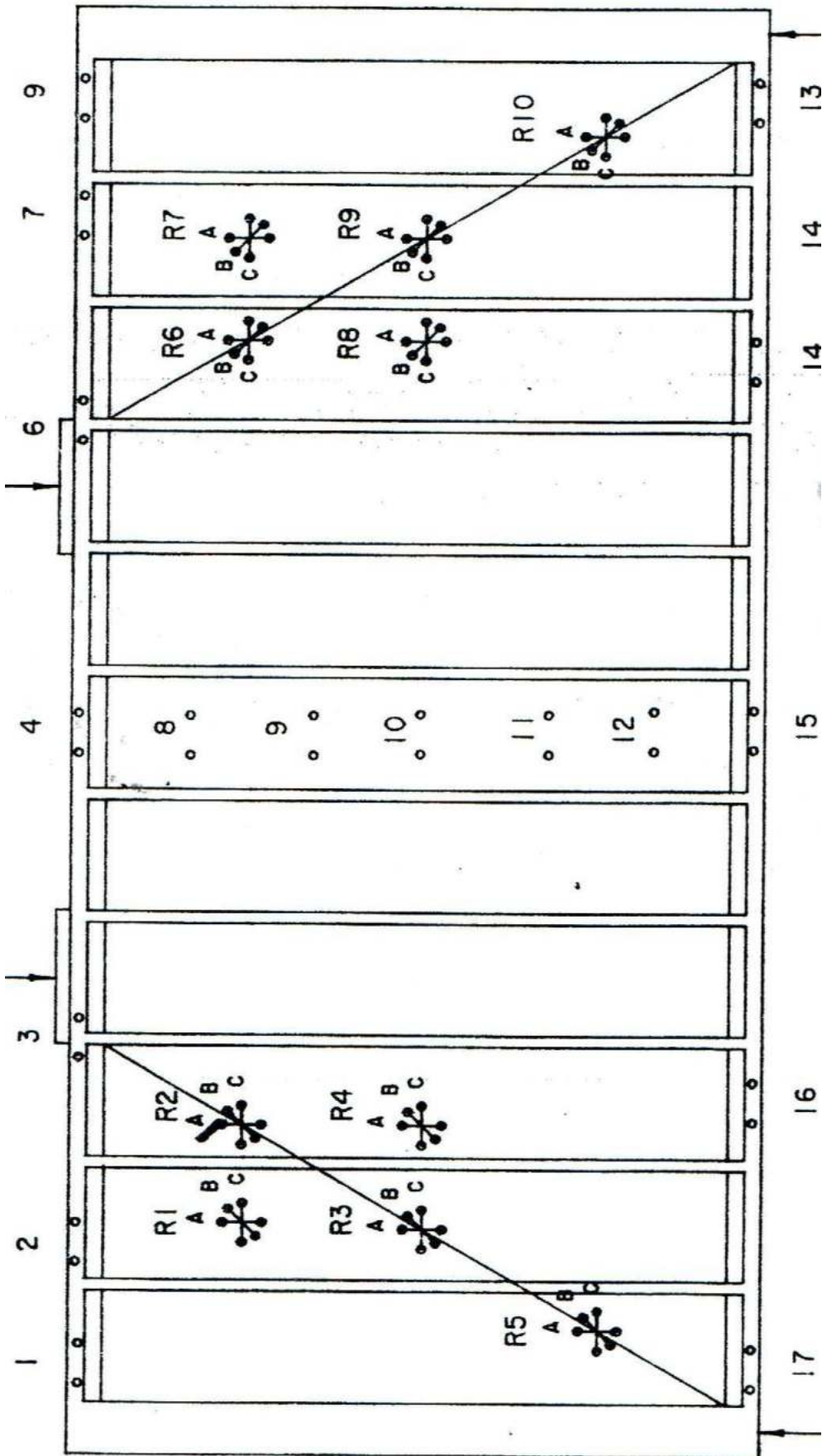


Figure 3.9 Position des demecs poutres 2AF1 et 2AF2

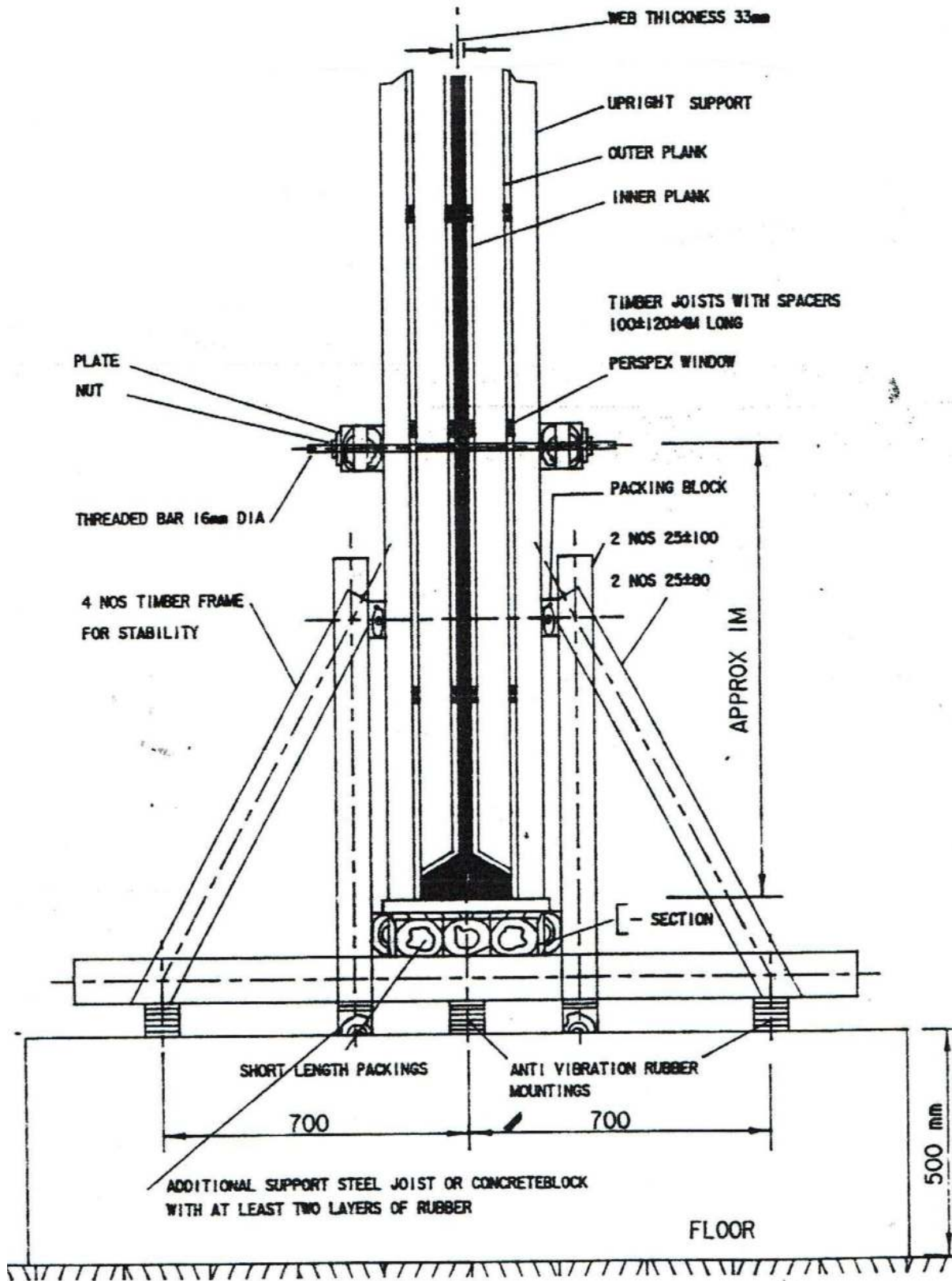


Figure 3.10 Coffrage arrangement poutre 2AF1 et 2AF2

3.1.3 Construction des spécimens :

La construction des spécimens été une tâche très difficile sur tout avec une membrane de 33 mm et 2 m de profondeur, c'était la tâche la plus importante. Spécialement les spécimens 2 AF1 et 2AF2 avec une longueur de 4 m, une profondeur de 2 m et une épaisseur de 33 mm, le béton doit être bien préparé d'une façon qu'il soit doté d'une grande maniabilité pour qu'il puisse être coulé à travers une paroi aussi étroite et en même temps de garder sa bonne résistance.

Le processus est de construire un coffrage autour de la cage d'armatures approximativement 600 mm au-dessus du sol, sur une longue bande qui repose sur des supports, équipée de deux puissants vibrateurs pour assurer un bon compactage du béton

Quatre problèmes majeurs ont été identifiés :

- 1- la confection du mélange de béton (proportions)
- 2- la conception et la construction du coffrage
- 3- le coulage et le compactage du béton
- 4- le placement des jauges de contrainte et des jauges pour la mesure de fissures

3.1.3.1 Confection du béton :

La principale exigence et la fluidité du béton et la résistance. Comme décrit dans le paragraphe 3.1.1.1, ces deux objectifs sont réalisés, en effectuant un certain nombre de tests et en contrôlant les proportions des matières constitutives

3.1.3.2 Coffrage

Le façonnage d'un coffrage qui peut s'adapter à des formes très compliquées de ces spécimens est une tâche très difficile, (voire la figure. 3.10).

L'approche symétrique a été adoptée pour l'assemblage du coffrage

Les étapes suivantes sont recommandées :

- Le coffrage doit former un support et un moule au béton

- Contenir le mélange complet sans fuite ou distorsion sous l'effet de la pression du béton
- Le coffrage peut être retiré du béton sans endommager ni le béton, ni le coffrage pour qu'il soit réutilisé pour d'autres spécimens.

Le système est conçu en deux éléments :

- 1- Le coffrage supportant la poutre,
- 2- le lit supportant le coffrage et jouant le rôle d'une table vibrante pour le compactage du béton

Le coffrage est composé de plusieurs parties :

- Panneaux en contreplaqué.

Leur fonction est de donner la forme demandée, et leurs nombres sur chaque modèle est le double du nombre des panneaux

- Panneaux de maintien (planche extérieure)

Leur fonction étaient de maintenir les panneaux en contreplaqué et leur nombre était deux de chaque côté. Leurs dimensions étaient similaires à celles des panneaux.

- Solives de bois de maintien

Les solives verticales en bois servant de supports verticaux ont été fixées à intervalles réguliers sur les planches extérieurs pour constituer un élément vertical contre le flambage.

Elles Sont prévues autour de l'ensemble du coffrage à mi-hauteur avec des entretoises

- Poutrelles en bois

Quatre cadres en bois ont été prévus pour assurer la stabilité le long de la partie des modèles, afin de soutenir la partie supérieure du coffrage et assurer la transmission des vibrations de la poutre inférieure grâce à un montage anti-vibration en caoutchouc.

La deuxième partie de système de coffrage était un lit jouant le rôle d'une table vibrante est supportant la partie d'en haut comme présenté sur la figure 3.10. Le poids du système de coffrage doit être contrôlé en fonction de la capacité des vibrations. De

petites fenêtres avec de petit diamètre ont été incorporées à des emplacements différent du coffrage pour permettre le suivi du coulage et s'assurer du bon compactage

3.1.3.3 Compactage du béton

Lors du coulage des deux premiers spécimens la méthode de vibration conventionnelle a été adoptée en utilisant une aiguille vibrante est un vibreur superficiel mais pour les quatre spécimens restants cette méthode a semblé impossible à réaliser ou leur portée étaient de 2 m et 4 m. Le système qui a été présenté dans la section précédente a été utilisé

Le coulage du béton est réalisé en deux étapes

- Etape 1 : le béton est versé à travers les deux poteaux, les vibreurs étaient positionnés aux deux extrémités jusqu'à ce que le béton atteigne la mi-hauteur de la poutre

-Etape 2 : la position des vibreurs a été changée de l'extrémité au milieu, le coulage du béton à été poursuivi en coulant le béton cette fois à travers la bride supérieure jusqu'à la fin

3.1.3.4 Suivi de l'évolution du coulage

Une tentative a été faite pour contrôler l'épaisseur sur l'ensemble de l'âme. Un certain nombre de tube de 33 mm de long servant d'entretoises traversaient uniformément l'âme. Les tubes étaient traversés par des boulons avec à leurs extrémités des écrous. La progression du coulage du béton a été suivie à l'aide de deux méthodes

La première était l'inspection à travers les petites fenêtres au plexiglass situées à différentes positions sur les deux côtés du coffrage

La seconde était à travers les capteurs électriques spécialement positionnés afin d'indiquer le remplissage de l'âme

L'achèvement réussi du bétonnage des panneaux minces a contribué à un certain nombre d'innovations tout au long du processus de construction des poutres

3.1.4 Instrumentation et test arrangement :

L'instrumentation se composait de trois types de dispositifs.

- 1- Jauges à résistance électrique (J.R.E) pour la mesure des déformations sur les armatures.
- 2- DEMEC pour la mesure des déformations sur la surface du béton
- 3- Jauges de déformation pour la mesure des déformations

3.1.4.1 Jauge à résistance électrique (J.R.E)

Elles sont généralement fixées ou le premier mode de rupture présentera plus de déformation.

Dans les deux premières poutres la position des (J.R.E) étaient similaires, on ne s'attendait pas à beaucoup de déformation à la mi travée. Elles étaient fixées sur les barres de compression et de tension. Pour les barres horizontales elles étaient fixées le long de ligne de rupture assumée, et celles des barres verticales étaient fixées à quatre niveaux (Figure 3.1 et 3.2)

La même méthode a été adoptée aux poutres 1AF1 et 1AF2 (Figures. 3.4 et 3.5)

En ce qui concerne les poutres 2AF1 et 2AF2 un nombre additionnel a été ajouté sur la surface de changement et à la mi- portée (Figure. 3.7 et 3.8)

3.1.4.2 DEMEC

Les jauges simples ont été fixées sur le béton au niveau des brides supérieures et inférieures. Les rosettes ont été fixées le long de la ligne critique prévue, pour la contrainte principale.

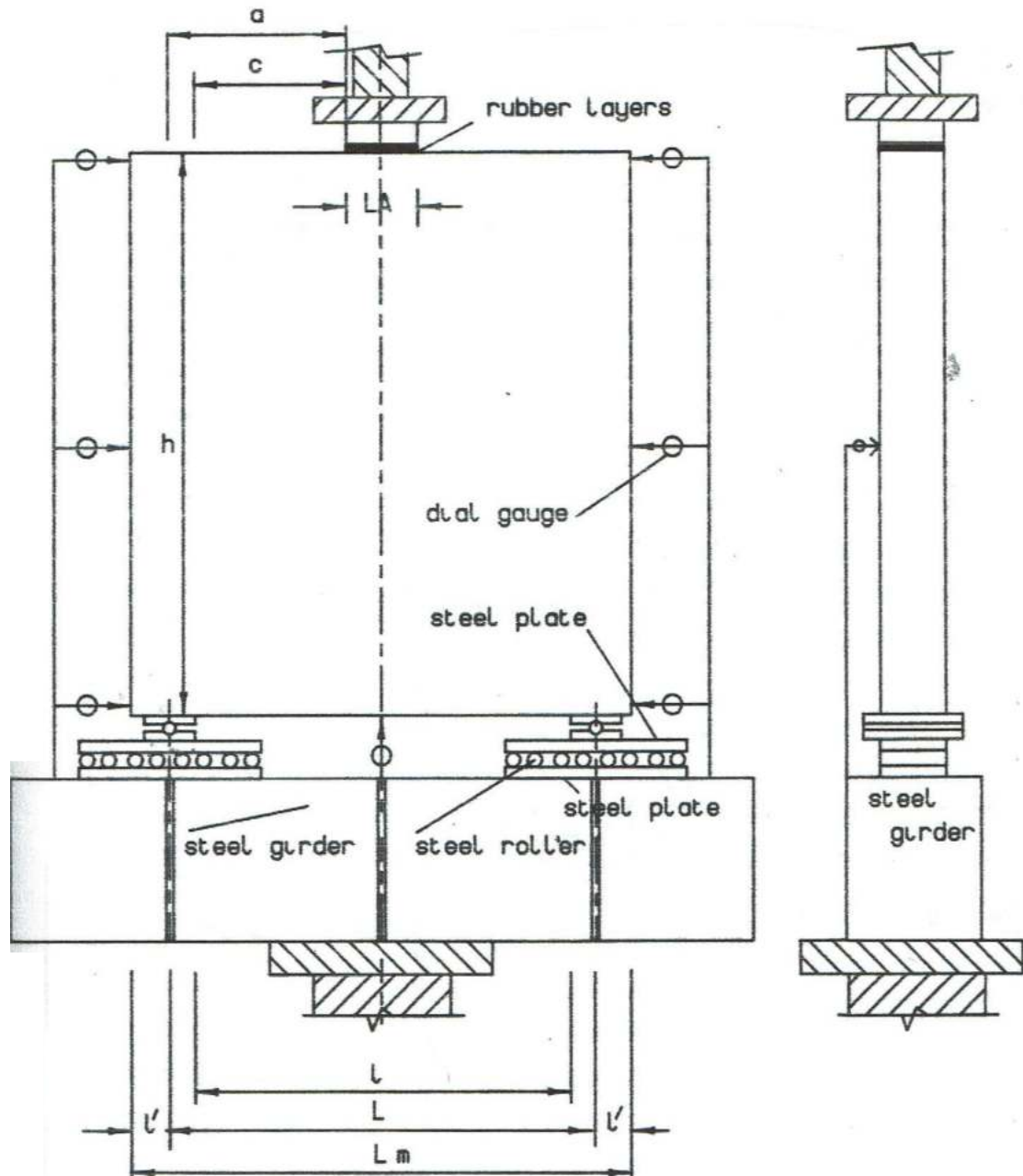
3.1.4.3 Mesure des déformations

Un data logger ayant la capacité de 96 canaux été utilisé pour la mesure des déformations. Les résultats sont donnés en micro déformation. Les déformations sur le béton étaient mesurées en utilisant les jauges demec démontables.

3.1.5 Dispositif d'essai

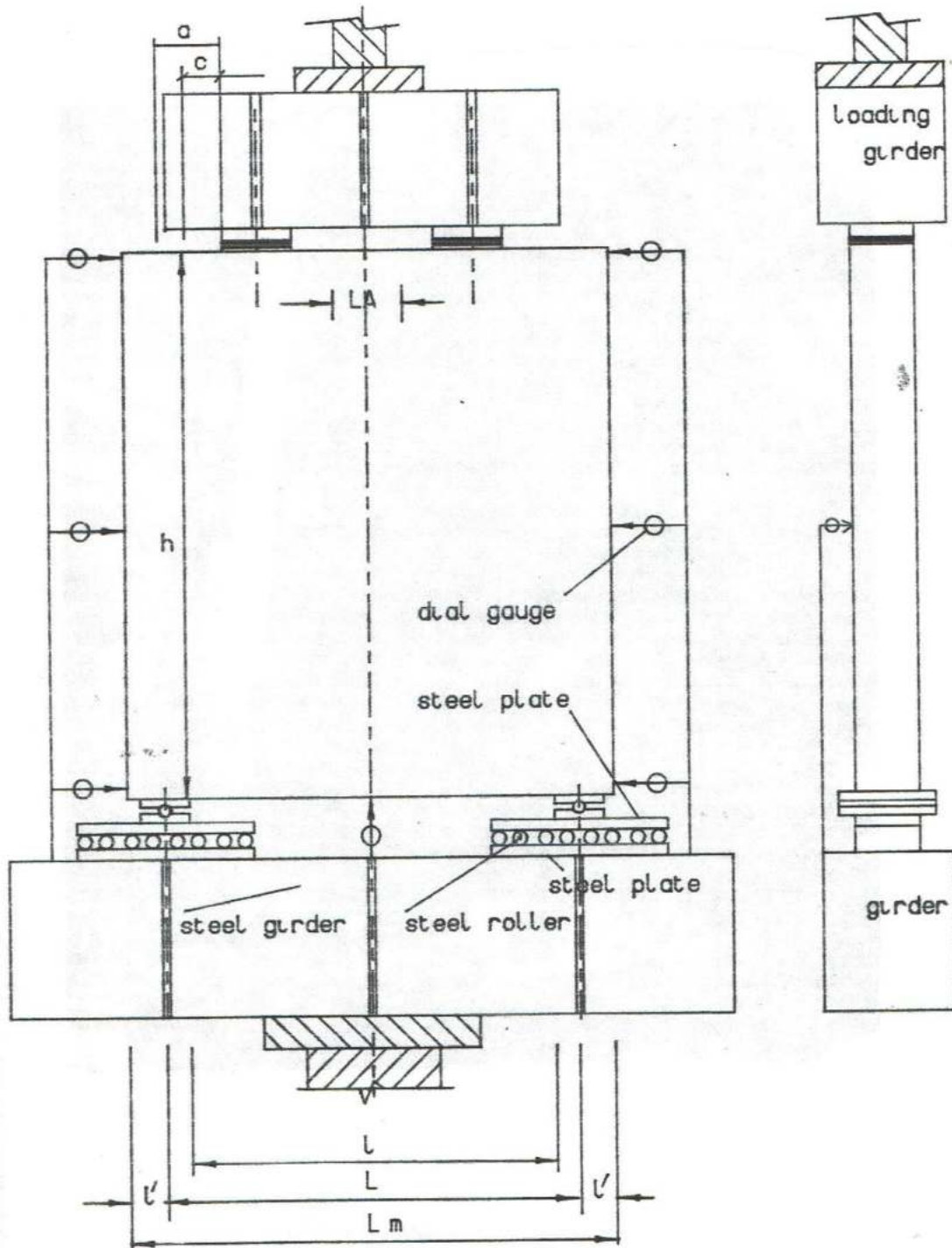
La disposition générale du test est illustrée dans la (Figure 3.11) pour set 1 (0.5AF1 et 0.5AF2) ,et set 2 (1AF1 et 1AF2) (Figure 3.12), pour set 3(2AF1 et 2AF2) .Toutes les poutres d'essai étaient simplement supportées par des poutres reposant sur le plateau inferieur d'une machine d'essai de compression LOSENHAUSEN 6000 KN. Dans la première et la deuxième série, le plateau supérieur de la machine repose directement sur une plaque de chargement unique. Pour la troisième série, le plateau supérieur de la machine repose sur deux plaques de chargement.

Dans tous les cas, une couche de caoutchouc a été placée entre la charge et le haut de la poutre. Le coussin en caoutchouc a permis la répartition uniforme des charges.



BEAM	l	L	l'	L_m	a	c	LA	h
0.5AF1	840	1000	80	1160	420	340	160	2000
0.5AF2	840	1000	80	1160	260	180	480	2000
1AF1	1815	2000	92.5	2185	675.5	583	649	2000
1AF2	1815	2000	92.5	2185	675.5	583	649	2000

Figure 3.11 Test arrangement set 1 et 2



BEAM	l	L	l'	L_m	a	c	LA	h
2AF1 & 2AF2	3850	4000	75	4150	1101	1026	386	2000

Figure 3.12 Test arrangement set 3

3.1.6 ESSAI

Toutes les poutres ont été testées en trois cycles, sauf la poutre 0.5AF1 qui est arrivée à la rupture durant le deuxième cycle, à cause de l'écrasement local prématuré du béton. Généralement le premier cycle consistait à appliquer la charge en cinq incréments. La charge maximale dans ce cycle est à peu près le un sixième de la charge ultime. Pendant ce cycle la poutre est supposée se comporter élastiquement, puis la charge était réduite en 3 incréments jusqu'à 0

Lors du second cycle la charge a été augmentée en dix incréments jusqu'à un tiers de la charge ultime prévue, la poutre est supposée se comportait dans la zone elasto-plastique

La charge est réduite à zéro en trois incréments.

Pendant le cycle final la charge a été augmentée par petits pas jusqu'à la rupture.

Dans le cas de toutes les poutres, durant le deuxième cycle, les déformations dans les armatures ont été mesurées à chaque incrément et décrétement à l'aide d'un data logger, et sur le béton à l'aide des jauges demec. Les déplacements verticaux et transversaux étaient mesurés à chaque incrément et décrétement dans tous les cycles.

La largeur des principales fissures a été mesurée à l'aide d'un microscope manuel, et les motifs de fissures ont été enregistrées avec leurs charges d'apparition.

Le critère de rupture est défini par la non-capacité de la poutre de supporter des charges supplémentaires.

CHAPITRE IV

RESULTATS

4.1 Comportement observé sous chargement et modes de rupture

Les Figures 4.1 à 4.6 montrent les schémas observés des fissures et les photos 4.1 à 4.6 montrent la rupture des spécimens. Le nombre inscrit le long des fissures comme le montrent les figures 4.1 à 4.6 indique l'intensité de la charge en kN qui a provoqué la fissure en question. Les fissures décrites plus tard comme type I sont les fissures qui se forment au niveau des panneaux de cisaillement, elles sont distinctement reconnaissables car elles sont toujours accompagnées d'un bruit de craquement audible. Les fissures décrites comme étant type II sont des fissures qui en général se trouvent dans la partie de cisaillement à partir de la sous face de la poutre, et elles apparaissent après le type I. Type II sont des fissures de flexion cisaillement. Les résultats sont présentés sur le tableau 4.1. Selon le comportement observé, trois différents modes étaient identifiés, à savoir le mode flexion cisaillement et l'éclatement diagonal et, le mode de rupture était l'écrasement. Il est courant en particulier pour les poutres ayant un rapport portée sur profondeur inférieur à 1. La rupture selon ce mode a été complétée par un écrasement local à la jonction entre l'âme et la bride supérieure

Les modes de rupture typiques observés étaient comme suit :

4.1.1 poutre 0.5AF1

En ce qui concerne les fissures de flexion, il n'y a eu aucun signe de leur apparition pendant l'essai

Les premières fissures inclinées type I ont fait leur apparition à une charge de 200 kN, près des coins supérieurs de la poutre. En augmentant la charge, plus de fissures type I apparaissaient à mi- profondeur de la poutre. A la charge 450 kN, certaines fissures se sont propagées vers les coins du bas de la poutre d'essai. Une apparition de fissures type II a été observée au niveau du panneau de cisaillement. A ce niveau de la charge 450 kN une fissure horizontale est apparue sous la zone chargée à la jonction entre la bride et l'âme. C'était le début de l'écrasement local.

A 475 kN, lors du cycle 2, la poutre a rompu par écrasement local, une grande surface s'est effritée sous la zone de chargement. Un flambage local au niveau des barres verticales a eu lieu. La poutre ne s'est pas rompue dans son ensemble. Il semblerait que la résistance globale de la poutre soit beaucoup plus élevée quand le

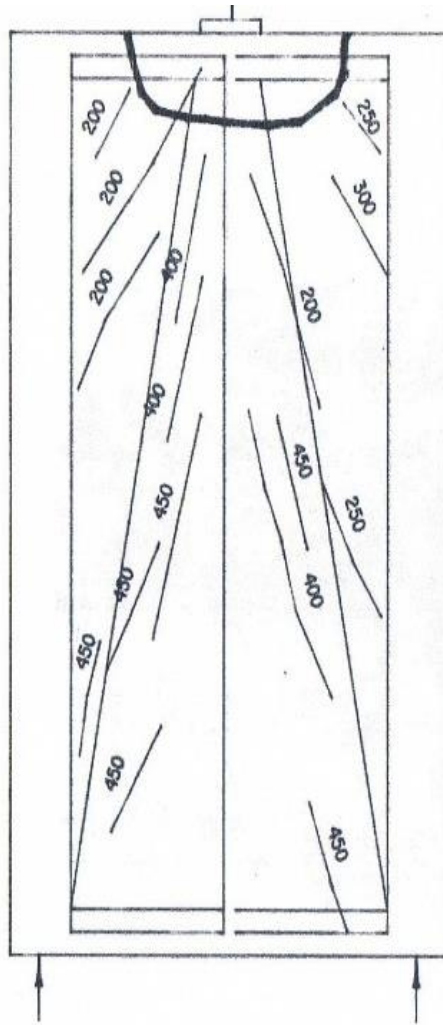


Figure 4.1 Schéma des fissures après rupture Poutre 0.5AF1

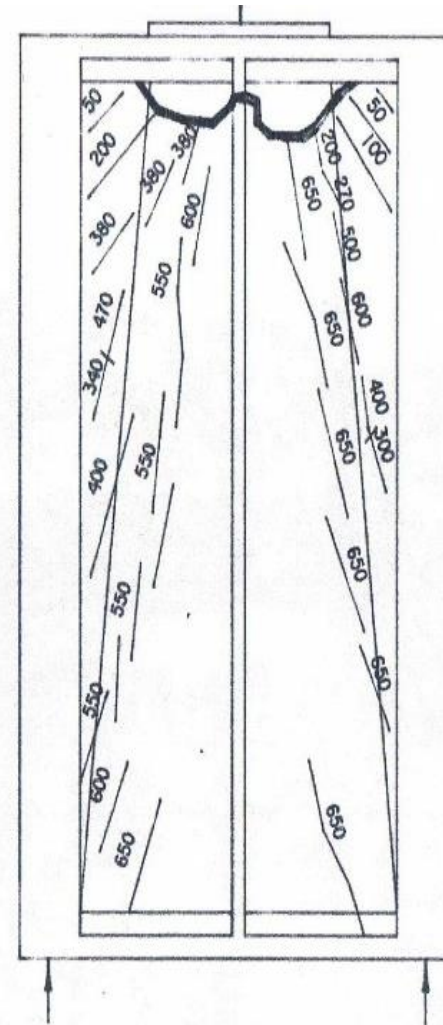


Figure 4.2 Schéma des fissures après rupture Poutre 0.5AF2

Rapport portée / profondeur est petit par rapport à ses résistances sous la charge ou à proximité des appuis. Dans ce genre de poutre le critère de rupture devient l'écrasement local sous la charge.



