

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

**Université des Frères Mentouri Constantine 1**  
**Faculté des Sciences de la Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**THÈSE**

**En vue de l'obtention du Diplôme :**  
**DOCTORAT EN SCIENCES**

**Option : Structures**

**Présenté par : BEROUAL SAYEH**

**Intitulé**

**COMPORTEMENT PLASTIQUE DE**  
**STRUCTURES EN PORTIQUES REMPLIS**

**Directeur de thèse : Pr. M L SAMAI**

**Membres du Jury de Soutenance :**

**Président :** **Chabil Hocine** **Pr.** *Université des Frères Mentouri Constantine 1*  
**Rapporteur :** **Tekkouk A/Hadi** **MCA.** *Université des Frères Mentouri Constantine 1*  
**Examineurs :** **Belouнар Lamine** **Pr.** *Université Mohamed Khider de Biskra*  
**Bouzerd Hamoudi** **Pr.** *Université 20 Aout 1955 de Skikda*

---

**28 Juin 2018**

# REMERCIEMENTS

---

*Au nom d'Allah Clément et Miséricordieux et Louange à Allah, Seigneur des univers, que la prière et la paix soient sur notre prophète Mohammad, sa famille et ses compagnons.*

*Louange à Allah qui nous a donné la santé, la volonté et la sagesse de réaliser le présent travail.*

*Je remercie chaleureusement mon Directeur de thèse Monsieur Samai Mohamed Laid, Professeur au département de génie civil de l'université des Frères Mentouri Constantine 1, de m'avoir proposé ce sujet de recherche, pour son intérêt et son soutien permanent, sa grande disponibilité et ses nombreux conseils durant toute la période de l'élaboration de la présente thèse.*

*En parallèle je voudrais exprimer ma reconnaissance à Monsieur Tekkouk Abdelhadi, Maître de conférences au département de génie civil de l'université des Frères Mentouri Constantine 1, qui m'a fait l'honneur d'être Rapporteur de ma thèse. Ses remarques m'ont permis d'envisager mon travail sous un autre angle.*

*Je remercie Monsieur Chabil Hocine, Professeur au département de génie civil de l'université des Frères Mentouri Constantine 1, d'avoir accepté de présider le jury de thèse. Mes remerciements vont aussi à Monsieur Belounar Lamine, Professeur à l'université de Mohammed Khider de Biskra et Monsieur Bouzerd Hamoudi, Professeur à l'université de 20 Aout 1955 de Skikda, qui ont bien voulu examiner le présent travail et faire partie du jury. Je leur suis très reconnaissant d'y avoir consacré une partie de leur temps si précieux.*

*Enfin et surtout, je voudrais remercier mes parents, mon épouse et mes enfants notamment Zaki et Cheima pour leur soutien, leur gentillesse, leur patience et leur amour indéfectible. Leur bienveillance, leur compréhension et leurs encouragements ont fourni une source de lumière continue qui m'a permis de traverser des périodes difficiles et de poursuivre mon doctorat.*

# ***DÉDICACE***

---

DU PROFOND DE MON CŒUR, JE DÉDIE CETTE THÈSE :

À LA MÉMOIRE DE MON PÈRE : BEROUAL BOUDJEMA, QUI A ÉTÉ  
TOUJOURS DANS MON ESPRIT ET DANS MON CŒUR. QU'ALLAH, LE  
MISÉRICORDIEUX, L'ACCUEILLE DANS SON ÉTERNEL PARADIS.

À MA TRÈS CHÈRE MÈRE : HALIMI SARHOUDA, VOUS M'AVEZ COMBLÉ  
AVEC VOTRE TENDRESSE ET AFFECTION TOUT AU LONG DE MON  
PARCOURS. QUE DIEU VOUS DONNE SANTÉ, BONHEUR ET LONGUE VIE  
AFIN QUE JE PUISSE VOUS COMBLER À MON TOUR.

À MA TRÈS CHÈRE ÉPOUSE : NACERA, TU M'AS ÉTÉ LE PERMANENT  
APPUI. JE PRIE DIEU LE TOUT-PUISSANT POUR QU'IL TE DONNE LE  
BONHEUR ET LA SANTÉ.

À VOUS MES ENFANTS : ZAKI, CHEIMA, MAROUA, RAMI, MOHAMED ET  
SPÉCIALEMENT AMINA. AUCUNE DÉDICACE NE PEUT EXPRIMER LA  
PROFONDEUR DE MES SENTIMENTS PATERNELS, MON AMOUR ET MON  
ATTACHEMENT QUE J'ÉPROUVE À VOTRE ÉGARD, PUISE DIEU LE TOUT-  
PUISSANT, VOUS PROTÉGER ET VOUS ACCORDER SANTÉ, ET LONGUE  
VIE PLEINE DE BONHEUR ET DE SUCCÈS.

À MES SŒURS ET FRÈRES LES BIEN-AIMÉS  
À L'ENSEMBLE DE MA FAMILLE ET DE MES AMIS

# RÉSUMÉ

---

Les remplissages en maçonnerie dans les cadres en acier ou en béton armé remplis sont généralement considérés comme des éléments non structuraux et sont négligés dans la conception par différents codes. En fait, la présence de ces remplissages devrait avoir une influence décisive sur les caractéristiques structurelles telles que la rigidité latérale et la résistance globale. Dans le présent travail, un nouveau macro-modèle est proposé pour modéliser le remplissage en maçonnerie par deux bielles diagonales entrecroisées équivalentes bi-articulées reliant respectivement les poutres et les poteaux. Le modèle a été validé par des prédictions théoriques (Wood 1978) et expérimentales (Samai 1984).

Pour montrer l'effet du remplissage sur les charges de ruine et sur les modes de ruine, la théorie des rotules plastiques est adoptée comme approche appropriée. En utilisant les principes de l'analyse plastique, cette approche s'est avérée concluante en donnant les charges de ruine et les mécanismes de ruine avec l'emplacement et l'ordre d'apparition des différentes rotules plastiques avec beaucoup de détails et de minutie. Il faut mentionner que pour la première fois des mécanismes de ruine impliquant le remplissage ont été présentés. Il en est de même pour la construction de diagrammes d'interactions avec détection précise des valeurs de  $\lambda V$  et  $\lambda H$  occasionnant la plastification au niveau des bielles de poutres et celle de poteaux pour les structures remplies. L'influence des deux principaux paramètres retenus à savoir l'épaisseur du remplissage et le rapport des charges,  $\alpha = \lambda V / \lambda H$ , est mise en exergue.

Les différents intervalles de  $\alpha$ , en relation avec la nature des mécanismes observés sont donnés avec une grande précision et plus particulièrement pour les valeurs tampons (cas de sur-ruine avec naissance de deux mécanismes ou de deux mécanismes associés simultanément). En comparant les charges de ruine pour les cadres remplis et pour les cadres ouverts correspondants, il a été constaté que la charge de ruine latérale a considérablement augmenté (524 % pour le cas IFS), par contre, la charge de ruine verticale a peu augmenté (26 % pour le cas IFM). Il peut être conclu que le modèle proposé à deux bielles peut prédire l'ensemble des mécanismes de ruine potentiels des cadres remplis. Enfin, des conclusions importantes sur les modes de rupture des cadres remplis et leurs charges de ruine correspondantes ont été tirées.

**Mots-clés :** *Remplissage en maçonnerie – Cadre en acier rempli – Bielle diagonale équivalente – Rotule plastique – Mécanisme de ruine – Charge de ruine – Diagramme d'interaction*

# ***ABSTRACT***

---

Masonry infills inside steel or reinforced concrete frames are generally considered as non-structural elements and are neglected in design by different codes. In fact, the presence of these infills should have an important influence on structural properties such as the lateral stiffness and the overall strength. In the present work, a new macro-model is proposed to model the masonry infill by two equivalent diagonal struts passing across each other pinned in both extremities and linking respectively the beams and the columns. The model has been validated by theoretical predictions (Wood 1978) and experimental results (Samai 1984).

In order to show the effect of infill concerning the collapse loads and collapse mechanisms, the plastic hinges theory is adopted as an appropriate approach. Using plastic analysis principles, this approach succeeded to give the appropriate collapse loads and mechanisms with the exact position of the hinges and the order of their appearance. It must be said that the collapse mechanisms associating infill panels have been presented for the first time. Moreover, interaction diagrams for infilled structures are realized where the values of  $\lambda V$  and  $\lambda H$  of plastification of diagonal struts are precisely detected. The influence of the main parameters (infill thickness and the ratio,  $\alpha = \lambda V / \lambda H$ ) is highlighted.

The different ranges of values of,  $\alpha$ , in relation to the nature of the collapse mechanisms observed are given with precision and more particularly for values of over collapse (two mechanisms taking place simultaneously). Comparing the collapse loads for the infilled frames to corresponding open frames, it has been shown that the lateral collapse load has been considerably enhanced (524 % for IFS). However, the vertical collapse load has slightly increased (26 % for IFM). It may be concluded that the proposed model can give the totality of potential collapse mechanisms of infilled frames. Finally, important conclusions are drawn up concerning the collapse loads and mechanisms of infilled frames.

**Keywords:** *Masonry infill – Infilled steel frame – Equivalent diagonal strut – Plastic hinge – Collapse mechanism – Collapse load – Interaction diagram*

## ملخص

تعتبر التعبئة بالطوب في الإطارات الفولاذية أو في الإطارات الخرسانية المعبأة بصفة عامة عناصر غير هيكلية ويتم إهمالها في التصميم من طرف مختلف المعايير. في الواقع، يجب أن يكون لوجود هذه التعبئة تأثير حاسم على الخصائص الهيكلية مثل الصلابة الجانبية والمقاومة الإجمالية. في العمل الحالي ، تم اقتراح ماكرو نموذج جديد لنمذجة التعبئة بالطوب بواسطة وصلتين قطريتين مكافئتين مفصليتين ومتقاطعتين، تربطان على التوالي الروافد والأعمدة. وقد تم التأكد من صلاحية النموذج من خلال التنبؤات النظرية (وود 1978) والتجريبية (سامعي 1984).

لإظهار تأثير التعبئة على أحمال الإنهيار و على آليات الانهيار، تم تبني نظرية المفصلات اللدنة كنهج مناسب. باستخدام مبادئ التحليل المرن، تبين أن هذا النهج ناجح في إعطاء أحمال الإنهيار و كذا آليات الإنهيار مع معلومات حول موقع و ترتيب ظهور مختلف المفصلات اللدنة بقدر كبير من التفصيل والدقة. تجدر الإشارة إلى أنه تم عرض آليات الإنهيار المصاحبة لتأثير التعبئة للمرة الأولى. كذلك نفس الشيء بالنسبة لانجاز المخططات التفاعلية مع رصد بدقة قيم  $\lambda V$  و  $\lambda H$  التي تسبب اللدونة على مستوى الوصلتين للهيكل المعبأة، من أجل الهياكل المعبأة. حيث تم توضيح تأثير العنصرين الرئيسيين، وهما سمك التعبئة ونسبة الأحمال  $\alpha = \lambda V / \lambda H$ .

المجالات المختلفة لـ  $\alpha$  المتعلقة بطبيعة الآليات الملحوظة، تم تحديدها بدقة كبيرة وخاصة بالنسبة للقيم العازلة (حالة الإنهيار المفرط مع ظهور آليتين مجتمعتين في نفس الوقت). بمقارنة أحمال الإنهيار للإطارات المعبأة وكذا الإطارات المفتوحة المماثلة لها ، تبين أن حمولة الإنهيار الجانبي قد زادت بشكل كبير (524% لحالة IFS) ، وفي المقابل حمولة الإنهيار العمودي قد زادت بشكل طفيف (26% لحالة IFM). وأخيراً ، تم استخلاص استنتاجات مهمة حول أنماط إنهيار الإطارات المعبأة و كذا أحمالها المطابقة.

**الكلمات المفتاحية :** التعبئة بالطوب – الإطار الفولاذي المعبئ – وصلة قطرية مكافئة – مفصلة مرنة – آلية الإنهيار – حمولة الإنهيار – مخطط التفاعل

# TABLE DES MATIÈRES

<b>Remerciements</b> .....	i
<b>Dédicace</b> .....	ii
<b>Résumé</b> .....	iii
<b>Abstract</b> .....	iv
<b>ملخص</b> .....	v
<b>Table des matières</b> .....	vi
<b>Liste des figures</b> .....	x
<b>Liste des tableaux</b> .....	xii
<b>Liste des notations, symboles et abréviations</b> .....	xiii
<b>1. INTRODUCTION</b> .....	01
1.1 Introduction / problématique .....	02
1.2 Objectifs et portée de la recherche .....	07
1.3 Structuration de la thèse .....	07
<b>2. REVUE DE LA LITTÉRATURE</b> .....	09
2.1 Introduction .....	10
2.2 Classification des méthodes d'investigation .....	10
2.3 Analyse de rigidité .....	11
2.4 Directives des différents codes pour le calcul de rigidité .....	19
2.4.1 CAN/CSA S304.1-04 [70] .....	19
2.4.2 Eurocode 8 [72] .....	20
2.4.3 FEMA [60, 61] .....	20
2.4.4 Masonry Standards Joint Committee 2013 [74] .....	21
2.5 Analyse de résistance .....	22
2.6 Directives des différents codes pour le calcul de résistance .....	25
2.6.1 CAN/CSA S304.1-04 [70] .....	25
2.6.2 Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (2011) [77] .....	26
2.7 Autres études expérimentales et analytiques .....	27
2.8 Synthèse .....	31

<b>3. CALCUL PLASTIQUE DE STRUCTURES</b> .....	32
3.1 Introduction .....	33
3.2 Théorèmes fondamentaux de la plasticité .....	34
3.2.1 Théorème cinématique (Théorème de la limite supérieure) .....	34
3.2.2 Théorème statique (Théorème de la limite inférieure) .....	34
3.2.3 Théorème de l'unicité .....	35
3.3 Calcul de la charge de ruine par la méthode des travaux virtuels .....	36
3.3.1 Introduction .....	36
3.3.2 Charges de ruine et mécanisme de ruine de structures simples .....	36
<i>i)</i> Poutre simplement appuyée .....	36
<i>ii)</i> Poutre encastree et appuyée ou console retenue .....	37
<i>iii)</i> Poutre bi-encastree .....	39
<i>iv)</i> Poutre continue soumise à un chargement concentré .....	40
3.3.3 Charges de ruine et mécanisme de ruine d'un portique simple (une travée et un niveau) .....	43
<i>i)</i> Introduction .....	43
<i>ii)</i> Mécanisme de poutre "Beam mechanism" .....	44
<i>iii)</i> Mécanisme de panneau "Sway mechanism" .....	44
<i>iv)</i> Mécanisme Combiné "Combined mechanism" .....	45
3.4 Charges de ruine et mécanisme de ruine de portiques multi-étagés et multi-travées .....	46
3.5 Charges de ruine et mécanisme de ruine des structures en portiques remplis ..	47
<b>4. MODÉLISATION DES CADRES EN ACIER REMPLIS ET MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE</b> .....	48
4.1 Introduction .....	49
4.2 Comportement du remplissage en maçonnerie .....	49
4.2.1 Introduction .....	49
4.2.2 Méthode de la bielle diagonale .....	50
4.2.3 Analyse des modes de ruine et de résistance .....	54
4.3 Normes et codes de calcul .....	58
4.3.1 CAN/CSA S 304.1-04. [70] .....	58
4.3.2 Masonry Standards Joint Committee (MSJC 2013). [74] .....	59
4.3.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 273-274). [60, 61] ..	60
4.3.4 Eurocode 8 [72] .....	60
4.4 Macro-modélisation des cadres en acier remplis de maçonnerie .....	61
4.4.1 Description du modèle proposé .....	61
4.4.2 Largeur de la bielle diagonale .....	62
4.4.3 Bielle diagonale agissant sur les poteaux adjacents au panneau de remplissage (Bielle diagonale des poteaux) .....	63
4.4.4 Bielle diagonale agissant sur les poutres adjacentes au panneau de remplissage (Bielle diagonale des poutres) .....	63
4.5 Méthodologie de l'analyse adoptée .....	64



4.5.1	Introduction.....	64
4.5.2	Conditions fondamentales d'un mécanisme de ruine.....	65
4.5.3	Analyse numérique non linéaire.....	65
4.5.4	Système de chargement de structures.....	66
<b>5.</b>	<b>VALIDATION DU MACRO-MODÈLE PROPOSÉ.....</b>	<b>68</b>
5.1	Modélisation des remplissages en maçonnerie par le nouveau modèle proposé.....	69
5.2	Validation du modèle proposé.....	69
5.2.1	Introduction.....	69
5.2.2	Présentation des résultats obtenus par le modèle proposé.....	71
5.2.3	Validation des résultats.....	72
5.3	Synthèse.....	74
<b>6.</b>	<b>PRÉSENTATION DES MÉCANISMES DE RUINE OBTENUS.....</b>	<b>76</b>
6.1	Introduction.....	77
6.2	Mécanismes de ruine pour le portique ouvert "OF".....	77
6.3	Mécanismes de ruine pour portiques remplis.....	78
6.3.1	Introduction.....	78
6.3.2	Cas du remplissage faible "IFW".....	78
6.3.3	Cas du remplissage moyen "IFM".....	79
6.3.4	Cas du remplissage fort "IFS".....	80
6.4	Analyse des résultats.....	82
6.4.1	Introduction.....	82
6.4.2	Discussion des mécanismes de ruine obtenus.....	82
<b>7.</b>	<b>CONSTRUCTION DES DIAGRAMMES D'INTERACTION.....</b>	<b>85</b>
7.1	Diagramme d'interaction d'un exemple de portique nu simple.....	86
7.2	Construction de diagrammes d'interaction de structures.....	87
7.2.1	Introduction.....	87
7.2.2	Diagramme d'interaction pour le portique ouvert "OF".....	88
7.2.3	Diagramme d'interaction pour portiques remplis.....	89
i)	Cas du remplissage faible "IFW".....	89
ii)	Cas du remplissage moyen "IFM".....	90
iii)	Cas du remplissage fort "IFS".....	91
7.3	Synthèse.....	92
<b>8.</b>	<b>EFFETS DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES.....</b>	<b>93</b>
8.1	Effet du remplissage.....	94
8.1.1	Introduction.....	94
8.1.2	Effet de l'épaisseur du remplissage.....	94
8.2	Effet du rapport $\alpha$ ( $\alpha = \lambda V / \lambda H$ ).....	96

8.3	Synthèse .....	98
<b>9.</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>99</b>
9.1	Conclusions .....	100
9.2	Perspectives .....	101
	<b>RÉFÉRENCES</b> .....	<b>102</b>
<b>ANNEXE A</b>	<b>SECTIONS EN C.M : MOMENT ÉLASTIQUE-MOMENT PLASTIQUE-FACTEUR DE FORME-CLASSE</b> .....	<b>107</b>
A.1	Introduction .....	108
A.2	Comportement élastique et plastique du matériau acier .....	108
A.3	Comportement d'un élément de structure sous charge croissante .....	109
A.3.1	Evolution des contraintes et des déformations relatives .....	109
A.3.2	Relation moment – courbure .....	111
A.4	Calcul du moment élastique .....	112
A.5	Calcul du moment plastique .....	113
A.6	Facteur de forme .....	114
A.7	Classes de sections .....	115
A.7.1	Définitions .....	115
A.7.2	Synthèse .....	116

# **LISTE DES FIGURES**

Fig. 1.1	Cadre rempli en briques ou en maçonnerie .....	3
Fig. 1.2	Comportement des éléments d'un cadre rempli .....	4
Fig. 2.1	Représentation idéalisée du concept de la bielle diagonale.....	12
Fig. 2.2	Emplacement de la longueur de contact avec le poteau pour un remplissage..... (Adapté de Stafford-Smith et Carter, 1969) [27]	13
Fig. 2.3	Modèle proposé de cadre en acier rempli en maçonnerie de béton .....	16
	(Adapté d'El-Dakhkhni et al. 2003 [9])	
Fig. 2.4	Détermination de $t_{net\ inf}$ .....	21
Fig. 2.5	Modes de ruine identifiés par Wood [21] .....	23
Fig. 3.1	Relation Moment fléchissant – courbure .....	34
Fig. 3.2	Conditions du vrai mécanisme de ruine en fonction de $\lambda$ .....	35
Fig. 3.3	Poutre simplement appuyée .....	37
Fig. 3.4	Poutre encastree d'un coté, et simplement appuyée de l'autre coté.....	38
Fig. 3.5	Poutre bi-encastree .....	39
Fig. 3.6	Poutre continue sous charges ponctuelles .....	41
Fig. 3.7	Mécanisme de ruine des travées <i>AB</i> et <i>CD</i> .....	41
Fig. 3.8	Mécanisme de ruine pour la travée <i>BC</i> .....	42
Fig. 3.9	Portique simple à une travée et un niveau.....	43
Fig. 3.10	Mécanisme de poutre "Beam mechanism".....	44
Fig. 3.11	Mécanisme de panneau "Sway mechanism".....	45
Fig. 3.12	Mécanisme Combiné "Combined mechanism".....	45
Fig. 3.13	Types de mécanismes de ruine suite aux tests expérimentaux [86] .....	46
Fig. 4.1	Zone de compression formant la bielle diagonale équivalente .....	50
	(Adapté d'Asteris et al. 2011[5])	
Fig. 4.2	Définition des variables géométriques du remplissage en maçonnerie .....	52
Fig. 4.3	Modèle du cadre rempli à trois bielles .....	54
	(Adapté d'El-Dakhkhni 2003 [9])	
Fig. 4.4	Différents modes de ruine des cadres remplis de maçonnerie .....	55
	(Adapté d'El-Dakhkhni 2003 [9])	
Fig. 4.5	Nouveau macro-modèle proposé pour le cadre en acier rempli en maçonnerie ...	61
Fig. 4.6	Estimation des forces appliquées aux poteaux et aux poutres .....	64
Fig.5.1	Banc d'essai, Samai [25] .....	70
Fig. 5.2	Propriétés géométriques et détails de ferrailage du modèle de cadre en béton armé, Samai [25] .....	71
Fig. 5.3	Comparaison des charges plastiques de ruine avec les charges de ruines expérimentales [25] et théoriques [21].....	74

Fig. 6.1	Mécanismes de ruine du cadre ouvert "OF" pour différents intervalles de $\alpha$ . . . . .	78
Fig. 6.2	Mécanismes de ruine du cadre rempli faible "IFW" pour différents intervalles de $\alpha$ . . . . .	79
Fig. 6.3	Mécanismes de ruine du cadre rempli moyen "IFM" pour différents intervalles de $\alpha$ . . . . .	80
Fig. 6.4	Mécanismes de ruine du cadre rempli fort "IFS" pour différents intervalles de $\alpha$ .	81
Fig. 7.1	Exemple de portique nu simple à une travée et un niveau . . . . .	86
Fig. 7.2	Diagramme d'interaction d'un portique nu simple . . . . .	87
Fig. 7.3	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V - \lambda H$ ; Cas du cadre ouvert "OF" . .	88
Fig. 7.4	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V l/M_{pb} - \lambda H h/M_{pc}$ ; Cas du cadre ouvert "OF" . . . . .	89
Fig. 7.5	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V - \lambda H$ ; Cas du cadre rempli faible "IFW" . . . . .	89
Fig. 7.6	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V l/M_{pb} - \lambda H h/M_{pc}$ ; Cas du cadre ouvert "IFW" . . . . .	90
Fig. 7.7	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V - \lambda H$ ; Cas du cadre rempli moyen "IFM" . . . . .	90
Fig. 7.8	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V l/M_{pb} - \lambda H h/M_{pc}$ ; Cas du cadre rempli moyen "IFM" . . . . .	91
Fig. 7.9	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V - \lambda H$ ; Cas du cadre rempli fort "IFS" . . . . .	91
Fig. 7.10	Diagramme d'interaction pour le système $\lambda V l/M_{pb} - \lambda H h/M_{pc}$ ; Cas du cadre rempli fort "IFS" . . . . .	92
Fig. 8.1	DI pour "OF" et "IFM" . . . . .	94
Fig. 8.2	Regroupement des diagrammes d'interaction pour le cadre ouvert et les trois cadres remplis . . . . .	95
Fig. 8.3	Effet du remplissage sur les résistances horizontales et verticales . . . . .	96
Fig. 8.4	Etendues des différents mécanismes de ruine en relation avec $\alpha$ . . . . .	97
Fig. A.1	Comportement élastique parfaitement plastique idéalisé pour l'acier . . . . .	108
Fig. A.2	Plastification d'une section transversale . . . . .	109
Fig. A.3	Poutre simplement appuyée . . . . .	110
Fig. A.4	Distribution contrainte-déformation d'une section transversale . . . . .	111
Fig. A.5	Relation moment – courbure d'une section transversale . . . . .	112
Fig. A.6	Contrainte et déformations élastique d'une section quelconque . . . . .	112
Fig. A.7	Contrainte et déformations plastique d'une section quelconque . . . . .	113
Fig. A.8	Relation moment-courbure pour section rectangulaire et section en $I$ . . . . .	114
Fig. A.9	Classes de sections en acier . . . . .	116