Photo 4.1 poutre 0.5AF1 après rupture

4.1.2 Poutre 0.5AF2

La poutre avait les mêmes caractéristiques géométriques que la précédente. Une tentative a été faite pour augmenter la capacité ultime de la poutre en augmentant la surface de contact de la plaque de chargement afin d'utiliser la pleine capacité de l'âme. La longueur de la plaque de chargement a été augmentée de 200 à 480 mm. Le comportement et la formation des fissures étaient similaires à la poutre précédente, et la charge de rupture a augmenté de 42% par rapport à la poutre précédente.

La poutre a cédé par écrasement local à une charge de 675 kN. On pense que la pleine capacité de l'âme n'a pas été atteinte

La défaillance locale sous la charge à la jonction entre la bride et l'âme a mis fin prématurément à l'utilité des deux poutres.

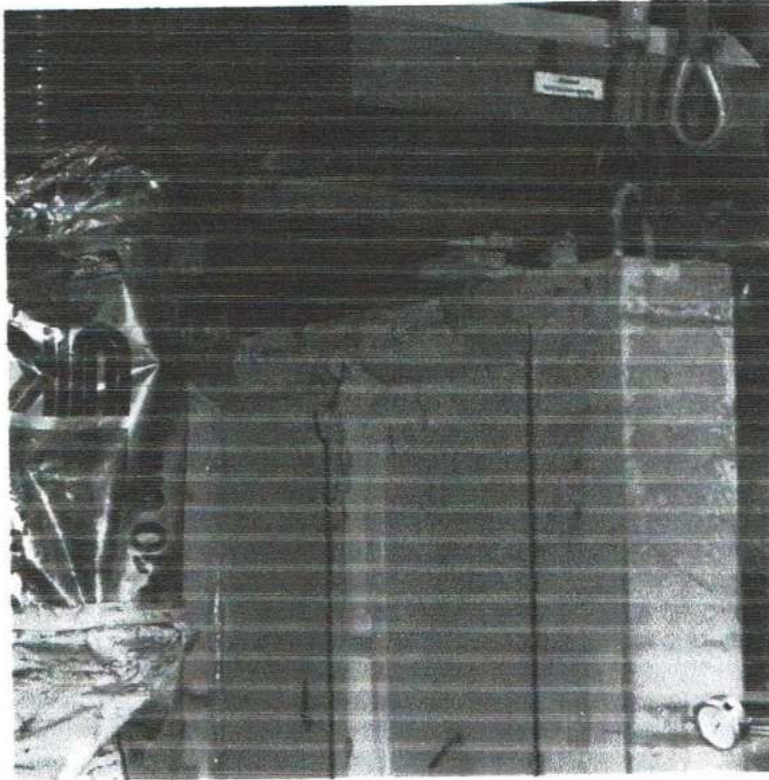


Photo 4.2 poutre 0.5AF2 après rupture

4.1.3 Poutre 1AF1

La première fissure de flexion a été observée dans la région du moment de flexion maximum (sur le panneau c) à une charge de 350 kN soit environ 38% de la charge de rupture. A sa première apparition sa longueur était d'environ 700 mm à partir de la bride inférieure. Avec l'augmentation de la charge, davantage de fissures sont apparues sur les panneaux C et D, (Figure. 5.3).

Les fissures sont restées inchangées jusqu'à la rupture.

En ce qui concerne les fissures de cisaillement, elles se sont amorcées à très faible charge à proximité des coins supérieurs.

Avec l'augmentation de la charge davantage de fissures de cisaillement sont apparues à mi-profondeur de la poutre et vers le bas à proximité des coins inférieurs. Ce sont

les principales fissures qui sont apparues à une charge de 300 kN, environ 33% de la

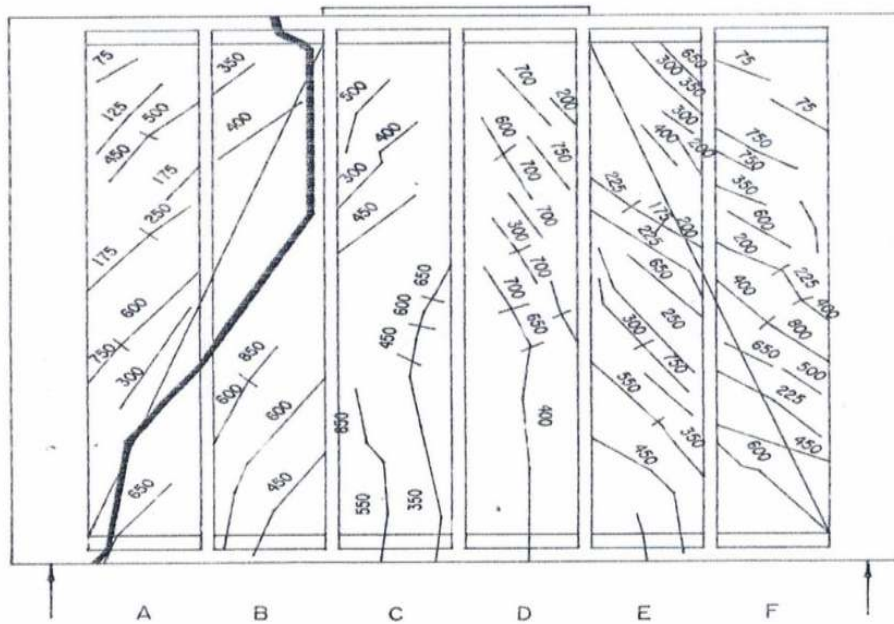


Figure 4.3 Schéma des fissures après rupture, poutre 1AF1

charge ultime, et identifiées comme fissures type I. Le second type II de fissures de flexion cisaillement sont apparues à une charge de 450 kN environ 50% de la charge ultime et étaient situées sur les panneaux B et E (Figure. 4.3)

À 650 kN dans les panneaux A et F, des fissures de cisaillement de type I se sont déplacées vers le bas en direction de la bride inférieure près du support dans le panneau A. Dans les deux panneaux chargés C et D, des fissures de cisaillement inclinées à $50^{\circ} - 70^{\circ}$ avec l'horizontale sont apparues à environ 60% de la charge ultime.

En raison de la faiblesse des bords des brides, il y a eu un éclatement du béton sous la plaque de chargement à une charge de 550 kN, mais cela n'a pas affecté l'essai et le mode de rupture.

La rupture s'est produite par une fracture soudaine le long d'une ligne reliant le bord de la plaque de chargement et le support sous une charge de 900 kN. On pense que le modèle de rupture était un cisaillement en flexion.

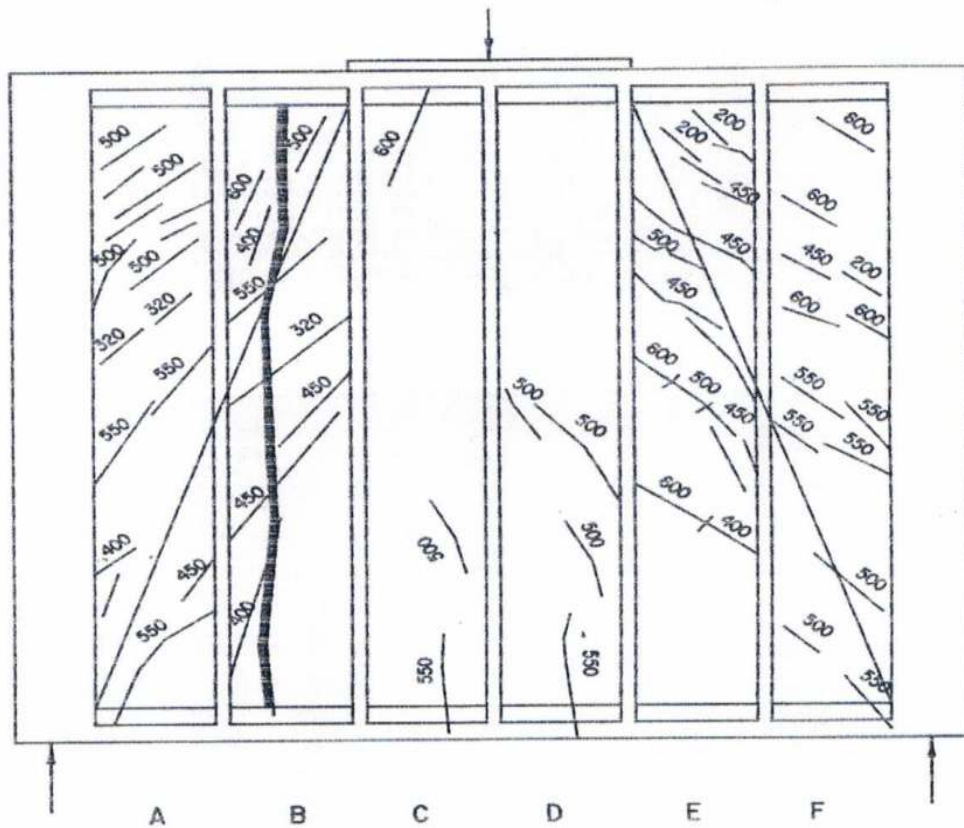


Figure 4.4 Schéma des fissures après rupture poutre 1AF2

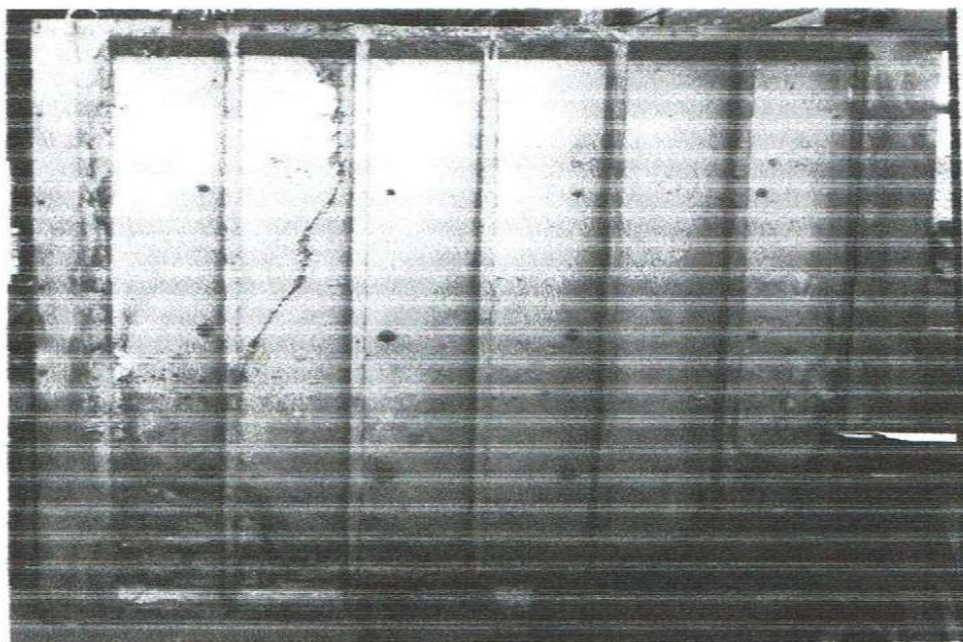


Photo 4.3 poutre 1AF1 après rupture

4.1.4 Poutre 1AF2

Avant d'être testée la poutre a dû être réparée pour le nid d'abeille sur les régions supérieures du panneau. Comme indiqué précédemment au chapitre trois, cette poutre a été vibrée en utilisant la technique classique de la vibration superficielle. Il s'est avéré que cette méthode étant inappropriée pour les constructions a paroi minces. L'expérience acquise lors de la construction de cette poutre a conduit à une réflexion qui a abouti à la mise au point d'un nouveau système de bétonnage et compactage.

Lors du test de 1AF2, les premières fissures inclinées ont été observées dans le coin supérieur du panneau E, Fig. 5.4, à une charge de rupture d'environ 200 kN, qui représentait 36 % de la charge de rupture. En augmentant la charge plus de fissures inclinées sont apparues à la profondeur moyenne des panneaux A, B, C et F, s'étendant vers le bas, vers les coins de la poutre. Les fissures de flexion ont été observées à la charge de 550 kN juste avant la rupture.

La rupture s'est produite par une fracture soudaine le long d'une ligne verticale dans le panneau le plus faible D

Il a été considéré que la poutre s'est effondrée sous une charge plus faible que prévu, et ceci en raison du défaut de construction.

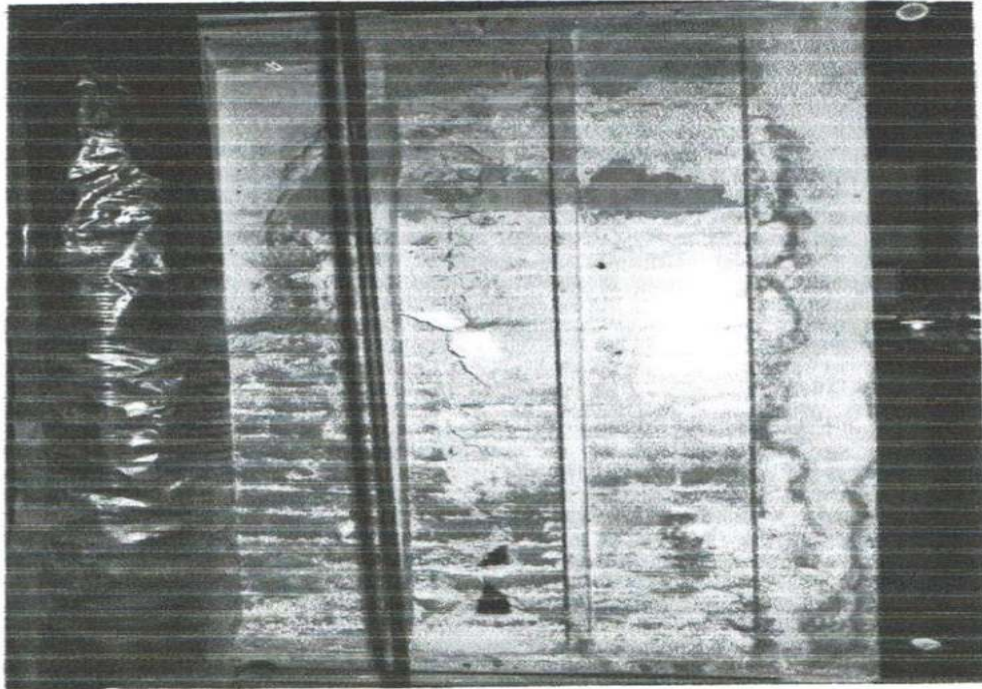


Photo 4.4 poutre 1AF2 après rupture

4.1.5 Poutre 2AF1 :

Lors du chargement de la poutre 2AF1, la première fissure de flexion a été observée dans la région du moment maximal, sur le panneau central F, (Figure. 4.5) à une charge de 240 kN représentant environ 30% de la charge de rupture.

Au fur et à mesure que la charge augmente, les fissures progressent vers le haut de la poutre. Quelques autres fissures de flexion sont également apparues sur les panneaux adjacents à celui du centre. Les fissures inclinées type I ont commencé à apparaître à une charge de 240 kN et à 300 kN près de la zone de chargement. Au fur et à mesure que la charge augmentait d'avantage des fissures inclinées apparaissaient à la mi – profondeur dans l'âme des travées de cisaillement et se sont propagées vers le bas en direction des supports .Les fissures de type II partant de la bride inférieure et progressant vers le haut à mi-hauteur de la poutre ont été observées à une charge de 230 et 320 kN, respectueusement sur les panneaux D et H .Lorsque les fissures inclinées ont achevé leur progression sur presque toute la hauteur de la poutre, la rupture s'est produite. La poutre a cédé le long d'un plan joignant le support et la plaque d'appui avec la formation d'un coude dans la section à l'un des points de charge accompagné par un effritement du béton au niveau de support droit. On pensait que la poutre allait céder à la flexion avec cisaillement avant la rupture, la lecture de la déflexion verticale (la flèche) nous indiquait que la poutre va céder en flexion, mais contrairement à cela, la rupture actuelle était caractérisée par une fissure diagonale majeure de type flexion avec cisaillement, la charge de rupture était de 815 kN .

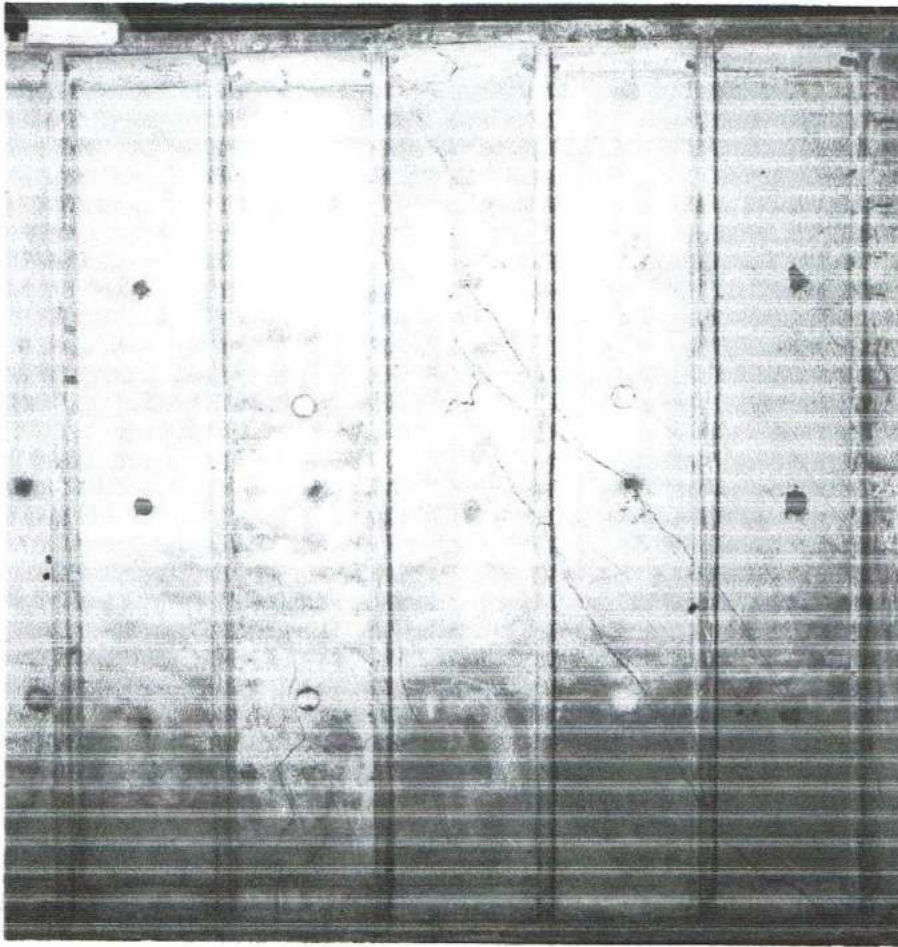


Photo 4.5 Poutre 2AF1 après rupture

4.1.6 Poutre 2AF2

Dans cette poutre 2AF2. Les premières fissures de flexion sont apparues à une charge de 100 kN, pendant le troisième cycle de chargement, qui présentait environ 58% de la charge de rupture. Les fissures se sont arrêtées au niveau du panneau F, (Figure. 4.6) ou le moment de flexion était maximal. Avec l'augmentation de la charge, quelques fissures de flexion supplémentaire se sont formées sur les panneaux adjacents au panneau F et ces fissures se sont étendues vers le haut jusqu'à la mi-profondeur de la poutre, lorsque la charge a atteint 900 KN. Les fissures de flexions sont restées inchangées.

En ce qui concerne le type I les fissures ont commencé à apparaitre pendant le troisième cycle à une charge de 360 kN qui était environ 30% de la charge de rupture

de chargement, La première fissure est apparue près de la plaque de chargement, ces & dernières ont progressé avec l'augmentation de la charge vers la zone des supports.

Les fissures inclinées du type II ont commencé à apparaître sur le panneau C et D, (Figure. 4.6) à une charge respectivement 720 et 780 kN. Le plan de rupture était attendu se produire selon une ligne joignant le bout de la plaque de chargement et le support. Par contre la rupture a eu lieu selon un plan vertical sur le panneau K

L'éclatement s'est produit soudainement le long d'un plan vertical jusqu'aux $\frac{3}{4}$ de la hauteur de la poutre et le long d'un autre plan incliné, ayant un angle de 45° par rapport au plan horizontal, (Figure 4.6.). Il a été établi que nulle part dans les armatures principales, la déformation n'a atteint la limite élastique. La déflexion horizontale reste négligeable.

La poutre a cédé à une charge de 1200 KN. Le mode de rupture général peut être décrit comme éclatement diagonal malgré que dans ce cas l'éclatement vertical paraît le mieux adapté. Le comportement observé pour toutes les poutres est résumé dans le tableau 4.1

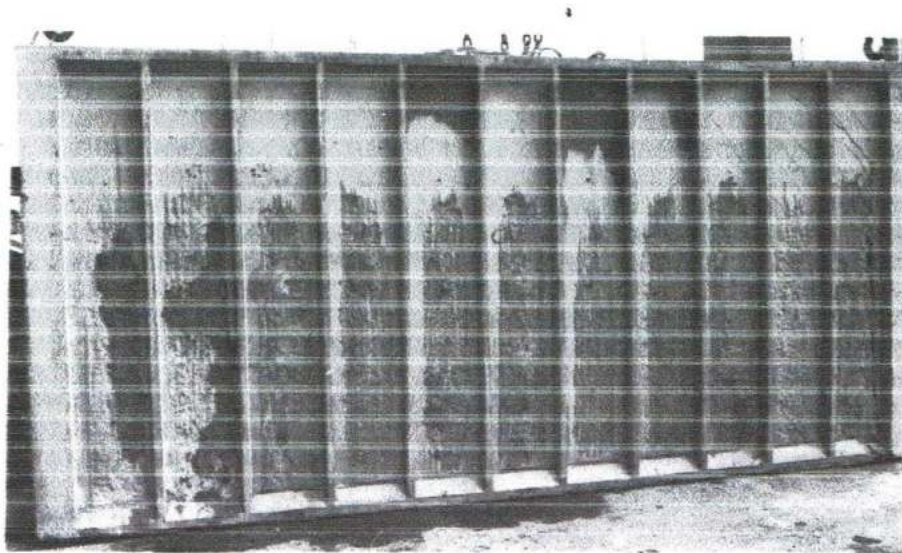


Photo 4.6 Poutre 2AF2 après rupture

4.2 Déformations dans les armatures :

Les mesures des déformations dans les armatures durant le troisième cycle sont présentées sur les (Figures. 4.7 à 4.19).

Malgré les mesures des déformations ont été prises pendant le deuxième et le troisième cycle de chargement et déchargement, uniquement les déformations du troisième cycle sont présentées, ce dernier représente le comportement global du début jusqu'à la fin

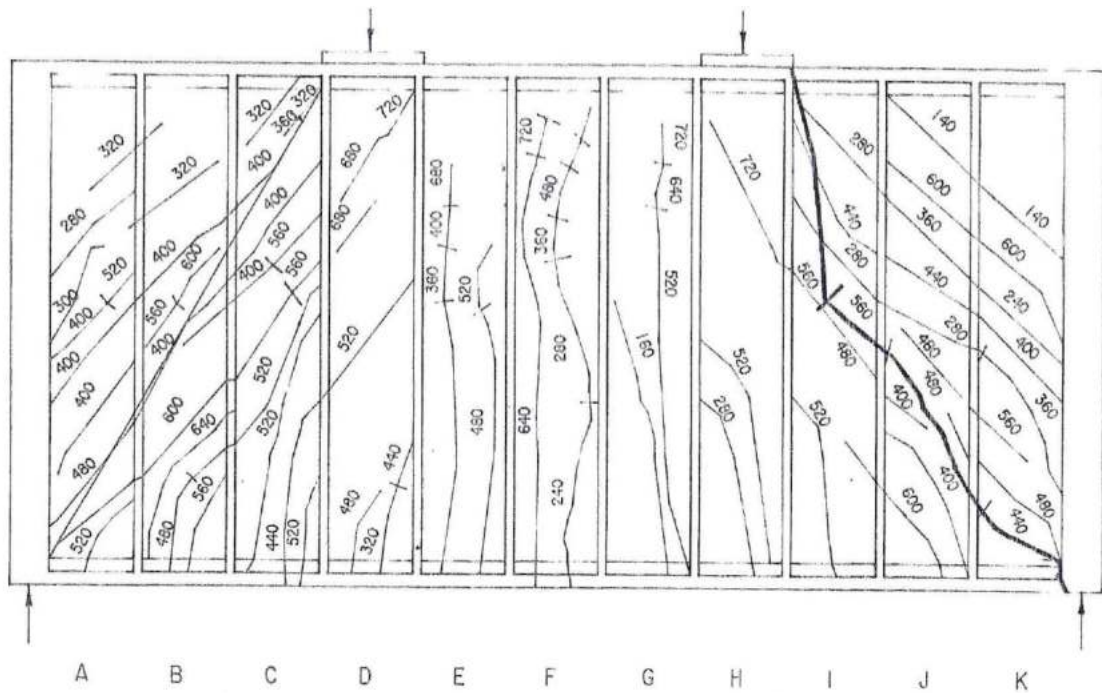


Figure 4.5 Schéma des fissures poutre 2AF1 après rupture

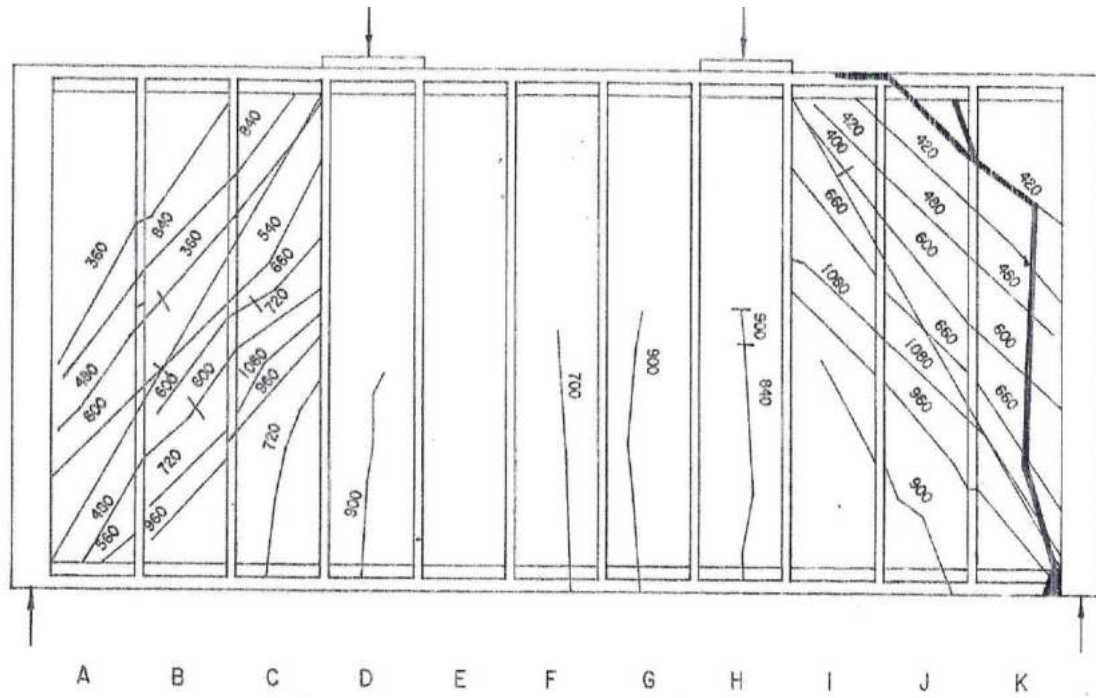


Figure 4.6 Schéma des fissures poutre 2AF1 après rupture

Tableau 5.1 Résultats des tests

TEST POUTRES	CHARGE / FISSURE DE FLEXION kN Pcf	CHARGE PRINCIPAL FISSURE DE CISAILLEM ENT kN Pcs	Pu TES T KN	PcF/PU	Pcs/Pu	CONTRAINT E MOYENNE DE CISAILLEM ENT DANS L'AME N/MM ²	CONTRAINT E D'ECRASEME NT F _b N/mm ²	F _b /F _{cu}	MODE DE RUPTURE OBSERVE
0.5 AF 1	-	200	475	-	0.42	3.99	39.12	1.19	ECRASEMENT LOCAL AU NIVEAU DE LA JONCTION ENTRE LA BRIDE ET L'AME
0.5 AF2	-	200	675	-	0.29	5.68	39.20	1.01	ECRASEMENT LOCAL AU NIVEAU DE LA JONCTION ENTRE LA BRIDE ET L'AME
1 AF 1	350	250	900	0.38	0.27	7.17	22.17	0.61	FLEXION –CISAILLEMENT/ ECLATEMENT DIAGONAL
1 AF 2	550	200	x500/ 600	1	0.36	4.62	13.55	0.33	ECLATEMENT DIAGONAL, panneau faible (nid d'abeille)
2 AF 1	160	280	815	0.19	0.34	6.86	14.70	0.31	FLEXION –CISAILLEMENT Eclatement au niveau du support
2 AF 2	700	360	1200	0.58	0.3	10.10	21.64	0.46	ECLATEMENT DIAGONAL (Vertical éclatement)

x Poutre ayant rompu sous une charge de 600 kN après l'avoir supporté durant un cours instant

4.2.1 Déformation dans les barres de tension principale :

Dans le premier set, les poutre 0.5AF1 et 0.5AF2 (Figures. 4.7 à 4.8) où la rupture était par écrasement local à la jonction entre la bride supérieure et l'âme, les déformations à la mi-travée sont restées très faibles.

En ce qui concerne le second set, dans la poutre 1AF1 (Figure. 4.9) les déformations à mi-portée augmentaient graduellement avec l'augmentation de la charge jusqu'à 300 kN. Un saut a été enregistré entre 300 kN et 350kN, après la déformation continue à augmenter jusqu'à la rupture. La déformation a atteint la valeur limite d'élasticité à une charge de 750 kN, qui représente 83% de la charge ultime. Les déformations au niveau des supports sont restées faibles jusqu'à 400 KN (44% de la charge de rupture) puis ont augmenté considérablement Les barres de tension principales près des supports n'ont pas atteint la limite d'élasticité. La déformation maximale était atteinte.

Dans la poutre 1AF2 les déformations sont restées faibles le long des barres de tension.

Concernant le dernier set, dans la première poutre 2AF1, (Figure. 4.10), les déformations sont restées négligeables jusqu'à une charge de 200KN (24% de la charge ultime), puis la déformation augmentait graduellement jusqu'à la charge de 520 KN (63% de la charge ultime). A partir de cette charge les barres ont commencé à se plastifier, la déformation a augmenté considérablement eu dépassant la valeur de $6000 \cdot 10^{-6}$. Au niveau des supports la déformation est restée très faible jusqu'à une charge de 300KN (36% de la charge de rupture) dans le côté droit, et jusqu'à 400 KN (49% de la charge ultime) dans le côté gauche. Les déformations ont dépassé la limite élastique dans les armatures principales a la mi-travée avant la supports. La déformation a commencé a augmenter à partir de la charge de 280 KN (34% de la charge ultime) et à atteint la valeur d'élasticité limite à une charge 560 KN (68%)

Concernant la deuxième poutre de la dernière série 2AF2, (Figure. 5.11), la déformation à la mi-portée a augmenté graduellement jusqu'à la rupture. Les barres ne se sont pas plastifiées. Au niveau des supports la déformation est restée faible jusqu'à 400 KN (33% de la charge de rupture), puis augmentait graduellement, mais la limite d'élasticité n'a pas été atteinte. La déformation sur la travée de cisaillement était similaire à 2AF1

4.2.2 Déformations dans les barres de compression)

Dans la première série (Figures 4.7 et 4.8) des poutres ont montré l'existence de déformations de compression, même si elles ont cédé prématurément par écrasement. Il est clair que les déformations sont restées très faible.

Dans la deuxième série au niveau de la poutre 1AF1 (Figure. 5.9) la déformation de compression a augmenté régulièrement jusqu'à la valeur de 1500×10^{-6} . Dans la poutre 1AF2, la déformation de compression est restée insignifiante jusqu'à la rupture. Concernant la dernière série, les deux poutres, (Figures 4.11 et 4.12) ont montré un schéma similaire des déformations de compression, sauf dans le cas du 2AF2 où la charge de rupture était de 1200 KN et le mode de rupture était l'éclatement diagonal, la valeur de la déformation maximale était inférieure à celle de 2AF1 ou la rupture était de 815 KN et le mode de rupture était flexion avec cisaillement.

4.2.3 Déformation des armatures de l'âme :

Les Figures. 4.12 à 4.19 montrent les mesures de déformations dans les armatures de l'âme de quatre poutres sur six.

Les deux poutres son incluses 0.5AF1 et 0.5AF2 à cause de leurs modes de rupture prématuré, les déformations au niveau de l'âme sont négligeables.

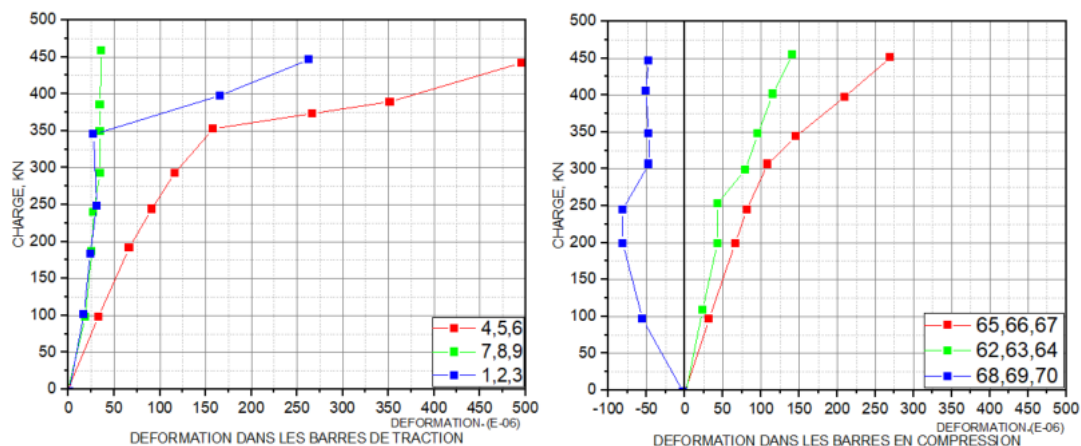


Figure 4.7 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 0.5AF1

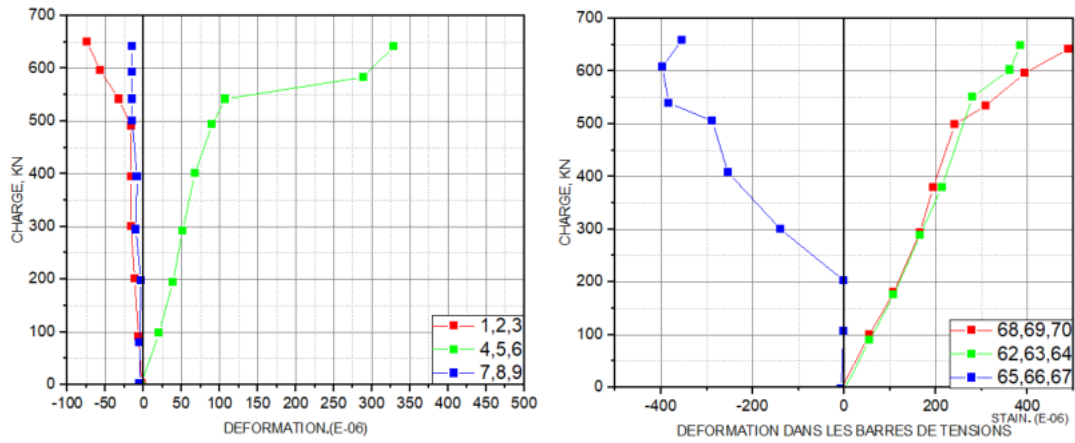


Figure 4.8 déformation dans les barres de tension et de compression poutre 0.5AF2

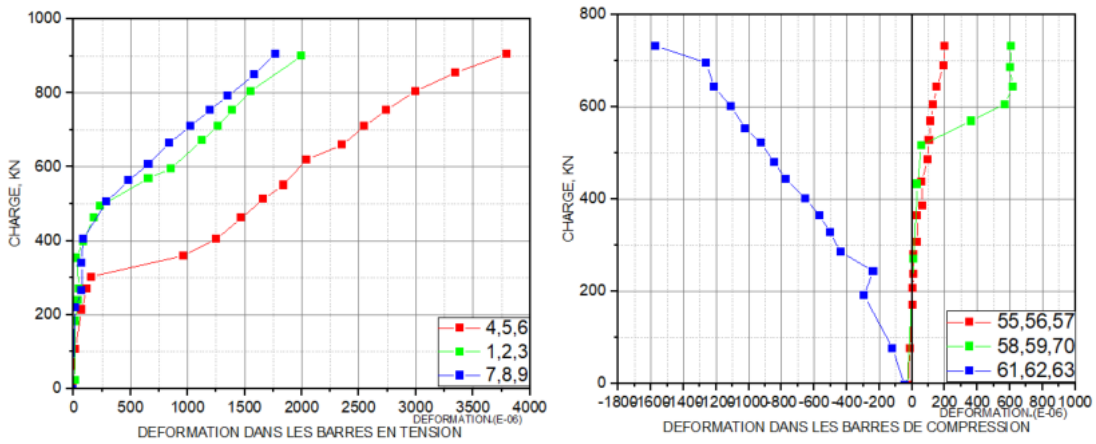


Figure 4.9 déformation dans les barres de tension et de compression poutre 1AF1

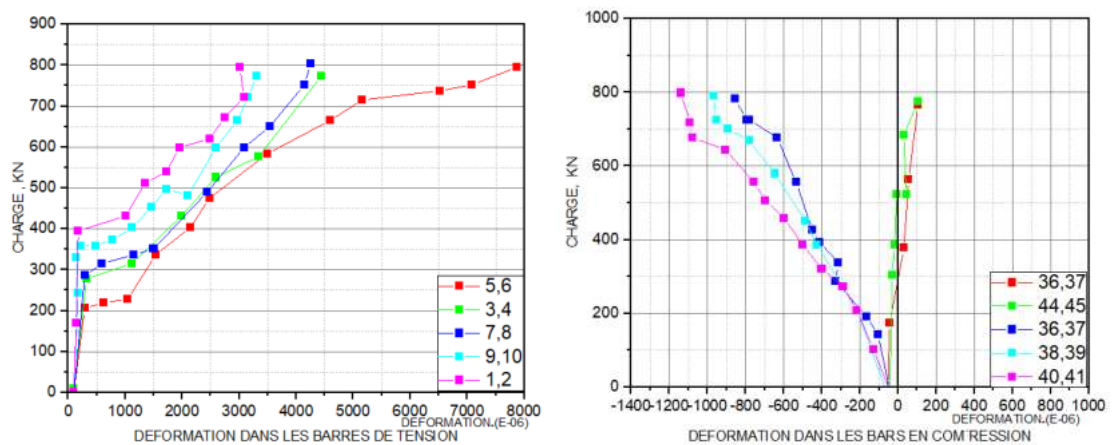


Figure 4.10 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 2AF1

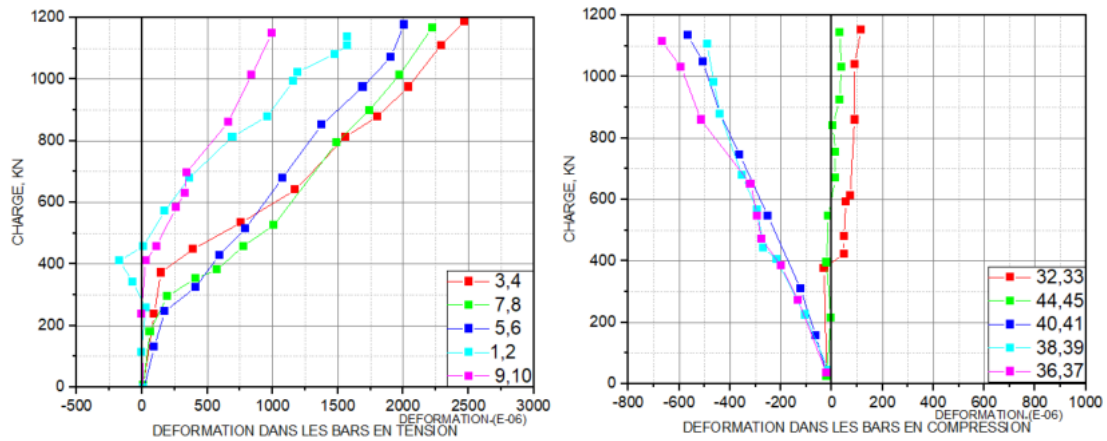


Figure 4.11 Déformation dans les barres de tension et de compression poutre 2AF2

4.2.3.1 Déformation dans les barres horizontales

Dans les poutres 1AF1 et 1AF2, les déformations dans les barres près de la bride inférieure ont augmenté plus ou moins linéairement jusqu'à la rupture.

La déformation a atteint la valeur de limite élastique entre la charge de 700kN et 750 kN

Dans la poutre 1AF1, les déformations dans les barres horizontales sur le côté droit du plan ont augmenté graduellement. Toutes les barres étaient sous tension à l'exception d'une seule qui était en compression(jauge N° 29), plus sous tension. Dans ce cas aucune barre n'a atteint la limite d'élasticité en raison de la rupture prématurée suspectée

Dans la poutre 2AF1(Figure. 5.14) les déformations dans les barres horizontales sur le côté droite du plan présumé de rupture sont restées négligeables jusqu'à une charge de 200kN (21% de la charge ultime)

Après quoi les déformations ont augmenté rapidement. Mais sur le côté gauche du plan présumé de rupture, la déformation est restée faible jusqu'à une charge de 400kN à 500kN (543% et 61% de la charge ultime). Dans les barres près de la bride supérieure, la déformation sur les deux plans de rupture présumés est entrée en compression, puis en tension, mais au milieu elles sont entrées en compression, la plupart des barres sont rentrées en tension et ont dépassé la limite élastique, en particulier du côté droit du plan supposé de rupture.

Concernant la poutre 2AF2 (Figure. 5.15) les déformations sont restées négligeables jusqu'à une charge de 300 à 400 KN puis ont augmenté soudainement

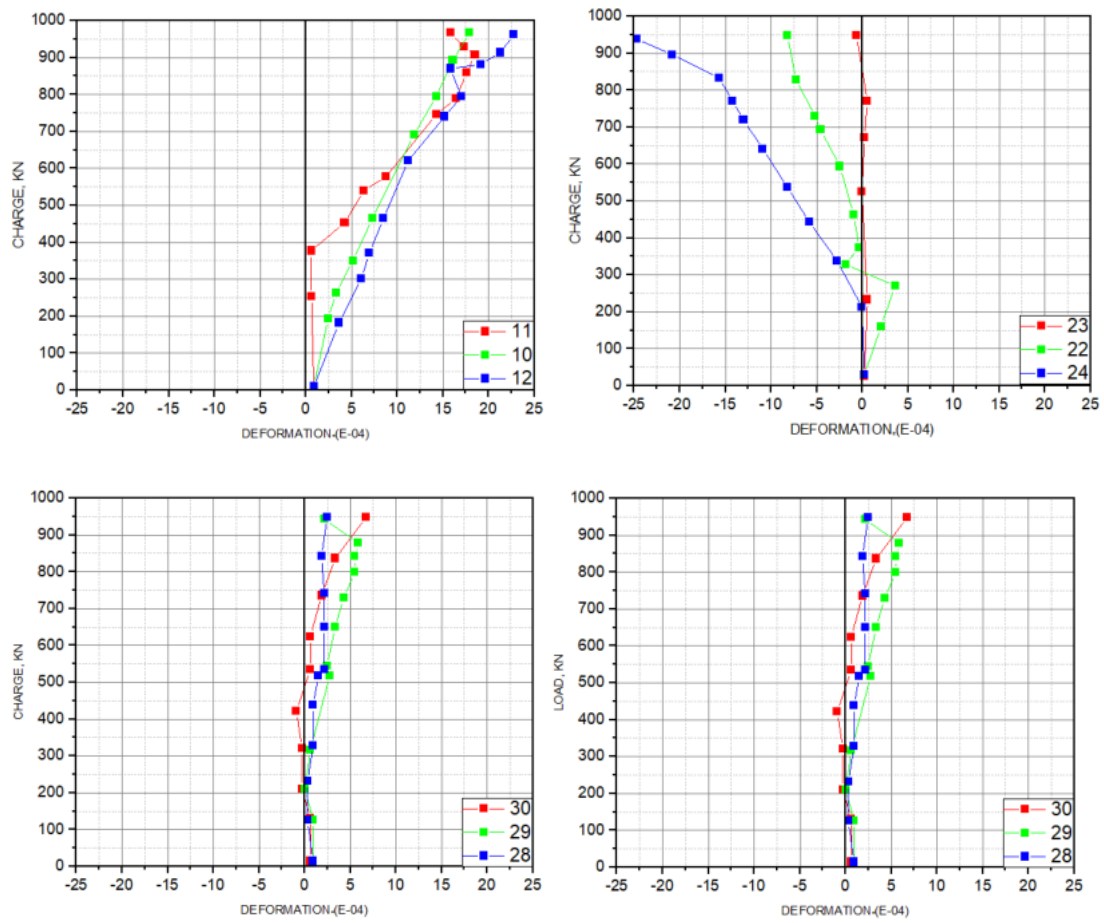


Figure 4.12 déformation dans les barres horizontale poutre 1AF1

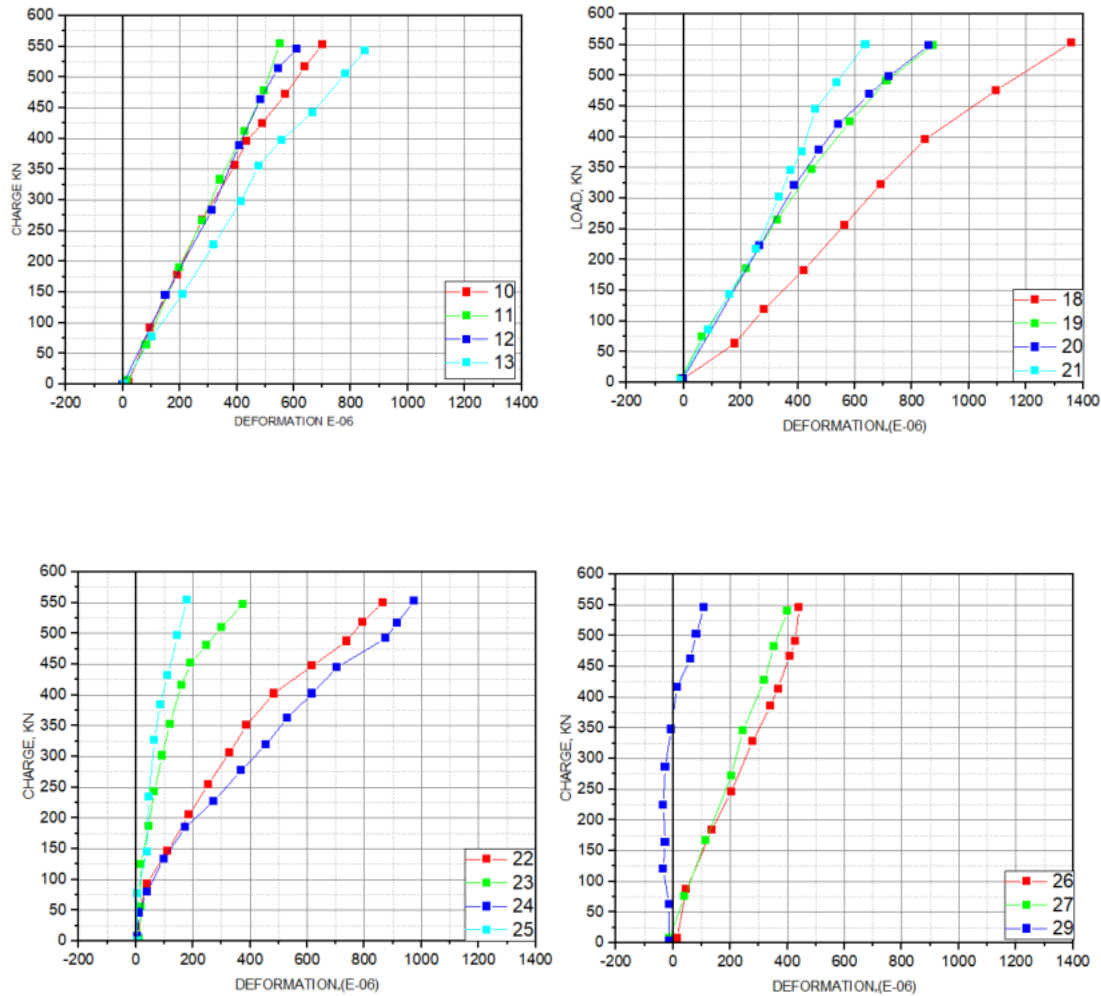


Figure 4.13 déformation dans les barres horizontales de l'âme poutre 1AF2

4.2.3.2 Déformation dans les barres verticales

Dans les poutres 1AF1 (Figure. 4.16, les déformations dans les barres verticales près de la bride inférieure étaient de traction et la plupart d'entre elles n'ont pas cédé, mais dans les barres sous les points de chargements les déformations étaient de compression et la plupart d'entre elles ont dépassé la limite d'élastique.

4.2.3.3 Déformation dans le béton :

Les déformations sur la surface du béton ont été mesurées par les jauges de DEMEC pendant le deuxième et le troisième cycle. Mais seules les mesures des déformations du troisième cycle sont indiquées dans les (Figures. 4.20 - 4.25). Les résultats des trois poutres 1AF1, 2AF1 et 2AF2 sont présentés.

4.3.1 Déformation du béton dans la bride supérieure et inférieure :

Dans la poutre 1AF1(Figure. 4.20), près des coins supérieurs la déformation dans le béton du côté gauche est passée en tension, mais du côté droit, la déformation était en compression. Près de la charge la contrainte longitudinale était en traction. Dans la bride inférieure la déformation dans toutes les positions était en traction. A la mi-travée, la déformation a atteint la valeur de 3000×10^{-6} . Près du support gauche la valeur était supérieure a 6000×10^{-6} , Concernant la poutre 2AF1, (Figure4.21), les déformations dans le béton au milieu de la bride supérieure ainsi que sous les points de changement étaient compressives. Les déformations sur la bride inférieure étaient négligeables jusqu'à la charge de 200 kN, ensuite une augmentation rapide a été observée atteignant 6000×10^{-6} . Les déformations près des supports sont restées négligeable jusqu'à la rupture

Dans la poutre 2AF2 les déformations dans les deux brides étaient instables et n'ont pas augmenté progressivement.