# ***LISTE DES TABLEAUX***

---

Tableau 4.1	Sommaire des modèles analytiques de la largeur de la bielle diagonale équivalente .....	51
Tableau 4.2	Sommaire des équations d'évaluation de la résistance des cadres remplis en maçonnerie .....	56
Tableau 4.3	Paramètres géométriques et mécaniques des membres du cadre .....	62
Tableau 4.4	Propriétés des matériaux du cadre rempli .....	62
Tableau 4.5	Paramètres géométriques et mécaniques du remplissage en maçonnerie .....	67
Tableau 5.1	Propriété géométriques et mécaniques des spécimens testés par Samai [25] .....	71
Tableau 5.2	Résultats obtenus par l'analyse plastique .....	72
Tableau 5.3	Comparaison des résultats .....	73
Tableau 6.1	Effet de la rupture des bielles diagonales sur les modes de ruine .....	83
Tableau 6.2	Mécanismes de ruine identifiés pour les différentes plages de $\alpha$ ( $\alpha$ variant de 0,1 à 15) .....	84
Tableau 8.1	Changement des étendues de plage de $\alpha$ en relation avec portique ouvert .....	98
Tableau A.1	Facteurs de forme pour sections transversales particulières .....	115

# ***LISTE DES NOTATIONS, SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS***

---

## **Notations et symboles**

$a$	Petite portée de la poutre appartenant au portique simple
$a$	Largeur effective de la bielle diagonale équivalente
$A$	Surface de la bielle diagonale, Surface totale d'une section transversale
$A_b$	Surface de la section transversale de la poutre
$A_c$	Surface de la section transversale du poteau, Surface au dessus de l'axe neutre
$A_t$	Surface au dessous de l'axe neutre
$A_w$	Section transversale horizontale du remplissage
$b$	Grande portée de la poutre appartenant au portique simple
$c$	Constante empirique qui varie en fonction du déplacement dans le plan.
$C_{AC}$	facteur de multiplication qui tient compte du rapport hauteur/longueur
$e$	Excentricité de la charge
$E_b$	Module d'élasticité de la poutre
$E_c$	Module d'élasticité du poteau
$E_{fe}$	Module d'élasticité du matériau du cadre
$E_{me}$	Module d'élasticité du matériau de remplissage
$F, S$	facteur de forme
$f_{bs}$	Résistance au cisaillement entre la maçonnerie et le mortier
$f_{cinf}, f'_m$	Résistance à la compression moyenne de la bielle de maçonnerie
$f'_{m-0}$	Résistance à la compression du panneau de maçonnerie parallèle au joint du lit de la maçonnerie
$f'_{m-90}$	Résistance à la compression du panneau de maçonnerie normale au joint du lit de la maçonnerie.
$f_t$	Résistance à la traction du remplissage en maçonnerie
$f_y$	Limites d'élasticité en traction
$f'_y$	Limites d'élasticité en compression
$h$	Hauteur du portique simple
$H_{cc}$	Résistance à l'écrasement du coin du remplissage en maçonnerie
$h_{col}$	Hauteur du poteau entre les axes des poutres
$H_{cr}$	Résistance de fissuration du remplissage en maçonnerie
$h_{inf}$	hauteur du panneau de remplissage
$H_{ss}$	Résistance au cisaillement coulissant du remplissage en maçonnerie
$H_{ult}$	Résistance à la charge ultime du remplissage en maçonnerie
$I_b$	Moment d'inertie de la poutre
$I_{col}$	Moment d'inertie du poteau

$k$	Courbure d'un élément de structure
$K_{CC}$	Constante empirique pour l'écrasement du coin avec une valeur de 246 mm
$K_{cr}$	Constante empirique pour le calcul des résistances à la fissuration
$K_{DC}$	Constante empirique avec une valeur de 0,066
$K_{ult}$	Constante empirique pour le calcul des résistances à l'écrasement du coin
$l_a$	Bras de levier et est égale à la distance entre les centroïdes de $A_t$ et $A_c$
$L$	Portée de la poutre simplement appuyée
$L_{beam}$	Longueur de la poutre ou du cadre
$l_{beff}$	Distance entre le point d'application de la bielle diagonale des poutres et le joint poteau-poutre du cadre
$l_{ceff}$	Distance entre le point d'application de la bielle diagonale des poteaux et le joint poteau-poutre du cadre
$L_{inf}$	Longueur du panneau de remplissage
$m$	Paramètre sans dimension reliant le rapport de la rigidité de la poutre à la rigidité du poteau
$M$	Moment fléchissant ou de flexion
$M_p$	Moment plastique
$M_{pb}$	Moment plastique résistant de la poutre
$M_{pc}$	Moment plastique résistant du poteau
$M_{pj}$	Plus petit des moments plastiques résistants de la poutre, du poteau ou de leur connexion
$M_y$	Moment élastique ou moment du 1 <sup>er</sup> écoulement
$P$	Force axiale de compression dans la bielle diagonale
$P_c$	Résultante des contraintes de compression
$P_t$	Résultante des contraintes de traction
$P_w$	Charge verticale agissant sur le remplissage
$r$	Degré d'hyperstaticité
$r$	Solution générale d'une équation quadratique d'excentricité
$r_{inf}$	Longueur diagonale du panneau de remplissage
$t_e$	Épaisseur effective du panneau de remplissage
$t_{inf}$	Épaisseur du panneau de remplissage et de la bielle équivalente
$t_{net inf}$	Épaisseur nette du remplissage
$V_r$	Charge ultime des différents modes de rupture fournie par CAN/CSA S304.1 - 04
$W$	Charge uniformément répartie
$W_u$	Charge uniformément répartie ultime
$z$	Constante empirique
$Z_s$	Module de section plastique
$\alpha = V/H$	Rapport entre les deux charges concentrées verticale $V$ , et horizontale $H$
$\alpha_b$	Longueur de contact du remplissage avec la poutre
$\alpha_c$	Longueur de contact du remplissage avec le poteau
$\beta_o$	Limite supérieure nominale d'un facteur de réduction, pris égale à 0.2
$\gamma$	Facteur de largeur effective

$\gamma_p$	Coefficient de pénalisation
$\varepsilon_y$	Déformation d'écoulement
$\theta, \theta_{\text{strut}}$	Pente de la diagonale de remplissage par rapport à l'axe horizontal
$\theta_c$	Angle entre la bielle diagonale des poteaux et la poutre
$\theta_b$	Angle entre la bielle diagonale des poutres et la poutre
$\lambda^*$	Paramètre de rigidité
$\lambda_1, \lambda_{\text{strut}}$	Paramètre de rigidité non dimensionnelle fourni par Stafford-Smith et Carter
$\lambda_c$	Facteur de charge de ruine
$\lambda H, H$	Charge concentrée horizontale
$\lambda V, V$	Charge concentrée verticale
$\mu$	Coefficient de frottement à l'interface entre le cadre et le remplissage
$\sigma_{bo}$	Contraintes de contact normales supérieures sur la face frontale de la poutre
$\sigma_{co}$	Contraintes de contact normales supérieures sur la face frontale du poteau
$\tau_b$	Contrainte de cisaillement le long de la poutre
$\nu$	Coefficient de poisson
$\nu_m$	Résistance au cisaillement de la maçonnerie
$\phi_m$	Facteur de résistance de la maçonnerie

### Abréviations

ABM	Associated Beam Mechanisms
ACI	American Concrete Institute
ACM	Associated Combined Mechanisms
ANSI	American National Standards Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASM	Associated Sway Mechanisms
BB	Braced Beam
BC	Braced Column
BM	Beam Mechanism
CAN	Norme CANadienne
CC	Corner Crushing
CM	Combined Mechanism
C.M	Charpente Métallique
CS	Compression Strut
CSA	Canadian Standards Association
DDA	Discontinuous Deformation Analysis
DDCM	Double Diagonal Combined Mechanism
DDSM	Double Diagonal Sway Mechanism
DI	Diagramme Interaction
DT	Diagonal Tension
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FF	Frame Failure



IF	Infilled Frame
IFM	Infilled Frame Medium
IFS	Infilled Frame Strong
IFW	Infilled Frame Weak
MSJC	Masonry Standards Joint Committee
NDBM	No Diagonal Beam Mechanism
ODBM	One Diagonal Beam Mechanism
ODCM	One Diagonal Combined Mechanism
OF	Open Frame
SAP	Structural Analysis Program
SEI	Structural Engineering Institute
SM	Sway Mechanism
SS	Sliding Shear
TMS	The Masonry Society
UDEC	Universal Distinct Element Code

# ***CHAPITRE 01***

---

## ***INTRODUCTION***

***1.1 Introduction / problématique***

***1.2 Objectifs et portée de la recherche***

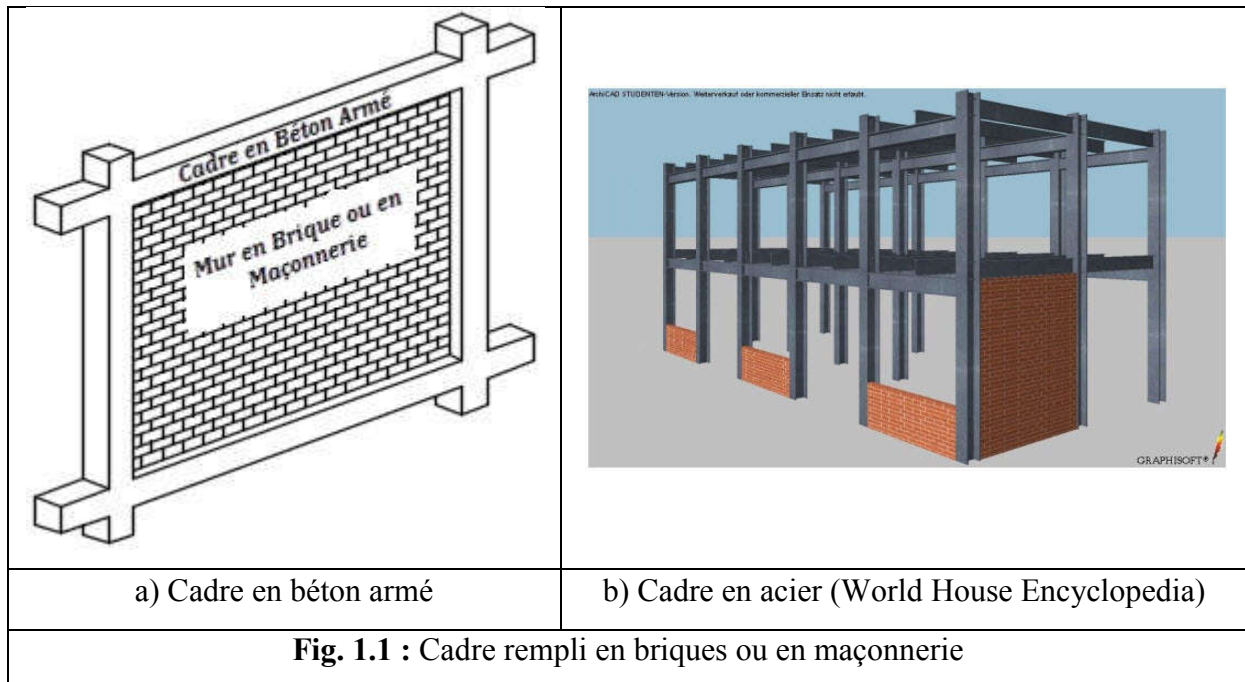
***1.3 Structuration de la thèse***

## *Chapitre 01 Introduction*

### **1.1 Introduction / problématique**

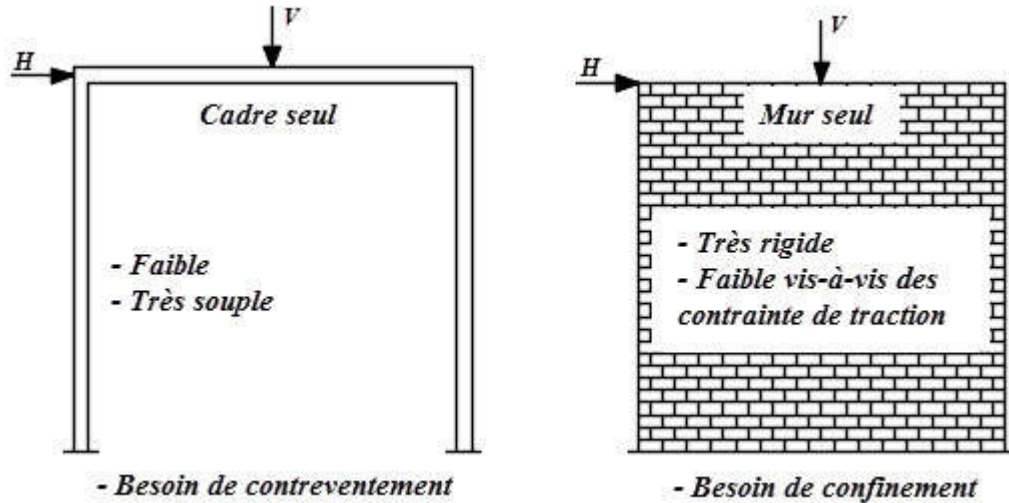
La maçonnerie est l'un des matériaux de construction les plus anciens et a été populaire pendant des milliers d'années. Les civilisations anciennes ont choisi la maçonnerie pour sa durabilité et ses raisons esthétiques. En outre, la résistance au feu et à la chaleur, le prix et la polyvalence font de la maçonnerie, à ce jour, un matériau de construction attrayant. Malgré la riche histoire de la construction en maçonnerie, les techniques analytiques et les méthodes rationnelles de conception se sont développées beaucoup plus tard pour les structures de maçonnerie par rapport aux matériaux de construction plus modernes. L'application du principe de l'ingénierie structurelle à la conception des structures de maçonnerie depuis la seconde moitié du XXème siècle a fait de celle-ci un système de construction compétitif.

Les murs de maçonnerie sont couramment utilisés comme cloisons intérieures ainsi que comme murs extérieurs dans des cadres en acier ou en béton armé dans la construction de bâtiments. Les cadres remplis de maçonnerie sont peu coûteux et faciles à construire (figure 1.1). Dans le passé, les remplissages étaient considérés comme un facteur contribuant aux ruptures structurelles catastrophiques lors des séismes. L'interaction cadre-remplissage peut induire une rupture fragile dans les cadres en créant l'effet du poteau court. Ils peuvent aussi créer un rez-de-chaussée surélevé (Soft First Storey) en sur renforçant des étages supérieurs d'un immeuble multi-étagé. Cependant, il existe des évidences solides que des cadres remplis peuvent améliorer le comportement sismique d'un système de cadre s'ils sont correctement conçus [1 à 3].



En raison du manque des normes de conception universellement acceptées pour évaluer l'étendue de l'action composite entre le remplissage et le cadre, le remplissage est souvent traité comme un élément non structurel à l'exception de sa masse qui est généralement prise en compte dans le calcul, les cadres sont conçus pour qu'ils soient les éléments porteurs principaux. La contribution du mur de remplissage en maçonnerie à la résistance latérale et verticale du système d'ossature est essentiellement ignorée. Cependant, ignorer l'interaction entre le remplissage et le cadre n'entraîne pas nécessairement une conception sécuritaire et, en fait, peut avoir un effet néfaste sur le cadre et, en définitive, sur la structure (Drysdale et Hamid 2005) [4]. Les murs de remplissage rigidifient considérablement le système d'ossature tout en réduisant la ductilité globale. L'augmentation de la rigidité résultant de la paroi de remplissage attire des forces plus importantes vers le système de cadre et le cadre doit être conçu en tenant compte de cet effet.

Les cadres nus peuvent être assez flexibles sous un système de chargement. Les murs sont rigides, mais ils sont sensibles à la fissuration et à la rupture sous des contraintes de traction dues à des charges latérales et verticales (figure 1.2). Les deux éléments combinés contribuent à la nouvelle structure. Le remplissage fournit au cadre le contreventement nécessaire et le cadre fournit au remplissage le confinement nécessaire.



**Fig. 1.2 :** Comportement des éléments d'un cadre rempli

Une revue de la littérature montre que la recherche expérimentale et théorique sur le comportement latéral des cadres remplis en maçonnerie n'a cessé d'augmenter au cours des 60 dernières années. Malgré les efforts déployés, des incertitudes demeurent quant à l'évaluation du comportement de ces systèmes de cadres en raison de leur complexité. De nombreux facteurs tels que les propriétés des matériaux, le type de chargement, les dimensions, la présence des ouvertures et leurs dimensions, les propriétés du remplissage et du cadre, l'écart entre le cadre et le remplissage et les détails de construction contribuent à ce comportement complexe.

De plus, les modes de rupture d'un cadre rempli seront également affectés et seront normalement difficiles à prévoir car ils sont influencés par plusieurs facteurs tels que le rapport des charges verticales et horizontales agissant sur la structure, la rigidité du remplissage et du cadre et les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure. Il est cependant difficile d'isoler ces facteurs, qui peuvent avoir une influence sur le comportement global de la structure, car ils interagissent les uns avec les autres.

D'après les évidences expérimentales, il a été constaté qu'il y a une séparation du panneau de remplissage du cadre qui l'entoure. La zone de contact entre ces deux éléments structuraux est limitée aux deux coins de compression opposés. Les premières tentatives de modélisation ont suggéré de remplacer le panneau de remplissage par une bielle diagonale équivalente ayant les mêmes caractéristiques matérielles que le panneau de remplissage.

La majorité des recherches disponibles dans la littérature se sont focalisées sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à une charge latérale seulement. Par conséquent, les méthodes de conception actuelles spécifiées dans les diverses normes ne traitent que de la capacité de remplissage sous charge latérale. La présente recherche étudie le cas où les systèmes de cadres sont soumis à une combinaison de chargement latéral et vertical. Il s'agit d'une situation courante dans la pratique où le cadre est utilisé pour supporter des charges gravitationnelles. De plus, la plupart des recherches effectuées dans la littérature portent sur les cadres avec remplissage construits à l'aide d'unités de maçonnerie.

Pendant une longue période, l'effet des remplissages en maçonnerie à l'intérieur des cadres a été négligé par différents codes, alors que plusieurs études ont montré que le comportement global de la structure a été fortement influencé par l'interaction entre le remplissage et les membres du cadre [5 à 15]. En outre, les modes de ruine d'un cadre rempli seront également affectés et seront normalement difficiles à prévoir parce qu'ils sont influencés par plusieurs facteurs tels que le rapport des charges verticales et horizontales agissant sur la structure, la rigidité du remplissage et du cadre limitrophe et les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure [16 à 21]. Il est cependant difficile d'isoler ces facteurs, qui peuvent imposer une influence sur le comportement global de la structure, car ils interagissent les uns avec les autres.

En se basant sur les évidences expérimentales, il a été constaté qu'il y a une séparation du panneau de remplissage de son cadre environnant ; la zone de contact entre ces deux éléments structuraux est limitée aux deux coins de compression opposés [2, 22 à 27]. Les premières tentatives de modélisation ont suggéré de remplacer le panneau de remplissage par une diagonale équivalente ayant les mêmes caractéristiques matérielles que le panneau de remplissage. Polyakov (1960) [28] a été le premier à proposer le concept de la bielle diagonale équivalente. Depuis lors, plusieurs variantes du modèle de la diagonale équivalente ont été proposées par plusieurs chercheurs comme [9, 26, 29 à 35].

Holmes (1961) [31], dans sa tentative, a suggéré de modéliser le panneau de remplissage par une seule bielle diagonale équivalente ayant les mêmes propriétés mécaniques et la même épaisseur que la maçonnerie ; sa largeur a été prise égale à 1/3 de la longueur de la bielle. Mainstone (1971) [36] a ensuite modifié cette fixation de la largeur de la bielle, en tenant compte des paramètres suivants : la rigidité et les moments d'inertie des poteaux du cadre environnant et la rigidité et les dimensions du panneau de remplissage. De

plus, des chercheurs comme [26, 27, 30, 33, 36] ont développé des équations pour le calcul de la résistance globale et de la rigidité initiale.

Les tests de Samai (1984) [25] ont montré que le matériau de remplissage a provoqué des dommages dans les membres du cadre et que les rotules plastiques ont été formées dans les poutres, les poteaux ou leurs connexions.

La modélisation du remplissage par une seule bielle diagonale ne peut pas causer des moments de flexion et des forces de cisaillement dans les membres du cadre. Pour cette raison, plusieurs chercheurs tels que [8 à 10, 15, 23, 37 à 39] ont proposé un certain nombre de macro-modèles avec plus d'une bielle diagonale.

La prédiction théorique des charges de ruine pour les portiques nus sans remplissage ainsi que l'identification de leurs mécanismes de ruine sont classiques et peuvent être obtenus en utilisant les concepts de l'analyse plastique des structures ; les méthodes utilisées sont basées sur le concept du travail virtuel et de l'analyse limite [40 à 44]. Pour les cadres remplis, différentes approches ont été utilisées pour prendre en compte l'effet du remplissage tout en sachant que presque tous les codes actuels le négligent dans le calcul. La principale difficulté est liée à la modélisation de l'interaction cadre-remplissage. En général, dans la macro-modélisation, le remplissage est remplacé par des bielles diagonales dont le nombre et la largeur à prendre varient d'un auteur à l'autre. [45, 46]. En réalité, non seulement la prise en compte du remplissage implique l'interaction de deux éléments structuraux différents, mais elle décrit le comportement réel de structures et leurs modes de ruine. Saneinejad et Hobbs (1995) [47] et Sarhosis et Tsavdaridis (2014) [48].

Au cours de la dernière décennie, plusieurs recherches se sont focalisées sur la description du comportement réel des structures à ossature avec une attention particulière consacrée à l'effet du remplissage en raison du rôle clé qu'il joue dans la modification de la rigidité, de la résistance et de la ductilité globale, en particulier sous l'excitation sismique. Par exemple, un macroélément plan alternatif a été proposé par Pantò et al. [49] pour prédire le comportement sismique non linéaire. DI Trapani et al. [50] ont également présenté un nouveau modèle macroélément pour la simulation des réponses dans le plan et hors plan des cadres remplis soumis à des actions sismiques. L'effet du remblayage sur la période fondamentale des structures en béton armé ainsi que sur la période de vibration des structures existantes a été traité par Asteris et al. (2015) [51] et Crowley et Pinho (2006) [52]. De plus, des chercheurs comme [53 à 55] ont étudié l'effet des remplissages en maçonnerie sur la

rupture de cisaillement du poteau. Pour les chercheurs : Cavaleri et DI Trapani (2014) [56], et Kakaletsis et Karayannis (2009) [57], ils ont effectué des investigations expérimentales sur des modèles de cadres en béton armé remplis à un seul niveau et à une seule travée, soumis à des charges cycliques latérales.

## 1.2 Objectifs et portée de la recherche

Dans la présente thèse, une analyse plastique paramétrique est effectuée pour étudier le comportement des cadres en acier remplis de maçonnerie. Un nouveau macro-modèle est proposé en modélisant le panneau de remplissage à l'aide de deux bielles diagonales entrecroisées équivalentes par Beroual et al. (2018) [58]. L'analyse a été réalisée dans le but d'atteindre les objectifs suivants :

- Valider le modèle en utilisant les prédictions théoriques et expérimentales de la littérature ;
- Mettre en évidence l'effet du remplissage en maçonnerie sur le comportement global de la structure et sur ses modes de ruine ;
- Identifier les mécanismes de ruine résultants ;
- Prédire les charges de ruine correspondantes ;
- Construire des diagrammes d'interaction  $\lambda V - \lambda H$  ;
- Mettre en exergue les effets des paramètres influents ;
- Élaborer des techniques analytiques appropriées et des recommandations pour la conception.