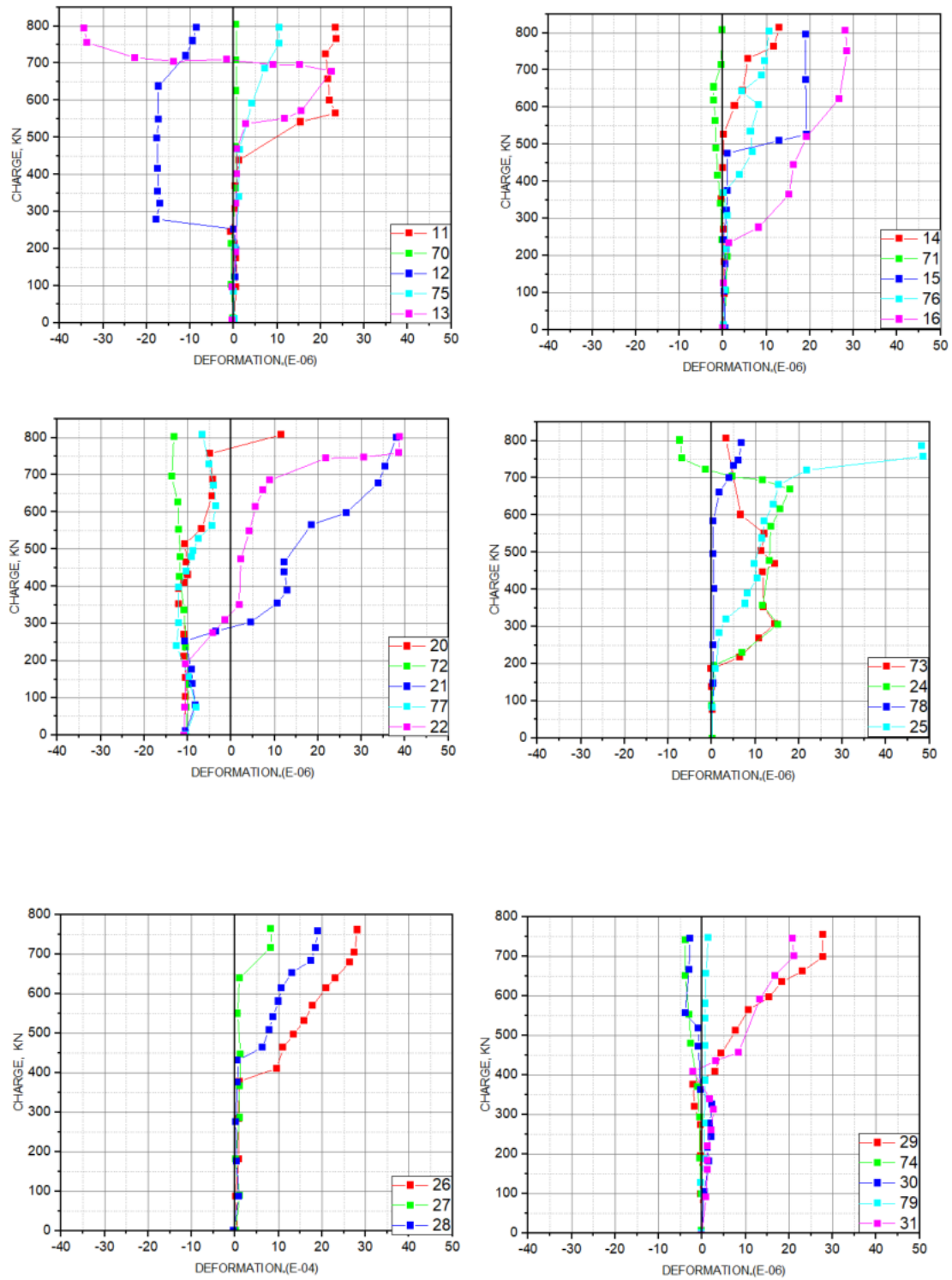


Figure 4.14 déformation dans les barres horizontale de l'âme poutre 2AF1

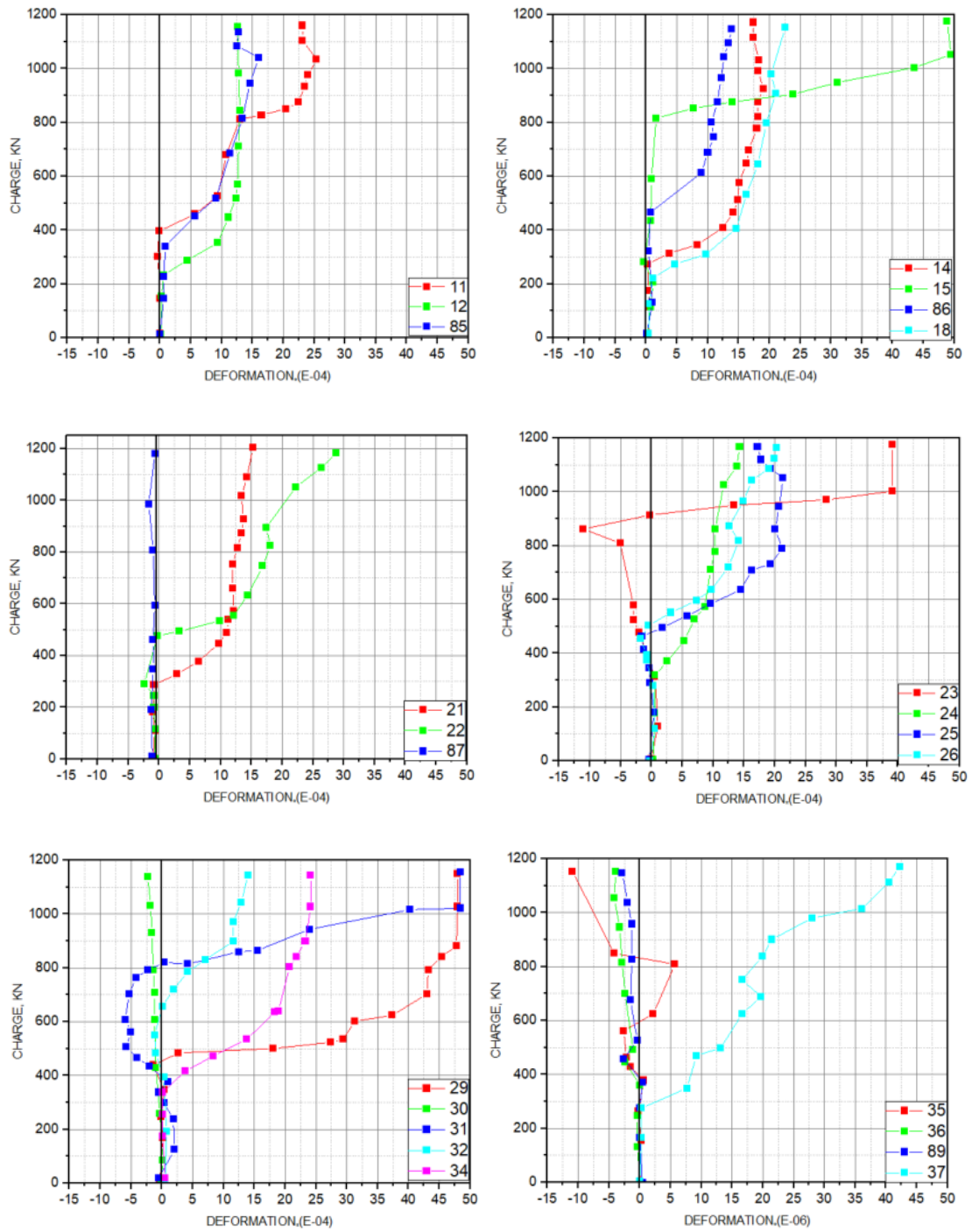


Figure 4.15 Déformation dans les barres horizontales de l'âme poutre 2AF2

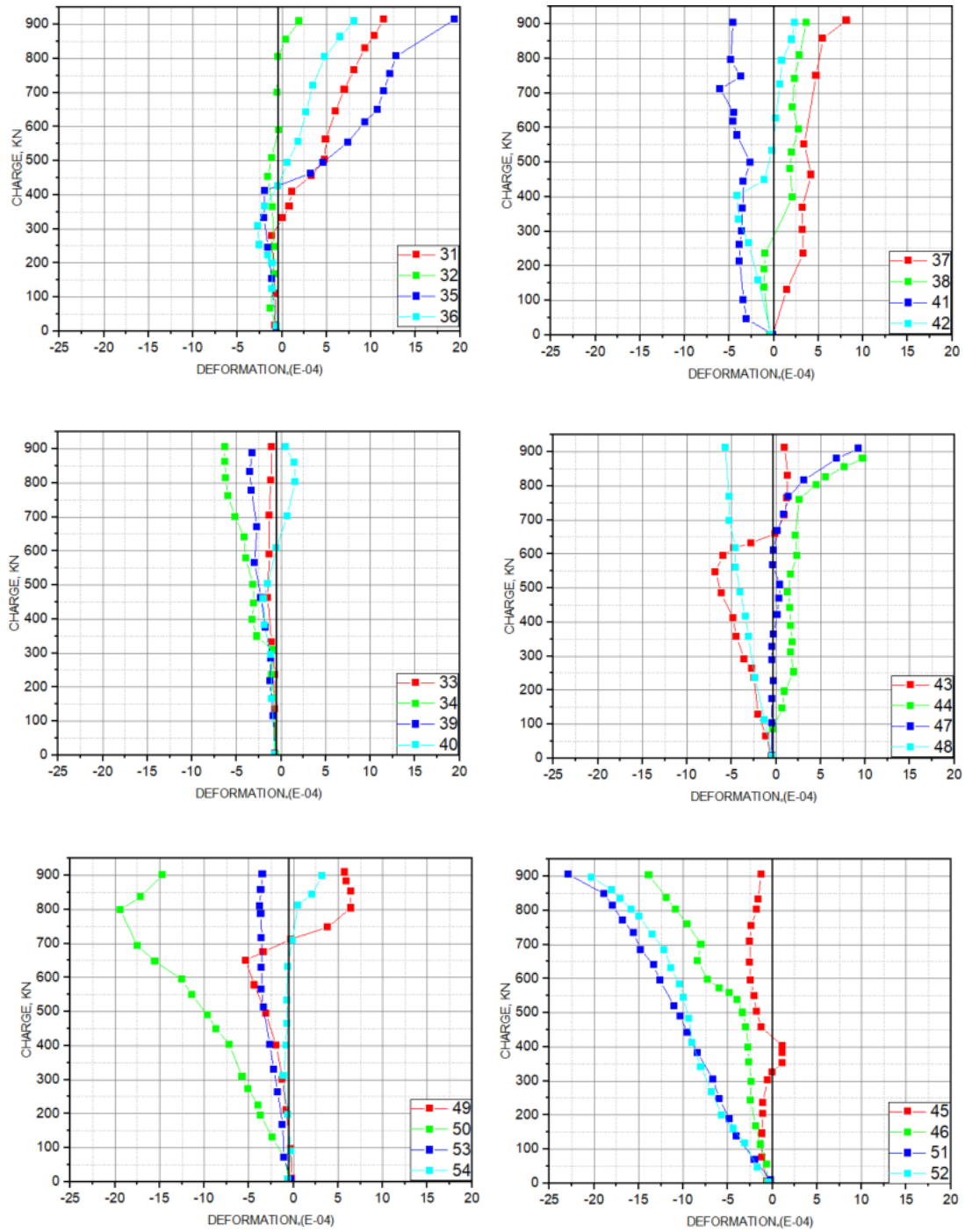


Figure 4.16 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 1AF1

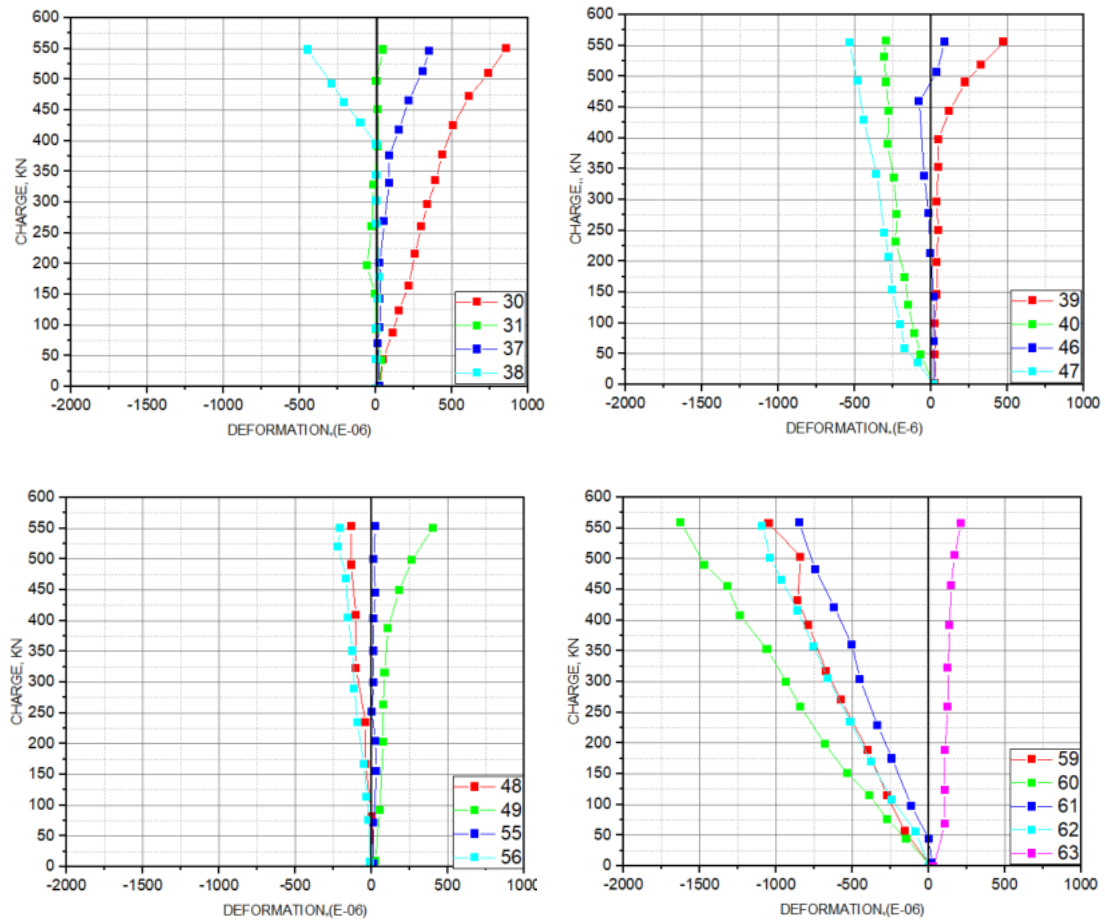


Figure 4.17 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 1AF2

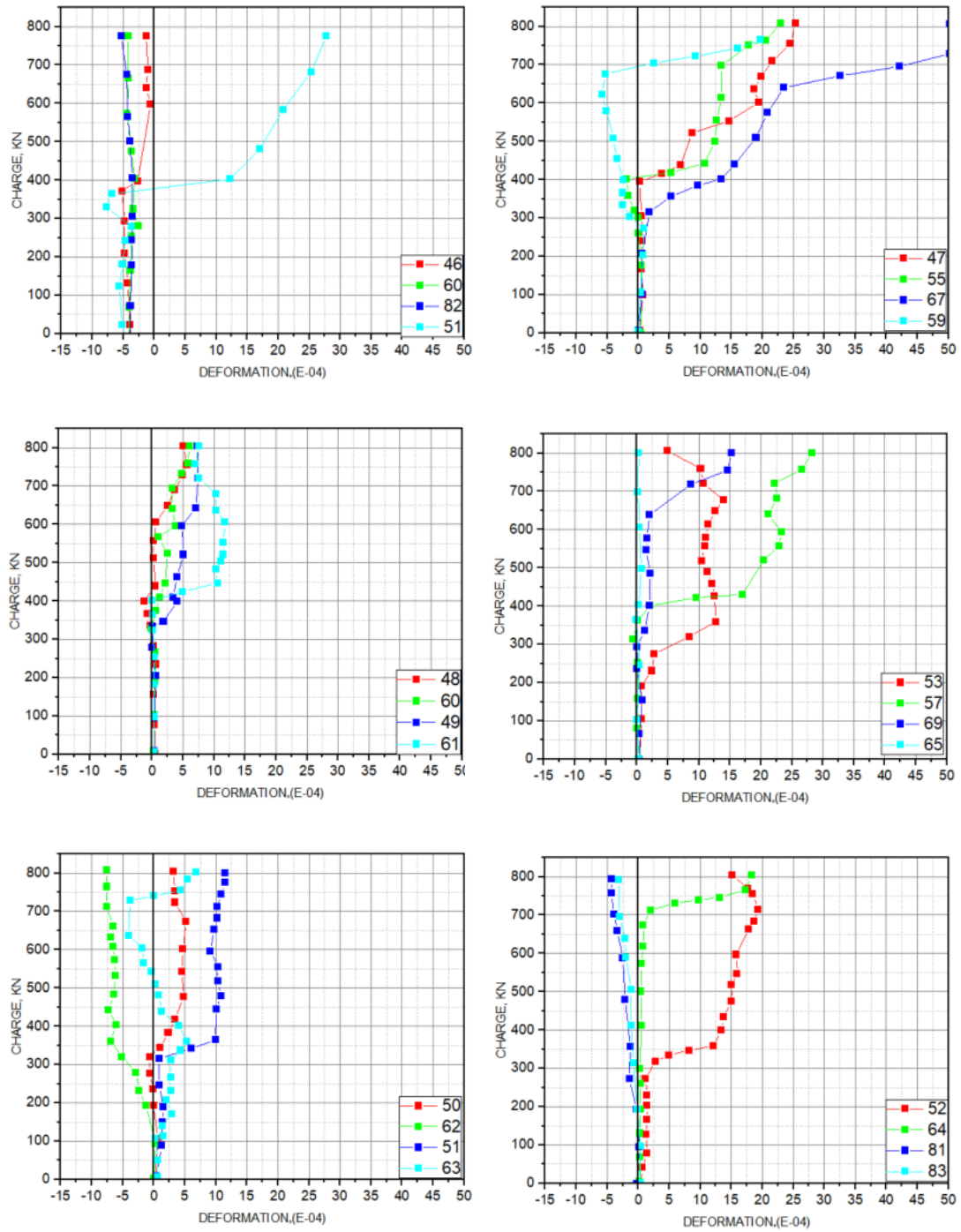


Figure 4.18 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 2AF1

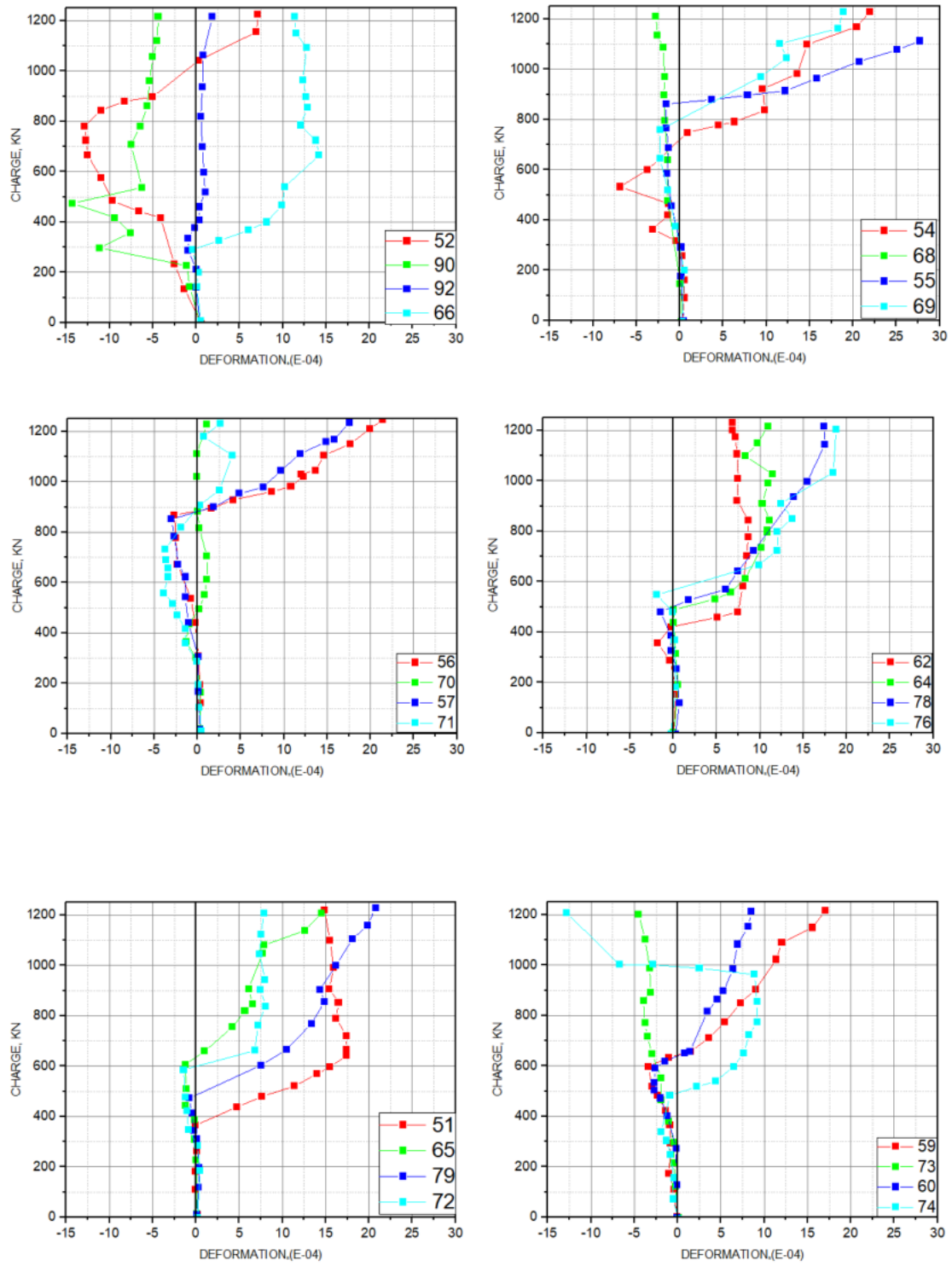


Figure 4.19 Déformation dans les barres verticales de l'âme poutre 2AF2

4.3.2 Déformation du béton dans la travée de cisaillement :

Les déformations sont présentées sur les figures 4.23 à 4.25, concernant la poutre 1AF1, (Figure. 4.23), les déformations principales maximales et minimales semblent atteindre des valeurs plus élevées près de la zone des appuis que près de la zone de chargement à travers le plan de rupture assumé.

Les déformations principales maximales et minimales dans le supposé plan de rupture étaient respectivement tension et compression. Cela confirme l'existence d'un champ de contrainte bi axial, compression tension dans la travée de cisaillement des poutres bridées.

A propos de poutres 2AF1,(Figure. 4.24) et 2AF2(Figure. 4.25), les déformations dans le béton au niveau des travées de cisaillement étaient très instables en raison de la fissuration et la redistribution des contraintes à chaque étape de la charge. Néanmoins dans les poutres, le champ de contrainte bi axiale tension – compression a également été fixé

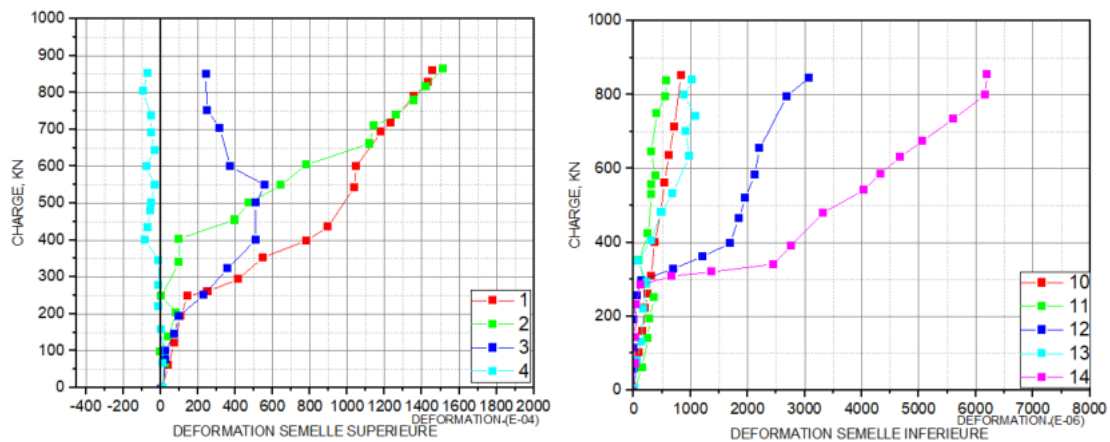


Figure 4.20 Déformation dans le béton au niveau de la bride supérieur et inférieur poutre 1AF1

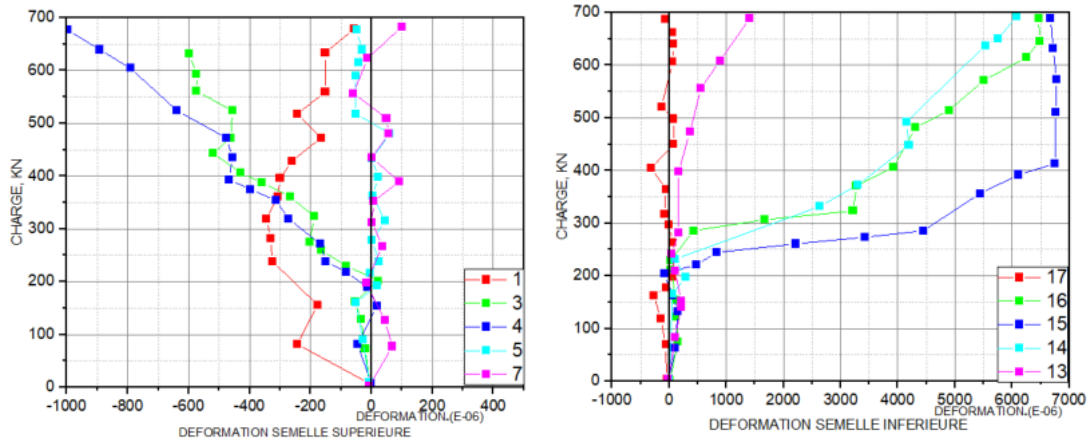


Figure 4.21 Déformation dans le béton au niveau de la bride supérieur et inférieur poutre 2AF1

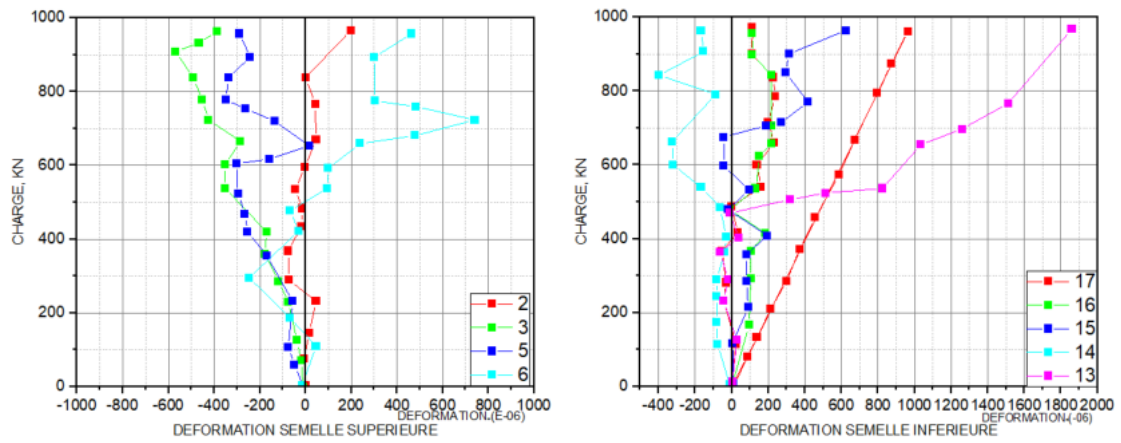


Figure 4.22 Déformation dans le béton au niveau de la bride supérieur et inférieur poutre 2AF2

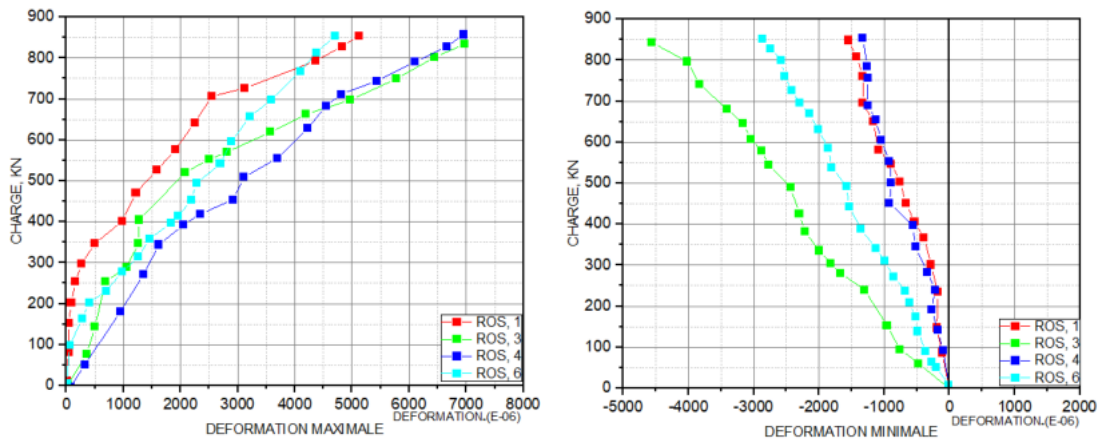


Figure 4.23 Déformation dans le béton dans le panneau de cisaillement

Poutre 1AF1

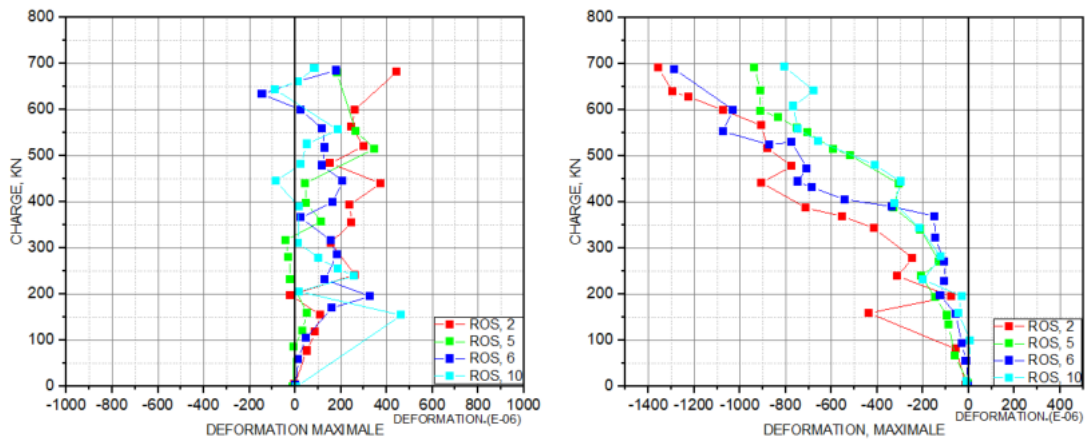


Figure 4.24 Déformation dans le béton au niveau du panneau de cisaillement

poutre 2AF1

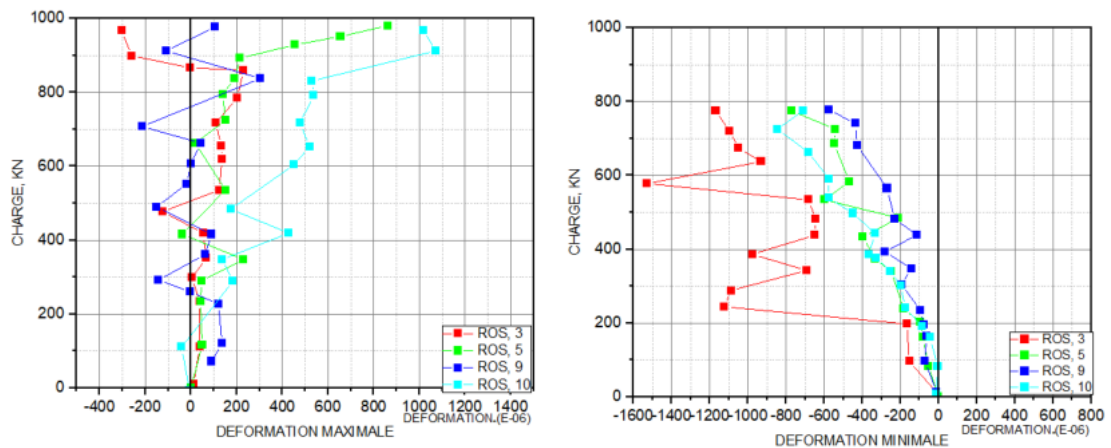


Figure 4.25 Déformation dans le béton au niveau du panneau de cisaillement

Poutre 2AF2

4.4 Largeur des fissures

La largeur des fissures mesurée des trois poutres 1AF1, 2AF1 et 2AF2 est indiquée sur les figures 4.26 à 4.28. Dans toutes les poutres, les fissures inclinées sont apparues en premier, puis les fissures de flexion, à l'exception de la poutre 2AF1 qui s'est rompue en mode de rupture de flexion, cisaillement. Dans 2AF1, la fissure de flexion est apparue en premier, suivie des fissures de cisaillement.

Avec l'augmentation de la charge, la fissure de cisaillement s'est élargie et a atteint une valeur de 3mm.

Dans le cas de la poutre 2AF2 qui a cédé en mode de rupture éclatement diagonal, la fissure de flexion a été observée à une charge de 700 KN, à sa première apparition sa largeur était de 0.2 mm et restée constante jusqu'à la rupture.

Dans toutes les poutres, il y a eu une formation de fissures inclinées près des deux coins supérieurs à faible charge avant la formation des fissures principales en raison de l'arrachement des coins causé par la déformation de cisaillement. Ces fissures sont restées de faible largeur pendant le reste de l'essai et n'ont eu aucun effet sur le comportement global de la poutre

4.5 Déflexion

4.5.1 Déflexion verticale (flèche)

Les figures 4.29 à 4.31 montrent la déflexion verticale de six poutres. Selon ces résultats, il semble que la déflexion verticale soit fortement influencée par le rapport entre la portée et la profondeur et le mode de rupture. Avec l'augmentation du rapport entre la portée et la profondeur de 0.5 à 2, la déflexion verticale a considérablement augmenté pour les poutres 2AF1 et 2AF2.

Pour les poutres ayant le même rapport portée / profondeur, les poutres 2AF1 et 2AF2 Figs 4.30 et 4.31 respectivement, même 2AF2 qui est tombée en éclatement diagonal à une charge de 1200kN, sa déflexion verticale était inférieure à celle de 2AF1 qui est tombée en flexion cisaillement à une charge inférieure.