## 1.3 Structuration de la thèse

La présente thèse est divisée en neuf chapitres et une annexe. Le chapitre 1 comprend des généralités et présente la problématique de la thèse ainsi que la description des objectifs de recherche et la portée de la présente thèse. Le chapitre 2 présente un examen exhaustif de la documentation sur les diverses méthodes d'investigation de la rigidité et de la résistance de structures remplies. Le chapitre 3 présente les fondements théoriques du calcul plastique de structures allant de la poutre simplement appuyée aux portiques à plusieurs niveaux et plusieurs travées. Le chapitre 4 présente un aperçu sur les techniques de macro-modélisation, les normes et codes du calcul de structures remplies en mettant l'accent sur la description du nouveau modèle proposé ainsi que la méthodologie d'analyse adoptée. Le chapitre 5 est consacré à la validation du macro-modèle adopté. Le chapitre 6 a trait à la présentation des



différents mécanismes de ruine obtenus. La construction, pour la première fois, de diagrammes d'interaction pour structures remplies fait l'objet du chapitre 07. Quant au chapitre 8, il met en exergue les effets des deux paramètres influents à savoir l'épaisseur du remplissage et le rapport des charges,  $\alpha$ . Enfin la thèse se termine par une conclusion. En sus des neuf chapitres, une annexe est consacrée aux sections en CM où le calcul du moment élastique et du moment plastique sont présentés.

# **CHAPITRE 02**

---

## ***REVUE DE LA LITTÉRATURE***

### ***2.1 Introduction***

### ***2.2 Classification des méthodes d'investigation***

### ***2.3 Analyse de rigidité***

### ***2.4 Directives des différents codes pour le calcul de rigidité***

#### ***2.4.1 CAN/CSA S304.1-04 [70]***

#### ***2.4.2 Eurocode 8 [72]***

#### ***2.4.3 FEMA [60, 61]***

#### ***2.4.4 Masonry Standards Joint Committee 2013 [74]***

### ***2.5 Analyse de résistance***

### ***2.6 Directives des différents codes pour le calcul de résistance***

#### ***2.6.1 CAN/CSA S304.1-04 [70]***

#### ***2.6.2 Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (2011)***

***[77]***

### ***2.7 Autres études expérimentales et analytiques***

### ***2.8 Synthèse***

## ***Chapitre 02 Revue de la littérature***

### **2.1 Introduction**

Les murs remplis de maçonnerie ont été couramment utilisés comme cloisons intérieures ainsi que comme murs extérieurs remplis que ce soit dans des cadres en acier ou dans des cadres en béton armé dans la construction des bâtiments modernes. La philosophie et la pratique de design ont consisté à traiter les murs remplis de maçonnerie comme des éléments non structuraux et à concevoir les cadres de la structure pour les charges gravitaires et latérales. La contribution des murs remplis de maçonnerie à la rigidité et à la résistance du cadre est donc souvent ignorée dans les calculs, parce qu'il n'y a pas malheureusement de règles de calcul ou de modélisation pour ce type de structure.

Au cours des dernières années, de nombreuses recherches fondées sur l'expérimentation et l'analyse numérique utilisant la modélisation par éléments finis ont été menées dans le but de mieux comprendre l'interaction cadre-remplissage et de fournir des approches de conception rationnelle. Des études ont montré que les cadres remplis peuvent développer un certain nombre de mécanismes de rupture possibles, en fonction de la résistance et de la rigidité des cadres limitrophes par rapport à celles des remplissages et de la configuration géométrique du système d'ossature. La plupart des modèles analytiques proposés de nos jours se focalisent sur un type de mécanisme ou sur un autre, et ils ne sont pas universellement applicables à toutes les structures remplies.

### **2.2 Classification des méthodes d'investigation**

Les méthodes qui traitent ce problème complexe diffèrent d'un auteur à un autre. Fondamentalement, les travaux publiés jusqu'à aujourd'hui peuvent être divisés en trois catégories :

- i.** les investigations purement expérimentales ;
- ii.** les investigations expérimentales conduisant à des prédictions empiriques ;
- iii.** les investigations théoriques.

La première catégorie concerne les essais effectués sur des bâtiments réels qui devaient être démolis ou dans des laboratoires sur des maquettes à différentes échelles jusqu'à la grandeur réelle. Les résultats de ces essais ont généralement été présentés sous forme de

courbes charge-déplacement. Ces courbes lorsqu'elles sont comparées à celles résultantes des essais effectués sur des cadres ouverts ont montré que le remplissage a considérablement amélioré à la fois la rigidité horizontale initiale et la résistance horizontale. Pour cette catégorie, aucune tentative de produire des analyses théoriques ou des formules empiriques n'a été faite.

La deuxième catégorie concerne les études expérimentales qui ont produit des prédictions empiriques sur la rigidité latérale et la résistance des cadres remplis. Pour produire ces équations empiriques, un grand nombre de tests sur des modèles ou sur des structures à échelle réelle étaient nécessaires.

La troisième catégorie comprend les investigations ayant pour objectif principal de développer une approche théorique pour prédire le comportement de la structure composite constituée par le remplissage et le cadre travaillant conjointement. En fait, deux types de modélisation ont été adoptés, la macro-modélisation qui est basée sur le concept de la bielle diagonale et la micro-modélisation qui est basée sur la méthode des éléments finis. Ces recherches théoriques étaient généralement comparées aux résultats d'essais expérimentaux.

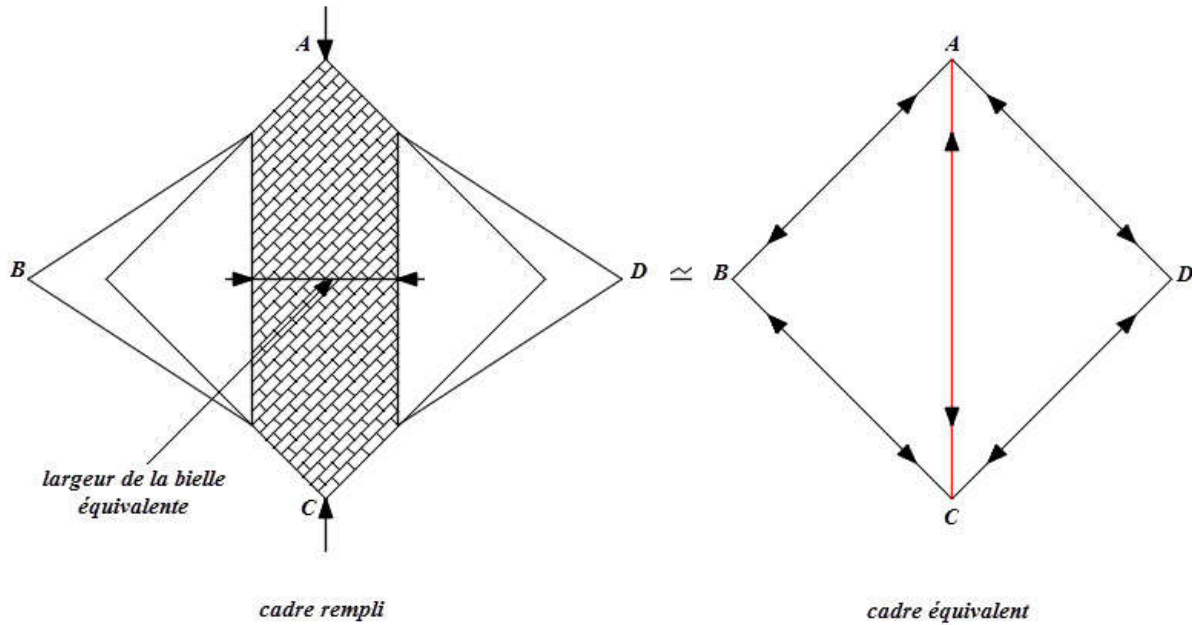
En fait, la conception des cadres remplis et l'évaluation de structures remplies existantes demeurent un défi. Les paragraphes qui suivent résument les constatations et les développements récents qui ont été les plus pertinents pour cette recherche.

### **2.3 Analyse de rigidité**

La rigidité des cadres remplis en maçonnerie a fait l'objet de nombreuses études expérimentales et numériques au cours des six dernières décennies. La plupart des recherches ont conclu qu'une représentation adéquate du remplissage en maçonnerie était une bielle diagonale équivalente. La surface de la bielle utilisée pour remplacer le mur serait l'épaisseur du mur multipliée par la largeur de la bielle. Une fois la largeur de la bielle déterminée, une simple analyse du cadre contreventé peut être effectuée pour déterminer la rigidité du système de cadre. Ce qui suit résume le contexte théorique et le développement de cette méthode dite : " bielle diagonale " dans le calcul de la rigidité du remplissage.

Polyakov (1960) [28] a été le premier à utiliser l'analogie du remplacement du remplissage par une bielle diagonale équivalente. Il a effectué des expériences sur un certain nombre de cadres en acier remplis à quatre rotules et a fourni des premiers résultats sur le concept de la bielle équivalente. En fait, les constatations d'essais effectués ont montré que le

remplissage tend à se séparer du cadre dans la région des coins non chargés tel que montré à la figure 2.1, ce qui a conduit à la proposition que l'action du panneau de remplissage pourrait être représentée par une bande diagonale du même matériau agissant en compression entre les coins chargés.



**Fig. 2.1 :** Représentation idéalisée du concept de la bielle diagonale

Holmes, M. (1961) [31] a continué avec l'analogie de la bielle équivalente et a effectué des expériences avec des spécimens muraux à petite échelle. Il a recommandé une largeur effective,  $a$ , comme suit :

$$a = \frac{r_{\text{inf}}}{3} \quad [2-1]$$

Où  $r_{\text{inf}}$  est la longueur diagonale d'un cadre rectangulaire en acier.

Stafford-Smith (1966) [26] a développé la méthode de la bielle équivalente pour un cadre carré rempli à partir d'une investigation expérimentale sur des cadres remplis chargés diagonalement. En utilisant les résultats expérimentaux, il a développé des équations pour déterminer la longueur de contact, la largeur effective du remplissage, la rigidité diagonale et les résistances diagonales en fonction d'un paramètre non dimensionnel ( $\lambda_1 h_{\text{col}}$ ). L'équation de  $\lambda_1 h_{\text{col}}$  est donnée comme suit :

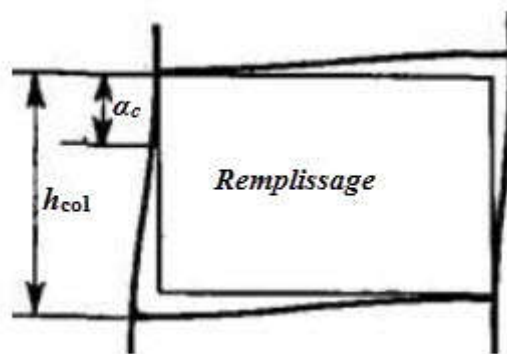
$$\lambda_1 h_{\text{col}} = h_{\text{col}} \sqrt[4]{\frac{E_{\text{me}} t_{\text{inf}}}{4E_{\text{fe}} I_{\text{col}} h_{\text{inf}}}} \quad [2-2]$$

Où  $E_{me}$ ,  $t_{inf}$  et  $h_{inf}$  sont le module d'élasticité, l'épaisseur et la hauteur du remplissage, et  $E_{fe}$ ,  $I_{col}$  et  $h_{col}$  sont respectivement le module d'élasticité, le moment d'inertie du poteau et la hauteur du cadre.

Stafford-Smith & Carter (1969) [27] ont perfectionné la méthode proposée par Stafford-Smith [26] pour le cadre rectangulaire rempli. Ils ont montré que lorsque le cadre rempli était chargé latéralement à son sommet, de grandes parties du cadre se séparaient du remplissage, à l'exception des coins situés à la fin de la diagonale en compression. La longueur de contact résultante avec le poteau  $\alpha_c$  tel qu'illustrée à la figure 2.2 satisfait à l'équation suivante :

$$\frac{\alpha_c}{h_{col}} = \frac{\pi}{2\lambda_1 h_{col}} \quad [2-3]$$

La longueur de contact sur la poutre était observée être à peu près la moitié de la portée.



**Fig. 2.2 :** Emplacement de la longueur de contact avec le poteau pour un remplissage  
(Adapté de Stafford-Smith et Carter, 1969) [27]

Pour représenter la rigidité relative entre le remplissage et les poteaux adjacents,  $\lambda_1$  a été modifié à partir de l'équation [2-2], avec  $\theta$  étant introduit pour tenir compte de l'effet du rapport hauteur / longueur du remplissage.

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}} \quad [2-4]$$

Où  $\theta$  est la pente de la diagonale du remplissage par rapport à l'axe horizontal.

Dans le but de prédire la charge latérale ultime pour le remplissage, ils ont ensuite développé, en termes de paramètre non dimensionnel  $\lambda \cdot h_{col}$ , une série de diagrammes de

conception pour déterminer la charge diagonale pour les cas suivants de la rupture du remplissage : rupture par compression, rupture par fissuration et rupture par cisaillement.

Jamal et al. (1992) [59] ont proposé une largeur de la bielle diagonale en se basant sur la méthode de la bielle diagonale fournie par Stafford-Smith et Carter (1969). La largeur,  $a$ , est exprimée comme suit :

$$a = \frac{\pi}{2\lambda_1} \quad [2-5]$$

Mainstone (1971) [36] a effectué des essais sur une série de cadres remplis à l'échelle 1/6 et a proposé un ensemble d'équations pour calculer la largeur de la bielle diagonale pour les cadres remplis de béton ainsi que pour les cadres remplis de briques.

Exprimé comme le rapport largeur / longueur de la bielle diagonale  $a / r_{inf}$ , les équations sont développées comme suit :

- Remplissage en briques :

$$\begin{aligned} a/r_{inf} &= 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} & 4 \leq \lambda_1 h_{col} \leq 5 \\ a/r_{inf} &= 0.16(\lambda_1 h_{col})^{-0.3} & \lambda_1 h_{col} \geq 5 \end{aligned} \quad [2-6]$$

- Remplissage en béton :

$$\begin{aligned} a/r_{inf} &= 0.115(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} & 4 \leq \lambda_1 h_{col} \leq 5 \\ a/r_{inf} &= 0.11(\lambda_1 h_{col})^{-0.3} & \lambda_1 h_{col} \geq 5 \end{aligned} \quad [2-7]$$

Cette méthode a été ensuite adoptée par (FEMA 1997) [60, 61] Federal Emergency Management Agency et ils ont recommandé que la largeur de la bielle diagonale soit prise comme indiqué dans l'équation [2-23].

Saneinejad et Hobbs (1995) [47] ont également fourni des équations pour déterminer respectivement les longueurs de contact avec les poteaux et les poutres du cadre,  $\alpha_c h_{col}$  et  $\alpha_b L_{beam}$ , comme suit :

$$\alpha_c h_{col} = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_0 M_{pc}}{\sigma_{co} t_{inf}}} \leq 0.4 h_{col}$$

$$\alpha_c L_{\text{beam}} = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_0 M_{pb}}{\sigma_{b0} t_{\text{inf}}}} \leq 0.4 L_{\text{beam}} \quad [2-8]$$

Où  $\alpha_c$  est le rapport de la longueur de contact du poteau à la hauteur du poteau,  $\alpha_b$  est le rapport de la longueur de contact de la poutre à la portée de la poutre,  $\beta_0$  est la limite supérieure nominale d'un facteur de réduction pour tenir compte de la plasticité non idéale, pris égale à 0.2,  $M_{pj}$  est le plus petit des moments plastiques résistants de la poutre, du poteau ou de leur connexion,  $M_{pc}$  et  $M_{pb}$  sont respectivement le moment plastique résistant du poteau et de la poutre.  $\sigma_{b0}$  et  $\sigma_{c0}$  sont les contraintes de contact normales supérieures sur la face frontale de la poutre et du poteau.

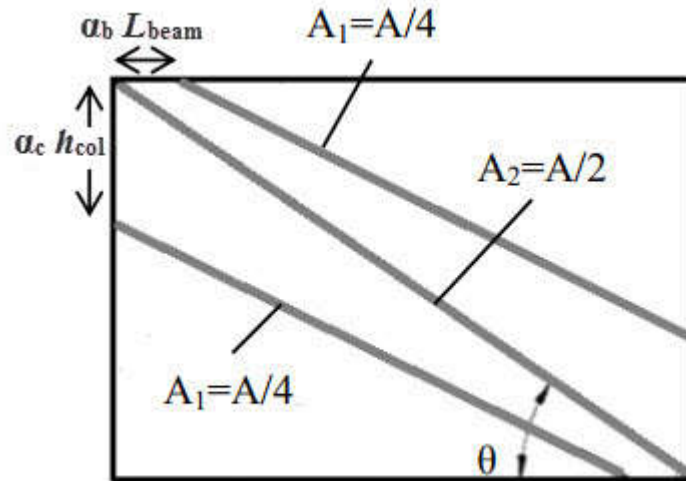
Flanagan et Bennett (1999) [62] ont effectué des tests sur des cadres en acier remplis de tuiles d'argile à grande échelle sous une charge latérale. Ils ont également proposé une équation pour calculer la surface de la bielle diagonale.

$$A = \frac{\pi t_{\text{inf}}}{C \lambda_1 \cos\theta} \quad [2-9]$$

Où  $\lambda_1$  est le paramètre de rigidité fourni par Stafford-Smith et Carter (1969) [27] montré dans l'équation [2-4] et  $C$ , était une constante empirique qui varie avec le déplacement dans le plan et était un indicateur de l'état limite du remplissage. Flanagan et Bennett (1999) [62] ont fourni des tableaux indiquant les valeurs de  $C$  pour les cadres en acier avec remplissage de tuiles d'argile, les cadres en acier avec remplissage en maçonnerie de béton, les cadres en béton avec remplissage en maçonnerie de béton et les cadres en béton avec remplissage en maçonnerie de briques.

El-Dakhkhni et al. (2003) [9] ont montré que le moment de flexion et les forces de cisaillement dans les membres du cadre ne peuvent pas être simulés en utilisant une seule bielle diagonale et ils ont proposé un modèle à trois bielles où deux bielles supplémentaires hors diagonale situées aux points extrêmes du champ maximal du moment dans la poutre et les poteaux ont été suggérées. La figure 2.3 montre la méthode proposée et l'emplacement des bielles.





**Fig. 2.3** : Modèle proposé de cadre en acier rempli en maçonnerie de béton  
(Adapté d'El-Dakhkhni et al. 2003 [9])

En adoptant les équations de la longueur de contact suggérées par Saneinejad et Hobbs (1995) [47] comme indiqué dans l'équation [2-8]. La surface totale des bielles diagonales,  $A$ , est ensuite calculée comme suit :

$$A = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c h_{col} t_{inf}}{\cos \theta} \quad [2-10]$$

Ils ont adopté la valeur supérieure de 0.2 à la place de  $\beta_o$  ainsi que  $f'_{m-0}$  et  $f'_{m-90}$  à la place de  $\sigma_{co}$  et  $\sigma_{bo}$ , avec  $h_{col}$  est la hauteur du cadre, et  $f'_{m-0}$  et  $f'_{m-90}$  sont définis respectivement comme la résistance à la compression du panneau de maçonnerie parallèle et normale au joint du lit de la maçonnerie.

Liauw et Kwan (1984) [12] ont effectué une analyse par éléments finis qui a négligé le frottement entre le cadre et le remplissage. Ils ont fourni des équations pour que la largeur de la bielle diagonale soit la plus petite des valeurs suivantes :

$$a = \frac{0.86 h_{inf} \cos \theta}{\sqrt{\lambda_1 h_{inf}}} \quad \text{ou} \quad 0.45 h_{inf} \cos \theta \quad [2-11]$$

Decanni et Fantin (1986) [63] ont développé des équations pour le remplissage non fissuré et fissuré en fonction du paramètre de rigidité relative  $\lambda_1 h_{col}$ . Les équations sont présentées comme suit :

$$\begin{aligned}
a &= \left( \frac{0.748}{\lambda_1 h_{col}} + 0.085 \right) r_{inf} & \text{si } \lambda_1 h_{col} \leq 7.85 & \text{ Sans fissures} \\
a &= \left( \frac{0.393}{\lambda_1 h_{col}} + 0.130 \right) r_{inf} & \text{si } \lambda_1 h_{col} > 7.85 & \text{ Sans fissures} \\
a &= \left( \frac{0.707}{\lambda_1 h_{col}} + 0.010 \right) r_{inf} & \text{si } \lambda_1 h_{col} \leq 7.85 & \text{ Avec fissures} \\
a &= \left( \frac{0.470}{\lambda_1 h_{col}} + 0.040 \right) r_{inf} & \text{si } \lambda_1 h_{col} > 7.85 & \text{ Avec fissures}
\end{aligned} \tag{2-12}$$

Moghaddam et Dowling (1988) [64] ont effectué une étude expérimentale sur des modèles à l'échelle des cadres avec remplissage en briques et ont estimé la largeur effective de la bielle diagonale en fonction de la longueur diagonale du cadre,  $r_{inf}$ , comme suit :

$$a = \frac{r_{inf}}{6} \tag{2-13}$$

Stafford Smith et Coull (1991) [65] ont étendu le travail entrepris par Stafford-Smith et Carter (1969) [27] et ont développé une équation pour la surface de la bielle diagonale équivalente comme suit :

$$A = (1/10)r_{inf} t_{inf} \tag{2-14}$$

Paulay et Priestley (1992) [66] avaient suggéré que la largeur effective de la bielle diagonale équivalente soit calculée selon l'équation ci-dessous, à condition que la force dans le plan sur le remplissage soit égale à la moitié de la charge ultime.

$$a = 0.25r_{inf} \tag{2-15}$$

Durrani et Luo (1994) [67] ont analysé la réponse aux charges latérales des cadres en béton armé remplis en se basant sur les équations de Mainstone. Ils ont proposé une équation pour la largeur effective de la bielle diagonale,  $a$ , comme suit :

$$a = \gamma r_{inf} \sin(2\theta) \tag{2-16}$$

Où  $\gamma$ , le facteur de largeur effective, il est calculé comme suit :

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left( \frac{h_{col}^4 E_{me} t_{inf}}{m E_{col} I_{col} h_{inf}} \right)^{-0.1}$$

Et où  $m$  est le paramètre sans dimension reliant le rapport de la rigidité de la poutre à la rigidité du poteau et peut être calculé comme suit :

$$m = 6 \left( 1 + \frac{6 \tan^{-1} \left( \frac{E_b I_b h_{col}}{E_{col} I_{col} L_{beam}} \right)}{\pi} \right)$$

Où,  $E$  et  $I$  sont respectivement le module d'élasticité et le moment d'inertie du cadre, les indices  $b$  et  $c$  désignent respectivement les membres du cadre, à savoir :  $b$ , la poutre (beam) et  $c$ , le poteau (column).

Al-Chaar (2002) [68] a proposé les deux équations citées ci-dessous pour calculer la largeur effective de la bielle diagonale équivalente pour différents rapports hauteur / longueur du cadre en fonction du paramètre de rigidité non dimensionnel  $\lambda_1 h_{col}$ .

$$a = 0.0835 C_{AC} r_{inf} \left( 1 + \frac{2.574}{\lambda_1 h_{col}} \right) \quad \text{pour } L_{inf} / h_{inf} \geq 1.5$$

$$a = 0.1106 r_{inf} \left( 1 + \frac{6.027}{\lambda_1 h_{col}} \right) \quad \text{pour } L_{inf} / h_{inf} = 1.0$$

[2-17]

Où  $C_{AC}$  est le facteur de multiplication qui tient compte du rapport hauteur / longueur et peut être calculé comme suit :

$$C_{AC} = -0.3905 \left( L_{beam} / h_{inf} \right) + 1.7829$$

Une interpolation linéaire peut être utilisée pour des rapports hauteur / longueur compris entre 1,0 et 1,5.