4.5.2 Déformation transversale :

Les Figures 4.32 et 4.34 montrent la forme des poutres 1AF1, 2AF1 et 2AF2 après déformation à différentes étapes de chargement. Il a été observé que la poutre 2AF2 qui a cédé en éclatement diagonal a montré plus de déformation de cisaillement que la poutre 2AF1 tombée en flexion cisaillement

4.5.3 Déformation latérale

On a essayé de vérifier s'il y avait des mouvements hors du plan en utilisant une barre verticale fixée sur la poutre d'acier, (Figure 4.12), les déformations ont été mesurées au centre des panneaux. On a remarqué que les mouvements étaient très faibles et qu'il n'y avait aucun signe de flambage

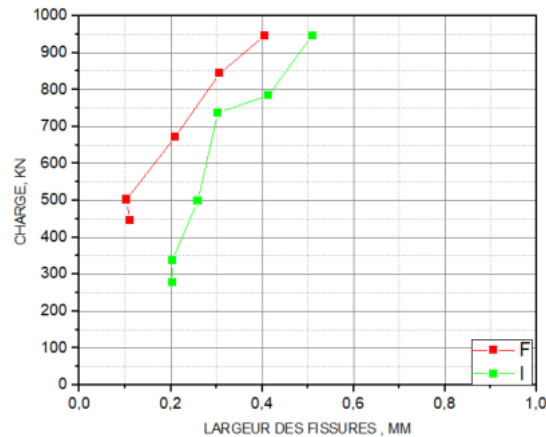


Figure 4.26 Epaisseurs des fissures poutre 1AF1

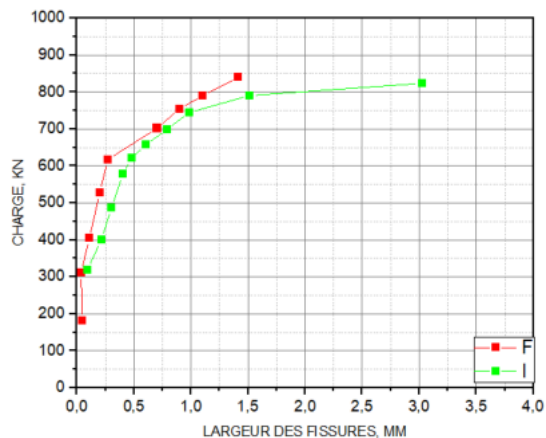


Figure 4.27 Epaisseurs des fissures poutre 2AF1

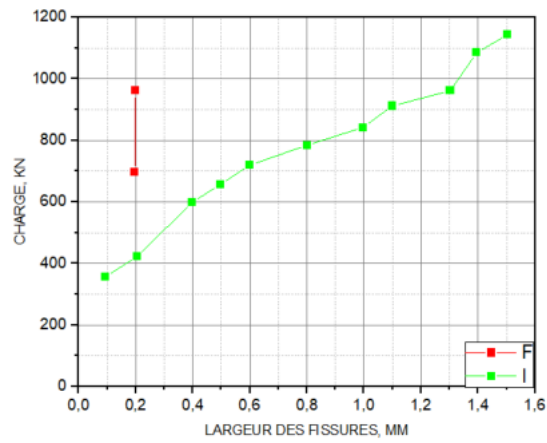


Figure 4.28 Epaisseurs des fissures poutre 2AF2

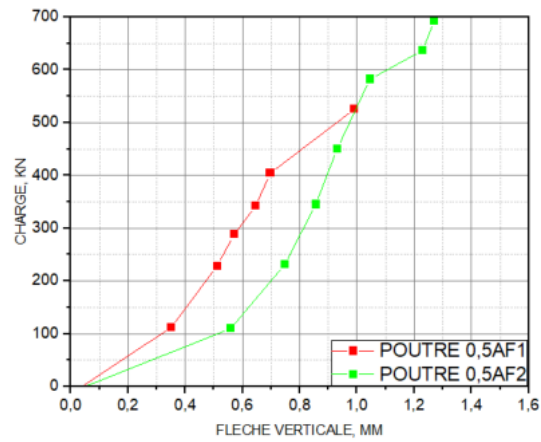


Figure 4.29 Flèche dans le 1^{er} set

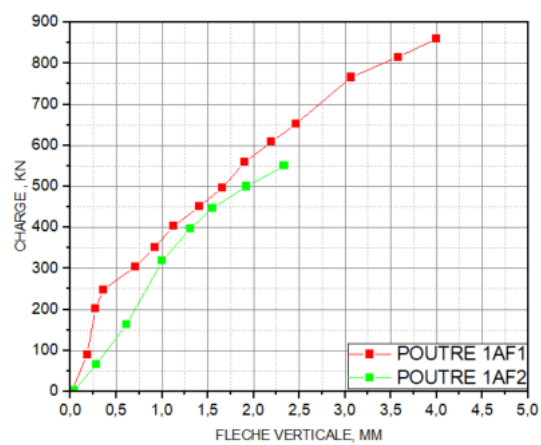


Figure 4.30 Flèche dans le 2^{eme} set

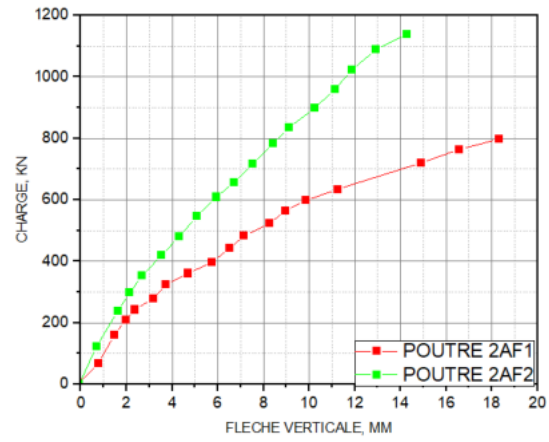


Figure 4.31 Flèche dans le 3^{eme} set

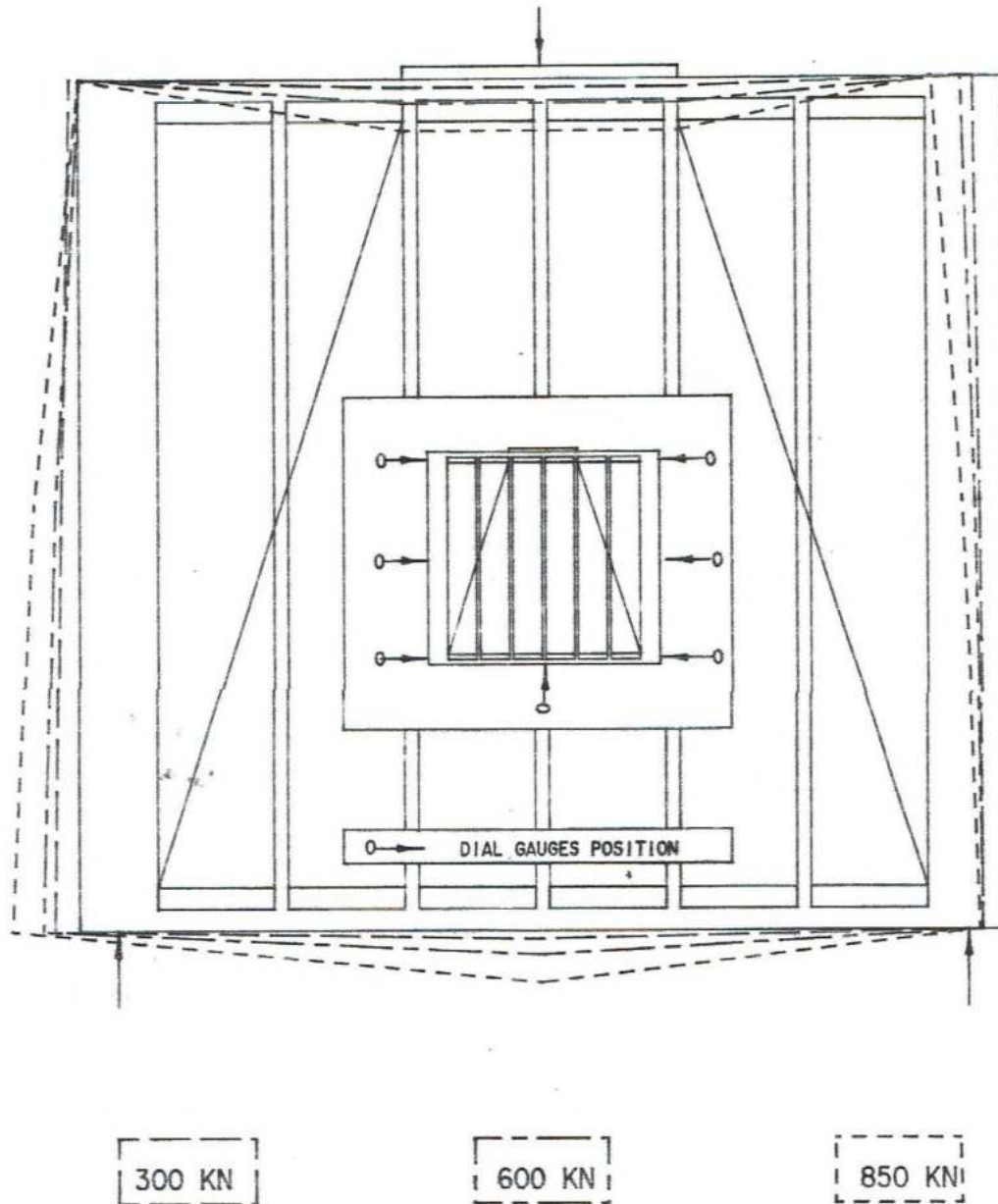


Figure 4.32 Déformée pendant les différentes étapes de chargement poutre 1AF1

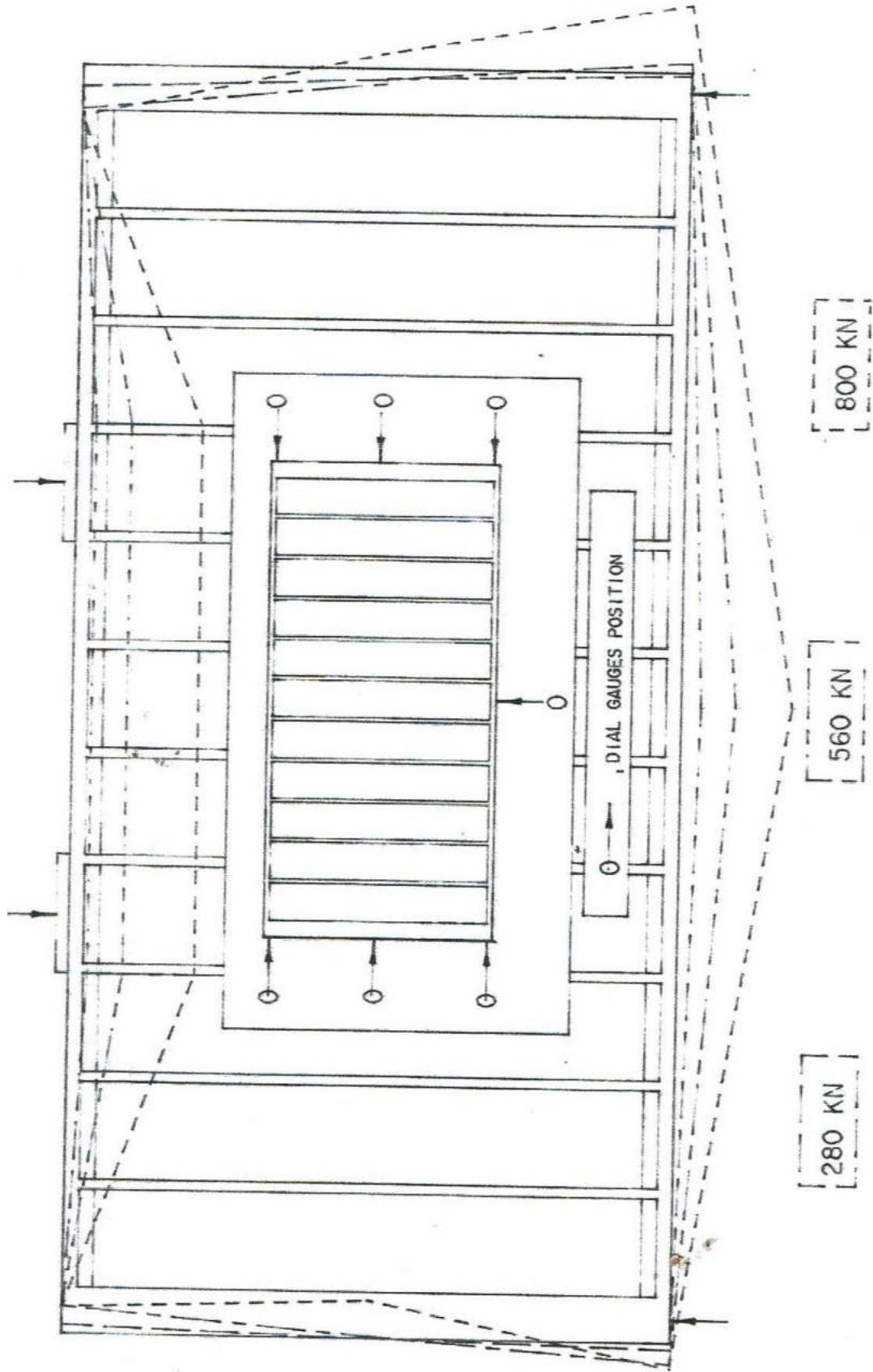


Figure 4.3 Déformée pendant les différentes étapes de chargement poutre 2AF 1

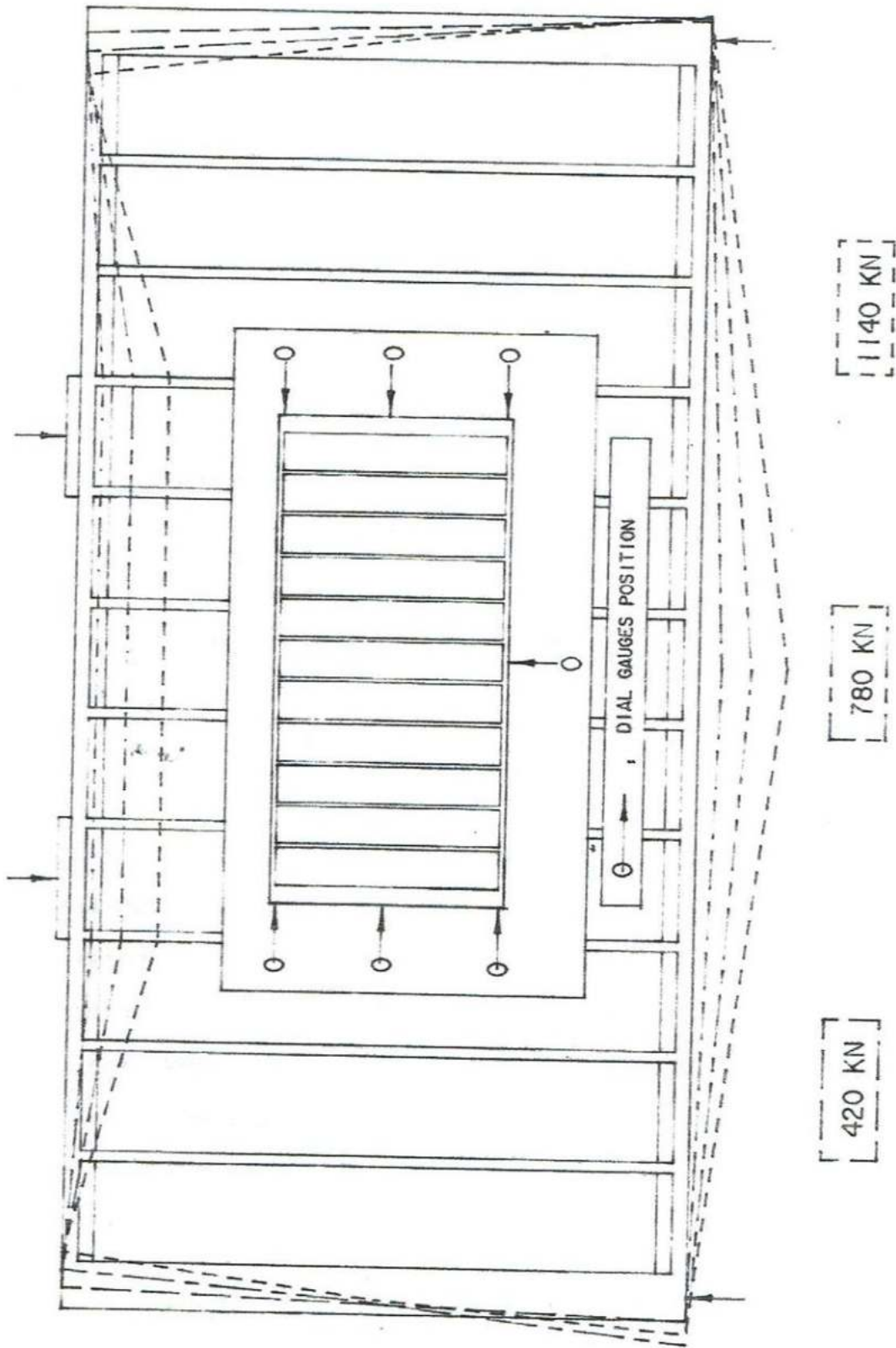


Figure 4.34. Déformée pendant les différentes étapes de chargement poutre 2AF 2

CHAPITRE V

DISCUSSION

5.1 Discussion générale

La méthode proposée et la méthode proposée par Regan and Hamdi ont été utilisées comme mentionné dans le chapitre deux, pour analyser les six spécimens, La comparaison des résultats entre ceux des analyses et ceux testés sont présentés sur le tableau 6.1.

5.1.1 Méthode proposée

Les résultats des six poutres testées ont été vérifiés par rapport à la méthode proposée par Subeidi [1, 2, 3,4]. Le mode de rupture prédit et celui observé sont identique. En ce qui concerne la charge ultime, la méthode est cohérente et elle a prédit la charge ultime avec une précision raisonnable sauf dans le cas de la poutre 2AF.1, où la prédiction par la méthode de comptabilité a donné des valeurs un peu plus faibles. Il est clair du tableau 5.1, que les charges ultimes prévues par la méthode de l'équilibre et la méthode de la compatibilité des contraintes sont très proches (667 et 638 KN).

Le comportement observé est conforme à celui prévu par la méthode de l'équilibre. Trois modes de rupture ont été identifiés lors des tests. Deux étaient de base et le troisième était courant en particulier dans les poutres élancées dont le rapport entre la portée et la profondeur est inférieur à 1 comme prévu. Les trois modes de rupture étaient flexion avec cisaillement, l'éclatement diagonal et l'écrasement.

Le seul mode qui ne s'est pas produit pendant l'essai était le mode de défaillance en flexion. Il a été prémédité d'éviter ce genre de rupture qui est bien connu, et qui peut être facilement obtenu en mettant une petite quantité d'armatures principales.

5.1.1.1 Cisaillement –flexion

Parmi les six poutres testées, deux poutres sont tombées eu cisaillement flexion. Ce mode de rupture est confirmé se produire dans les poutres ayant une faible quantité d'armatures au niveau de l'âme. Il peut être considéré comme un cas entre la flexion et l'éclatement diagonal.

Dans ce mode de rupture, les fissures de flexion apparaissaient avant celles de cisaillement. Les déformations le long des armatures principales généralement arrivent à la limite d'élasticité au milieu de la poutre, et près des supports. Cela est

cohérent avec l'hypothèse faite dans l'analyse. Dans le cas du mode de rupture par flexion, les barres principales proches des supports dépassent la limite d'élasticité et contribuent pleinement .

5.1.1.2 Eclatement diagonal

Ce type de rupture a été observé dans les poutres 1AF1 et 1AF2 comme prévu, mais le plan de rupture était différent de celui qui a été supposé se produire entre le bord de la plaque de chargement et le bloc du support le plus proche.

TEST POUTRES	METHODE D'EQUILIBRE						Méthode de compatibilité pu (KN)	REGAN et Hamadi Pu (kN)	RESULTAS DES TESTS		
	RAIDISSEURS NEGLIGES			RAIDISSEURS INCLUS					Pu (kN)	Contrôle de la résistance de l'âme	Mode de rupture
	Mode de rupture	Contrôle de la résistance de l'âme	Pu kn	Mode de rupture	Contrôle de la résistance de l'âme	Pu KN					
	1	2	3	4	5	6					
05AF1	F.C	Armature	1844	F.C	Armatures	1844 *(440)	1793	564	475	-	Ecrasement local au niveau de la jonction entre le bord et l'âme
05AF2	E.D	Armature	3221	E.D	Armatures	3221 *(730)	5056	564	675	-	Ecrasement local au niveau de la jonction entre le bord et l'âme
1AF1	E.D	Béton	947	F.C	Armatures	1141	985	584	900	Armature	F.C / E.D
1AF2	E.D	Armature	1430	E.D	Armatures	1638	2413	674	** 550 / 600	Armature	E.D panneau faible du au nid d'abeille
2AF1	E.D	Béton	667	F.C	Armatures	759	638	582	815	Béton	F.C avec effritement du béton au niveau des supports
2AF2	E.D	Armature	853	D.S	Armatures	1038	1563	718	1200	Béton	E.D vertical éclatement

* Valeurs entre parenthèses dans la colonne sont les valeurs prévues pour l'écrasement

** La poutre a atteint 600 KN mais a cède après avoir supporté la charge pendant un cours moment

Tableau 5.1 comparaison des résultats

L'éclatement s'est produit selon un plan vertical dans la poutre 1AF2, le long d'un plan vertical dans la poutre 1AF2, et le long d'un plan vertical jusqu'à $\frac{3}{4}$ de la hauteur de la poutre puis selon un plan incliné dans le cas de 2AF2. Il semblerait, d'après les observations des poutres 1AF2 et 2AF2, que le plan de rupture soit plus probablement vertical dans le cas des panneaux minces. Il est rappelé que l'épaisseur des panneaux de 1AF2 a été retrouvée par inadvertance à 20 mm au lieu de 33 mm, la raison d'un défaut de bétonnage. Il est également suggéré d'établir une limitation de l'épaisseur du panneau, ou un nouveau mode de rupture qui est l'éclatement vertical doit être introduit comme quatrième mode de base de rupture pour les parois minces.

L'éclatement diagonal se produit généralement dans les poutres ayant une grande quantité d'armatures principales de tension, généralement ces armatures n'arrivent pas à la limite d'élasticité à la rupture.

Il a été remarqué que les fissures de flexion apparaissent après la formation des principales fissures de cisaillement et qu'elles restent petites en largeur jusqu'à la rupture.

5.1.1.3 Rupture par écrasement

Ce genre de rupture a été identifié dans les poutres 0.5AF1 et 0.5AF2. Les deux poutres ont cédé pour l'écrasement au niveau de la jonction entre la bride supérieure et l'âme. Ce genre de rupture est normal dans les cas des poutres élancées ayant le rapport porté sur profondeur inférieur à 1. Ils auraient pu supporter une charge plus élevée par l'action de la membrane dans le panneau de l'âme et cédé à la flexion et à l'éclatement diagonal respectivement, dans la mesure d'éviter un écrasement local. La rupture locale mis fin prématurément à l'utilité des poutres. L'une des possibilités pour éviter l'écrasement local, est de charger les poutres indirectement à travers des raidisseurs centraux le long de la hauteur des poutres.

5.1.1.4 Contribution des raidisseurs

Comme indiqué dans le tableau 5.1, quand la méthode des équilibres a été appliquée pour la prédiction de la charge ultime, l'estimation de la charge ultime a été effectuée de deux manières différentes afin de clarifier le comportement des raidisseurs et leur contribution à la force verticale. Deux cas peuvent être détectés :

1- Les raidisseurs sont ignorés,

2- Les raidisseurs contribuent seulement à la force verticale

Il semble qu'en les ignorant ou en les incluant, les choses peuvent changer. Ainsi

- 1- Le mode de rupture peut sauter de l'éclatement diagonal à la flexion avec cisaillement,
- 2- Le contrôle de la résistance de l'âme peut passer du béton aux armatures, mais reste inchangée si le contrôle est déjà par les armatures lors du premier calcul,
- 3- La charge ultime peut être augmentée de 13% jusqu'à 21% lors de l'estimation, mais quand les valeurs estimées sont comparées avec celles des résultats, il apparaît que la contribution des Raidisseurs n'est pas très claire, et elle a besoin d'être étudiée, donc plus de tests sont demandées afin de mieux comprendre la contribution des Raidisseurs dans la force verticale au niveau de l'âme. Dans la méthode proposée, il est supposé que les forces dans les deux extrémités de la barre du raidisseur, qui sont en dehors du plan contribuent pleinement dans la force verticale dans l'âme en transférant leurs forces à travers le centre des raidisseurs situés dans l'âme.

A la lumière de l'actuelle investigation, la contribution des raidisseurs à la force verticale dans le panneau de cisaillement est réaliste, mais elle doit être étudiée d'une manière plus profonde.

5.1.2 Méthode proposé par Regan and Hamdi

Cette méthode aussi a été utilisée pour l'analyse des 6 spécimens. La comparaison des résultats est indiquée sur le tableau 6.1

5.1.2.1 Mode de rupture

En ce qui concerne le mode de rupture des poutres bridées, la méthode ne peut pas proposer différents modes, alors que la prédiction du mode de rupture est vitale pour l'appréciation du comportement des poutres. La méthode proposée par Regan and Hamdi ne le prend pas en considération.

5.1.2.2 Contribution à la charge ultime

Se référant à l'équation 2.17 dans le chapitre trois, elle indique que la contribution à la charge ultime provient de deux composantes. Le premier terme à gauche dans l'équation est lié aux actions associées au renforcement de l'âme. Le second terme à

droite indique la contribution du béton. Il est clair que dans ce concept le béton contribue dans tous les cas à la charge ultime jusqu'à la rupture. Ce concept est complètement différent du concept proposé par la méthode d'équilibre, où la contribution du béton à la charge ultime est conditionnée et dépend du contrôle de la résistance de l'âme, si elle est gouvernée par le béton ou les armatures. Le concept du contrôle de la résistance de l'âme a été illustré dans l'article réf [4]. Selon cet article la contribution peut être assurée soit pleinement et d'une manière efficace par les armatures ou le béton. Il est incompatible avec le comportement des structures en béton armé qu'il y est une contribution toujours des deux à la fois. Pour illustrer ce phénomène, comme exemple, un bloc de béton soumis à deux forces de tension égales et armé dans la même direction que les forces appliquées. Si la quantité d'armatures est faible, alors lorsque le bloc commence à être étiré, la rupture aura bien en premier quand la contrainte de tension atteint la résistance à la traction maximale du béton. Les barres vont subir juste une déformation compatible.

Si le bloc est sur-renforcé par les armatures les contraintes libérées par le béton seront prises par les armatures jusqu'à la limite d'élasticité.

Il semblerait que le concept utilisé par Regan and Hamdi est incohérent et doit être clarifié

5.1.2.3 Charges limites

En ce qui concerne les charges ultimes prédites comparées avec celles mesurées, la méthode est conservatrice et semble sous-estimer les charges ultimes des poutres bridées.

5.2 Déformation

5.2.1 Déformation verticale

Dans ce genre de poutre, il semblait que la flèche dépend de la portée et aussi du mode de rupture. Au fur et à mesure que le rapport portée / profondeur augmente, la flèche augmente. Pour les poutres ayant la même rapport portée / profondeur, apparemment plus leurs modes de rupture tendent vers la flexion, plus la flèche augmente autrement dit, les poutres qui cèdent au cisaillement sous les charges importantes enregistrent des flèches verticales moins importantes que les poutres qui cèdent en flexion sous de faibles charges

5.2.2 Flèches transversales :

Contrairement aux poutres qui cèdent en flexion ou cisaillement par flexion, où la flèche est un paramètre critique. Les poutres qui cèdent au cisaillement ont comme déformation critique, la déformation due au cisaillement.

Cet effet peut être vérifié en se référant à la déformation de la poutre 2AF1(Figure. 4.33), qui a cédé au cisaillement par flexion et la poutre 2AF2 qui a cédé à l'éclatement diagonal (Figure. 4.34)

5.2.3 Défoncement latérale

Les poutres bridées ayant un élancement de 60, ne souffrent pas de déplacement hors plan ou de l'effet de flambage.

5.3 Déformations

5.3.1 Déformation dans les armatures :

En examinant les déformations mesurées (Figures. 4.7 à 4.11), il apparait que dans toutes les poutres les résultats sont cohérents avec le concept utilisé dans la méthode d'analyse proposée

En ce qui concerne les déformations dans les armatures principales, il peut être vérifié que dans aucune position les déformations ont atteint la limite d'élasticité. Par contre dans les cas des poutres 1AF1 et 2AF1(Figures. 4.9 et 4.10) respectivement qui ont cédé au cisaillement par flexion, les déformations dans les barres principales de tension au milieu de la portée ont atteint la limite d'élasticité et près du support aussi, à l'exception de la poutre 1AF1 ou les barres près du support n'ont pas atteint complètement la limite d'élastique, la déformation a atteint 80% de la limite d'élasticité.

En ce qui concerne les armatures de l'âme (Figures. 4.12 à 4.19), les poutres 1AF1 et 1AF2 4.12 et 4.13 respectivement indiquent le type de comportement quand la résistance de l'âme est contrôlée par les armatures. Les déformations dans les armatures de l'âme augmentent graduellement à travers le processus de cisaillement par flexion ou éclatement diagonal. Cela illustre le fait que les forces libérées par le béton fissuré sont reprises par les armatures.

Les poutres 2AF1 et 2AF2 (Figures. 4.14 et 4.15) respectivement démontrent la seconde possibilité, ou le béton contrôle la résistance de l'âme. Les déformations augmentent graduellement au début comme le béton et l'acier subissent tous les deux le même incrément puis les déformations augmentent dans les barres soudainement, faute de faible quantité d'acier pour reprendre les forces libérées par le béton

Pour les poutres 1AF1 et 1AF2 les contrôles de la résistance de l'âme prédits sont identiques à ceux observés, mais dans le cas des poutres 2AF1 et 2AF2, il y avait encore l'effet des raidisseurs. Dans le cas de 2AF1 quand les raidisseurs sont ignorés, la résistance est supposée être contrôlée par le béton et quand ils sont inclus la résistance devient contrôlée par les armatures

En fonction des modes de rupture observés, on peut juger que les raidisseurs ont contribué vu que la poutre a cédé sous une charge très élevée mais pas assez suffisante pour transférer le contrôle du béton aux armatures.

5.3.2 Déformation dans le béton

Selon ces déformations mesurées (Figures 4.23 à 4.25) l'existence d'un champ bi axial compression tension dans les travées de cisaillement des poutres bridées est confirmé. Il semble que les déformations, à proximité des supports et des zones de chargement atteignent des valeurs très élevées

CHAPITRE VI:

***Extension de l'application des poutres minces aux
panneaux en maçonnerie***

6.1. Introduction.

Les structures en maçonnerie sont parmi les types de bâtiments les plus courants, car elles sont économiques et faciles à réaliser. La possibilité d'utiliser des matériaux conventionnels, la facilité de construction et le faible niveau d'expertise requis sont des caractéristiques des structures en maçonnerie. Cependant, ce sont des structures fragiles en raison de la nature fragile des matériaux et des éléments utilisés dans leur construction. L'utilisation de murs de remplissage en maçonnerie n'est pas le type de construction le plus répandu dans le monde (figure 6.1). Les leçons tirées des tremblements de terre passés ont démontré que certaines structures en maçonnerie sont vulnérables et qu'il est essentiel d'étudier en détail leurs performance complexe (figure 2). Cependant, les bâtiments en maçonnerie construits conformément aux normes ont une performance sismique acceptable. (33-39)

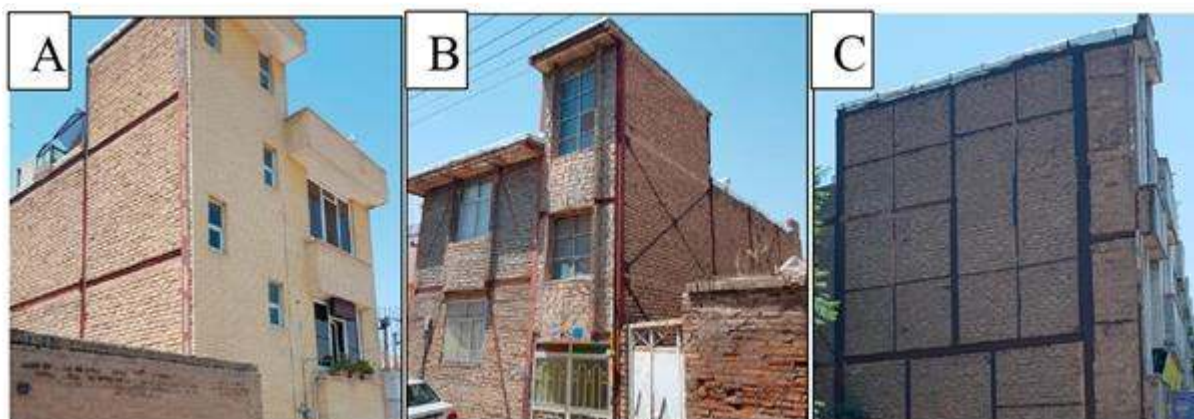


Figure 6.1. Exemples de bâtiments à ossature métallique remplis a) résidentiel, (b) Mur de maçonnerie de remplissage, and (c) Construction à ossature métallique avec maçonnerie



Figure 6.2. Dommages relevés sur le cas des bâtiment étudiés après la séquence de séisme de 2016-2017 (dommages significatifs sur les remplissages et écrasement aux connexions poutre-poteau).

La résistance et la rigidité sont sérieusement affectées par les remplissages [33,34] . polyakov (1960) et holmes (1961) [36-37] ont proposé en premier lieu le concept de la bielle diagonale pour l'analyse des portiques remplis. Stafford (1967) [38] a développé un portique théorique pour évaluer la largeur de la diagonale équivalente en se basant sur les travaux antérieurs de Stafford (1968-1969) [6,7]. Meharbi et al. (1996) ont réalisé une étude de l'impact du panneau de remplissage en maçonnerie sur la réponse sismique des portiques en béton armé (8). liauw et kwan (1983) ont proposé une équation qui permet d'évaluer la largeur de la bielle diagonale pour la prédiction de la rigidité(9). Fiaorato et al (1970) [43] ont réalisé des essais à l'échelle sur la maçonnerie pour déterminer l'impact de paramètres tels que les ouvertures de remplissage et le nombre d'étages. Il a été observé que la présence d'ouvertures réduit légèrement la rigidité du portique. Cependant, les applications innovantes de la maçonnerie et des remplissages peuvent être entravées par le fait qu'elles sont soumises à des défaillances causées en particulier par des charges horizontales et verticales. El-dakhkhni et al. (2003) [44] classent les différents modes de défaillance en cinq modes : écrasement des coins, cisaillement glissant, compression diagonale, fissuration diagonale et modes de défaillance du cadre. De nombreuses études

expérimentales et numériques sur les remplissages en maçonnerie et ces problèmes ont été réalisées.

Kodur et al (1995) [45] présentent une revue de ces études, puis proposent une analyse technique pour la conception sismique des portiques remplis à l'intention des ingénieurs praticiens. Elle consiste à modéliser le portique rempli comme une bielle diagonale de cadre ou comme un système de portique équivalent. Aliaari et al (2005) utilisent une approche de modélisation pour les systèmes à une seule baie, à un étage, à deux baies et à trois étages sous une charge monotone appliqué à un système de mur de maçonnerie équipé d'une isolation par rapport à la structure portante par des sous portique (SIWIS) afin d'évaluer l'effet du séisme et avoir une réponse globale. Moghadam et al. (2006) [35] ont mené des études expérimentales et analytiques afin d'évaluer la résistance à la fissuration des portiques remplis par la maçonnerie. Lui et Manesh (2013) [14] ont testé 14 spécimens confectionnées par des remplissages en maçonnerie en béton dont les contours sont entourés par des cadres en acier .Une étude présentée par Manesh (2013) [48] où sont combinées des charges latérales et axiales ,8 portique en charpente rempli par une maçonnerie en béton .Il a été observé que le mode de rupture est unique .Les structures avec ouvertures montrent une extensive fissuration sans rupture brusque et une diminution de la résistance latérale une fois que la charge ultime est atteinte .Les résultats d'un programme expérimental présenté par Mohebkhah et al .(2008) and Tasnimi and Mohebkhah(2011) [49,50] afin d'étudier la déformation cyclique dans le plan des remplissages en maçonnerie de briques et des portique en acier avec des ouvertures de portes et de fenêtres centrées. Pour évaluer la résistance au cisaillement des portiques en acier rempli par la maçonnerie avec ouvertures sont testés, la méthode simple d'analyse (macro modeling strategy) a été utilisée. Les conclusions faites par Liu and soon (2012) [51] montrent que le mode de rupture prédominant est l'écrasement au niveau des coins avec un remplissage solide, par contre les spécimens avec ouvertures, la plupart montrent des fissures diagonales très importantes. Le comportement des systèmes de portique remplis en maçonnerie sont influencés par plusieurs paramètres, en l'occurrence, le rapport d'aspect du panneau, le coefficient de friction, et la rigidité des poutres. L'étude paramétrique est présentée par Dawe et al (2001) [52,53]. Une méthode analytique basée sur l'analyse par les éléments finis a été utilisée avec un

certain nombre de paramètres, à savoir, structure, maçonnerie, panneau, charnière, joint, et les éléments d'interface [54]

Ghobadi et al (2019) ont présenté les données logiques sur les structures de maçonnerie en ce qui concerne l'exécution structurelle de divers murs de maçonnerie, les stratégies d'ajustement des tremblements sismiques normaux et les techniques d'ajustement post-séisme. Dans la technique de réparation proposée, les ruptures dans le remplissage de maçonnerie endommagé sont biaisées par des réseaux de fils plissés à l'état de pansement et le mortier cimentaire est utilisé pour couvrir les réseaux de fils annexés. En outre, les résultats ont démontré que la stratégie de réparation n'a pas permis seulement de rétablir la résistance perdue du remplissage endommagé, mais qu'elle a permis en plus de récupérer la solidité et la ductilité de l'exemple de référence, selon la preuve expérimentale [55].

Shan et al.(2018) ont travaillé sur l'impact des murs de remplissage en maçonnerie sur la rupture des composants de la charpente métallique en cas d'incendie. Trois charpentes métalliques de six étages sur cinq ont été structurées dans le cadre de cet examen. Un de ses charpentes métallique n'avait pas de maçonnerie, l'autre avait des murs de remplissage plats, et le dernier des murs en maçonnerie verticaux. La redistribution de la charge et l'imperméabilité au feu ont été atteints dans le cadre d'une situation d'incendie de type "edge narrow" et d'une situation d'incendie de type "focal inlet". Enfin, une technique fondamentale de structure a été proposée avec un plan pour anticiper la rupture d'une structure en acier avec des murs de remplissage endurant des situations d'assaut.

Furtado et al.(2018) ont discuté à propos de l'examen méthodique des recherches expérimentales concernant le comportement hors plan des murs de maçonnerie de remplissage (oop). Une base de données globale a été constituée, contenant les données de chaque bataille expérimentale et de chaque exemple essayé. les résultats ont montré que les dommages antérieurs causés par les essais dans le plan qui ont abouti à l'oat le plus extrême jusqu'à 1,25 % peuvent diminuer d'environ 70 % la limite d'oop de la planche, ce qui change la méthode de déception de la planche qui peut entraîner des effondrements délicats [57].

Markulak et al.(2019) Ont effectué un examen expérimental sur quatre différents types de portique en acier et de remplissage et sur un portique exposé. Les propriétés

du comportement structurel de ces arrangements sont examinées et évaluées en fonction des boucles d'hystérésis reçues et de leurs enveloppes - ductilité, rigidité initiale et charge extrême. Le portique rempli de nouvelles unités a une ductilité et une puissance élevées, associées à une rigidité plus faible. Cela a garanti la conservation du cadre contre les impacts imminents plus fondés, avec le charme des parties positives de la coopération portique-maçonnerie [58].

Entre autres, Aratijio et Castro (2017) ont notamment réalisé une étude comparative des procédures européennes et américaines et ont mis en évidence certaines limites de la norme EC8-3 actuelle, telles que l'absence de critères de vérification de la sécurité pour la méthode d'analyse linéaire et les incohérences dans les exigences sismiques obtenues à partir de différentes méthodes d'analyse. En outre, il a été souligné que la conformité à la norme EC8-3 est identique aux critères d'acceptation pertinents de l'ancienne version du code américain ASCE41-06, qui a été amélioré par rapport à son précédent [59].

Khalilzadeh et al (2019) ont étudié les paramètres sismiques de l'endommagement ultime par traction et les mécanismes de transfert de force dans une structure en béton armé soumise à une charge dans le plan, après avoir comparé les résultats de l'analyse avec le portique en acier, il a été indiqué que la charge ultime, la rigidité et la dureté du portique rempli ont augmenté, en fonction de l'augmentation de la ductilité [60].

Cet article examine l'effet de la surface et de la configuration des ouvertures de fenêtre sur le comportement sismique des portiques en acier, en effectuant une analyse statique non linéaire et une analyse par accélérogramme à l'aide du logiciel commercial ADINA. L'objectif principal de ce manuscrit est de présenter une approche de cadre d'évaluation sismique pour les structures en béton armé non endommagées et endommagées. Pour cela, douze types typiques de structures en acier avec remplissage en maçonnerie seront étudiés : structure en acier à barres, structure en acier nu avec remplissage en maçonnerie et en acier avec différentes surfaces et configurations d'ouvertures de fenêtres. 0. 5m maçonneries ;1m maçonnerie ;1,5m maçonnerie ;2m maçonnerie ; 1m-H maçonnerie ;1,5m-H maçonnerie ;2m-H maçonnerie ;1m-V maçonnerie ;1,5 m-V maçonnerie 2m-V maçonnerie. Plusieurs analyses statiques et dynamiques non linéaires avec deux histoires temporelles :

Imperial Valley -Holtville Post Office et El Centro ont été réalisées pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures non endommagés.

L'organigramme de la recherche est présenté à la figure

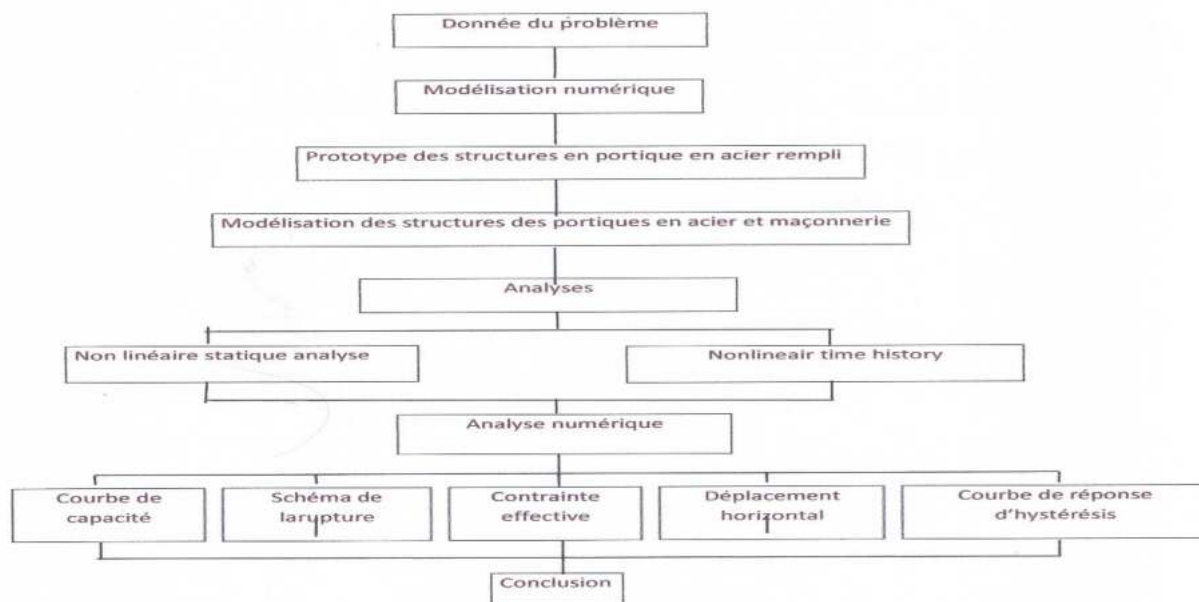


Figure 6.3 organigramme de l'étude

6.2. Prototype des structures en portique en acier rempli

Un arrangement de douze types de remplissage en maçonnerie sont considérés dans cette étude.

- Portique en acier rempli sans maçonnerie.
- Portique en acier rempli avec de la maçonnerie complète.
- Portique rempli de maçonnerie avec ouverture : 0.5 maçonnerie ; 1 maçonnerie ; 2 maçonneries ; 1 H maçonnerie ; 1.5 H maçonnerie ; 2H maçonnerie ; 1 V maçonnerie ; 2 V maçonnerie.

Les détails du model prototype sont présentés sur la figure 6.4.

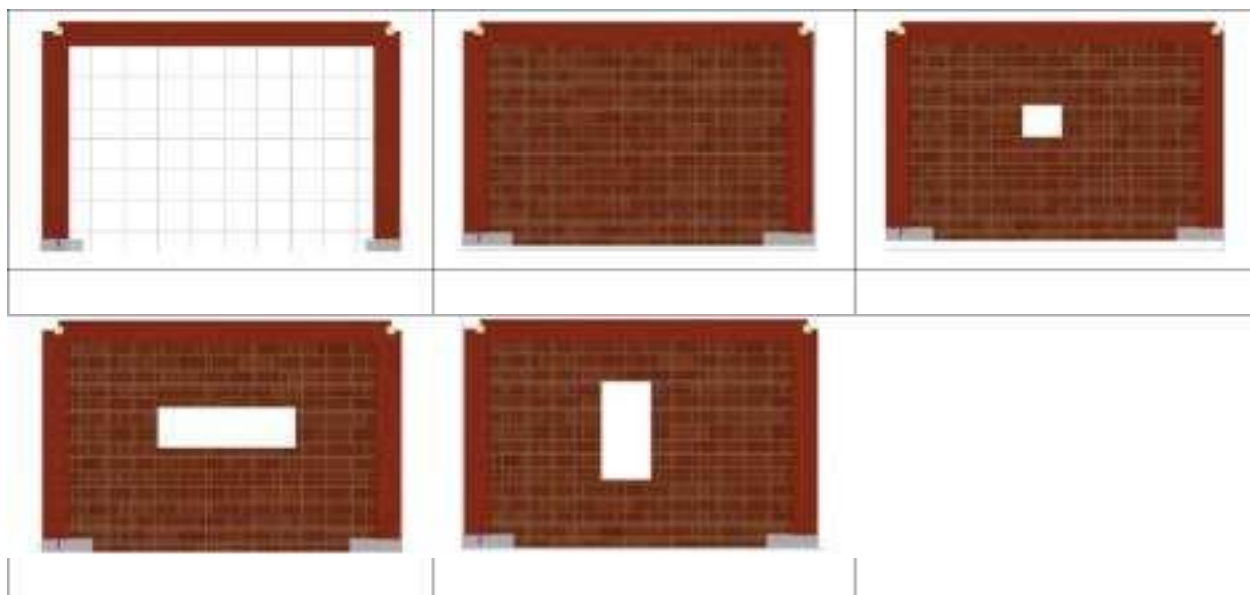


Figure 6.4. Prototype de remplissage en maçonnerie (sans maçonnerie ; maçonnerie complète ; avec ouverture ;1 maçonnerie ; 1.5 maçonnerie :1 H maçonnerie ;1.5 H maçonnerie ;2 H maçonnerie ; 1 V maçonnerie ;1.5 V maçonnerie ;2 V maçonnerie.

6.3. Modélisation numérique.

6.3.1 Modélisation des matériaux pour la maçonnerie et l'acier

Les briques ont été modélisées avec les propriétés des matériaux définis dans ADINA [61-63] comme un type de matériau en béton qui présente une formulation contrainte-déformation non linéaire simple (figure 5) avec une rupture en traction à une contrainte de traction principale relativement faible et une rupture par écrasement en compression à une compression relativement plus élevée. Le ramollissement, fréquent pour les matériaux fragiles comme la brique, n'a pas été modélisé en raison de difficultés de convergence. Pour le déchargement, le module de Young initial a été utilisé.

Habituellement, un comportement bilinéaire contrainte-déformation est considéré pour l'acier, ce qui est bien connu (Figure 5). Le module d'élasticité a donc une valeur de 200 GPa la rigidité tangente E_2 et basé sur la qualité et la ductilité l'acier, la section des barres des portiques et la limite d'élasticité.

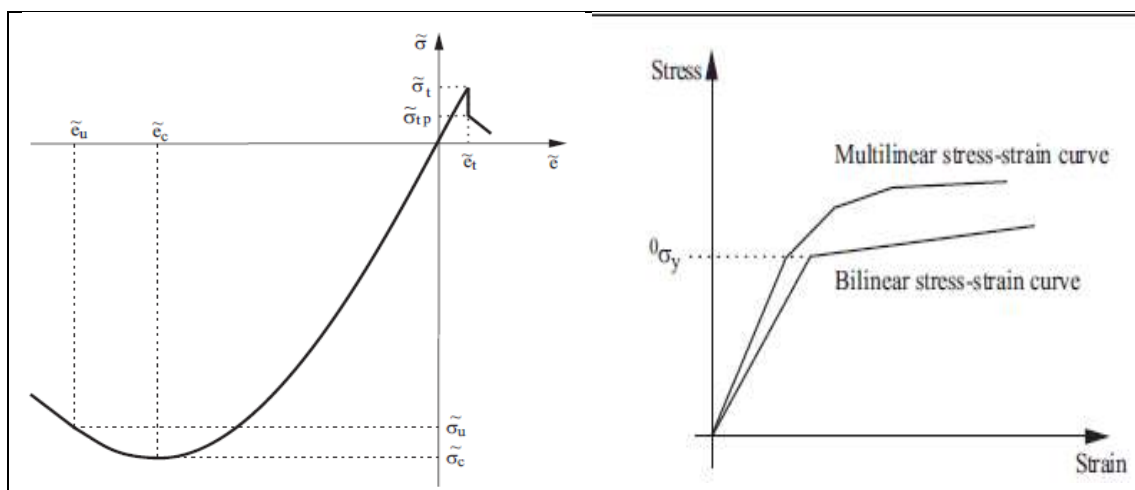


Figure 6.5. Courbe contrainte-déformation pour les matériaux, brique et l'acier

On suppose souvent que le matériau en acier présente une relation contrainte-déformation bilinéaire, ce qui est bien établi dans la littérature comme étant compatible avec le comportement de l'acier de construction (Figure 6.5) La rigidité secondaire, parfois appelée rigidité tangentielle, qui est ici désignée par E_2 , varie en fonction de la qualité et de la ductilité de l'acier, de la section des barres des portiques et de la limite d'élasticité et peut être trouvée dans différentes références..

6.3.2 Modélisation de la structure pour portique en acier et brique.

Pour la modélisation des barres en acier in ADINA, Beam Élément est et utilisé 2-node Hermitain elements sont préconisés pour leurs capacités à afficher les déplacements transversaux, longitudinaux et de torsion par l'utilisation de la théorie des poutres de Bernouilli Euler, même les déformations de cisaillement peuvent être pris en considération, Figure 6.3 montre géométrie et déplacements. Les éléments de poutre traités sont : l'air linéaire ; le déplacement ; la rotation ; et les déformations infiniment petites ; l'élément de poutre à grand déplacement élastique : les non-linéarités matérielles sont prises en compte ; et l'élément de poutre à moment curvatif : le moment curvatif de flexion et l'angle du moment de torsion sont définis [34,65].
Figure 6. Éléments Hermitiens à 2 nœuds selon ADINA

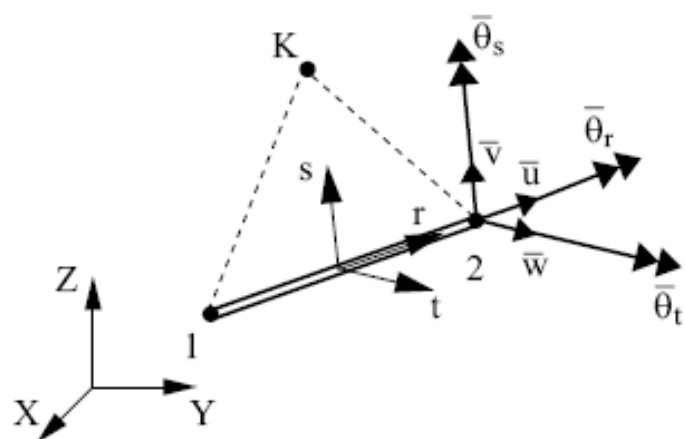


FIG 6.6. ADINA 6. Elements Hermetins a 2 nœuds [51].

Pour la modélisation de la maçonnerie, nous avons utilisé un élément de plaque mince modélisé avec 3 nœuds ; six degrés de liberté par nœud sont utilisés, la fig. 6.7 montre l'élément plat triangulaire. Les contraintes de flexion (kirchhoff discret) et de membrane sont prises en compte tandis que la déformation due au cisaillement est négligée 33 .la figure 6.7 représente l'élément plaque et coque ADINA.

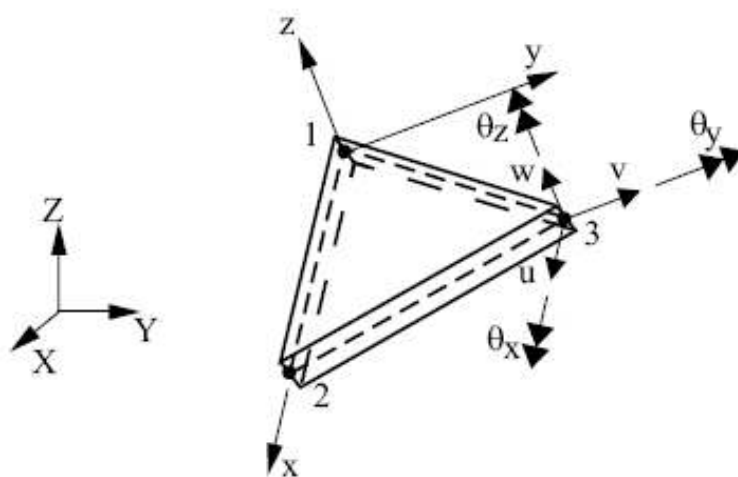


Figure 6.7. Plaque et coque élément ADINA

6.4. Résultats numériques

6.4.1 Résultats de l'analyse non linéaire statique des portiques avec ouverture

Une analyse statique non linéaire a été conduite pour obtenir l'impact des ouvertures sur la résistance totale et la ductilité des portiques en acier, Figure 8a and 8b and C montrent l'effet des ouvertures en augmentant leurs dimensions horizontal et verticale et aussi dans les deux directions. On remarque que la surface d'ouverture a une influence sur la résistance maximale et sur la ductilité de ces portiques, ainsi que sur la rigidité initiale dans les trois cas : horizontal, vertical et dans les deux directions. Lorsque la surface augmente, la résistance diminue et la ductilité augmente, montrant presque les mêmes valeurs dans les deux cas (Figure 6.8-a et 6.8-b). la diminution de la résistance limite pour le portique sans remplissage ,0.5H ,1H,1.5H ,2H,1H+V, 1.5H+V, et 2H+V, par rapport au portique avec remplissage est de l'ordre de 63, 13, 17, 34, 27,41, et 51% respectivement . Selon la Figure 6.8-d. la forme de l'ouverture n'influencera pas le comportement global dans ce cas d'analyse. Selon la littérature, il y a plusieurs façons d'écrasement des portiques avec un remplissage en raison de la chute de la courbe de capacité (mode d'écrasement).

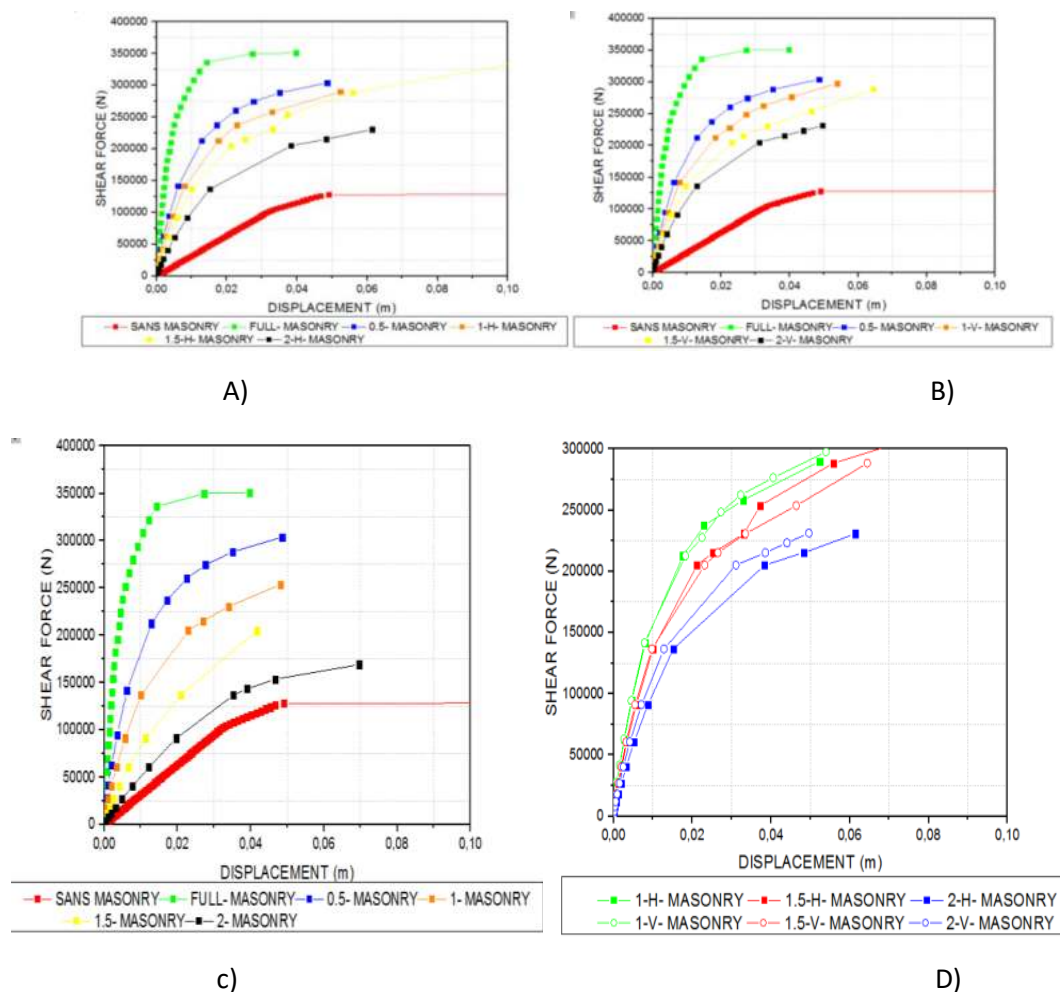
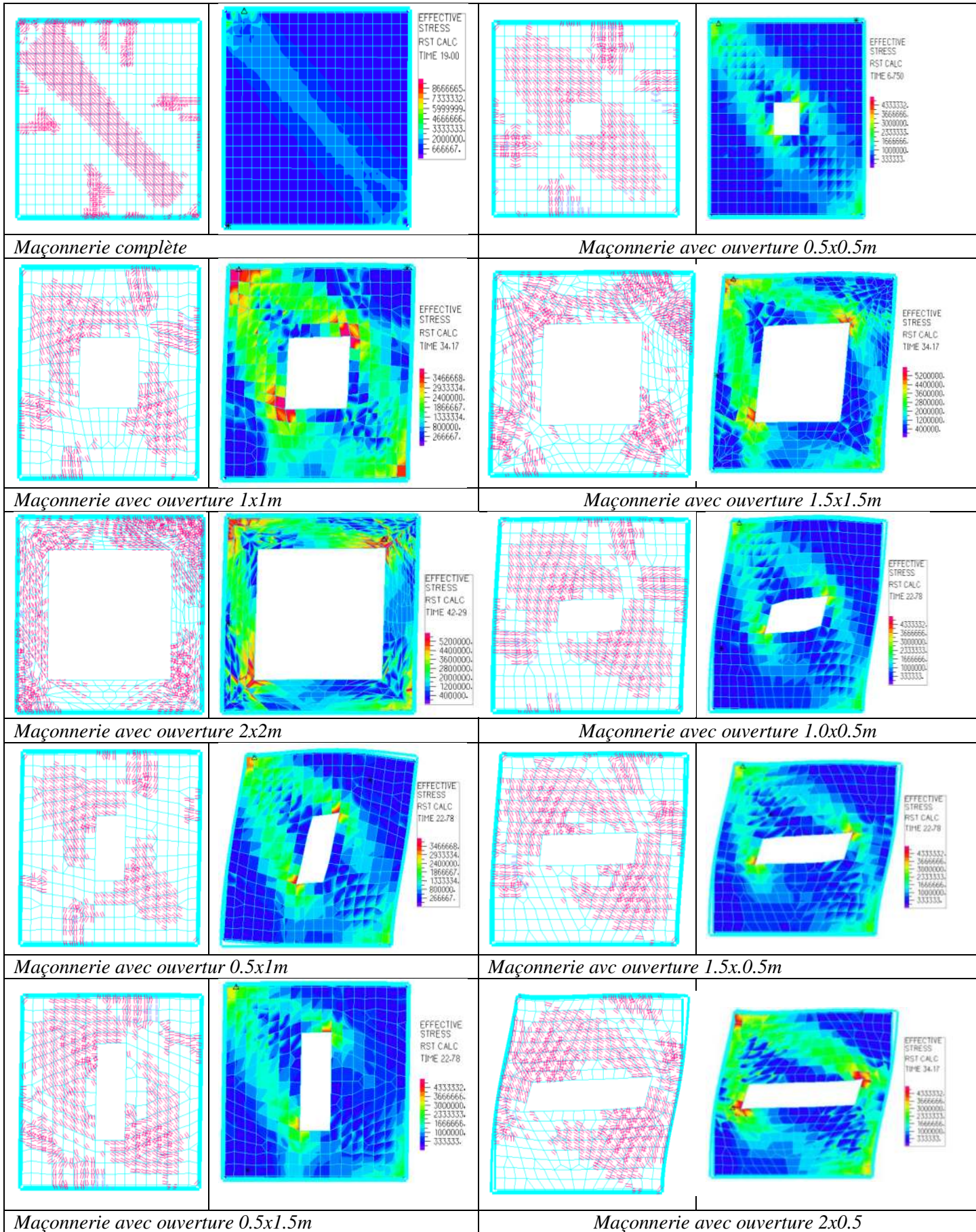


Figure 6.8. Courbe de capacité avec différentes ouvertures

La figure 6.9, montre le schéma de rupture et la contrainte effective. Les fissures se forment de manière diagonale dans le panneau suivant la diagonale de compression et lorsque le déplacement augmente, la fissuration continue à progresser dans le remplissage. Les fissures s'amorcent à environ 45° aux coins supérieurs en compression lorsque le déplacement imposé augmente, ce qui montre le développement complet d'un mécanisme d'une bielle de compression diagonale et l'efficacité du remplissage à améliorer la résistance latérale du portique. Après cette étape, des fissures successives horizontales et verticales apparaissent dans le panneau de remplissage. Lorsque l'ouverture est réalisée dans le panneau, la fissure, au début, apparaît au coin de l'ouverture et continue ensuite jusqu'à atteindre les deux coins du portique. le champ et la forme de la fissure sont fonction de la prise de forme et de la position des diagonales de compression et de traction. Lorsque les dimensions ou la

forme de l'ouverture sont augmentées, les diagonales de compression dévient, ce qui conduit à une diagonale de tension plus longue. . Par conséquent le panneau de remplissage, en présence d'une fenêtre, réagit donc comme une ferme à cinq treillis, ce qui nécessite un élément de tension pour équilibrer les montants de compression courbés afin d'être contrôlés par l'état de tension de la maçonnerie fissurée.