Papia et al. (2003) [69] ont développé une équation empirique pour la largeur effective de la bielle diagonale comme suit :

$$\frac{a}{r_{inf}} = \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad [2-18]$$

Où :

$$c = 0.249 - 0.0116v + 0.567v^2$$

$$\beta = 0.146 + 0.0073v + 0.126v^2$$

$$\lambda^* = \frac{E_{me} t_{inf} h_{inf}}{E_{fe} A_c} \left( \frac{h_{inf}^2}{L_{inf}^2} + \frac{A_c L_{inf}}{4 A_b h_{inf}} \right)$$

$$z = 1 \quad \text{si} \quad L_{inf} / h_{inf} = 1$$

$$z = 1.125 \quad \text{si} \quad L_{inf} / h_{inf} = 1.5$$

Où,  $z$  est une constante empirique,  $\lambda^*$ , est le paramètre de rigidité,  $\nu$ , est le coefficient de poisson pour le remplissage,  $E_{fe}$ , était le module d'Young du cadre,  $A_c$ , est la section transversale du poteau et  $A_b$  est la section transversale de la poutre.

Tucker C. (2007) [3] a proposé neuf équations empiriques pour calculer la largeur effective de la bielle diagonale, ces équations sont développées en modifiant les équations existantes à l'aide d'une analyse de régression. Il a conclu que l'équation ci-dessous est l'équation préférée dans le calcul de la largeur de la bielle diagonale.

$$a = 0.25 r_{inf} (\lambda_1 h_{inf})^{-1.15} \quad [2-19]$$

## 2.4 Directives des différents codes pour le calcul de rigidité

### 2.4.1 CAN/CSA S304.1-04 [70]

Le code CAN/CSA S304.1-04 reconnaît l'interaction cadre-remplissage et a adopté le concept de la bielle diagonale pour la prise en compte de la contribution du remplissage au comportement du cadre. La détermination des longueurs de contact, de la largeur effective, de la résistance à la compression et de la longueur de la bielle diagonale pour les effets d'élançement a été prévue dans diverses dispositions.

La largeur de la bielle diagonale est calculée comme suit :

$$a = \sqrt{\alpha_c^2 + \alpha_b^2} \quad [2-20]$$

Où,  $\alpha_c$  et  $\alpha_b$  étaient respectivement la longueur du contact vertical et horizontal entre le cadre et la bielle diagonale, elles sont calculées par les équations suivantes :

$$\alpha_c = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}}{E_{inf} t_{inf} \sin 2\theta}} ; \quad \alpha_b = \pi \sqrt[4]{\frac{4 E_{fe} I_b L_{inf}}{E_{inf} t_{inf} \sin 2\theta}} \quad [2-21]$$

Où,  $E_{inf}$  et  $E_{fe}$  est le module d'élasticité du remplissage en maçonnerie et du matériau du cadre,  $h_{inf}$  et  $L_{inf}$  sont la hauteur et la longueur du remplissage,  $t_{inf}$  est l'épaisseur effective du mur,  $I_{col}$  et  $I_b$  sont les moments d'inertie du poteau et de la poutre, et  $\theta$  est la pente de la diagonale de remplissage par rapport à l'axe horizontal. La largeur effective de la bielle diagonale est prise comme  $a / 2$  tel que suggéré dans Hendry, A. (1981) [71]. La longueur de conception de la bielle diagonale est prise comme la longueur de la diagonale moins  $a / 2$ .

#### 2.4.2 Eurocode 8 [72]

L'Eurocode 8 exige seulement que les cadres remplis en maçonnerie soient conçus conformément aux dispositions pour les zones à forte sismicité. La section G.5.5.5.2.7 de l'Eurocode 8 fournit une directive pour le remplissage des cadres sur la base du concept de la bielle diagonale. La largeur équivalente de la bielle diagonale,  $a$ , est prise comme suit :

$$a = 0.5 r_{inf} \quad [2-22]$$

Où,  $r_{inf}$  est la longueur diagonale du panneau de remplissage.

#### 2.4.3 FEMA [60, 61]

Les (FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings) et (FEMA 274, NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.) utilisent la méthode de la bielle diagonale de compression fournie par Mainstone (1971) [36] et Mainstone and Weeks (1971) [73]. Cette méthode était basée sur des cadres en acier remplis où la méthode de Stafford-Smith et Carter (1969) [27] était principalement basée sur des cadres en béton armé remplis. L'équation ci-dessous est déterminée empiriquement à partir d'un vaste programme expérimental. La méthode d'évaluation dans ce guide est présentée comme suit :

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad [2-23]$$

Où,

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4}$$

Où,  $h_{col}$ , est la hauteur de poteau entre les axes des poutres ;  $h_{inf}$ , est la hauteur du panneau de remplissage ;  $E_{fe}$ , est le module d'élasticité du matériau du cadre ;  $E_{me}$ , est le module d'élasticité du matériau de remplissage ;  $I_{col}$ , était le moment d'inertie du poteau ;  $r_{inf}$  était la

longueur diagonale du panneau de remplissage,  $t_{inf}$  était l'épaisseur du panneau de remplissage et de la bielle équivalente. Et  $\theta$ , était l'angle dont la tangente était le rapport hauteur / longueur du remplissage, calculé comme suit :

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right)$$

#### 2.4.4 Masonry Standards Joint Committee 2013 [74]

Ce code a proposé une méthode de conception pour calculer la largeur de la bielle diagonale équivalente en se basant sur les recherches de Flanagan et Bennett (2001) [75]. L'équation pour la largeur de la bielle diagonale,  $a$ , était la suivante :

$$a = \frac{0.3}{\lambda_{strut} \cos \theta} \quad [2-24]$$

Où, le paramètre de rigidité caractéristique,  $\lambda_{strut}$  est calculé comme suit :

$$\lambda_{strut} = \left[ \frac{E_{me} t_{net\ inf} \sin 2\theta}{4E_{bc} I_{bc} h_{inf}} \right]^{1/4} \quad [2-25]$$

Où,  $E_{bc}$  était le module d'élasticité des poteaux,  $I_{bc}$  était le moment d'inertie du poteau pour la flexion dans le plan du remplissage et la détermination de  $t_{net\ inf}$  est montrée à la figure 2.4 ci-dessous.  $t_{net\ inf} = t_1 + t_2$

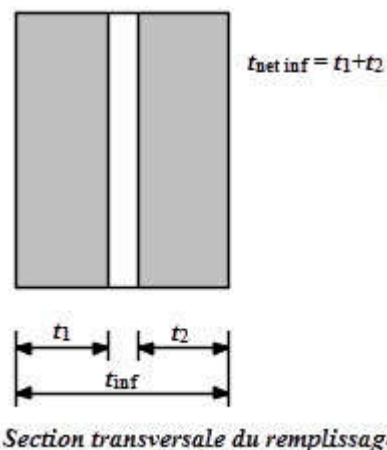


Fig. 2.4 : Détermination de  $t_{net\ inf}$

## 2.5 Analyse de résistance

La résistance ultime et la résistance à la première fissure sont habituellement calculées en fonction de leurs modes de ruine respectifs. En fait, il existe dans la littérature, cinq différents modes de ruine pour les cadres remplis chargés latéralement, comme l'ont rapporté divers chercheurs au cours des six dernières décennies (Flanagan et Bennett 1999 [62], Moghaddam 2004 [76], etc.). Ces cinq modes de rupture peuvent être catégorisés comme suit :

- Bielle de compression « **Compression Strut (CS)** » - Écrasement dans la région centrale du remplissage, ce mode se produit lorsque la bielle diagonale est trop mince, ce qui provoque le flambement hors-plan du remplissage.
- Cisaillement coulissant « **Sliding Shear (SS)** » - Glissement le long des joints de lit du remplissage. Cela se produit généralement en raison de la faiblesse des joints de mortier et de la solidité des membres du cadre.
- Rupture de traction diagonale « **Diagonal Tension failure (DT)** » - Fissuration diagonale le long des deux coins chargés du remplissage. Cela se produit lorsque le mur de remplissage s'est rompu en cisaillement en raison de la force de traction diagonale agissant dans la direction des deux coins non chargés à partir du centre du remplissage.
- Rupture d'écrasement de coin « **Corner Crushing failure (CC)** » - Écrasement aux deux coins chargés du remplissage. C'est le mode de rupture le plus courant.
- Rupture du cadre « **Frame Failure (FF)** » - Poteaux du cadre se plastifient en flexion ou se rompent en compression en raison d'un remplissage exceptionnellement fort.

Mainstone (1971) [36] a proposé une équation pour la charge d'écrasement des coins,  $H_{ult}$ , du remplissage en se basant sur la méthode des bielles équivalentes. Cette charge doit alors être ajoutée à la résistance du cadre afin d'obtenir la charge ultime totale du cadre rempli.

$$H_{ult} = 0.56(\lambda_1 h_{col})^{-0.875} f'_m h_{col} t_{inf} \cot \theta \quad [2-26]$$

Où  $f'_m$  est la résistance à la compression du matériau de remplissage.

Wood (1978) [21], à partir des observations des essais en grandeur réelle effectués au B.R.E. (Building Research Establishment) par différents chercheurs, une méthode basée sur la

théorie de la plasticité a été développée et présentée par Wood. Quatre mécanismes de ruine, (figure 2.5), ont été identifiés. Ceux-ci dépendent de la résistance relative du cadre par rapport au remplissage défini par le paramètre  $m_n$ . Le mode S (mode de cisaillement) a été observé pour les cadres forts avec de faibles remplissages. Mode SR (rotation par cisaillement) observé pour les murs ayant une résistance moyenne. Mode DC (compression diagonale) observé pour les cadres faibles avec des murs solides. Enfin, le mode CC (écrasement des coins) a été observé pour les murs forts avec des cadres très faibles. La théorie était basée sur l'équation de travail du cadre rempli lorsque le remplissage et le cadre avaient atteint la limite plastique. Wood avait également fourni un diagramme de conception pour les charges latérales basé sur le rapport de la résistance cadre / remplissage et le rapport hauteur/longueur du remplissage.

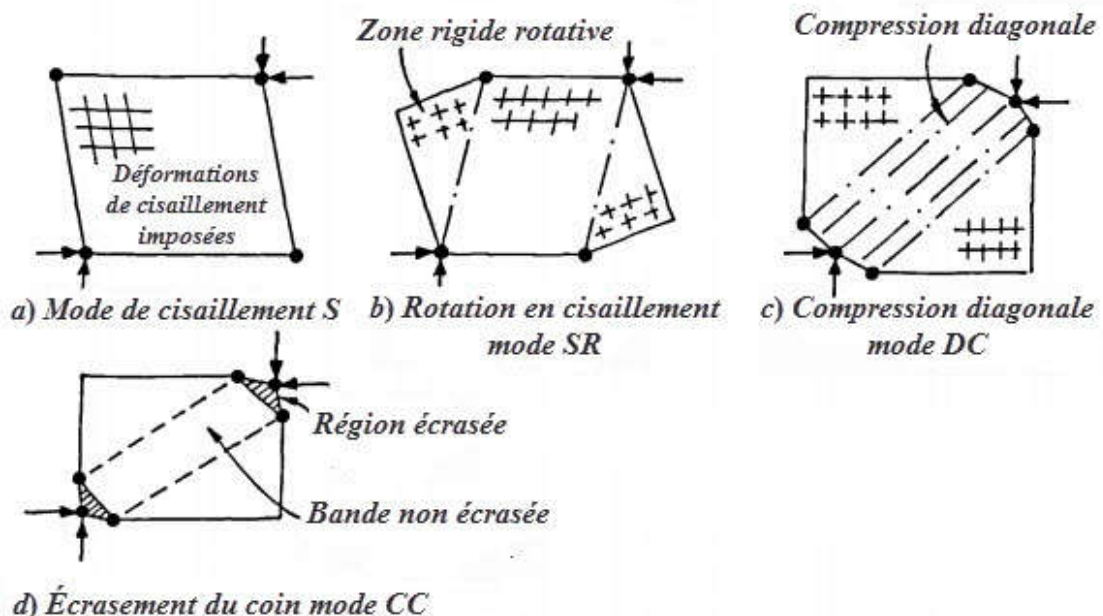


Fig. 2.5 : Modes de ruine identifiés par Wood [21]

Liauw et Kwan (1983) [18], sur la base des résultats obtenus avec l'analyse non linéaire par éléments finis, une théorie de l'analyse plastique pour le cadre intégral a été proposée par ces derniers. Le cadre intégral tient compte de la résistance au cisaillement à l'interface entre le remplissage et le cadre, des moments plastiques de la poutre et des poteaux adjacents, et de la redistribution des contraintes jusqu'à la rupture. Ils ont proposé plusieurs équations pour calculer le cisaillement à la rupture pour les cas des cadres remplis d'un seul



étage et multi-étages. Cependant, les équations étaient complexes à utiliser dans des applications pratiques.

Stafford Smith et Coull (1991) [65] ont recommandé une équation empirique pour la résistance nette à la fissuration du remplissage en maçonnerie.

$$H_{cr} = 1.72 L_{inf} t_{inf} f_t \quad [2-27]$$

Où  $f_t$  est la résistance à la traction de la maçonnerie.

Ils ont également développé une charge empirique d'écrasement des coins en se basant sur la méthode de la bielle équivalente pour le remplissage en utilisant les termes tels que définis précédemment. Cette charge est définie comme suit :

$$H_{ult} = f'_m t_{inf} \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4E_{fe} I_{col} h_{col}}{E_{inf} t_{inf}}} \quad [2-28]$$

Saneinejad et Hobbs (1995) [47] ont développé une méthode pour considérer le comportement inélastique des murs en maçonnerie avec des cadres en acier. La méthode tient en compte à la fois le comportement plastique et élastique des cadres remplis en supposant un mécanisme de ruine plastique avec des rotules plastiques développées aux coins du panneau. Ils ont proposé des équations pour la résistance à la fissuration,  $H_{cr}$ , et la résistance à l'écrasement des coins,  $H_{ult}$ , du remplissage comme suit :

$$H_{cr} = 2\sqrt{2t_{inf}h_{inf}} f_t \cos^2 \theta \quad [2-29]$$

$$H_{ult} = \sigma_c t_{inf} (1 - \alpha_c) \alpha_c h_{col} + \tau_b t_{inf} \alpha_b L_{inf} \quad [2-30]$$

Où  $\sigma_c$  et  $\sigma_b$  est la contrainte de contact normale le long du poteau et de la poutre, et  $\tau_b$  était la contrainte de cisaillement le long de la poutre.

Le terme  $\tau_b$  peut être déterminé comme suit :

$$\tau_b = \mu \sigma_b$$

$$\sigma_b = \sigma_{bo} \quad \text{et} \quad \sigma_c = \sigma_{co} \left( \frac{A_b}{A_c} \right) \quad \text{si} \quad A_c > A_b$$

$$\sigma_b = \sigma_{bo} \left( \frac{A_c}{A_b} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_c = \sigma_{co} \quad \text{si} \quad A_c \leq A_b$$

Où,

$$A_c = r^2 \sigma_{co} \alpha_c (1 - \alpha_c - \mu r)$$

$$A_b = \sigma_{bo} \alpha_b (1 - \alpha_b - \mu r)$$

Et où,

$$\sigma_{co} = \frac{f'_m}{\sqrt{1+3\mu^2\left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}}\right)^4}} \quad ; \quad \sigma_{bo} = \frac{f'_m}{\sqrt{1+3\mu^2}}$$

Et où  $\mu$  est le coefficient de frottement à l'interface entre le cadre et le remplissage, et  $A_b$  et  $A_c$  sont la surface de la section transversale de la poutre et du poteau.

Flanagan et Bennett (1999) [62] ont également développé des équations pour la charge de fissuration,  $H_{cr}$ , et la résistance à l'écrasement du coin,  $H_{ult}$ , comme suit :

$$H_{cr} = K_{cr} L_{inf} t_{inf} \sqrt{f'_m} \quad [2-31]$$

$$H_{ult} = K_{ult} t_{inf} f'_m \quad [2-32]$$

Où  $K_{cr}$  et  $K_{ult}$  sont des constantes empiriques fournies par Flanagan et Bennett (1999) [62] déterminées sur la base de résultats expérimentaux pour le calcul des résistances à la fissuration et à l'écrasement des coins, respectivement.

## 2.6 Directives des différents codes pour le calcul de résistance

### 2.6.1 CAN/CSA S304.1 - 04 [70]

Le code a fourni des calculs de la charge ultime selon les différents modes de rupture. Ces modes de rupture comprennent le cisaillement en traction diagonale (DT), l'écrasement des coins (CC) et le cisaillement glissant (SS) comme indiqué dans les équations [2-33], [2-34] et [2-35], respectivement.

$$V_r = \phi_m (v_m b_w d_v + 0.25 P_d) \gamma_g \quad [2-33]$$

$$V_r = 0.16 \phi_m \sqrt{f'_m} A_{uc} + \phi_m \mu P_1 \quad [2-34]$$

$$V_r = \frac{l}{\sqrt{h_{\text{inf}}/L_{\text{inf}}}} P_r \quad \text{où, } P_r = \varphi_m \chi (0.85 f'_m) b (2t_f - r) \quad [2-35]$$

Où,

$$v_m = 0.16 \left( 2 - \frac{M_f}{V_f d_v} \right) \sqrt{f'_m}$$

$v_m$  = la résistance au cisaillement de la contribution de la maçonnerie,

Et où, 
$$r = \left( \frac{t}{2} + e \right) - \frac{1}{2} \sqrt{t^2 + 4t_e + 4e^2 - 16et_f}$$

$r$  = la solution générale d'une équation quadratique d'excentricité pour le cas où le bord du bloc de contrainte se trouve à l'intérieur de la semelle de tension de la maçonnerie creuse.

$$e = \frac{r(t-r)}{2(2t_f-r)}$$

### 2.6.2 Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (2011) [77]

Le code (Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures 2011) dans son annexe A - Conception du remplissage de maçonnerie) fournie par le (Masonry Standards Joint Committee MSJC 2011) indiquait trois équations empiriques pour calculer les forces de calcul (c.-à-d. la résistance ultime) comme montré dans l'équation [2-36]. Il faut noter que les valeurs utilisées dans les équations ci-dessous fournies par le MSJC 2011 doivent être en format impérial et le résultat peut être converti en système métrique à des fins de comparaison.

$$V_r = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \text{a) (6.0 in) } t_{\text{net inf}} f'_m \\ \text{b) La composante horizontale calculée de la force dans la bielle} \\ \quad \text{équivalente à un déplacement horizontal de 1,0 in (25mm).} \\ \text{c) } V_n / 1.5 \end{array} \right. \quad [2-36]$$

Où,

$$V_n = \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 3.8 A_{uc} \sqrt{f'_m} \\ 300 A_{uc} \\ \text{ou} \\ 56 A_n + 0.45 N_u \quad \text{s'il n'est pas plein} \\ 90 A_n + 0.45 N_u \quad \text{s'il est plein} \end{array} \right.$$

Et où,

$$A_{uc} = 0.8 L_{inf} t_e$$

## 2.7 Autres études expérimentales et analytiques

Samai (1984) [25] a effectué une série de 16 essais à échelle 1/3 sur des cadres en béton armé remplis de blocs en béton de granulats légers et quatre autres essais sur des cadres ouverts. Ceux-ci ont été testés sous deux types de chargement : le premier système de chargement sous uniquement des charges horizontales et le second système sous combinaison de charges verticales et horizontales. La réponse complète charge-déplacement est examinée en détail, y compris le comportement élastique initial, l'influence de la fissuration et la formation de mécanismes de ruine après l'atteinte de la charge maximale. Les variables étudiées comprennent les effets globaux du remplissage, l'épaisseur du remplissage, les charges verticales, le taux d'armatures, la variation de la rigidité et de la résistance des poutres et des poteaux et l'effet des détails d'armature au niveau des nœuds. Les principaux paramètres obtenus lors des essais sont la rigidité initiale, la résistance à la fissuration du remplissage, la charge ultime et la charge de ruine plastique. Leurs valeurs sont comparées aux méthodes empiriques et théoriques disponibles. Aucune de ces méthodes ne permet de prédire en toute sécurité la rigidité initiale et la capacité de la charge ultime de ce type de structure.

Une analyse plastique a été proposée pour prédire les deux mécanismes de ruine plastique identifiés dans les tests. L'introduction d'un facteur de pénalité pour permettre l'idéalisation de la plasticité du remplissage a fait partie de la solution. Un deuxième facteur de pénalité a été introduit pour tenir compte de la ductilité limitée du cadre. La méthode proposée a donné des prévisions satisfaisantes et sûres pour la résistance plastique de ces cadres remplis.

Il a été conclu que le remplissage de maçonnerie augmentait considérablement la rigidité et la résistance de structures en portiques remplies. Quelques recommandations de conception ont été proposées pour la rigidité initiale et la résistance à la fissuration du remplissage.

Riddington (1984) [78] a étudié l'influence des écarts initiaux (initial gaps) entre le panneau de remplissage et le cadre sur le comportement des cadres remplis. Ces écarts

pourraient résulter d'un mauvais travail ou du rétrécissement du remplissage ou être mis en œuvre intentionnellement pour isoler les remplissages de la charge de compression sur le cadre. Il a effectué divers essais, y compris des cadres sans remplissage, des remplissages sans écarts initiaux, des remplissages avec des écarts supérieurs, ainsi que des remplissages avec des écarts supérieurs et latéraux. Il a conclu que les écarts initiaux de remplissage affectent le comportement des cadres remplis de manière indésirable et devraient donc être évités dans la mesure du possible.

Dhanasekar et Page (1986) [79] ont utilisé une méthode non linéaire par éléments finis pour simuler le comportement des cadres remplis soumis à des charges latérales. Le modèle d'éléments finis comprenait un modèle de matériau ayant des propriétés élastiques appropriées, des relations inélastiques contrainte-déformation et une surface de rupture appropriée. Le modèle des éléments finis s'est comparé avec les résultats expérimentaux. Ils ont conclu que le module d'élasticité du remplissage ainsi que la résistance à la traction et à l'adhérence de la maçonnerie peuvent avoir une influence significative sur les courbes charge-déplacement et la résistance ultime du cadre composite. De plus, la résistance à la compression de la maçonnerie n'a pas influencé la capacité latérale du cadre rempli lorsque les panneaux se sont rompus par cisaillement de la diagonale du panneau.

Dawe et Seah (1989) [1] ont effectué une série de 28 essais à grande échelle sur des cadres en acier remplis de blocs de béton et soumis à une charge de cisaillement horizontale au sommet de la structure. Il a été conclu que le remplissage de maçonnerie augmentait considérablement la résistance au cisaillement des cadres en acier et des spécimens où la fissuration par traction était confinée à une bande étroite le long de la diagonale de compression présentait le meilleur comportement global en charge-déplacement. Les attaches de panneau aux poteaux ont augmenté la rigidité initiale, mais n'ont eu aucun effet significatif sur la fissure majeure initiale ou sur la capacité ultime. Un écart initial entre la poutre supérieure et le panneau a eu des effets néfastes sur la fissuration et sur la capacité ultime du système ; par conséquent, il faut éviter autant que possible un écart supérieur. Les ouvertures de portes dans un panneau (17,5 % du panneau) réduisent la charge de fissuration majeure initiale, mais n'ont pas d'effet significatif sur la charge ultime. La charge ultime était moins affectée si les ouvertures étaient placées plus près du côté chargé du panneau. Le renforcement vertical a augmenté la rigidité initiale, mais n'a pas affecté la charge de fissuration majeure et la résistance ultime du panneau.

Mehrabi et al (1996) [80] ont mené des expérimentations avec deux types de charges monotones ainsi que des spécimens chargés cycliquement. Un cadre a été conçu pour une charge de vent modérée (cadre faible) et l'autre a été conçu pour des forces sismiques fortes. Les résultats ont montré qu'avec des cadres faibles et des panneaux solides, les poteaux présentaient une rupture par cisaillement fragile, mais le système présentait une bonne capacité de dissipation de l'énergie. Cela était plus souhaitable que le cadre faible, spécimen de panneau faible (creux) ; cependant, une rupture par cisaillement fragile pourrait compromettre la stabilité de la structure et n'était pas réparable. L'étude a également indiqué que pour un cadre bien conçu pour les charges sismiques, les panneaux de remplissage auront également un effet bénéfique sur le système.

Mehrabi et Shing (1997) [81] ont établi un modèle qui simule le comportement des joints de mortier entre les unités de maçonnerie ainsi que le comportement de l'interface entre le cadre et le panneau. Le modèle tient compte du comportement de durcissement par compression, de l'inversion de la dilatation par cisaillement, ainsi que de la contraction normale de l'interface cimentée. Ils ont également déterminé que le modèle peut capturer les mécanismes de rupture des spécimens du cadre rempli, ainsi, les panneaux de remplissage pourraient améliorer considérablement la performance du cadre non ductile existant.

Chiou et al (1999) [82] ont effectué un test de mur en vraie échelle et une modélisation numérique à l'aide d'une analyse de déformation discontinue (DDA Discontinuous Deformation Analysis). Cette technique permet la modélisation de la structure de maçonnerie comme une structure continue ou discontinue en considérant le comportement des blocs de maçonnerie discrets. L'expérience se compose de trois 320 cm x 300 cm murs. La comparaison avec les résultats expérimentaux a montré que le modèle numérique était capable de simuler le comportement discontinu du remplissage en maçonnerie soumis à une charge monotone dans le plan et d'identifier les zones de rupture dans le panneau.

Dawe et al. (2001) [83] ont également développé une analyse par éléments finis permettant de prédire la résistance et la rigidité des cadres en acier remplis de maçonnerie. La technique des éléments finis a été utilisée pour développer une réponse complète de charge-déformation pour un cadre rempli d'un seul panneau. Ils ont utilisé un ressort augmenté pour modéliser l'adhérence du mortier de sorte que la séparation et la fermeture du joint ainsi que le cisaillement et le frottement le long des joints de mortier puissent être modélisés. Ils ont considéré divers paramètres tels que le rapport hauteur/longueur des panneaux, les

connecteurs cadre/panneau, le frottement de l'interface cadre/panneau, les vides entre le panneau et le cadre, les joints de mortier et le frottement, la rigidité du cadre, la résistance des panneaux de maçonnerie et les effets de la charge gravitaire dans l'étude paramétrique. La conclusion de l'étude a été résumée comme suit. Un panneau avec un rapport hauteur/longueur de 1,0 a une plus grande première charge maximale ainsi qu'une charge ultime que les autres rapports hauteur/longueur. Les tirants réglables entre le cadre et le panneau étaient capables de résister à la tension et aux forces de compression limitées normales à l'interface du cadre et du panneau, mais ils ne peuvent résister à aucune force de cisaillement verticale. La valeur de frottement entre le cadre et le remplissage a un impact minime sur le comportement du système jusqu'à la première charge maximale. La présence de vides diminue la première charge maximale et le système se détériore aussi plus rapidement que les autres spécimens sans vides. L'influence de l'adhérence du mortier augmente au fur et à mesure que le rapport H/L augmente. Le chargement par gravité peut augmenter la résistance latérale du panneau, mais peut causer un écrasement local au coin du système.

Moghaddam (2004) [76] a effectué une expérience avec 5 spécimens de cadres remplis de briques soumis à une charge cyclique. Une méthode analytique a également été développée pour déterminer la structure des fissures et la résistance au cisaillement des cadres à remplissage. Il a été démontré que même si les briques perforées ont une rigidité au cisaillement initiale plus élevée que les briques pleines, le type des unités de maçonnerie n'était pas un facteur significatif sur la résistance au cisaillement du panneau de remplissage.

Kaltakci et al. (2006) [84] ont réalisé une série de 30 cadres remplis injecté partiellement et entièrement de mortier sous une charge latérale cyclique réversible exercée au sommet des cadres et appliquée dans la zone élastique. Les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats analytiques obtenus à l'aide de la méthode des bielles de liaison équivalentes. Dans le cas des panneaux remplis, la méthode des bielles diagonales a donné des résultats généralement conformes aux résultats des essais. Trois différents modes de ruine ont été observés, incluant la séparation au niveau des joints de mortier, la fissure de traction diagonale inclinée et l'écrasement par compression au niveau des bords comprimés. Les ruptures causées par la séparation au niveau du joint de mortier se produisent souvent dans les murs de remplissage lorsque les murs étaient beaucoup plus faibles que le cadre.

Mohebkhah et al. (2008) [85] ont étudié le comportement non linéaire en plan des cadres remplis de maçonnerie avec ouvertures. (Universal Distinct Element Code UDEC

2004) a été utilisé pour développer la méthode des éléments discrets pour l'analyse statique inélastique non linéaire des cadres en acier remplis de maçonnerie soumis à une charge en plan. Ces modèles étaient capables de tenir compte à la fois de la non-linéarité géométrique et de la non-linéarité matérielle. Ils ont vérifié les prédictions du mode de rupture et l'évolution de la déformation par des expériences. Il a également été démontré que cette méthode permettait de simuler correctement les mécanismes de rupture basés sur le glissement et la séparation des joints.

## **2.8 Synthèse**

La recherche précédente a démontré que si les remplissages en maçonnerie sont bien conçus, peuvent améliorer le comportement structurel des systèmes de cadres, en particulier dans les zones sismiques. Plusieurs équations ont été proposées par différents chercheurs pour tenir compte de la rigidité des remplissages dans l'approche des bielles diagonales. Cependant, ils sont basés soit sur des résultats expérimentaux très limités, soit sur les résultats numériques d'une modélisation par éléments finis idéalisée. Du point de vue de la conception, bien que certaines normes de calcul soient disponibles au Canada et aux États-Unis, elles sont très différentes dans leurs expressions et leur exactitude n'a pas été profondément évaluée.



# CHAPITRE 03

---

## CALCUL PLASTIQUE DE STRUCTURES

### *3.1 Introduction*

### *3.2 Théorèmes fondamentaux de la plasticité*

#### *3.2.1 Théorème cinématique (Théorème de la limite supérieure)*

#### *3.2.2 Théorème statique (Théorème de la limite inférieure)*

#### *3.2.3 Théorème de l'unicité*

### *3.3 Calcul de la charge de ruine par la méthode des travaux virtuels*

#### *3.3.1 Introduction*

#### *3.3.2 Charges de ruine et mécanisme de ruine de structures simples*

##### *i) Poutre simplement appuyée*

##### *ii) Poutre encastree et appuyée ou console retenue*

##### *iii) Poutre bi-encastree*

##### *iv) Poutre continue soumise à un chargement concentré*

#### *3.3.3 Charges de ruine et mécanisme de ruine d'un portique simple (une travée et un niveau)*

##### *i) Introduction*

##### *ii) Mécanisme de poutre "Beam mechanism"*

##### *iii) Mécanisme de panneau "Sway mechanism"*

##### *iv) Mécanisme Combiné "Combined mechanism"*

### *3.4 Charges de ruine et mécanisme de ruine des portiques multi-étagés et multi-travées*

### *3.5 Charges de ruine et mécanisme de ruine des structures en portiques remplis*

## *Chapitre 03 Calcul plastique de structures*

### **3.1 Introduction**

Le calcul plastique est un calcul basé sur la charge maximale que la structure supportera. Cette charge maximale est déterminée à partir d'une analyse de la résistance de l'acier dans la plage "plastique" qui explique l'origine du terme.

Le calcul élastique conventionnel suppose que la limite d'utilité d'une structure est la première atteinte de la limite élastique. Cependant, le dernier critère de l'utilité d'un cadre est sa capacité à supporter la charge. Si sa résistance n'est pas limitée par une rupture fragile, une fatigue, une instabilité ou une déformation excessive, le seul critère de conception restant logique est la charge maximale qu'il supportera. Le simple fait que la limite élastique calculée a été atteinte à un moment donné n'a aucune importance en soi. En fait, de nombreuses hypothèses de conception actuelles reposent sur la ductilité du matériau pour fournir des structures sûres. Le calcul plastique va plus loin et fait un usage conscient de cette même ductilité sur laquelle l'ingénieur a pris l'habitude de s'appuyer.

A quel type de structure cette méthode serait-elle appliquée ? En l'état actuel des connaissances, la conception plastique peut être appliquée aux structures métalliques chargées statiquement avec des joints rigides et aux poutres continues ou simples. Elle convient aux structures hyperstatiques qui sont sollicitées principalement (mais pas exclusivement) en flexion.

En fait, les méthodes de conception plastique ont été développées dans le but de fournir une approche plus rationnelle et économique pour la conception de structures à ossature dont les éléments possèdent un haut degré de ductilité. Les méthodes sont applicables aux cas dans lesquels les éléments d'un cadre possèdent une relation entre le moment fléchissant et la courbure ayant la forme illustrée dans la figure 3.1. Les caractéristiques importantes de ce type de relation sont :

- i) Si la courbure augmente indéfiniment, le moment fléchissant tend à une valeur limite  $\pm M_p$ , appelée moment plastique complet, indépendamment des antécédents de chargement.
- ii) Une augmentation de la courbure s'accompagne toujours d'une augmentation du moment fléchissant du même signe, à moins que le moment fléchissant n'ait atteint sa valeur plastique complète.

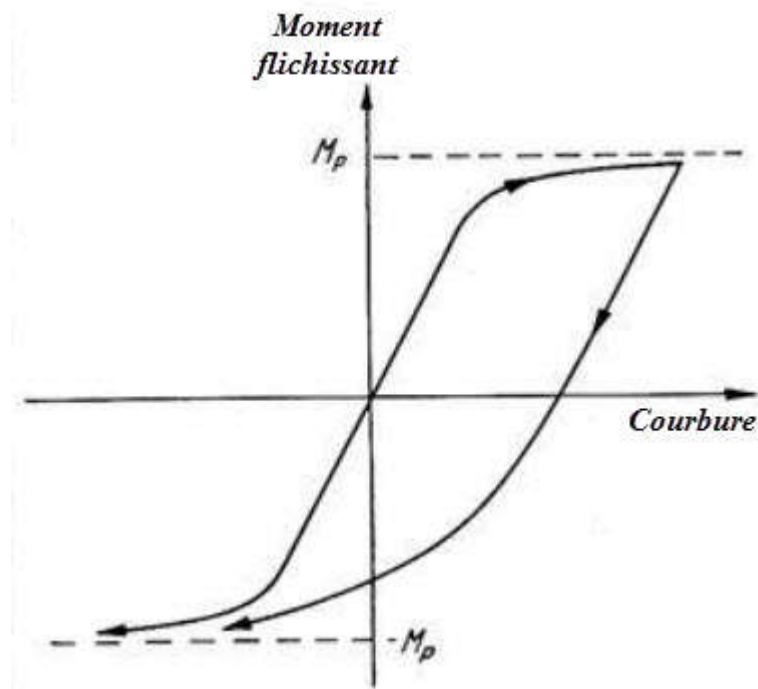


Fig. 3.1 : Relation Moment fléchissant – courbure

## 3.2 Théorèmes fondamentaux de la plasticité

### 3.2.1 Théorème cinématique (Théorème de la limite supérieure)

Ce théorème stipule que la charge de ruine ou le facteur de charge de ruine obtenu pour une structure qui satisfait à toutes les conditions d'écoulement et de mécanisme de ruine est soit supérieur ou égal à la vraie charge de ruine. La vraie charge de ruine peut être trouvée en choisissant la plus petite valeur des charges de ruine obtenue à partir de tous les cas possibles de mécanismes de ruine pour la structure. La méthode issue de ce théorème est basée sur l'équilibre entre le travail externe et le travail interne pour un mécanisme de ruine particulier. Elle est généralement appelée la méthode du mécanisme.

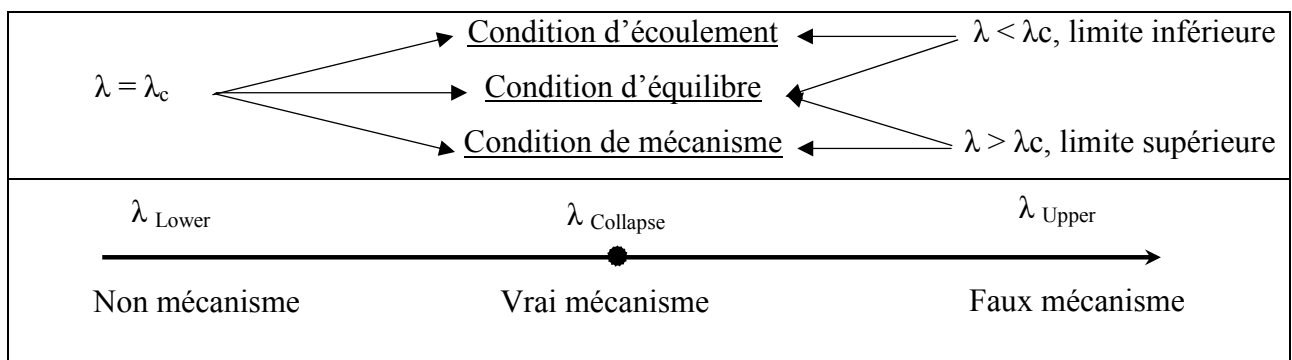
### 3.2.2 Théorème statique (Théorème de la limite inférieure)

Ce théorème stipule que la charge de ruine obtenue pour une structure qui satisfait à toutes les conditions d'équilibre statique et d'écoulement est soit inférieure ou égale à la vraie charge de ruine. En d'autres termes, la charge de ruine, calculée à partir d'un mode de ruine autre que le vrai, peut être décrite comme conservatrice lorsque la structure satisfait à ces conditions. La vraie charge de ruine peut être trouvée en choisissant la plus grande valeur des

charges de ruine obtenue à partir de tous les cas de conditions d'écoulement possibles dans la structure. Les conditions d'écoulement supposées dans la structure ne conduisent pas nécessairement à un mécanisme de ruine de la structure. L'utilisation de ce théorème pour calculer la charge de ruine d'une structure hyperstatique considère généralement l'équilibre statique à travers une approche de flexibilité pour produire des diagrammes des moments de flexion libres et réactifs. Elle est généralement appelée la méthode statique.

### 3.2.3 Théorème de l'unicité

Il est tout à fait clair que si une structure satisfait aux deux conditions des théorèmes statiques et cinématiques, la charge de ruine obtenue doit être vraie et unique. Par conséquent, le théorème de l'unicité stipule qu'une vraie charge de ruine est obtenue lorsque la structure est sous une distribution des moments de flexion qui sont en équilibre statique avec les forces appliquées et qu'aucune valeur du moment plastique n'est dépassée à n'importe quelle section transversale lorsqu'un mécanisme de ruine est formé. En d'autres termes, une charge de ruine unique est obtenue lorsque les trois conditions d'équilibre statique, d'écoulement et de mécanisme de ruine sont remplies.



**Fig. 3.2 :** Conditions du vrai mécanisme de ruine en fonction de  $\lambda$

Il convient de noter qu'une analyse incrémentale plastique satisfait à ces trois conditions :

- 1) Analyse d'équilibre statique est basée sur la résolution d'un ensemble d'équations d'équilibre ;
- 2) L'écoulement - la capacité du moment pour chaque section est vérifiée et une rotule plastique est insérée si le moment plastique est atteint dans n'importe quelle section ; L'insertion d'une rotule plastique dans l'analyse garantit que la capacité du moment n'est pas dépassée ;

- 3) Mécanisme - la formation d'un mécanisme de ruine est vérifiée par la formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques.

Ainsi, la charge de ruine obtenue à partir d'une analyse plastique est, en général, unique.

### 3.3 Calcul de la charge de ruine par la méthode des travaux virtuels

#### 3.3.1 Introduction

Le mécanisme ou la méthode du travail virtuel est recommandé pour déterminer le mécanisme de ruine et le diagramme du moment plastique pour les cadres hyperstatiques plus complexes.

La méthode est plus générale et est basée sur la théorie de la limite supérieure de la conception plastique qui stipule que la charge correspondant à la méthode présumée de la rupture sera toujours supérieure, ou au mieux égale, à la véritable charge ultime. La procédure de conception consiste donc à supposer un mécanisme et à calculer le moment plastique correspondant. Il peut être nécessaire de supposer plusieurs mécanismes différents afin de s'assurer que celui qui a le plus grand  $M_p$  requis a été essayé.

La charge de ruine produit un déplacement virtuel  $\delta$  et un travail extérieur défini par le produit  $P.\delta$ , le moment plastique  $M_p$  produit une rotation virtuelle  $\theta$ . Le travail virtuel intérieur est  $M_p.\theta$ , la charge de ruine des éléments structuraux ou structures simples peut s'obtenir à partir de l'égalité suivante :

$$\sum P_i \delta_i = \sum M_{pi} \theta_i \quad [3-1]$$

#### 3.3.2 Charges de ruine et mécanisme de ruine de structures simples

##### i) Poutre simplement appuyée

La charge de ruine d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée au milieu de sa portée (figure 3.3.a) peut être déterminée par la méthode des travaux virtuels, le degré d'hyperstaticité de cette poutre est  $r = 0$ . Le nombre de rotules nécessaires pour qu'elle devienne un mécanisme est :  $n = r + 1 = 1$ .

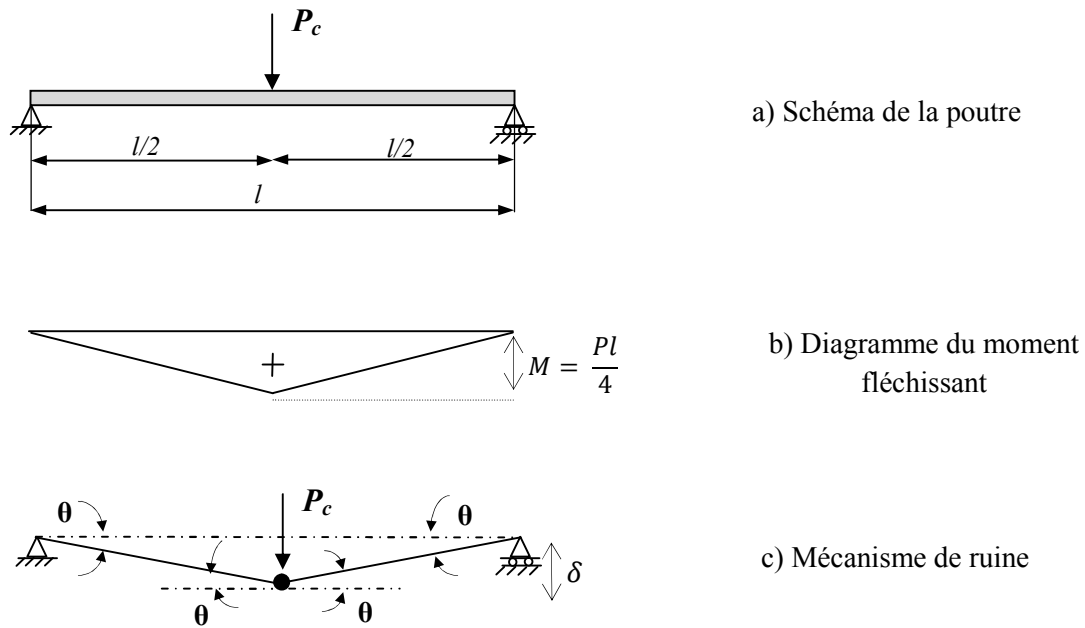


Fig. 3.3 : Poutre simplement appuyée

Le travail produit par l'effort extérieur,  $P_c$  doit être égal au travail produit par l'effort intérieur,  $M_p$ . La géométrie de la structure représentée à la figure 3.3.c permet d'écrire l'équation :

$$\delta = \frac{l\theta}{2}$$

L'égalité des travaux virtuels, lors de la ruine permet d'écrire

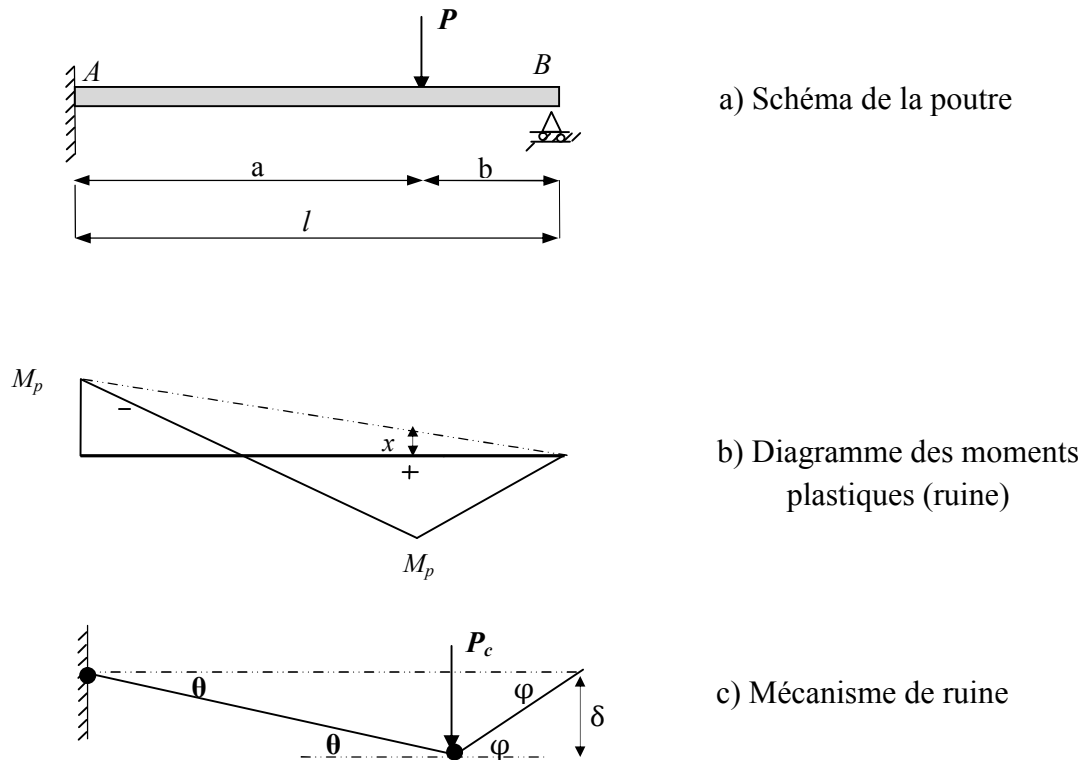
$$P_c \delta = M_p 2\theta \quad [3-2]$$

$$P_c \frac{l\theta}{2} = M_p 2\theta$$

D'où 
$$P_c = 4 \frac{M_p}{l} \quad [3-3]$$

### ii) Poutre encastree et appuyée ou console retenue

Soit la poutre de section constante, encastree à une extrémité et appuyée à l'autre et à laquelle est appliquée une charge concentrée  $P_c$  (figure 3.4.a). Il s'agit donc d'une poutre qui présente un (01) degré d'hyperstaticité, elle nécessite alors la formation de deux rotules plastiques pour qu'elle devienne un mécanisme.