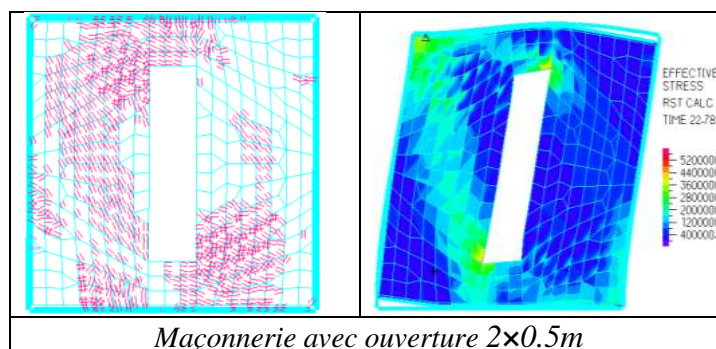


Figure 6. 9. Schéma de rupture et contrainte effective

6.5. Résultats De l'analyse par accelerogramme.

En raison de la restriction de l'analyse du spectre de réponse à l'application de la réponse non linéaire d'une structure complexe, l'analyse non linéaire par accelerogramme doit traiter la question de la dégradation des différents éléments de la structure, les caractéristiques du modèle de charge résultant de l'intensité du mouvement du sol, et également le modèle induit dans les analyses dynamiques non linéaires. En outre, l'analyse non linéaire par accelerogramme permet d'évaluer l'effet des dispositifs supplémentaires de dissipation d'énergie introduits dans le système structurel [67-70]

Le principal inconvénient de l'analyse par accelerogramme est le grand volume de calcul et d'analyse requis pour une grande quantité d'informations de résultats. Lorsque l'on procède à l'analyse de la capacité des différents composants de la structure, une fonction est nécessaire pour exprimer le comportement non linéaire des éléments et des matériaux [71-76].

Généralement, l'intégration numérique directe de l'équilibre dynamique est l'approche principale pour résoudre la réponse dynamique des systèmes structuraux à un point discret avec le temps fourni [77-83]. Les accelerogrammes utilisés dans cette investigation sont les composants horizontaux de poste office imperial Valley-holtville et Imperial Valley -EL Centro (figure 6.10). L'accélération maximale du sol du composant horizontal de l'Imperial Valley-Holtville Post Office est 0.2 g et pour Imperial Valley EL Centro est 0.49 g (figure 6.11)

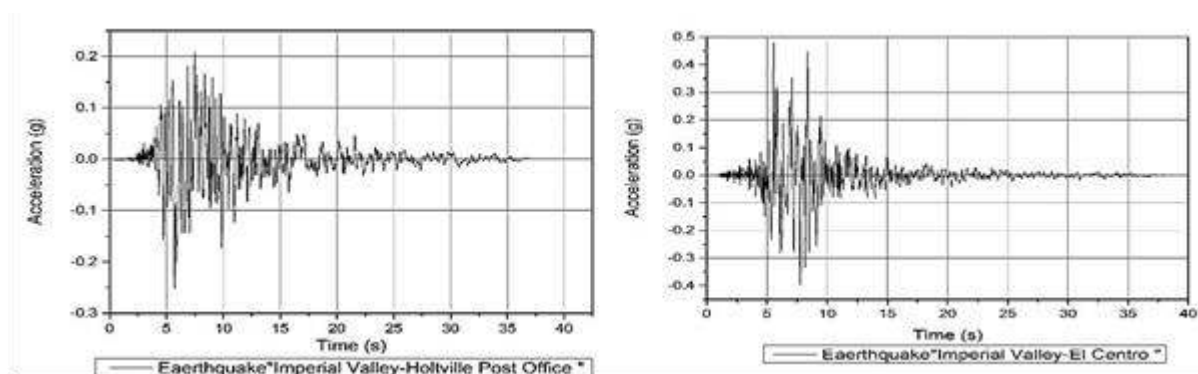


Figure 6.10. Earthquake records A) Imperial Valley-Holtville Post Office (EARTH Q2) –B) Imperial Valley- El Centro (Earth Q3)

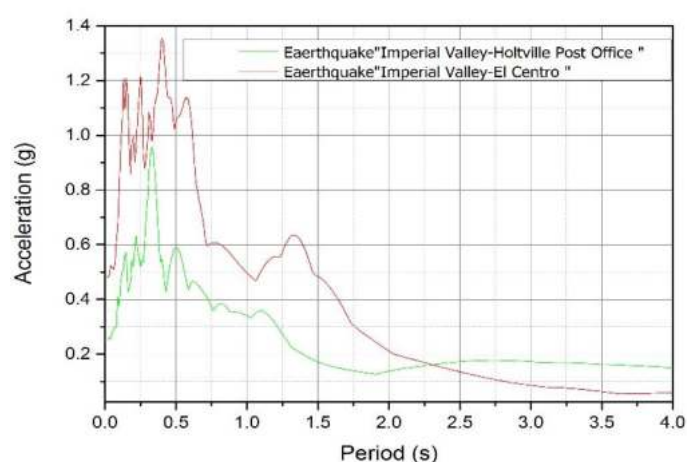


Figure 6.11. Réponse du spectre

6.6. Déplacement Maximal Entre Étages

Le déplacement horizontal de la partie supérieure des bars des portiques et des portiques avec maçonnerie ou avec ouverture est montré dans la figure 12. D'après cette figure, dans le cas d'un portique avec maçonnerie, le déplacement global est fortement diminué et même le comportement de la courbe est affecté par l'intensité du séisme. Lorsqu'une ouverture est réalisée sur un mur en maçonnerie, le déplacement augmente environ de 20% (figure 6.13). La forme de l'ouverture influence le comportement du portique sous l'action du séisme, par exemple les ouvertures verticales donnent des valeurs de déplacements plus grandes que celles des ouvertures horizontales. Dans le cas des ouvertures verticales, au cours des premiers pas de chargement la maçonnerie entre les ouvertures et les poteaux collapse, et la rigidité horizontale décroît.

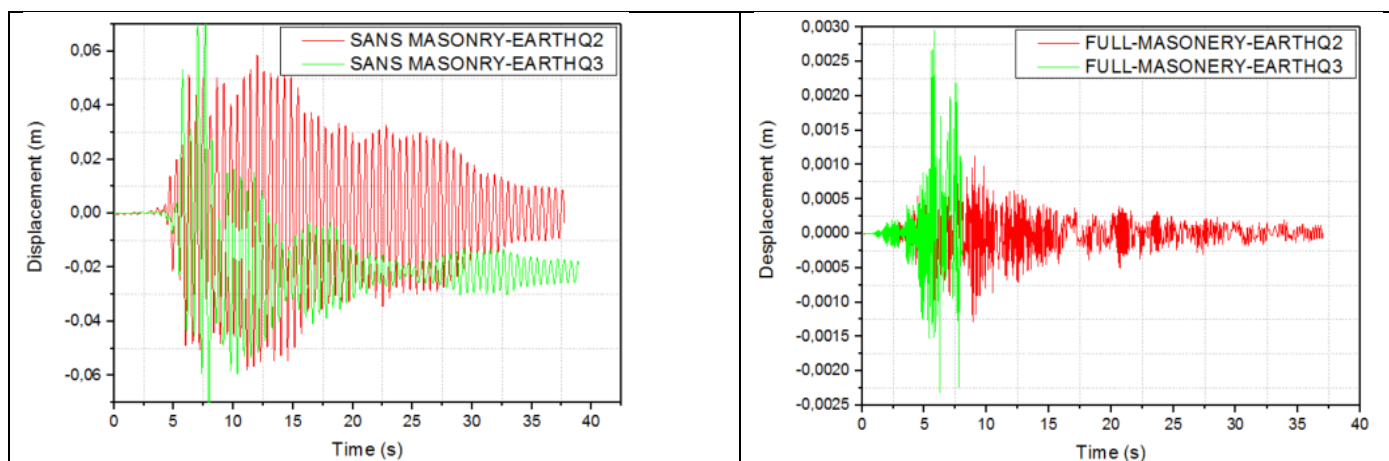


Figure 6.12. Déplacement du plus haut nœud de la structure

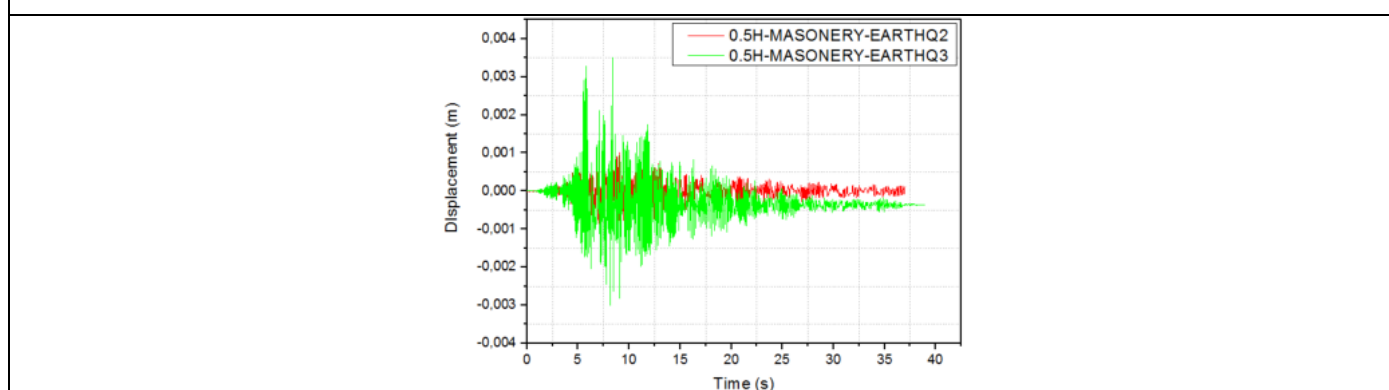


Figure 6.13 . Déplacement horizontal du nœud au dernier étage

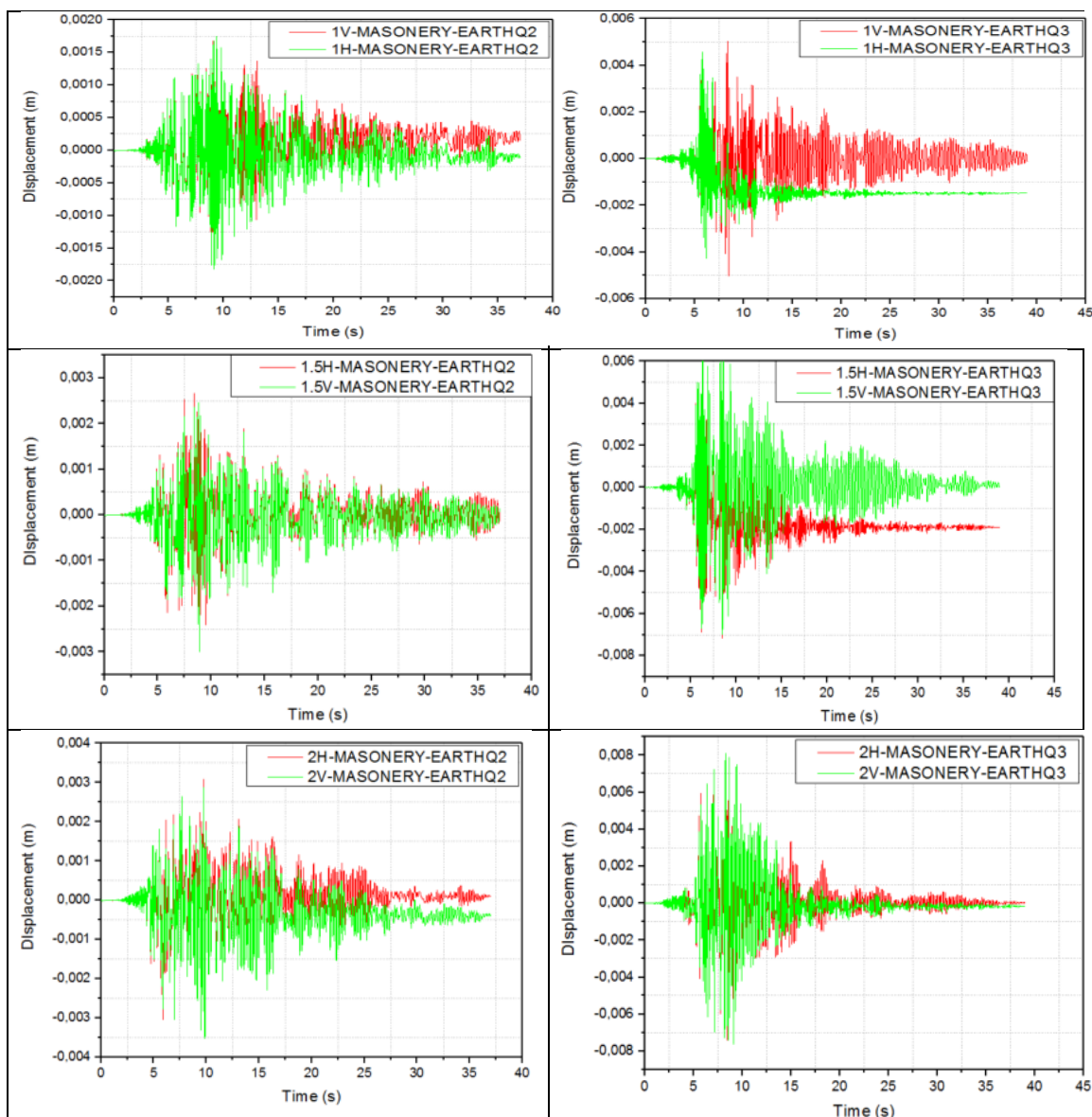


Figure 6.14. Horizontal déplacement du nœud a la structure du plus haut étage

6.7. Réponses Hystérisis Des Modèles.

La figure 6.15 montre une comparaison des courbes hystériques de capacité des cadres avec et sans maçonnerie sous deux excitations sismiques de différents niveaux. D'après ces figures, la valeur de la demande de cisaillement a diminué d'environ 60 % pour le premier séisme et d'environ 40 % pour le second, et une perte de ductilité du portique rempli de maçonnerie. Le portique avec remplissage de maçonnerie est plus rigide que celui sans remplissage. Le premier analyse

sismique pour les cadres avec ouvertures n'a aucune influence sur la valeur du cisaillement et de la ductilité (Figure 6.17-a , 18-a , 19-a). Tandis que la deuxième analyse antisismique montre une augmentation du cisaillement dans le cas où l'ouverture est verticale avec un pourcentage de 10 %, même du déplacement, il y a un décalage de la courbe hystérique d'environ 42 à 128 % par rapport à un portique entièrement en maçonnerie (figures 6.17-b, 6.18-b, 6.19-b).

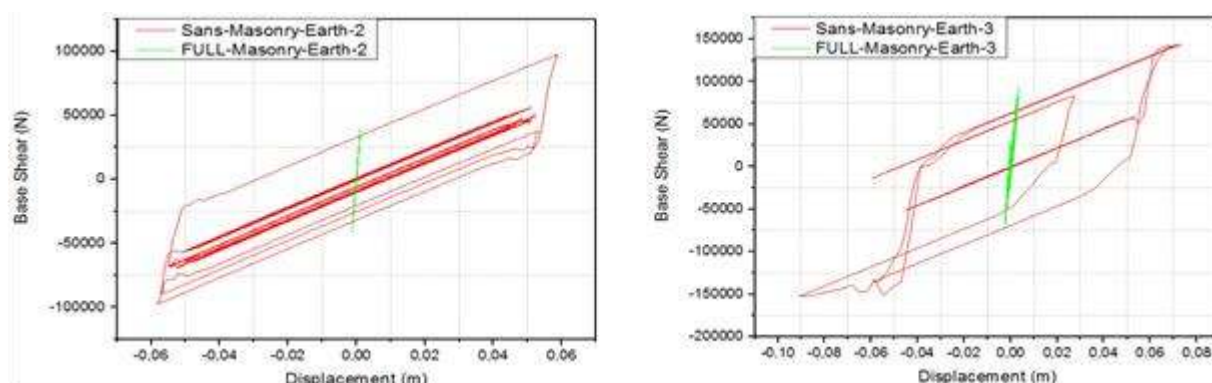


Figure 6.15. Courbe hystérésis de réponse sans et avec ouverture

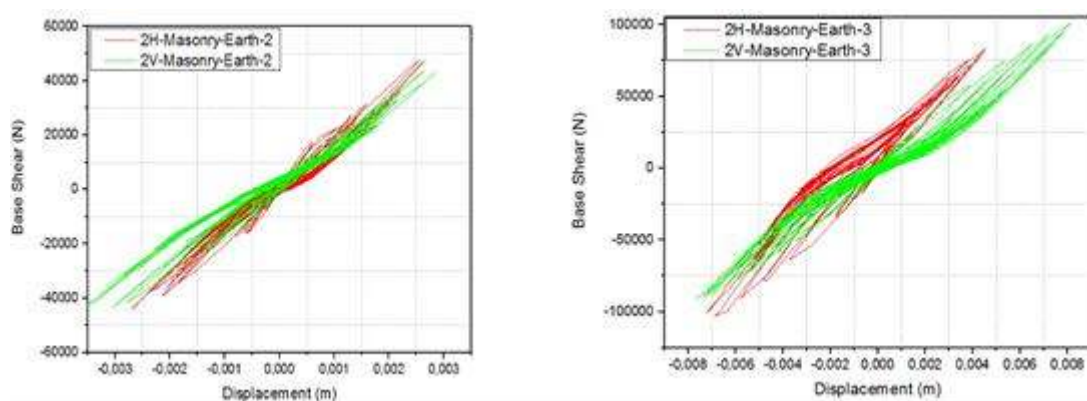


Figure 6.16. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 0.5 m d'ouverture

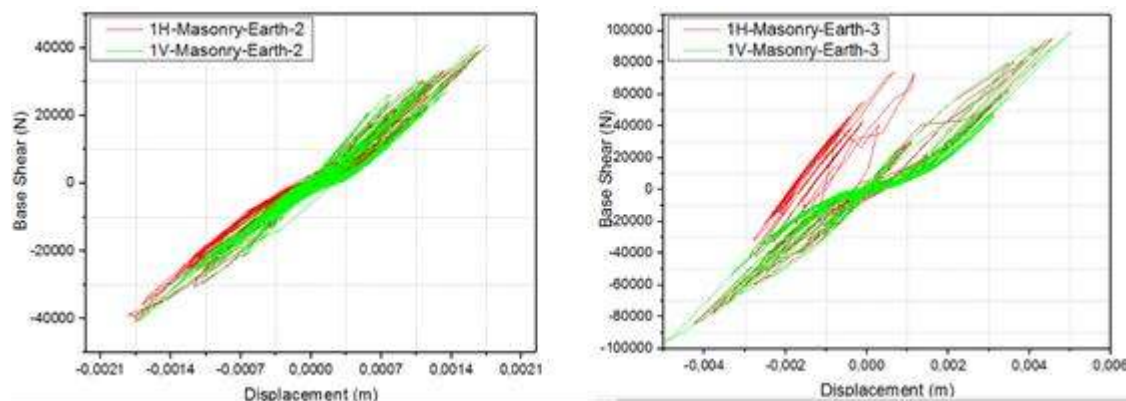


Figure 6.17. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 1 m d'ouverture

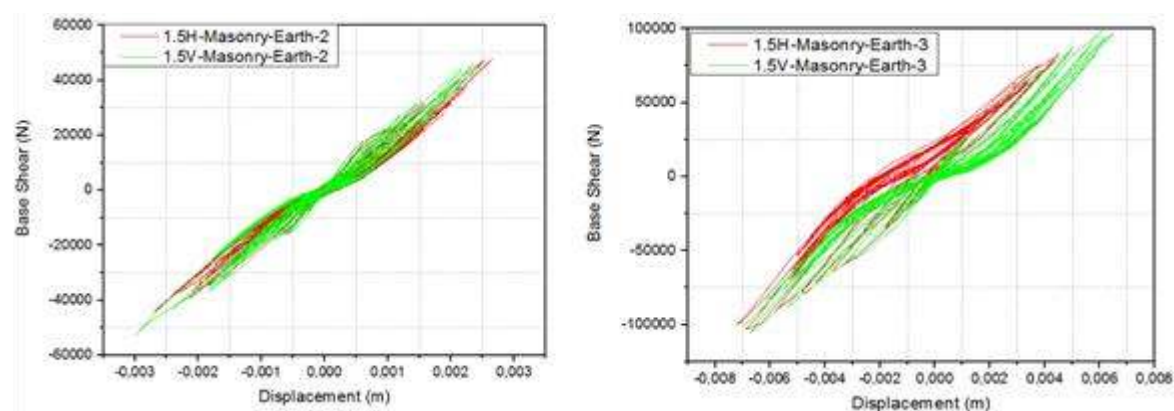


Figure 6.18. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 1.5 m d'ouverture

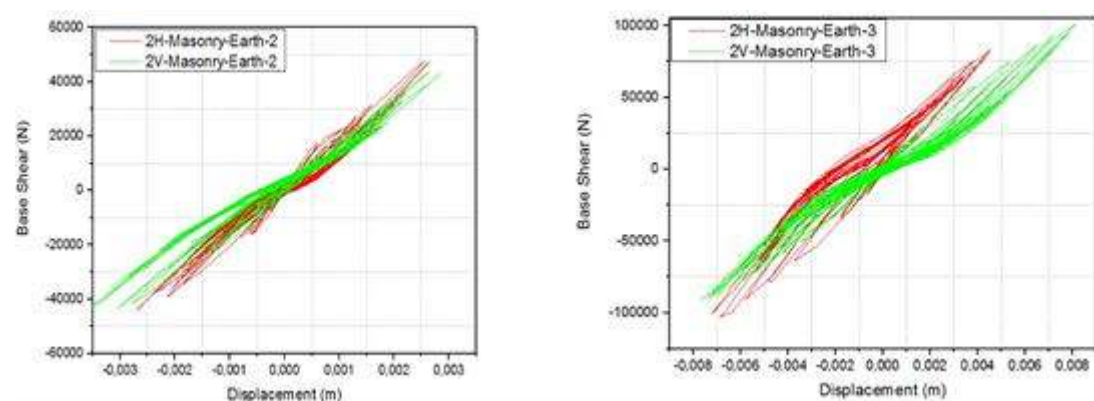


Figure 6.19. Réponse de la courbe d'hystérésis de la maçonnerie avec 2 m d'ouverture

6.8. Conclusion.

La première étape a montré que les portiques en maçonnerie sont significativement plus rigides, plus forts et dissipent plus d'énergie, mais la ductilité est faible que les portiques nus correspondants. Les dimensions des ouvertures influencent la rigidité initiale, diminue la résistance maximale augmente la ductilité de ces portiques. Mais l'analyse non linéaire ne permet pas de saisir l'influence de la position des ouvertures sur le comportement global.

Les fissures s'initient à environ 45° aux coins supérieurs de compression une fois que le déplacement imposé est augmenté. Cela montre le développement complet d'un mécanisme de bielle de compression diagonale et l'efficacité du remplissage pour améliorer la résistance latérale du portique. Après cette étape, des fissures horizontales et verticales successives apparaissent dans le panneau de remplissage. Ainsi, le panneau de remplissage, en présence d'une fenêtre, réagit comme une ferme à cinq éléments. Il faudra donc un élément de tension pour équilibrer les bielles de compression pliées afin d'être contrôlé par l'état de tension de la maçonnerie fissurée.

D'après ces résultats, dans le cas d'une analyse d'un portique en maçonnerie avec la méthode d'analyse non linéaire par accélogramme sous un séisme, le déplacement global est fortement diminué et même la forme de la courbe est influencée par l'intensité du tremblement de terre. Lorsqu'une ouverture de 0.5×0.5 m est réalisée, le déplacement augmente d'environ 20% par rapport à un cadre en acier avec un remplissage en maçonnerie.

CHAPITRE VII:

CONCLUSION ET RECOMMANDATION POUR LES

TRAVAUX FUTURS :

7.1 Conclusion :

7.1.1 Poutres

Selon les observations déduites du travail expérimental et les résultats des analyses effectuées, les points suivant sont conclus :

1- les modes de ruptures ont été identifiés à travers les tests de la série A, comprenant six poutres ayant le même élancement et un rapport, portée / profondeur variant de 0.5 à 2. Deux modes de base et le troisième était fréquent, les trois modes sont :

- Flexion par cisaillement (flexion shear) ,
- Eclatement diagonal (diagonal splitting) ,
- Ecrasement local (bearing / local crushing),

2 - les constructions à parois minces ont une faiblesse particulière quant à leur vulnérabilité à l'écrasement local du béton et la rupture précoce, spécialement les poutres ayant un rapport portée / profondeur inférieur à 1

3- les panneaux minces ont tendance de se séparer (éclater) verticalement au lieu de se séparer diagonalement.

4- Les poutres bridées à panneaux minces sont caractérisées par l'apparition de fissures inclinées près des coins supérieurs à des charges faibles, avant l'apparition des fissures de cisaillement principales dues à l'étirement des coins causée par la déformation par cisaillement

5- Les poutres tendant à la rupture en flexion présentent plus de flèche verticale que les poutres tendant à la rupture par cisaillement

6- A propos des poutres qui cèdent en cisaillement par flexion, la déformation dans les barres principales de tension est distribuée presque partout le long de ces barres, et elles atteignent généralement la limite d'élasticité.

7- Dans le cas des poutres cédant en éclatement diagonal, nulle part, les déformations ont atteint la limite d'élasticité dans les barres de tension

8- Dans les cas des poutres où les armatures contrôlent la résistance de l'âme, après l'apparition des fissures majeurs, les poutres peuvent encore supporter des charges supplémentaires jusqu'à ce que les déformations atteignent la limite élastique.

9- Le béton dans le cas du cisaillement se trouve généralement sous un champ de contrainte biaxial, compression – tension

10 – En comparaison avec la contrainte limite de tension utilisée par Régan and hamdi, f_{ct} , qui est égale à 0.8 fois la contrainte indirecte de tension du béton F_{sp} , la contrainte limite tension F_{tc} utilisée par la méthode proposée qui est égale à $F_{cu} / 21$ se révèle prudente dans l'estimation de la charge de fissuration

11 – La méthode proposée par Subcidi peut traiter n'importe quelle combinaison des paramètres et peut couvrir les poutres bridées ainsi que les poutres profondes à section rectangulaire. Elle peut prédire la charge ultime ainsi que le mode de rupture avec une exactitude raisonnable. Il est suggéré que la méthode peut être proposée comme une méthode de calcul pour ce genre de structure. Toutefois certain raffinement sont nécessaires en ce qui concerne la limitation de l'épaisseur de l'âme et la construction des raidisseurs

12 – La méthode proposée par Hamdi semble être conservative et elle ne peut pas prévoir le mode de rupture, malgré qu'il est essentiel de comprendre la comportement général de ce genre de structure

13 – Le problème survenu lors du coulage du béton de la poutre 1AF1, a conduit au développement d'un nouveau système efficace de compactage qui est souhaitable pour les murs élancés.

7.1.2 Maçonnerie

La forme des ouvertures influence le comportement du cadre sous les charges sismiques. Ainsi, les ouvertures verticales entraînent un déplacement plus important que les ouvertures horizontales. Ceci est dû au fait que lorsqu'une ouverture verticale est réalisée, au premier stade de chargement, la maçonnerie entre l'ouverture et les colonnes commence à se fissurer avec la diminution de la rigidité horizontale.

7.2 Recommandations pour les travaux futurs

7.2.1 Poutres

Le nombre de poutres testées au cours de ce travail étant trop pas suffisant pour couvrir toute la gamme des poutres profonde et bridées, à côté de l'évidence du manque des données des tests concernant les poutres profondes bridées. Donc pour mieux comprendre le comportement de ce genre de poutre d'autres tests sont recommandés.

Les travaux futurs à recommander peuvent traiter :

- 1- Une analyse spécifique qui devrait se concentrer sur les raidisseurs afin de clarifier leur comportement et d'évaluer leur contribution à la charge ultime.
- 2- la limitation de l'épaisseur de l'âme doit être évaluée
- 3- la méthode proposée devrait être étendue aux poutres soumises à des charges uniformément distribuées et aux poutres bridées et continues.

7.2.2 Maçonnerie

Les codes de conception sismique de nombreux pays négligent la contribution des remplissages en maçonnerie des structures en acier et l'effet des ouvertures sur le comportement et la conception sous charge latérale des structures en acier comme des bars de structures, par conséquent des travaux supplémentaires sont recommandés pour mieux prendre en charge tous ces paramètres.