**Fig.3.4 :** Poutre encastree d'un coté, et simplement appuyée de l'autre coté

Le même principe des travaux virtuels est utilisé pour déterminer la charge de ruine de cette poutre.

$$\sum P_i \delta_i = \sum M_{pi} \theta_i$$

De la géométrie de la structure figure 3.4.c, on peut écrire l'équation :

$$\delta = a \theta = b \theta \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{a}{b} \theta$$

D'où

$$P_c \delta = M_p \theta + M_p (\theta + \varphi) \quad [3-4]$$

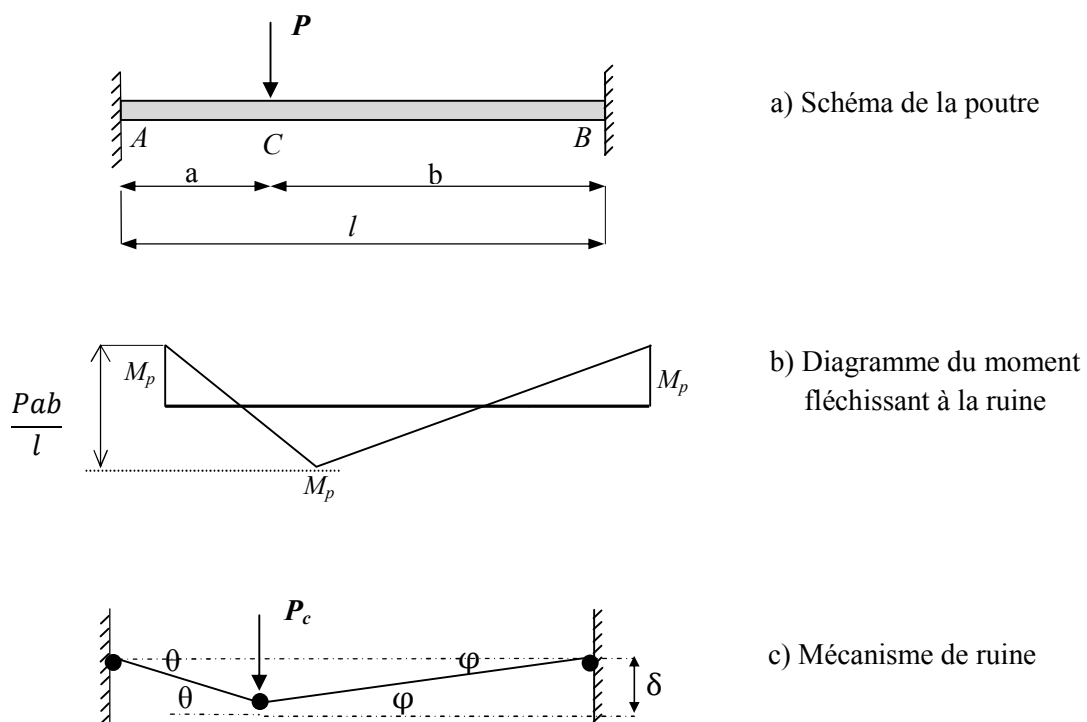
$$P_c a \theta = M_p \theta + M_p \left( \theta + \frac{a}{b} \theta \right)$$

$$P_c = \frac{(l+b)}{ab} M_p \quad [3-5]$$

**iii) Poutre bi-encastree**

On étudie une poutre de section constante, parfaitement encastree à ses extrémités et soumise à une charge concentrée,  $P_c$ , figure 3.5.a. Il s'agit donc d'une poutre qui est deux fois hyperstatique, elle nécessite alors la formation de trois rotules plastiques pour qu'elle devienne un mécanisme.

D'après le diagramme du moment fléchissant, les rotules plastiques ne pouvant se former qu'au droit des sections critiques, c'est au niveau de l'application de la charge et au niveau des deux encastrements.



**Fig. 3.5 :** Poutre bi-encastree

La charge de ruine  $P_c$  produit un déplacement virtuel  $\delta$ , le moment plastique  $M_p$  produit une rotation virtuelle  $2\theta$  à mi travée de la poutre et une rotation virtuelle  $\theta$  à l'encastrement gauche et  $\varphi$  à l'encastrement droit de la poutre.

A partir de la géométrie de la structure au moment de la ruine (figure 3.5.c), on peut écrire l'équation :

$$\delta = a\theta = b\theta \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{a}{b}\theta$$



La charge de ruine,  $P_c$  provoque la formation des trois rotules plastiques, ainsi que le déplacement virtuel  $\delta$ , le travail extérieur est égal au produit  $P_c \cdot \delta$ , le travail intérieur est égal à la somme des produits du moment plastique fois les rotations virtuelles.

$$P_c \delta = M_p \theta + M_p \varphi + M_p (\theta + \varphi) \quad [3-6]$$

$$P_c a \theta = M_p \theta + M_p \frac{a}{b} \theta + M_p \left( \theta + \frac{a}{b} \theta \right)$$

$$P_c = \frac{2l}{ab} M_p \quad [3-7]$$

#### **iv) Poutre continue soumise à un chargement concentré**

Soit une poutre continue à trois travées, dont le schéma statique et les différentes caractéristiques sont données dans la figure 3.6.a.

L'analyse de ce type de poutres se fait d'une manière similaire que les cas précédemment étudiés, chaque travée devrait être étudiée séparément. Il y a lieu à prendre en considération les hypothèses suivantes :

- Au niveau des appuis entre les travées de la poutre, le moment fléchissant est identique à droite et à gauche de l'appui. La rotule plastique se forme dans les membres les plus faibles (c'est-à-dire que le moment plastique sera le moment le plus faible des deux travées de la poutre considérée à ce niveau).
- Il est improbable que les travées de la poutre se rompent simultanément, donc chaque travée est à vérifier individuellement. La charge de ruine de la poutre continue est la plus petite des charges de ruine des travées prises séparément. Il s'agit donc d'une ruine partielle de la poutre.

La poutre devient désormais comme sur la figure 3.6.c.

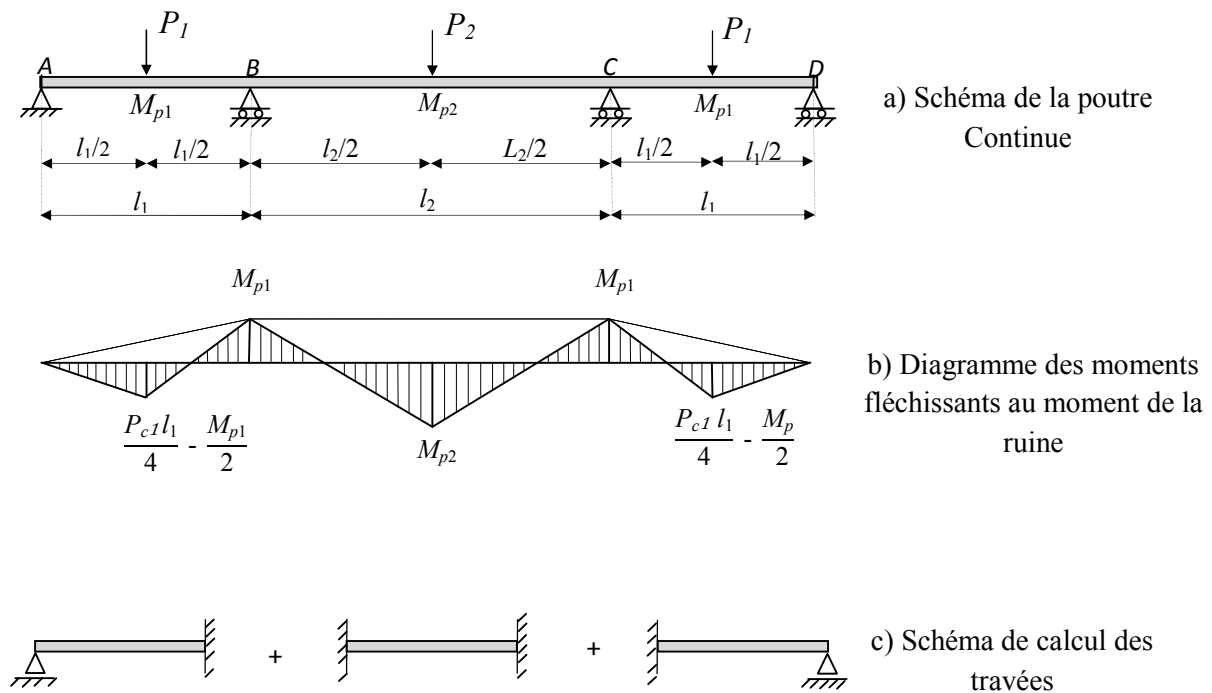


Fig. 3.6 : Poutre continue sous charges ponctuelles

**Travées AB, CD :**

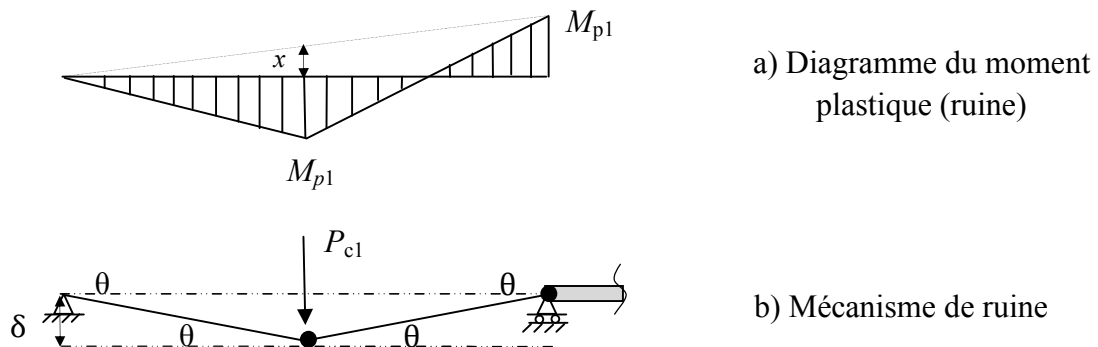


Fig. 3.7 : Mécanisme de ruine des travées AB et CD

Isolant les travées (AB) et (CD), (symétrie du chargement et même portée) elles sont comme si des poutres encastées à une extrémité et appuyées à l'autre figure 3.6.c, si elles se rompent en premier, le diagramme du moment fléchissant aura la forme donnée sur la figure 3.7.a. L'équation des travaux virtuels pour chacune des deux travées peut s'écrire comme suit :

$$P_{c1} \frac{l\theta}{2} = M_P(2\theta + \theta)$$

D'où 
$$P_{c1} = \frac{6M_P}{l} \quad [3-8]$$

### Travée BC :

Cette travée peut être simulée à une poutre encadrée à ses deux extrémités, les rotules plastiques ne pouvant se former qu'au droit des sections critiques, c'est au niveau de l'application de la charge et au niveau des deux encastremets, figure 3.5.

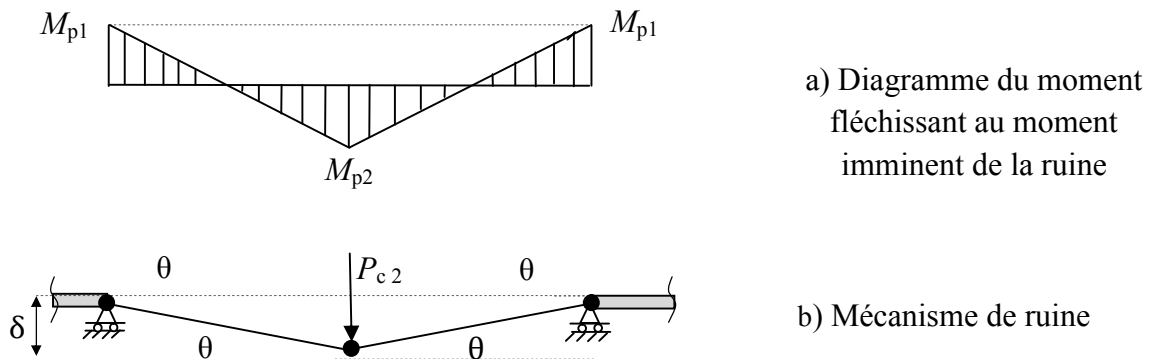


Fig. 3.8 : Mécanisme de ruine pour la travée BC

$$P_{c2} \frac{l\theta}{2} = M_{P1} \cdot \theta + M_{P2} \cdot 2\theta + M_{P1} \cdot \theta$$

$$P_{c2} = \frac{4(M_{P1} + M_{P2})}{l} \quad [3-9]$$

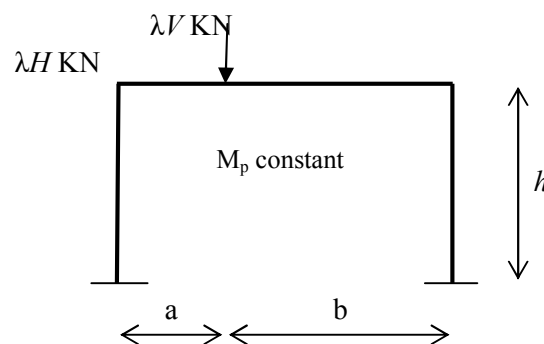
La ruine de cette poutre peut se produire seulement par un des deux mécanismes représentés dans les figures 3.7.b et 3.8.b, des deux travées AB, CD et BC, la plus petite valeur des deux charges de ruine  $P_{c1}$  et  $P_{c2}$  de ces deux mécanismes est la vraie charge de ruine.

### 3.3.3 Charges de ruine et mécanisme de ruine d'un portique nu simple (une travée et un niveau)

#### i) Introduction

Le présent paragraphe a pour objet la détermination des charges de ruine et les mécanismes de ruine d'un portique simple composé d'une travée et un niveau figure 3.9.

Ce portique est trois fois hyperstatique, il ne devient un mécanisme qu'après la formation de quatre rotules plastiques. A cet effet les charges de ruine et les mécanismes de ruine de ce portique sont déterminés par une série de combinaisons des mécanismes élémentaires et ce à cause de la complexité de ce dernier Comparativement aux poutres doublement encastées. Cette méthode est basée sur le principe des déplacements virtuels, elle consiste à combiner les différents mécanismes élémentaires de ruine,  $m$ , ( $m = p - r$ , où  $p$ , représente le nombre de sections critiques) jusqu'à l'obtention du plus petit facteur de charge,  $\lambda_c$ . Le mécanisme et la charge de ruine de chaque combinaison sont obtenus à partir de l'égalité du travail produit par les charges extérieures  $\sum F_i \delta$ , et le travail produit par les efforts intérieurs  $\sum M_p \theta$  (ce travail est obtenu par rotation des différentes rotules plastique)



**Fig. 3.9 :** Portique simple à une travée et un niveau

Les possibles déformées du portique sont représentées dans les figures 3.10 - 3.12 et dépendent essentiellement de la valeur des deux charges  $\lambda V$  et  $\lambda H$ . Le portique se transforme en un mécanisme de panneau ou « Sway mechanism » si la charge horizontale est prépondérante, si la charge verticale est prépondérante, il se produit un mécanisme de poutre ou « Beam mechanism » ou un mécanisme combiné « Combined mechanism » avec la participation des deux charges.

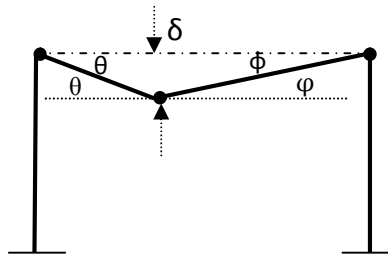
La combinaison des charges verticales  $\lambda V$  et horizontales  $\lambda H$  provoque la formation de deux ( $m = p - r = 5 - 3 = 2$ , où  $p$  représente le nombre de sections critiques) mécanismes élémentaires et un troisième avec la combinaison des deux.

### ii) Mécanisme de poutre "Beam mechanism"

Dans ce cas, la ruine de la structure est causée par la charge concentrée verticale  $\lambda V$ , le mécanisme et l'emplacement des rotules sont représentés dans la figure 3.10.

La géométrie de la structure permet d'écrire l'équation :

$$\delta = a\theta = b\varphi \quad \varphi = \frac{a}{b}\theta$$



**Fig. 3.10** : Mécanisme de poutre "Beam mechanism"

La charge concentrée verticale provoque la formation des trois rotules plastiques, ainsi que le déplacement virtuel  $\delta$ , le travail extérieur est égal au produit  $\lambda V \delta$ , le travail intérieur est égal à la somme des produits du moment plastique fois les rotations virtuelles  $\sum M_p \theta$ .

$$\lambda V_c \delta = M_p \theta + M_p \varphi + M_p (\theta + \varphi) \quad [3-10]$$

$$\lambda V_c a \theta = M_p \theta + M_p \frac{a}{b} \theta + M_p (\theta + \frac{a}{b} \theta)$$

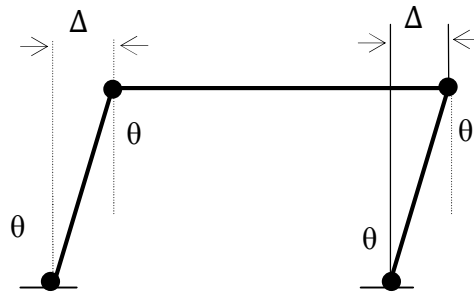
$$\lambda V_c = \frac{2l}{ab} M_p \quad [3-11]$$

### iii) Mécanisme de panneau "Sway mechanism"

L'effort horizontal  $\lambda H$  transforme la structure en un mécanisme de panneau, de balancement ou "Sway mechanism", suite à la naissance de quatre rotules plastiques au droit des sections critiques (figure 3.11).

La géométrie de la structure permet d'écrire l'équation suivante :

$$\Delta = h \theta$$



**Fig. 3.11 :** Mécanisme de panneau "Sway mechanism"

Avec le même principe des déplacements virtuels, on peut calculer facilement le facteur de charge de ruine de ce mécanisme :

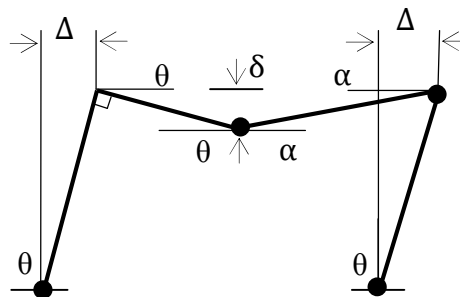
$$\lambda H_c \cdot \Delta = 4M_p \cdot \theta \quad [3-12]$$

$$\lambda H_c \cdot h\theta = 4M_p \cdot \theta$$

$$\lambda H_c = \frac{4}{h} M_p \quad [3-13]$$

**iv) Mécanisme Combiné "Combined mechanism"**

Le mécanisme représenté dans la figure 3.12 produit par la combinaison des deux charges concentrées verticale  $\lambda V$  et horizontale  $\lambda H$ , ces dernières provoquent des déformations du portique dans les deux sens avec naissance de quatre rotules plastiques le facteur de charge peut être calculé à partir :



**Fig. 3.12 :** Mécanisme Combiné "Combined mechanism"

$$\lambda V \delta + \lambda H \Delta = \frac{2l}{ab} M_p \theta + \frac{4}{h} M_p \theta - M_p \theta - M_p \theta \quad [3-14]$$

External work ,beam mechanism	External work ,sway mechanism	Internal work ,beam mechanism	Internal work ,sway mechanism	Internal work at hinge which disappears
-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	---

$$\lambda V a \theta + \lambda H h \theta = \frac{2l}{ab} M_p \theta + \frac{4}{h} M_p \theta - 2M_p \theta$$

$$\lambda V a + \lambda H h = \left( \frac{2l}{ab} + \frac{4}{h} - 2 \right) M_p \quad [3-15]$$

Il faut noter que ce comportement théorique est confirmé par des expériences [86]. La figure 3.13 montre trois portiques qui ont été testés avec diverses combinaisons de charge. Les chargements ont provoqué les différents mécanismes de ruine discutés ci-avant.

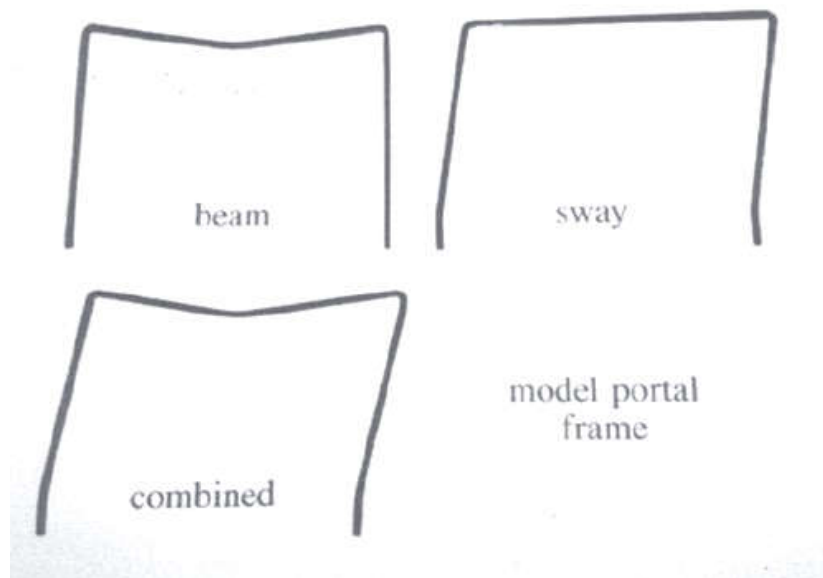


Fig. 3.13 : Types de mécanismes de ruine suite aux tests expérimentaux [86]

### 3.4 Charges de ruine et mécanisme de ruine de portiques multi-étagés et multi-travées

Quant aux structures en portiques nus multi-étagés et multi-travées, la détermination de la vraie charge de ruine et du vrai mécanisme de ruine avec les méthodes classiques devient extrêmement laborieuse. Toutefois, l'avènement de l'outil informatique a permis la réalisation de programmes numériques ou de logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis et la méthode incrémentale " pas à pas ". Boukeloua et al. [40] ont développé un programme numérique qui permet le calcul des charges de ruine de portiques nus multi-

étagés et multi-travées en flexion simple et avec interaction de M-N, ainsi que la construction de diagrammes d'interaction V-H.

### **3.5 Charges de ruine et mécanisme de ruine des structures en portiques remplis**

La prédiction théorique des charges de ruine pour les cadres ouverts sans remplissage ainsi que l'identification de leurs mécanismes de ruine respectifs sont classiques et peuvent être obtenus en utilisant les concepts de l'analyse plastique des structures ; les méthodes utilisées sont basées sur le concept du travail virtuel et de l'analyse limite. Pour les cadres remplis, différentes approches ont été utilisées pour prendre en compte l'effet du remplissage tout en sachant que presque tous les codes actuels le négligent dans le calcul. La principale difficulté est liée à la modélisation de l'interaction cadre-remplissage. En général, dans la macro-modélisation, le remplissage est remplacé par des bielles diagonales dont le nombre et la largeur à prendre varient d'un auteur à l'autre. Les détails des mécanismes observés et ceux retenus par les différentes normes sont donnés dans les chapitres 02 et 04 avec les prédictions expérimentales et théoriques des charges de ruine et des mécanismes de ruine (Beroual et al. [58]).



# **CHAPITRE 04**

---

## ***MODÉLISATION DES CADRES EN ACIER REMPLIS ET MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE***

### ***4.1 Introduction***

### ***4.2 Comportement du remplissage en maçonnerie***

#### ***4.2.1 Introduction***

#### ***4.2.2 Méthode de la bielle diagonale***

#### ***4.2.3 Analyse des modes de ruine et de résistance***

### ***4.3 Normes et codes de calcul***

#### ***4.3.1 CAN/CSA S 304.1-04. [70]***

#### ***4.3.2 Masonry Standards Joint Committee (MSJC 2013). [74]***

#### ***4.3.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 273-274). [60, 61]***

#### ***4.3.4 Eurocode 8. [72]***

### ***4.4 Macro-modélisation des cadres en acier remplis de maçonnerie***

#### ***4.4.1 Description du modèle proposé***

#### ***4.4.2 Largeur de la bielle diagonale***

#### ***4.4.3 Bielle diagonale agissant sur les poteaux adjacents au panneau de remplissage***

#### ***(Bielle diagonale des poteaux)***

#### ***4.4.4 Bielle diagonale agissant sur les poutres adjacentes au panneau de remplissage (Bielle diagonale des poutres)***

### ***4.5 Méthodologie de l'analyse adoptée***

#### ***4.5.1 Introduction***

#### ***4.5.2 Conditions fondamentales d'un mécanisme de ruine***

#### ***4.5.3 Analyse numérique non linéaire***

#### ***4.5.4 Système de chargement de structures***

## ***Chapitre 04 Modélisation des cadres en acier remplis et méthodologie d'analyse***

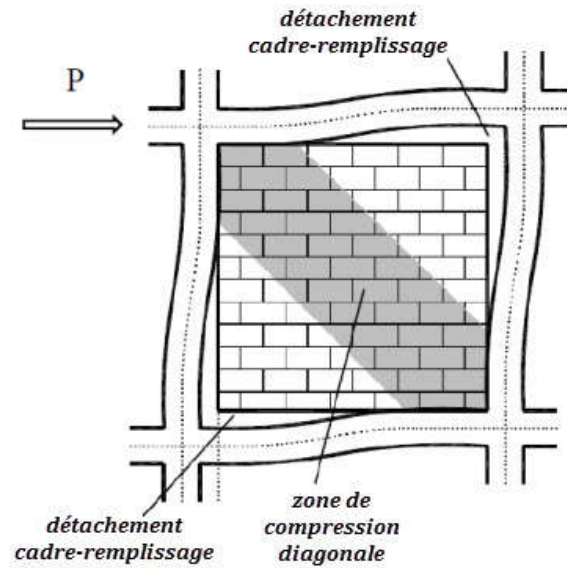
### **4.1 Introduction**

De nombreuses recherches ont été menées sur le comportement dans le plan des cadres en acier ou en béton armé remplis de maçonnerie. Cependant, la plupart des études ont été menées sur des cadres remplis soumis à des charges latérales monotones. Néanmoins, la tendance générale du comportement et les mécanismes de ruine de ces systèmes remplis ont été établis. Tout en fournissant un examen de la documentation disponible dans la littérature sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à des charges quasi statiques, ce chapitre met l'accent sur la description du nouveau macro-modèle proposé ainsi que sur la méthodologie de l'analyse adoptée.

### **4.2 Comportement du remplissage en maçonnerie**

#### **4.2.1 Introduction**

Les remplissages en maçonnerie, lorsqu'ils sont construits serrés contre le cadre limitrophe, peuvent agir conjointement avec le cadre lors de faibles niveaux de la charge latérale en offrant un maximum de rigidité. Cependant, à mesure que la charge augmente, l'interaction entre le remplissage et le cadre change lorsque le cadre se déforme, ce qui crée deux régions de contact entre le cadre et le remplissage situé aux deux coins chargés dans la direction diagonale. Ces zones de contact forment une zone de compression, créant une action de contreventement équivalente à une bielle diagonale. La figure 4.1 fournit une représentation visuelle des coins de contact et de la zone de compression formant la bielle diagonale. L'utilisation de la bielle diagonale pour remplacer la totalité du remplissage dans la détermination de la rigidité et de la résistance du système est connue sous le nom de "Méthode de la bielle diagonale" qui a été proposée à l'origine par Polyakov (1960) [28]. Depuis ce temps, la méthode a été modifiée et développée sous diverses formes de formulations. Elle est devenue la méthode d'analyse prédominante pour les murs de maçonnerie et a été adoptée dans la plupart des codes de calcul de maçonnerie à travers le monde.



**Fig. 4.1** : Zone de compression formant la bielle diagonale équivalente  
(Adapté d'Asteris et al. 2011[5])

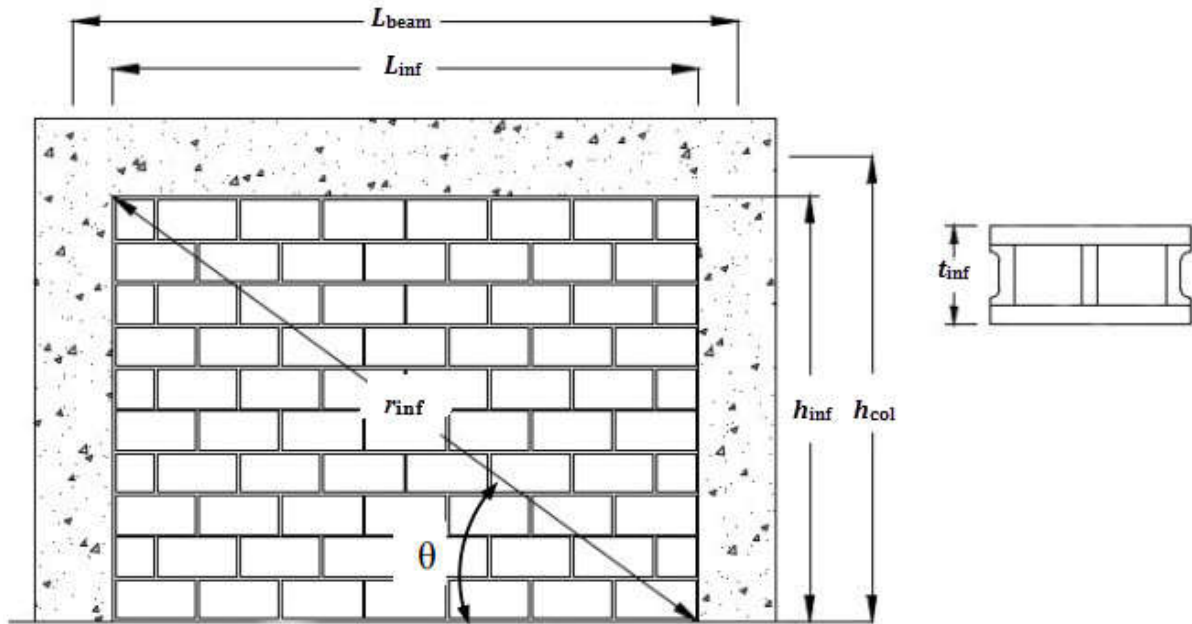
#### 4.2.2 Méthode de la bielle diagonale

La clé de la méthode de la bielle diagonale est de déterminer la largeur de la bielle diagonale qui peut simuler la rigidité et la résistance du système rempli. Une fois la largeur connue, une simple analyse du cadre peut être effectuée pour obtenir la rigidité du système. Des études expérimentales et analytiques ont été menées afin de développer des modèles analytiques pour calculer la largeur de cette bielle. Le Tableau 4.1 présente un résumé de ces modèles pour en faciliter la consultation, dont une brève description générale de chaque modèle est donnée dans les sections qui se présentent au dessous de ce tableau.

Il est à noter que la plupart des modèles présentés ont été développés avec une charge latérale monotone. La figure 4.2 illustre les variables géométriques définies dans le Tableau 4.1.

Auteur	Equation	N°
Holmes (1961) [31]	$a = r_{inf}/3$	[4-1]
	$a = \sqrt{\alpha_c^2 + \left(\frac{L_{beam}}{2}\right)^2}$	
Staffort – Smith & Carter (1969) [27]	$\frac{\alpha}{h_{inf}} = \frac{\pi}{2\lambda_1 h_{inf}}$	[4-2]
	$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}}$	
Mainstone (1971) [36]	$\frac{a}{r_{inf}} = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} \quad 4 \leq \lambda_1 h_{col} \leq 5$ $\frac{a}{r_{inf}} = 0.16(\lambda_1 h_{col})^{-0.3} \quad \lambda_1 h_{col} \geq 5$	[4-3]
Liauw and Kwan (1984) [12]	$a = \frac{0.86 h_{inf} \cos\theta}{\sqrt{\lambda_1 h_{inf}}}, \text{ ou } 0.45 h_{inf} \cos\theta$	[4-4]
	$a = \gamma r_{inf} \sin(2\theta)$	
Durrani and Luo (1994) [67]	$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin(2\theta)} \left( \frac{h_{col}^4 E_{me} t_{inf}}{m E_{col} I_{col} h_{inf}} \right)^{-0.1}$ $m = 6 \left( 1 + 6 \tan^{-1} \left( \frac{E_b E_b h_{col}}{E_{col} I_{col} L_{beam}} \right) / \pi \right)$	[4-5]
Flanagan and Bennett (1999) [62]	$a = \frac{\pi t_{inf}}{c \lambda_1 \cos\theta}$	[4-6]
Al-Chaar (2002) [68]	$a = 0.0835 C r_{inf} \left( 1 + \frac{2.574}{\lambda_l h_{col}} \right) \text{ pour } \frac{L_{inf}}{h_{inf}} \geq 1.5$ $a = 0.1106 r_{inf} \left( 1 + \frac{6.027}{\lambda_1 h_{col}} \right) \text{ pour } \frac{L_{inf}}{h_{inf}} = 1$ $C = -0.3905 \left( \frac{L_{beam}}{h_{inf}} \right) + 1.7829$	[4-7]
El-Dakhkhni et al. (2003) [9]	$A = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c h_{col} t_{inf}}{\cos\theta}$	[4-8]

**Tableau 4.1** : Sommaire des modèles analytiques de la largeur de la bielle diagonale équivalente



**Fig. 4.2 :** Définition des variables géométriques du remplissage en maçonnerie

Holmes (1961) [31] (Eq. [4-1]) a effectué des expériences sur treize cadres en acier remplis à petite échelle et a proposé la largeur de la bielle diagonale,  $a$ , en fonction de la longueur de la diagonale,  $r_{inf}$ .

Stafford -Smith & Carter (1969) [27] (Eq. [4-2]) ont mené des expériences sur des cadres remplis carrés chargés diagonalement et ont constaté que la longueur de contact le long de la hauteur du remplissage,  $a$ , est gouvernée par la rigidité relative du remplissage de maçonnerie au cadre, qui est défini en utilisant un paramètre sans dimension “ $\lambda.h$ ”. Ce terme évalue la rigidité relative à travers la hauteur du cadre rempli,  $h_{inf}$ , l'épaisseur du remplissage,  $t_{inf}$ , le module de Young du remplissage,  $E_{me}$ , le module de Young du poteau du cadre,  $E_{fe}$ , et la pente de la diagonale du remplissage par rapport à l'horizontale,  $\theta$ . En combinant la longueur de contact définie le long du poteau ( $a_c$ ) et en supposant que la longueur de contact le long du sommet du remplissage est la moitié de la portée de la poutre ( $L_{beam}/2$ ), la largeur de la bielle diagonale peut être définie.

Mainstone (1971) [36] (Eq. [4-3]) a mené une série d'expériences sur des cadres en acier remplis de béton et en utilisant la technique d'ajustement en courbe ; les équations semi-empiriques incorporant le paramètre de rigidité “ $\lambda$ ” défini par Stafford-Smith & Carter (1969) [27] ont été proposées.

Liauw et Kwan (1984) [12] (Eq. [4-4]) ont mené une étude analytique en utilisant la méthode des éléments finis pour analyser le comportement des cadres remplis en maçonnerie. Une caractéristique clé de cette étude analytique est que les forces de frottement entre les interfaces cadre/poteau ont été négligées. L'équation de la largeur de la bielle résultante intégrait toujours le paramètre de rigidité “ $\lambda$ ” mais dans une formulation légèrement plus simple.

Durrani et Luo (1994) [67] (Eq. [4-5]) ont mené une étude par éléments finis pour calculer la largeur de la bielle diagonale. Ils ont proposé une nouvelle équation pour évaluer la rigidité relative où l'effet de la rigidité de la poutre et du poteau est considéré de façon plus explicite.

Flannagan et Bennett (1999) [62] (Eq. [4-6]) ont effectué une série de tests expérimentaux sur des cadres en acier remplis de tuiles d'argile sous chargement dans le plan. Ils ont proposé une formule simplifiée basée sur une nouvelle constante empirique,  $C$ , qui est conçue pour refléter les différents états de dommages subis par le remplissage au cours de l'historique de chargement.

Al-Chaar (2002) [68] (Eq. [4-7]) a proposé des équations pour calculer la largeur de la bielle pour les remplissages avec différents rapports hauteur/longueur. Sur la base d'une technique d'ajustement de la courbe à partir des résultats d'une étude par éléments finis, les équations indiquent que la bielle diagonale ne peut se développer que pour des remplissages courts et trapus avec un rapport hauteur/longueur supérieur ou égal à l'unité.

El-Dakhkhni et al. (2003) [9] (Eq. [4-8]) ont introduit une méthode à trois bielles pour décrire l'interaction entre le remplissage et le cadre. Il a été proposé que la bielle diagonale soit composée de deux régions diagonales au lieu d'une seule bielle diagonale, comme illustré à la figure 4.3. Les deux régions de compression diagonale sont définies par les longueurs de contact le long de la hauteur et de la longueur du remplissage,  $\alpha_c h_{col}$  et  $\alpha_c L_{beam}$  respectivement, comme suit :

$$\alpha_c h_{col} = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pc})}{f'_{m-0} t_{inf}}} \leq 0.4 h_{col} \quad [4-9]$$

$$\alpha_c L_{beam} = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pb})}{f'_{m-90} t_{inf}}} \leq 0.4 L_{beam} \quad [4-10]$$

Où  $M_{pc}$  et  $M_{pb}$  sont la capacité du moment plastique au poteau et à la poutre respectivement ;  $M_{pj}$  est la capacité du moment plastique du joint considérée comme la capacité minimale du poteau, de la poutre ou de la connexion ;  $f'_{m-0}$  et  $f'_{m-90}$  sont la résistance de la maçonnerie parallèle et perpendiculaire au joint du lit, respectivement.

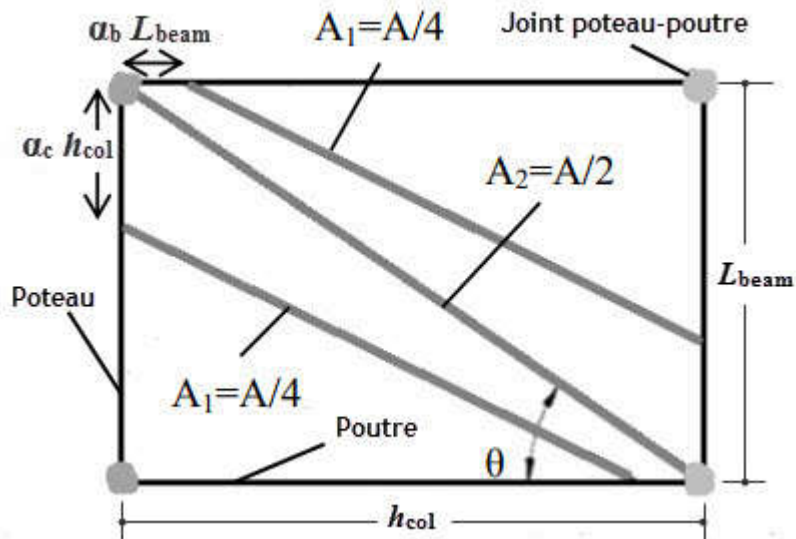


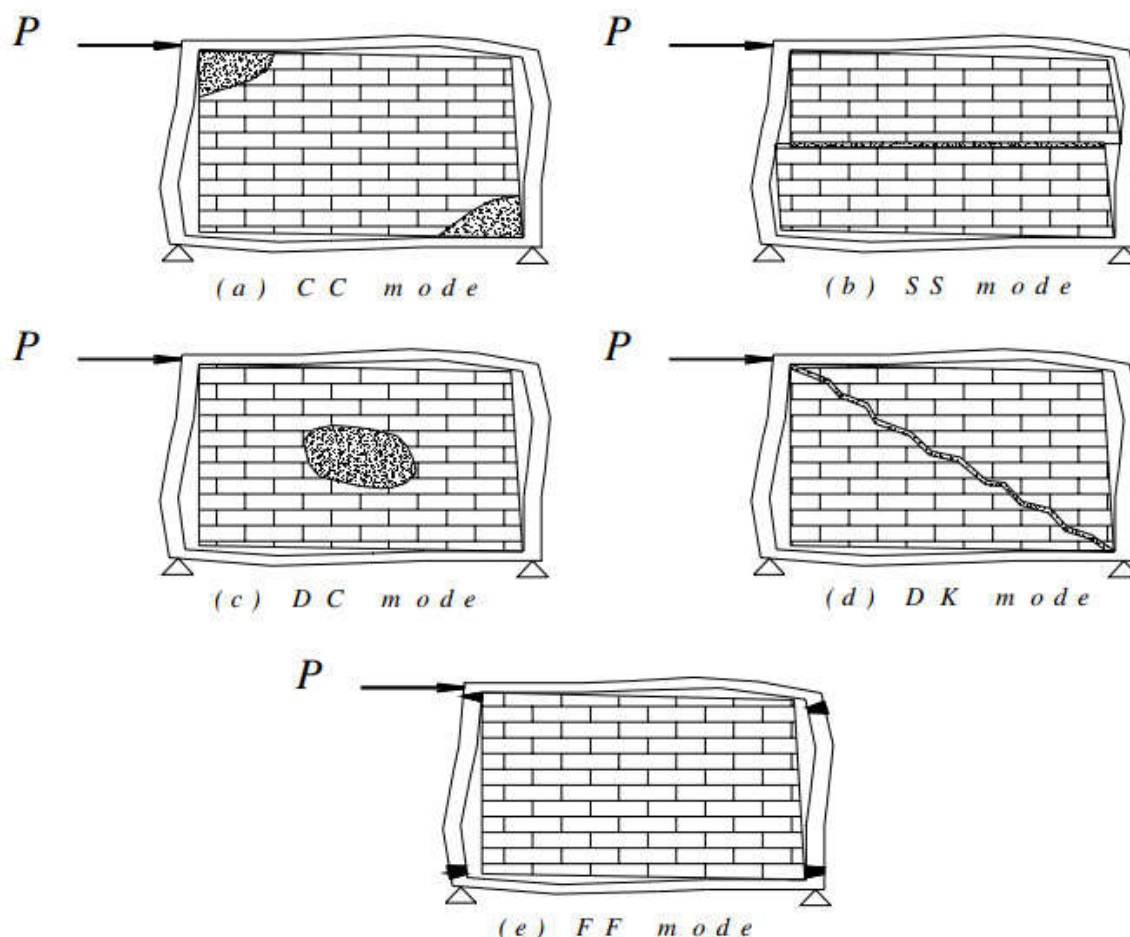
Fig. 4.3 : Modèle du cadre rempli à trois bielles  
(Adapté d'El-Dakhakhni 2003 [9])

#### 4.2.3 Analyse des modes de ruine et de résistance

Des recherches antérieures ont montré que les cadres remplis en maçonnerie chargés latéralement ont cinq modes de ruine potentiels (Liauw et Kwan 1983[18], Flanagan et Bennett 1999 [62]). Les représentations schématiques de ces modes de ruine sont illustrées à la figure 4.4.

La figure 4.4 (a) illustre le mode de rupture de l'écrasement des coins (CC) qui se produit lorsque les blocs de remplissage en maçonnerie se rompent en compression dans chacun des coins de contact. Ce mode de rupture se produit lorsqu'un cadre solide est jumelé à un faible remplissage en maçonnerie. La figure 4.4 (b) illustre le mode de rupture par cisaillement coulissant (ou attelle de genou) (SS) qui se produit lorsqu'une action de cisaillement horizontal se produit le long du joint de lit du remplissage en maçonnerie. Cela peut être attribué à la faiblesse des joints de mortier et à la solidité du cadre. La figure 4.4 (c) illustre le mode de rupture de la bielle de compression (DC) qui se produit lorsqu'une région

d'écrasement se forme au centre du remplissage, ce qui entraîne un flambage hors plan de la paroi de remplissage en maçonnerie. Ce mode de ruine est causé par une bielle de compression trop mince. La figure 4.4 (d) illustre le mode de rupture par traction diagonale (ou fissuration diagonale) (DK) qui se produit lorsque les forces de traction diagonale créent des fissures dans la barre diagonale.



**Fig. 4.4** : Différents modes de ruine des cadres remplis de maçonnerie  
(Adapté d'El-Dakhakhni 2003 [9])

Finalement, la figure 4.4 (e) illustre le mode de rupture de cadre (FF) qui se produit lorsqu'un cadre faible est jumelé à un remplissage en maçonnerie fort. Il en résulte une rupture des poteaux du cadre de délimitation.

Il est également constaté que pour les cadres remplis d'un matériau et d'une géométrie typiques rencontrés dans la pratique, la rupture par écrasement des coins est le mode de rupture prédominant. Plusieurs chercheurs ont développé des équations de résistance de remplissage qui définissent la capacité des modes de rupture définis ci-dessus. Un sommaire



de ces équations est présenté au Tableau 4.2 et de brèves informations de base sont données dans les sections ci dessous.

Auteur	Equation	N°
Mainstone (1971) [36]	$H_{cc} = 0.56 (\lambda_1 h_{inf})^{-0.875} f'_m h_{col} t_{inf} \cot(\theta); 4 \leq \lambda_1 h_{col} \leq 5$	[4-11]
	$H_{cc} = 0.52 (\lambda_1 h_{inf})^{-0.8} f'_m h_{col} t_{inf} \cot(\theta); \lambda_1 h_{col} \leq 5$	
Wood (1978) [21]	$H_{ult} = \frac{4M_p}{h_{inf}} + \frac{1}{2} \sigma_c I t_{inf}$	[4-12]
Rosenbluth (1980) [87]	$H_{ss} = \left(0.9 + 0.3 \frac{L_{inf}}{h_{inf}}\right) f_{bs} h_{inf} t_{inf}$	[4-13]
	$H_{cc} = \frac{2}{3} \alpha_c t_{inf} f'_m \sec \theta$	[4-14]
	$\alpha_c = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}{E_{me} t_{inf}}}$	
Liauw and Kwan (1983) [18]	$H_{cc} = \sigma_c t_{inf} h_{col} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pb})}{\sigma_c t_{inf} h_{col}^2}}$	[4-15]
	$H_{cc} = \frac{\sigma_c t_{inf} h_{col}}{\tan \theta} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pb})}{\sigma_c t_{inf} h_{col}^2}}$	[4-16]
	$H_{DC} = \frac{4M_{pj}}{h_{col}} + \frac{\sigma_c t_{inf} h_{col}}{6}$	[4-17]
	$H_{DC} = \frac{4M_{pj}}{h_{col}} + \frac{\sigma_c t_{inf} h_{col}}{6 \tan \theta}$	[4-18]
Mehrabi et al. (1996) [80]	$H_{ss} = 0.34 A_w + 0.9 P_w$	[4-19]
Stafford-Smith & Coull (1991) [65]	$H_{cc} = f'_m t_{inf} \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4E_{fe} I_{col}}{E_{me} t_{inf}}}$	[4-20]
	$H_{cr} = 1.72 L_{inf} t_{inf} f_t$	[4-21]
Flanagan and Bennett (1999) [62]	$H_{DC} = K_{DC} L_{inf} t_{inf} \sqrt{f'_m}$	[4-22]
	$H_{cc} = K_{cc} t_{inf} f'_m$	[4-23]

**Tableau 4.2 :** Sommaire des équations d'évaluation de la résistance des cadres remplis en maçonnerie

$H_{ss}$ , est la capacité de cisaillement coulissant.  $H_{cc}$ , est la résistance à l'écrasement du coin.

$H_{DC}$ , est la résistance à la fissuration diagonale.  $H_{ult}$ , est la charge ultime du cadre rempli.

Mainstone (1971) [36] (Eq. [4-11]) a proposé une équation pour calculer la capacité de la charge d'écrasement du coin,  $H_{cc}$ , du remplissage de briques en maçonnerie qui a été formulé pour se référer au paramètre de rigidité  $\lambda$ , à la résistance à la compression du remplissage en maçonnerie  $f'_m$ , et à la hauteur du poteau du cadre.

Woods (1978) [21] (Eq. [4-12]) a développé une équation pour calculer la charge ultime des cadres en béton armé remplis comme une combinaison de la résistance du remplissage et du cadre. L'équation utilise la résistance à l'écrasement du coin,  $\sigma_c$ , et la plus faible valeur de la capacité du moment plastique de la poutre ou du poteau,  $M_p$ .

Rosenbluth (1980) [87] (Eq. [4-13, 4-14]) a décrit deux équations de mode de rupture, le cisaillement coulissant et l'écrasement du coin, pour les cadres en béton armé remplis en maçonnerie. Le cisaillement coulissant a été décrit en fonction du rapport hauteur/longueur et de la résistance au cisaillement du mortier, tandis que l'écrasement du coin a été défini en fonction de la longueur de contact et de la résistance à la compression des blocs de maçonnerie. L'équation utilise la résistance au cisaillement entre la maçonnerie et le mortier,  $f_{bs}$ , et la longueur de contact du remplissage et du poteau,  $\alpha_c$ .

Liauw et Kwan (1983) [18] (Eq. [4-15, 4-16, 4-17, 4-18]) ont appliqué la méthode d'analyse plastique pour décrire deux modes de rupture, l'écrasement du coin et la compression diagonale. L'équation utilise la capacité de moment plastique du joint et de la poutre  $M_{pj}$  et  $M_{pb}$ . Les équations [4-15, 4-16] calculent la rupture de l'écrasement du coin dans les poteaux et la connexion remplissage-poutre et la poutre et la connexion remplissage-poutre respectivement.

Mehrabi et al. (1996) [80] (Eq. [4-19]) ont mené une étude évaluant l'effet de la charge bi-axiale sur les cadres en béton armé remplis en maçonnerie et ont défini la résistance au cisaillement coulissant des cadres remplis sous charge bi-axiale en fonction de la section transversale horizontale du remplissage,  $A_w$ , et de la charge verticale agissant sur le remplissage,  $P_w$ .