ANNEXES

Exemple de calcul utilisant la méthode de compatibilité
et la méthode d'équilibre

EXEMPLE DE CALCUL UTILISANT LA METHODE DE COMPATIBILITE ET LA METHODE D'EQUILIBRE

Poutre 1AF 1

Données

$a = 675.5 \text{ mm}$	$B = 160 \text{ mm}$
$c = 583 \text{ mm}$	$T_w = 33 \text{ mm}$
$T_c = 100 \text{ mm}$	$T_t = 100 \text{ mm}$
$H_w = 1800 \text{ mm}$	$r = 391 \text{ mm}$
$F_{cu} = 35.80 \text{ N/mm}^2$	$F_{tc} = F_{cu}/21 = 1.70 \text{ N/mm}^2$
$F_s = (E_s/E_c) \times F_{tc} = 18.87 \text{ N/mm}^2$	$F_{sy} = 370 \text{ N/mm}^2$
$F_y = 510 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 210.86 \text{ KN/mm}^2$
$E_c = 19.04 \text{ KN/mm}^2$	$A_h = 14 \text{ } \emptyset 6 \text{ mm} = 395.78 \text{ mm}^2$
$A_v = 3 \text{ } \emptyset 6 \text{ mm} = 84.81 \text{ mm}^2$	$A_{sv} = 2 \text{ } \emptyset 6 \text{ mm} = 56.54 \text{ mm}^2$
$A_{st} = 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm} = 251$	$L = 200 \text{ mm}$

Le reste des données concernant la méthode de compatibilité est montrée sur la fig App 1.

La méthode de compatibilité

La forme des brides est transformée en une section rectangulaire de même largeur 140 mm et même profondeur 75 mm.

Supposons que $d_n = 54 \text{ mm}$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 (54-25)/54 = 1.87 \cdot 10^{-3} \quad \text{non plastifiée}$$

$$\varepsilon_2 = 0.0035 (100-54)/54 = 2.98 \cdot 10^{-3} \quad \text{plastifiée}$$

$$\varepsilon_3 = \quad \text{plastifiée}$$

Force dans les aciers de compression

$$P_{sc} = 1.878 \cdot 10^{-3} \cdot 200\,000 \cdot 251.32 = 94395 \text{ N}$$

Force dans le béton en compression

$$P_c = 0.67 \times 35.80 (160 \times 54 - 251.32) = 201057 \text{ N}$$

$$P_{sc} + P_c = 94395 + 201057 = 295452 \text{ N} = 295 \text{ KN}$$

$$\sum(P_h) + P_{st} = 16 \times 28.27 \times 370 + 251.32 \times 510 = 295513 \text{ N} = 295 \text{ KN}$$

$$P_{sc} + P_c = \sum(P_h) + P_{st}$$

Moment utilise par rapport au centre du bloc de compression

$$M_u = 251.32 \times 510 \times 1948 + 28.27 \times 370 (15568) + 87962 \times 2 = 4.12701 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_u = P_u / 2 (L/4 + a/2)$$

$$P_u = 4.12701 \times 10^8 \times 4 / 18.87 = 985260 \text{ N}$$

$$P_u = 985 \text{ KN}$$

METHODE D'EQUILIBRE

CALCUL 1

Les raidisseurs sont ignorés dans le calcul.

$$F_{tc} \times T_w \times H_w = 1.7 \times 33 \times 1800 = 100980 \text{ N}$$

$$A_h \times F_s = 395.78 \times 18.87 = 7468 \text{ N}$$

$$F_{tc} \times T_w \times c = 1.7 \times 33 \times 583 = 32706 \text{ N}$$

$$A_v \times F_s = 84.81 \times 18.87 = 1600 \text{ N}$$

Composante horizontale totale du béton

$$100980 + 7468 = 108448 \text{ N}$$

Composante verticale totale du béton

$$32706 + 1600 = 34306 \text{ N}$$

Capacité des armatures horizontale de l'âme

$$A_h \times F_{sy} = 395.78 \times 370 = 146438 \text{ N}$$

Capacité des armatures verticale de l'âme

$$A_v \times F_{sy} = 84.81 \times 370 = 31379 \text{ N}$$

Contrôle de la résistance de l'âme :

Application du test des critères

$$F_{tc} \times T_w \times H_w + A_h \times F_s = 100980 \text{ N} < A_h \times F_s = 146438 \text{ N}$$

$$F_{tc} \times T_w \times c + A_v \times F_s = 1.7 \times 33 \times 583 = 32706 \text{ N} > A_v \times F_s = 31370 \text{ N}$$

Par conséquent la résistance de l'âme est contrôlée par le béton

$$P_h = A_h \times F_s = 7468 \text{ N}$$

$$P_v = A_v \times F_s = 1600 \text{ N}$$

La force diagonale d'éclatement

$$HSP = F_{tc} \times T_w \times H_w + A_h \times F_s = 108448 \text{ N}$$

- Détermination du mode de rupture

$$A_{st} \times F_y = 251.32 \times 510 = 128173 \text{ N}$$

$$A_{st} \times F_y > HSP :$$

Par conséquent, l'éclatement diagonal mode de rupture est prédit. Ses barres principales seront partiellement efficaces (rentable).

*Calcul de la charge ultime Pu_2 , c'est le cas d'un mode de rupture, diagonale éclatement avec le contrôle de la résistance de l'âme pour le béton, donc le béton contribuer à l'équation.

$$Pu_2 = ((H_w^2 + c^2 + H_w \times T_c)/a) T_w \times F_{tc} + (2H_w + T_c + T_t)/a P_{st} + ((H_w + T_c)/a) P_h + (c/a) \times P_v$$

$$(H_w \times T_c + c + H_w)/a = 1800 \times 100 + 583 + 1800 / 675.5 = 5566$$

$$(2H_w + T_c + T_t)/a = 2 \times 1800 + 100 / 675.5 = 5.62$$

$$(H_w + T_c)/a = 1800 + 100 / 675.5 = 2.81$$

$$c/a = 583 / 675.5 = 0.863$$

$$Pu_2 = 1.7 \times 33 \times 5566 + 108448 \times 5.62 + 0.863 \times 1600 + 7468 \times 2.78 = 944096 \text{ N}$$

$$Pu_2 = 944 \text{ kN}$$

CALCUL 2

Les raidisseurs contribuent dans la force verticale seulement

$$F_{tc} \times T_w \times H_w = 1.7 \times 33 \times 1800 = 100980 \text{ N}$$

$$A_h \times F_s = 395.78 \times 18.87 = 7468 \text{ N}$$

$$F_{tc} \times T_w \times c = 1.7 \times 33 \times 583 = 32700 \text{ N}$$

$$A_v \times F_s = 84.81 \times 18.87 = 1600 \text{ N}$$

Surface de raidisseurs, $A_s = (B - T_w) \times T_w$

$$F_{tc} \times A_s = (160 - 33) \times 33 \times 1.7 = 7124 \text{ N}$$

$$A_{sv} \times F_s = 56.54 \times 18.87 = 1066 \text{ N}$$

Composante horizontale totale de béton

$$100980 + 7468 = 108448 \text{ N}$$

Composante verticale totale de béton

$$32700 + 1600 + 7142 + 1068 = 42494 \text{ N}$$

$$395.78 \times 370 = 146438 \text{ N}$$

Contrôle de la résistance de l'âme

$$F_{tc} \times T_w \times H_w + A_h \times F_s = 108448 \text{ N} < A_h \times F_{sy} = 146438 \text{ N}$$

$$F_{tc} \times T_w \times c + A_v \times F_s + A_v \times F_s + F_{tc} \times A_s + A_{sv} \times F_s = 42494 \text{ N} < A_v \times F_{sy} + A_{sv} \times F_{sy} = 52299 \text{ N}$$

Par conséquent l'âme est contrôlée par les armatures

Vérification de l'efficacité des barres de l'âme

$$(F_{tc} \times T_w \times H_w + A_h \times F_s) / (F_{tc} \times H_w \times c + A_v \times F_s + F_{tc} \times A_s + A_{sv} \times F_s) = 2.55$$

$$A_h / (A_{sv} + A_v) = 395.78 / (56.54 + 84.81) = 2.8$$

Cela indique que pour maintenir la direction de la force d'éclatement normale au plan de rupture, la quantité d'armature verticale est insuffisante. Donc toute la capacité des barres sera utilisée

$$\lambda_1 = 2.55 \qquad \lambda_2 = 1$$

$$P_h = \lambda_1 \times (A_v + A_{sv}) F_{sy} = 2.55 \times 52299 = 133362 \text{ N}$$

$$P_u = \lambda_2 \times (A_v + A_{sv}) F_{sy} = 1 \times 52299 = 52299 \text{ N}$$

$$P_u = 84.87/84.87 + 56.54 \times 52299 = 20919 \text{ N}$$

Détermination du mode de rupture

Composante horizontale de la force d'éclatement

$$HSP = \lambda_1 (A_v + A_{sv}) \times F_{sy} = 133362 \text{ N}$$

Mais

$$A_{st} \times F_y = 251.32 \times 510 = 128173 \text{ N}$$

$$A_{st} \times F_y < HSP$$

Par conséquent le mode de rupture prévu est le cisaillement par flexion avec le contrôle de la résistance de l'âme par les armatures, alors la contribution du béton est nulle dans l'équation et $F_{tc} = 0$

$$P_{u2} = F_{tc} \times T_w \times (H_w \times T_c + c^2 + H_w^2)/a + P_{st} (2 \times H_w + T_c + T_t)/a + P_v \times c/a + P_h(H_w + T_c)/a + 2/a \times P_{sv} \times r$$

$$(2H_w + T_w + T_t)/a = 5.62$$

$$(H_w + T_c)/a = 2.81$$

$$c/a = 0.863$$

$$P_{u2} = 128173 \times 5.62 + 31379 \times 0.863 + 133362 \times 2.81 + 2/675.5 \times 20919 \times 291 = 1140000 \text{ N}$$

$$P_{u2} = 1140 \text{ kN}$$

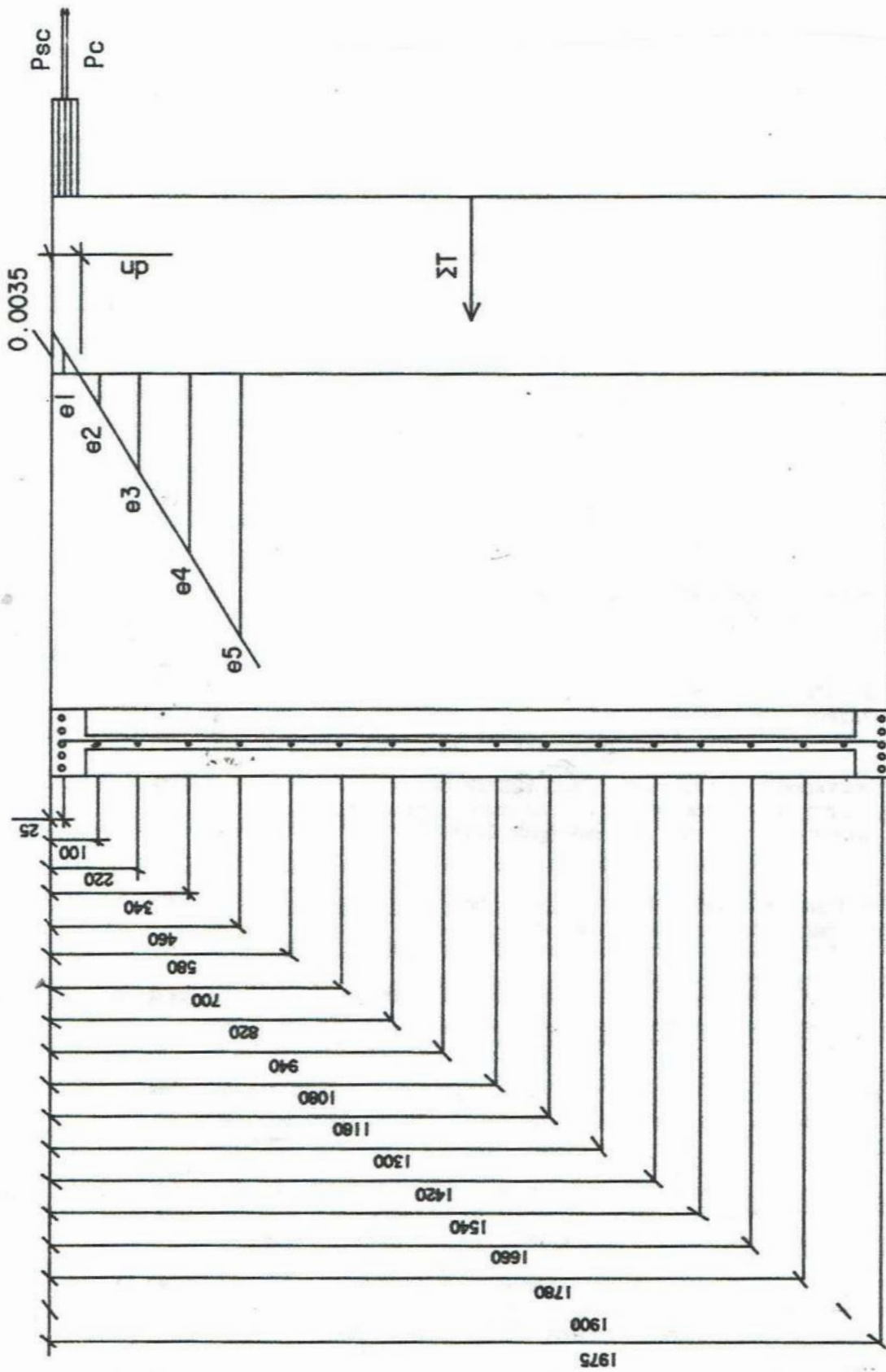


Figure .APP distribution des contraintes et position des barres pour 1AF1

REFERENCES

1. **Subedi , N.K .** The behaviour of reinforced concrete flanged beams with stiffeners. Magazine of concrete research .Vol 35, N° 22, March 1983
2. **Subedi , N.K .** Reinforced concrete beams of deep and slender forms. Proc of
3. research Sem .on the behaviour of concrete structures .Cement and concrete Association, Fulmer Grange ,30 June -2 july 1986 pp 143-150
4. **Subedi N.k. et al .** Reinforced concrete deep beams –some test results. Magazine of concrete Research ,December 1986 ,38, N° 137 , pp 206 – 219
5. **Subedi .N.K .** Reinforced concrete deep beams : a method of analysis ,Proceedings of the institute of civil Engineers ,Part 2,1988 ,85, March, pp 1 – 30
6. **Taner ,N ,FAZIO ,P.P and ZIELINSKI ,ZIELINSKI ,Z.A.** Strength and behaviour of beam panels – tests and analysis .Journal of the American Concrete Institute .Proceedings .October 1977 , pp 511 – 520
7. **Leonhardt ,F .and WALTHER ,R .** Deep beams .Detscher Ausschuss Fur Stahlbeton . Berlin 1966 .Bulletin 178 (English translation)
8. **Ramakrishnan , V . and Ananthanrayan ,Y .** Ultimate strength of deep beams in shear .Journal of the American concrete Institute .Proceedings Februry 1968 . pp 87 – 98
9. **Randon de Palva, H, and SIESS ,C.P .** Strength and behaviour of deep beams in shear .Journal of the Structural Division ,American Society of Civil Engineering . Vol 91 . October 1967 pp 19- 41
10. **KONG , F.K ,ROBINS , P.J .and COLE , D.F .** Web reinforcement effect on deep beams .Journal of the American Concrete Insitute .Proceedings .Vol 67 December 1970. Pp 1010 – 1017
11. **Kong , F.K ,ROBINS , P.J .and SHARP ,G.R .** Shear analysis and design of reinforced concrete deep beams .The structural Engineer .Vol 50 .N° 10 October 1972 .pp 405 – 409
12. **Kong , F.K ,ROBINS , P.J .and SHARP ,G.R .** The design of reinforced concrete deep beams in current practice .The Structural Engineer . Vol 53 N°4. April 1975. pp 173 – 180
13. **OVE ARUP AND PARTNERS.** The design of deep beams in reinforced concrete London. Construction industry research and information Association. January 1977. CIRIA GUIDE 2.

-
14. **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.** Building code requirements for reinforced concrete. ACI 318 – 83. Detroit, Michigan, USA.
 15. **Smith , K.N .and Vantsiotis .A.S.** Deep beam test result compared with present buildings code models. Journal of the American Concrete Institute ,1982. 79 July – august . pp 280 . 287
 16. **Kani, G. N.J.** The riddle of shear failure and its solution. Journal of the American Institute ,1994. 61 . N° 4 PP 201 -213
 17. **Regan, P.E and Hamdi ,Y.D.** Behaviour of concrete caisson and tower members .Wexham Springs .Cement and Concrete Association for Concrete in the Oceans Management Committee ,1987 .pp 111- 124 Technical Report N°4
 18. **Bresser, I.I. and Cessens, A.R .** Reinforced concrete deep beams panels with high depth /span ratios. Proceedings of The Institute of Engineers . Part 2, 1984. 77 June 265 – 278
 19. **Kong, F.K., Garcia, R.C, Paine, T.M, Iong, H.H. A, Tang, C.W.J. And Chermouk .M .** Strength and stability of slender concrete deep beams . The Structural Engineer. Vol 64B N°3 September 1986 pp 43 – 56
 20. **Helmut Kupfer, Hurbert K . Hilsdorf and Hubert Rusch,** Behaviour of concrete under biaxial stresses. Journal of THE American Concrete Institute . Proceedings . August 1969 pp 313 - 321
 21. **Yahiaoui djarir .** Contribution à l'analyse dynamique non linéaire des portiques en béton armé . These de Doctorat es science .Univerdité Batna 2.
 22. **.Anagnostopoulos, S.A. (1981).** "Inelastic Beams for Seismic Analyses of Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST7.
 23. **.Antoniu S (1997).** Shear Assessment of R/C Structures under Combined Earthquake Loading., MSc Dissertation, ESEE, Imperial College, London, UK, 1997.
 24. **.Banon, H., Biggs, J.M. and Irvine, M.H. (1981).** "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST9.
 25. **Barbat A.H., Canet, J. M. (1994)** Estructure Sometidas a Acciones sismicas. Centro Internacionnal de métodos Numéricos en Ingenieria, Barcelona.
 26. **Golafshani, A. (1982).** "A Program for Inelastic Seismic Response of Structures", Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.

-
27. **Hillerborg, A., Modeer, M., and Pertersson, P. E., (1976).** Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite element. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, 773-782.
28. **Kent, D. and Park, R (1990).** “ Flexural members with confined concrete”, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. ST7, July 1971, pp. 1969-1990.
29. **Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.(1988),** “Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete ”, *ASCE Journal of Structural Journal*, Vol. 114, No. 8, Aug. 1988, pp 1804-1825.
30. **Petersson, P. E., (1981).** Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials. Report TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.
31. **Reinhardt, H., Cornelissen, H. A. W., and Hord jil, D. A., (1986).** Tensile tests and failure analysis of concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 11, 2462-2477.
32. **Walraven, J. C., and Reinhardt, H. W., (1981).** Theory and experiment of the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. *Heron* Vol. 26, No. 1A, 1-68.
33. Lourenço, Paulo B., Jan G. Rots, and Johan Blaauwendraad. “Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation.” *Journal of Structural Engineering* 124, no. 6 (June 1998): 642-652. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1998)124:6(642).
34. Moghadam, H.A., M.Gh. Mohammadi, and M. Ghaemian. “Experimental and Analytical Investigation into Crack Strength Determination of Infilled Steel Frames.” *Journal of Constructional Steel Research* 62, no. 12 (December 2006): 1341–1352. doi:10.1016/j.jcsr.2006.01.002.
35. Polyakov, S. V. "On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall." *Translations in Earthquake Engineering* 2, no. 3 (1960): 36-42.
36. Holmes, M. “Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 19, no. 4 (August 1961): 473–478. doi:10.1680/iicep.1961.11305.
37. Stafford Smith, B. “Methods for Predicting the Lateral Stiffness and Strength of Multi-Storey Infilled Frames.” *Building*
38. *Science* 2, no. 3 (January 1967): 247–257. doi:10.1016/0007-3628(67)90027-8.

-
39. Stafford Smith, B. “Model Test Results of Vertical and Horizontal Loading of Infilled Frames.” *ACI Journal Proceedings* 65, no. 8 (1968): 618-625.
doi:10.14359/7499.
40. Stafford Smith, B, and C Carter. “A Method of Analysis for Infilled Frames.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 44, no. 1 (September 1969): 31–48.
doi:10.1680/iicep.1969.7290.
41. Mehrabi, Armin B., P. Benson Shing, Michael P. Schuller, and James L. Noland. “Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames.” *Journal of Structural Engineering* 122, no. 3 (March 1996): 228–237.
doi:10.1061/(asce)0733-9445(1996)122:3(228)
42. Liauw, TC, and KH Kwan. “Plastic Theory of Non Integral Infilled Frames.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 75, no. 3 (September 1983): 379–396.
doi:10.1680/iicep.1983.1437.
43. Fiorato, A.E, Sozen, M.A. & Gamble, W.L. “An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls.” University of Illinois Urbana, USA. (1970). Available online: <http://hdl.handle.net/2142/14303> (accessed on August 2020).
44. El-Dakhakhni, Wael W., Mohamed Elgaaly, and Ahmad A. Hamid. “Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames.” *Journal of Structural Engineering* 129, no. 2 (February 2003): 177–185.
doi:10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:2(177).
45. Kodur, V. K. R., M. A. Erki, and J. H. P. Quenneville. “Seismic Design and Analysis of Masonry-Infilled Frames.” *Canadian Journal of Civil Engineering* 22, no. 3 (June 1, 1995): 576–587. doi:10.1139/l95-066.
46. Aliaari, Mohammad, and Ali M. Memari. “Analysis of Masonry Infilled Steel Frames with Seismic Isolator Subframes.” *Engineering Structures* 27, no. 4 (March 2005): 487–500. doi:10.1016/j.engstruct.2004.11.008.
47. Liu, Yi, and Pouria Manesh. “Concrete Masonry Infilled Steel Frames Subjected to Combined in-Plane Lateral and Axial Loading – An Experimental Study.” *Engineering Structures* 52 (July 2013): 331–339. doi:10.1016/j.engstruct.2013.02.038.
48. Pouria Behnam Manesh. Experimental study combined axial and in-plane lateral loading. Master Thesis, Dalhousie University, Canada (2013). Available online: <http://hdl.handle.net/10222/38619> (accessed on August 2020).

-
49. Mohebkah, Amin, A.A. Tasnimi, and H.A. Moghadam. "Nonlinear Analysis of Masonry-Infilled Steel Frames with Openings Using Discrete Element Method." *Journal of Constructional Steel Research* 64, no. 12 (December 2008): 1463–1472. doi:10.1016/j.jcsr.2008.01.016.
50. Tasnimi, A.A., and A. Mohebkah. "Investigation on the Behavior of Brick-Infilled Steel Frames with Openings, Experimental and Analytical Approaches." *Engineering Structures* 33, no. 3 (March 2011): 968–980. doi:10.1016/j.engstruct.2010.12.018.
51. Liu, Yi, and Sandra Soon. "Experimental Study of Concrete Masonry Infills Bounded by Steel Frames." *Canadian Journal of Civil Engineering* 39, no. 2 (February 2012): 180–190. doi:10.1139/111-122.
52. Dawe, J L, Y Liu, and C K Seah. "A Parametric Study of Masonry Infilled Steel Frames." *Canadian Journal of Civil*
53. Dawe, J L, C K Seah, and Y Liu. "A Computer Model for Predicting Infilled Frame Behaviour." *Canadian Journal of Civil Engineering* 28, no. 1 (February 1, 2001): 133–148. doi:10.1139/100-083.
54. El-Dakhkhni, Wael W., Ahmad A. Hamid, and Mohamed Elgaaly. "Strength and stiffness prediction of masonry infill panels." 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C. Canada, August 1-6, (2004).
55. Ghobadi, Mohammad Soheil, Roohollah Ahmady Jazany, and Hamidreza Farshchi. "In Situ Repair Technique of Infill Masonry Walls in Steel Frames Damaged after an Earthquake." *Engineering Structures* 178 (January 2019): 665–679. doi:10.1016/j.engstruct.2018.10.022.
56. Shan, Sidi, Shuang Li, Shuhong Wang, Halil Sezen, and Mehmet M. Kose. "Influence of Masonry Infill Walls on Fire-Induced Collapse Mechanisms of Steel Frames." *Journal of Constructional Steel Research* 155 (April 2019): 426–437. doi:10.1016/j.jcsr.2019.01.004.
57. Furtado, André, Hugo Rodrigues, António Arêde, and Humberto Varum. "Out-of-Plane Behavior of Masonry Infilled RC Frames Based on the Experimental Tests Available: A Systematic Review." *Construction and Building Materials* 168 (April 2018): 831–848. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.02.129.
58. Markulak, Damir, Tihomir Dokšanović, Ivan Radić, and Jurko Zovkić. "Behaviour of Steel Frames Infilled with Environmentally and Structurally

- Favourable Masonry Units.” *Engineering Structures* 204 (February 2020): 109909. doi:10.1016/j.engstruct.2019.109909.
59. Araújo, Miguel, and José Miguel Castro. “A Critical Review of European and American Provisions for the Seismic Assessment of Existing Steel Moment-Resisting Frame Buildings.” *Journal of Earthquake Engineering* 22, no. 8 (March 30, 2017): 1336–1364. doi:10.1080/13632469.2016.1277568.
60. Khalilzadeh Vahidi, Ebrahim, and Reza Moradi. “Numerical Study of the Force Transfer Mechanism and Seismic Behavior of Masonry Infilled RC Frames with Windows Opening.” *Civil Engineering Journal* 5, no. 1 (January 27, 2019): 61. doi:10.28991/cej-2019-03091225.
61. H.Wagner, Verdrehung and Knickang Von Offenen Profilen. “Torsion and buckling of open sections”, 25th Anniversary Publication, Technische Hochschule. Danzing 1904-1929, Translated as N.A.C.A. Technical Memorandum N°807, National Committee for Aeronautic, (1936).
62. Bathe, Klaus-Jurgen, and Anil Chaudhary. “A Solution Method for Planar and Axisymmetric Contact Problems.” *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 21, no. 1 (January 1985): 65–88. doi:10.1002/nme.1620210107
63. Eterovic, A.L., and K.J. Bathe. “On the Treatment of Inequality Constraints Arising from Contact Conditions in Finite Element Analysis.” *Computers & Structures* 40, no. 2 (January 1991): 203–209. doi:10.1016/0045-7949(91)90347-o.
64. Pantuso, Daniel, Klaus-Jürgen Bathe, and Pavel A. Bouzinov. “A Finite Element Procedure for the Analysis of Thermo- Mechanical Solids in Contact.” *Computers & Structures* 75, no. 6 (May 2000): 551–573. doi:10.1016/s0045-7949(99)00212-6.
65. Hop, T. “The Effect of Degree of Prestressing and Age of Concrete Beams on Frequency and Damping of Their Free Vibration.” *Materials and Structures* 24, no. 3 (May 1991): 210–220. doi:10.1007/bf02472987.
66. Huang, Chiung-Shiann, Y. B. Yang, L. Y. Lu, and C. H. Chen. "Dynamic testing and system identification of a multi - span highway bridge." *Earthquake engineering & structural dynamics* 28, no. 8 (1999): 857-878. doi:10.1002/(SICI)1096- 9845(199908)28:8<857::AID-EQE844>3.0.CO;2-5.
67. Krawczuk, M., and W. M. Ostachowicz. “Parametric Vibrations of Beam with Crack.” *Archive of Applied Mechanics* 62, no.7 (1992): 463–473. doi:10.1007/bf00810237.

-
68. McConnell, Kenneth G., and Paulo S. Varoto. "Vibration testing: theory and practice." John Wiley & Sons, (1995).
69. Narkis, Y. "Identification of Crack Location in Vibrating Simply Supported Beams." *Journal of Sound and Vibration* 172, no. 4 (May 1994): 549–558. doi:10.1006/jsvi.1994.1195.
70. Prime, M. B., and D. W. Shevitz. "Linear and Nonlinear Methods for Detecting Cracks in Beams, in Proc. of the 14th International Modal Analysis Conference." (1996): 1437-1443.
71. Slastan, J. A., and P. Foissner. "Masonry building dynamic characteristics evaluation by means of ambient vibration." In *Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering*. (1995).
72. Slastan, J., and S. Pietrzko. "Changes of RC-beam modal parameters due to cracks." In *Proceedings of the International Modal Analysis Conference*, pp. 70-70. SEM Society for Experimental Mechanics INC, (1993).
73. Spyrakos, C., H. L. Chen, J. Stephens, and V. Govindaraj. "Evaluating structural deterioration using dynamic response characterization." Vol. 137. Elsevier, London, (1990): 137-154.
74. R. W. Clough, Y. Pienzen. "Dynamic of structures." McGraw-Hill. International Editions, Civil Engineering Series, (1993). [42] Friswell, M. I., and J. E. Mottershead. "Finite Element Model Updating in Structural Dynamics." *Solid Mechanics and Its Applications* (1995). doi:10.1007/978-94-015-8508-8.
75. F. Genovese. "Identification of dynamic characteristics of masonry building." *Proceedings of European Conference on Earthquake Engineering, Paris*, (1998).
76. Gilbert, R.I. "Time Effects in Concrete Structures." *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 11, no. 1 (February 1989): 60–61. doi:10.1016/0262-5075(89)90042-0.
77. Mallick, DV, and RP Garg. "Effect of Openings on the Lateral Stiffness of Infilled Frames." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 49, no. 2 (June 1971): 193–209. doi:10.1680/iicep.1971.6263.
78. Sincaian, G. E., and J. J. Azevedo. "Numerical simulation of the seismic behavior of stone and brick masonry structures." In *Proc. of the 11th European conference on earthquake engineering*. (1998).

79. W. W. El-Dakhakhni. "Experimental and analytical seismic evaluation of concrete masonry infilled steel frames retrofitted using GFRP laminates." Drexel University, PhD Thesis, (2002).
80. Dhanasekhar, M, and AW Page. "The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 81, no. 4 (December 1986): 593–605.
doi:10.1680/iicep.1986.463.
81. R. G. Drysdale, A. A. Hamid. "Masonry structures: behavior and design." Mississauga, Ontario, Canada, Canada Masonry Design Centre, (1994).
82. Bathe, Klaus-Jürgen. "ADINA: A finite element program for automatic dynamic incremental nonlinear analysis." Acoustics and Vibration Laboratory, Mechanical Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology, (1977).