Stafford-Smith & Coull (1991) [65] (Eq. [4-20, 4-21]) ont proposé des équations pour la résistance à l'écrasement du coin et à la fissuration diagonale des cadres remplis en maçonnerie sur la base du concept de la bielle diagonale.

Flanagan et Bennett (1999) [62] (Eq. [4-22, 4-23]) ont soutenu que la géométrie et les propriétés du cadre avaient un faible impact sur la résistance à l'écrasement du coin et qu'une

méthode plus simplifiée pourrait s'avérer tout aussi efficace. Ils ont proposé une formule simplifiée pour calculer la résistance à l'écrasement du coin et la résistance à la fissuration diagonale avec deux constantes empiriques.  $K_{CC}$  est une constante empirique pour l'écrasement du coin avec une valeur de 246 mm, et  $K_{DC}$  est une constante empirique avec une valeur de 0,066.

### 4.3 Normes et codes de calcul

#### 4.3.1 CAN/CSA S 304.1-04. [70]

La conception des cadres remplis en maçonnerie peut être trouvée dans l'article 7.13.3 de la norme CSA S304-14, où la méthode des bielles diagonales équivalentes est définie. Le code adopte une version modifiée de la méthode proposée par Stafford-Smith & Carter (1969) [27] pour déterminer la largeur de la bielle diagonale  $a$ , qui est définie comme suit :

$$a = \sqrt{\alpha_c^2 + \alpha_b^2} \quad [4-24]$$

Où  $\alpha_c$  et  $\alpha_b$  sont les longueurs de contact vertical et horizontal entre le cadre et la bielle diagonale respectivement. Les longueurs de contact des cadres remplis sont définies comme suit :

$$\alpha_c = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_{fe}I_{col}h_{inf}}{E_{inf}t_{inf} \sin 2\theta}}; \quad \alpha_b = \pi \sqrt[4]{\frac{4E_{fe}I_b L_{inf}}{E_{inf}t_{inf} \sin 2\theta}} \quad [4-25]$$

Où,  $E_{inf}$  et  $E_{fe}$  est le module d'élasticité du remplissage en maçonnerie et du matériau du cadre,  $h_{inf}$  et  $L_{inf}$  sont la hauteur et la longueur du remplissage,  $t_{inf}$  est l'épaisseur effective du mur,  $I_{col}$  et  $I_b$  sont les moments d'inertie du poteau et de la poutre, et  $\theta$  est la pente de la diagonale de remplissage par rapport à l'axe horizontal. Pour le calcul de la capacité de compression de la bielle diagonale, la largeur effective de la bielle diagonale  $a$  doit être considérée comme  $a/2$  et ne doit pas dépasser le quart de la longueur de la diagonale. Cependant, la norme CSA S304.1-04 exige une réduction supplémentaire de la largeur effective de la bielle utilisée pour les calculs de rigidité avec un facteur de 0.5.

La résistance en plan des remplissages en maçonnerie dans la norme CSA S304.1-04 est déterminée en fonction de trois modes de rupture, soit la compression diagonale de la bielle, le glissement en cisaillement et la fissuration en traction diagonale.

#### 4.3.2 Masonry Standards Joint Committee (MSJC 2013). [74]

La norme: Masonry Standards Joint Committee (MSJC) a été mandatée par The Masonry Society (TMS), The American Concrete Institute (ACI) et Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers (SEI/ASCE) afin de déterminer les dispositions relatives à la conception de la maçonnerie, conformément aux normes American National Standards Institute. (ANSI) des procédures de consensus. La norme qui en résulte est désignée sous le nom de MSJC 2013 dans (TMS 402-13/ACI 530-13/ASCE 5-13) pour représenter la norme de conception de maçonnerie Américaine. La norme utilise la méthode de la bielle équivalente et calcule la largeur,  $a$ , comme suit :

$$a = \frac{0.3}{\lambda_{\text{strut}} \cos \theta_{\text{strut}}} \quad [4-26]$$

Où  $\theta_{\text{strut}}$  est le même angle que  $\theta$  défini précédemment.  $\lambda_{\text{strut}}$  est le paramètre de rigidité tel que défini dans Stafford-Smith & Carter (1969) [27]. Cette expression est basée sur les travaux menés par Flanagan et Bennett (1999) [62] sur les cadres en acier remplis de tuiles d'argile.

Comme pour la norme CSA S304-14, la résistance de remplissage dans la norme MSJC 2013 est également évaluée en fonction de trois modes de rupture, tandis que des modes de rupture légèrement différents sont définis. Il s'agit d'un écrasement des coins, d'un cisaillement en coulissant et d'un déplacement latéral de 25 mm du cadre rempli. Pour le mode de rupture de l'écrasement des coins prédominant, la MSJC 2013 utilise simplement un terme constant de 6 pouces comme largeur de la bielle diagonale pour tenir compte de la capacité de compression de la bielle diagonale où la résistance latérale du remplissage est exprimée comme suit :

$$V_r = (6.0 \text{ in}) t_e f'_m \quad [4-27]$$

Il convient de noter que les deux codes (CSA S304-14 et MSJC 2013) utilisent l'épaisseur effective,  $t_e$ , du remplissage au lieu de l'épaisseur totale,  $t$ , du remplissage adopté par les études précédentes. Dans le cas des remplissages non cimentés, l'épaisseur effective est considérée comme l'épaisseur de l'enveloppe frontale des unités de maçonnerie.

### 4.3.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 273-274). [60, 61]

La norme FEMA, a présenté une définition de la largeur de la bielle diagonale ainsi que quatre modes de rupture pour les cadres remplis en maçonnerie (cisaillement coulissant, rupture par compression, rupture par traction diagonale et rupture générale par cisaillement du panneau). La définition de la géométrie de la bielle équivalente suit la méthode proposée par Mainstone (1971) [36] avec la largeur de la bielle diagonale,  $a$ , définie comme suit :

$$a = 0.175(\lambda_{\text{strut}} h_{\text{col}})^{-0.4} \cdot r_{\text{inf}} \quad [4-28]$$

Où  $r_{\text{inf}}$  est la longueur diagonale du panneau de remplissage.

### 4.3.4 Eurocode 8 [72]

Dans la section consacrée à la modélisation dans l'analyse structurelle de la dernière version de l'Eurocode 8 (UNI EN 1998-1 :2004), Il peut être lit : les murs de remplissage qui contribuent de manière significative à la rigidité latérale et à la résistance du bâtiment doivent être pris en compte.

Ensuite, dans la section concernant les irrégularités dans le plan, il est indiqué que : les remplissages doivent être inclus dans le modèle et une analyse de sensibilité concernant la position et les propriétés des remplissages doit être effectuée. Ensuite, en référence à une distribution non uniforme des remplissages en élévation, si un modèle plus précis n'est pas utilisé, on peut calculer les effets de l'action sismique sur les poteaux en les amplifiant par un facteur d'agrandissement.

Par conséquent, l'utilisation d'un modèle fiable est souvent recommandée. Néanmoins, aucun modèle de remplissage n'est inclus dans l'Eurocode 8 comme support pour les applications pratiques, ce qui laisse aux concepteurs le choix d'un critère pour la modélisation des remplissages et l'identification des interactions complexes entre les cadres et les remplissages.

La norme européenne de conception sismique Eurocode 8 recommande que la largeur de l'entretoise diagonale équivalente pour déterminer la rigidité soit calculée comme suit :

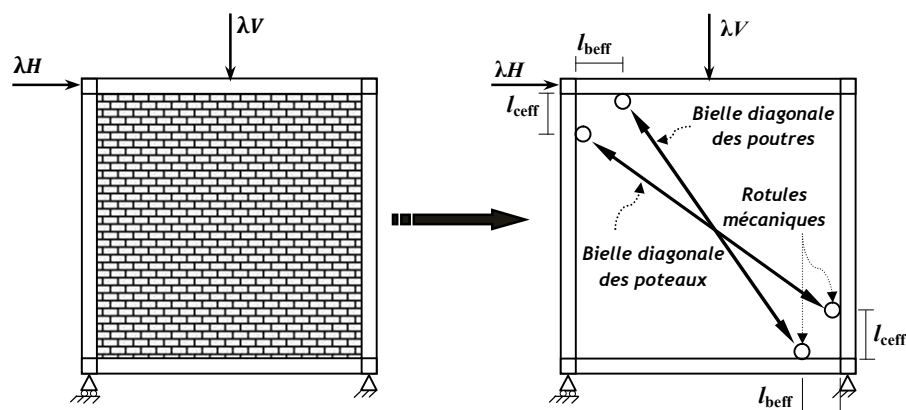
$$a = 0.15 r_{\text{inf}} \quad [4-29]$$

L'Eurocode 8 (2004) stipule que la largeur de la bielle doit tenir compte de la présence d'ouvertures et ne doit pas dépasser la plus petite des deux valeurs suivantes :  $0,25l$  ou  $4t$ . Cependant, aucune disposition sur la façon de prendre en compte les ouvertures n'a été donnée.

## 4.4 Macro-modélisation des cadres en acier remplis de maçonnerie

### 4.4.1 Description du modèle proposé

Dans la présente thèse, un nouveau macro-modèle à deux bielles est proposé pour modéliser le panneau de remplissage. Ce macro-modèle est illustré à la figure. 4.5. Le remplissage en maçonnerie est censé être remplacé par deux bielles diagonales entrecroisées équivalentes. Les points d'application de ces bielles diagonales par rapport aux coins du cadre sont distants de  $l_{ceff}$  pour la bielle diagonale des poteaux et de  $l_{beff}$  pour la bielle diagonale des poutres. Chaque bielle diagonale équivalente doit avoir une largeur effective ( $a$ ), le même module d'élasticité et la même épaisseur que le panneau de remplissage qu'elle représente.



**Fig. 4.5 :** Nouveau macro-modèle proposé pour le cadre en acier rempli en maçonnerie

Les propriétés géométriques et mécaniques des éléments du cadre sont indiquées dans le Tableau 4.3, et les propriétés mécaniques des cadres en acier et du remplissage en maçonnerie sont indiquées dans le Tableau 4.4.

Eléments de cadre	Nuance d'acier	Type de section transversale	Longueur entre axes (mm)	Moment d'inertie (mm <sup>4</sup> )	Moment plastique (KN.m)
Poutres	S235	IPE 270	3000	5790 x 10 <sup>4</sup>	113.74
Poteaux	S235	HEA 220	3000	5410 x 10 <sup>4</sup>	133.60

**Tableau 4.3** : Paramètres géométriques et mécaniques des membres du cadre

Matériaux	Module d'élasticité (MPa)
Cadre en acier	$E_{fe} = 2.1 \times 10^5$
Remplissage en maçonnerie	$E_{me} = 5.2 \times 10^3$

**Tableau 4.4** : Propriétés des matériaux du cadre rempli

#### 4.4.2 Largeur de la bielle diagonale

Les premiers travaux de Mainstone (1971) [36] et Mainstone & Weeks (1971) [73], ont recommandé que la largeur effective de la bielle diagonale équivalente de compression ( $a$ ) puisse être considérée comme :

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad [4-29]$$

Où :

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}} \quad [4-30]$$

$a$ , est la largeur de la bielle diagonale équivalente.  $h_{col}$ , est la hauteur de poteau entre les axes des poutres.  $h_{inf}$ , est la hauteur du panneau de remplissage.  $E_{fe}$ , est le module d'élasticité du matériau du cadre.  $E_{me}$ , est le module d'élasticité du matériau de remplissage.  $I_{col}$ , est le moment d'inertie du poteau.  $r_{inf}$  est la longueur diagonale du panneau de remplissage.  $t_{inf}$  est l'épaisseur du panneau de remplissage et de la bielle équivalente.  $\lambda_1$  coefficient de rigidité utilisé pour calculer la largeur de la bielle ;  $\theta$  est l'angle dont la tangente était le rapport hauteur/longueur de remplissage (radians), calculé comme suit :

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_{\text{inf}}}{L_{\text{inf}}} \right) \quad [4-31]$$

La bielle équivalente devrait avoir la même épaisseur et le même module d'élasticité que le panneau de remplissage. FEMA 273[60] a adopté plus tard cette expression.

Dans la présente recherche, trois épaisseurs de panneaux de remplissage sont retenues, précisément 50, 100 et 200 mm représentant respectivement un remplissage faible (IFW), un remplissage moyen (IFM) et un remplissage fort (IFS).

#### 4.4.3 Bielle diagonale agissant sur les poteaux adjacents au panneau de remplissage (Bielle diagonale des poteaux)

Le mur de remplissage peut provoquer des forces horizontales et verticales importantes sur les éléments du cadre environnant. Ces forces peuvent être considérées comme des forces de conception externes s'appliquant à un cadre ouvert. Comme le montre la figure 4.6 (a), la bielle diagonale des poteaux est censée agir de manière excentrique.

Comme mentionné dans FEMA 274[60], la distance  $l_{\text{ceff}}$  du point d'application de la composante horizontale de la bielle diagonale (bielle diagonale des poteaux) est égale à :

$$l_{\text{ceff}} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad [4-32]$$

Où

$$\tan \theta_c = \frac{h_{\text{inf}} - \frac{a}{\cos \theta_c}}{L_{\text{inf}}} \quad [4-33]$$

#### 4.4.4 Bielle diagonale agissant sur les poutres adjacents au panneau de remplissage (Bielle diagonale des poutres)

De même, les forces verticales résultant du panneau de remplissage exercent une force verticale sur les membres de la poutre. Le détail est illustré à la figure 4.6 (b), où la bielle diagonale équivalente (bielle diagonale des poutres) est censée agir également d'une manière excentrique.

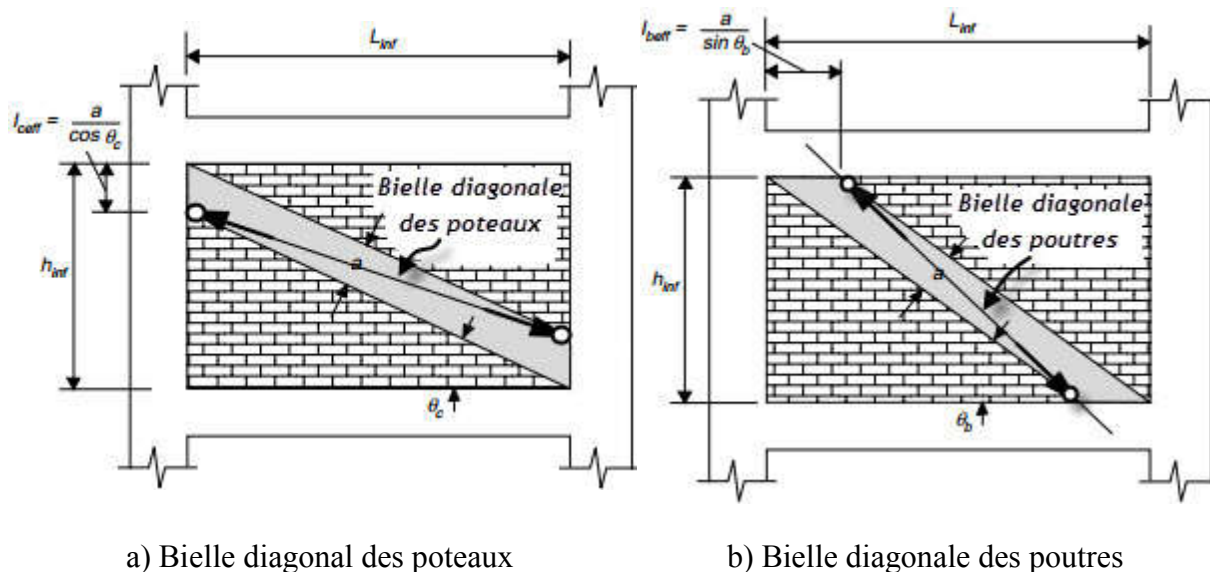
Comme mentionné dans FEMA 274[60], la distance  $l_{\text{beff}}$  du point d'application de la composante verticale de cette bielle diagonale (bielle diagonale des poteaux) est égale à :



$$l_{\text{beff}} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad [4-34]$$

Où

$$\tan \theta_b = \frac{h_{\text{inf}}}{L_{\text{inf}} - \frac{a}{\sin \theta_b}} \quad [4-35]$$



**Fig. 4.6 :** Estimation des forces appliquées aux poteaux et aux poutres

Où :  $l_{\text{ceff}}$ , distance entre le point d'application de la bielle diagonale des poteaux et le joint poteau-poutre.  $l_{\text{beff}}$ , distance entre le point d'application de la bielle diagonale des poutres et le joint poteau-poutre.  $L_{\text{inf}}$ , longueur du panneau de remplissage.  $\theta_c$ , angle entre la bielle diagonale des poteaux et la poutre, comme illustré à la figure 4.6 (a) (en degrés).  $\theta_b$ , angle entre la bielle diagonale des poutres et la poutre, comme illustré à la figure 4.6 (b) (en degrés).

## 4.5 Méthodologie de l'analyse adoptée

### 4.5.1 Introduction

Pour prédire les charges de ruine et identifier les vrais mécanismes de ruine d'un cadre en acier rempli en maçonnerie, une analyse statique non linéaire est effectuée. Cette analyse prend en compte le phénomène de redistribution des moments de flexion pour les différentes étapes de chargement. Des rotules plastiques se forment soit dans les poteaux soit dans les poutres lorsque leurs moments de flexion atteignent le moment plastique et d'autres se

forment au niveau des bielles diagonales équivalentes lorsque leurs forces axiales atteignent la valeur maximale de la résistance à la compression. L'analyse est réalisée à l'aide du logiciel SAP 2000 [88] car il permet la redistribution des moments de flexion.

#### 4.5.2 Conditions fondamentales d'un mécanisme de ruine

Les conditions fondamentales d'un véritable mécanisme de rupture sont :

- **Condition d'équilibre** : La somme de toutes les forces et de tous les moments à chaque nœud est égal à zéro ;
- **Condition d'écoulement** : Le moment de flexion ne devrait jamais dépasser le moment plastique n'importe où dans les éléments structuraux.  $M < M_p$  ;
- **Condition du mécanisme** : Un mécanisme ne peut être formé qu'après le développement d'un nombre nécessaire de rotules plastiques ; la charge de ruine est atteinte lorsqu'un mécanisme est formé.

Ces trois conditions devraient être satisfaites simultanément, et la vérification de la condition du mécanisme est nécessaire pour chaque étape de l'analyse. Les détails sont donnés au paragraphe 3.2.3 du chapitre 03.

#### 4.5.3 Analyse numérique non linéaire

La présente analyse est réalisée à l'aide du logiciel SAP 2000 dont les trois conditions fondamentales d'un véritable mécanisme de ruine mentionnées ci-dessus sont vérifiées à chaque étape de chargement jusqu'à l'obtention du vrai mécanisme de ruine.

Comme mentionné ci-dessus, l'approche adoptée dans la présente analyse statique non linéaire est celle des rotules plastiques. Un modèle bidimensionnel est créé dans le logiciel SAP2000 pour modéliser les cadres en acier remplis de maçonnerie. Des éléments non linéaires (frame) sont utilisés pour modéliser le cadre structurel ainsi que pour les deux bielles diagonales. Les rotules qui se forment au niveau des membres du cadre (poteaux et poutres) représentent des rotules de moment de flexion, ces rotules sont placées dans chaque section critique où ces sections critiques sont définies aux joints poteaux-poutres, aux intersections des bielles diagonales avec les membres du cadre ainsi qu'au milieu de la portée de la poutre supérieure. Quant aux rotules qui se forment au niveau des bielles équivalentes, elles représentent les charges axiales, ces rotules sont placées au tiers des membres.

#### 4.5.4 Système de chargement de structures

Les structures sont supposées être soumises au système de chargement combiné jusqu'à l'obtention du mécanisme de ruine.

En ce qui concerne le système de chargement, les structures étudiées sont soumises à deux types de charges concentrées :  $\lambda V$ , charge incrémentale verticale appliquée au milieu de la poutre supérieure et  $\lambda H$ , charge incrémentale horizontale appliquée à l'axe longitudinal de la poutre supérieure (figure 4.1). Ces deux charges concentrées verticales et horizontales sont linéairement dépendantes  $\alpha = \lambda V / \lambda H$ .

Initialement, le modèle est soumis simultanément à une charge verticale concentrée  $V$  et à une charge horizontale concentrée  $H$ ,  $\alpha = V / H$ . Ces deux charges sont incrémentées à chaque étape d'analyse par un facteur de charge  $\lambda$  ( $\alpha = \lambda V / \lambda H$ ), le processus se poursuit automatiquement jusqu'à ce que la structure s'effondre et ce facteur  $\lambda$  devient le facteur de charge de ruine  $\lambda_c$ .

Quant à l'analyse paramétrique effectuée dans la présente recherche, les mécanismes de ruine et leurs charges de ruine sont identifiés pour différentes valeurs de  $\alpha$  [ $\alpha$  variant de 0,1 à 15 par pas de 0,1 pour les valeurs de  $\alpha$  inférieures ( $\alpha < 1$ ) et avec un pas de 1 pour les valeurs de  $\alpha$  supérieures à un ( $\alpha > 1$ )].

En ce qui concerne les forces axiales dans les bielles diagonales, elles sont calculées par l'Eq. [4-36].

$$P = \alpha t_{\text{inf}} f_{\text{cinf}} \quad [4-36]$$

Où  $P$ , force axiale de compression dans la bielle diagonale.  $\alpha$ , largeur de la bielle équivalente.  $t_{\text{inf}}$ , épaisseur du remplissage.  $f_{\text{cinf}}$ , la résistance à la compression moyenne de la bielle de maçonnerie. Dans la présente thèse, la résistance à la compression moyenne du remplissage en maçonnerie est considérée comme étant égale à  $f_{\text{cinf}} = 7,8$  MPa, Samai 1984 [25]. Les forces axiales dans les bielles diagonales ( $P$ ) et les paramètres géométriques du remplissage en maçonnerie sont regroupés dans le Tableau 4.3.

Paramètres géométriques et mécaniques	Désignation du cadre rempli		
	IFW	IFM	IFS
Épaisseur du remplissage : $t_{inf}$ (mm)	50	100	200
Hauteur du panneau de remplissage : $h_{inf}$ (mm)	2730	2730	2730
Longueur du panneau de remplissage : $L_{inf}$ (mm)	2790	2790	2790
Longueur diagonale du panneau : $r_{inf}$ (mm)	3903.46	3903.46	3903.46
Angle de la diagonale du panneau : $\theta$ (°)	44.37	44.37	44.37
Coefficient utilisé pour calculer la largeur de la bielle : $\lambda_1$ (mm <sup>-1</sup> )	0.0011	0.0013	0.0016
Largeur de la bielle équivalente : $a$ (mm)	423.64	395.27	368.80
Angle entre la bielle diagonale des poteaux et la poutre, illustré à la Fig. 4.6 a : $\theta_c$ (°)	38.18	38.59	38.97
Angle entre la bielle diagonale des poutres et la poutre, illustré à la Fig. 4.6 b : $\theta_b$ (°)	50.56	50.15	49.77
Distance entre le point d'application de la bielle diagonale des poteaux et le joint poutre-poteau du cadre : $l_{ceff}$ (mm)	538.90	505.68	474.37
Distance entre le point d'application de la bielle diagonale des poutres et le joint poutre-poteau du cadre : $l_{beff}$ (mm)	548.52	514.84	483.08
Force axiale dans chacune des deux bielles diagonales : $P$ (KN)	165.219	308.310	575.326

**Tableau 4.5 :** Paramètres géométriques et mécaniques du remplissage en maçonnerie

# **CHAPITRE 05**

---

## ***VALIDATION DU MACRO-MODÈLE PROPOSÉ***

***5.1 Modélisation des remplissages en maçonnerie par le nouveau modèle proposé***

***5.2 Validation du modèle proposé***

***5.2.1 Introduction***

***5.2.2 Présentation des résultats obtenus par le modèle proposé***

***5.2.3 Validation des résultats***

***5.3 Synthèse***

## ***Chapitre 05 Validation du macro-modèle proposé***

### **5.1 Modélisation des remplissages en maçonnerie par le nouveau modèle proposé**

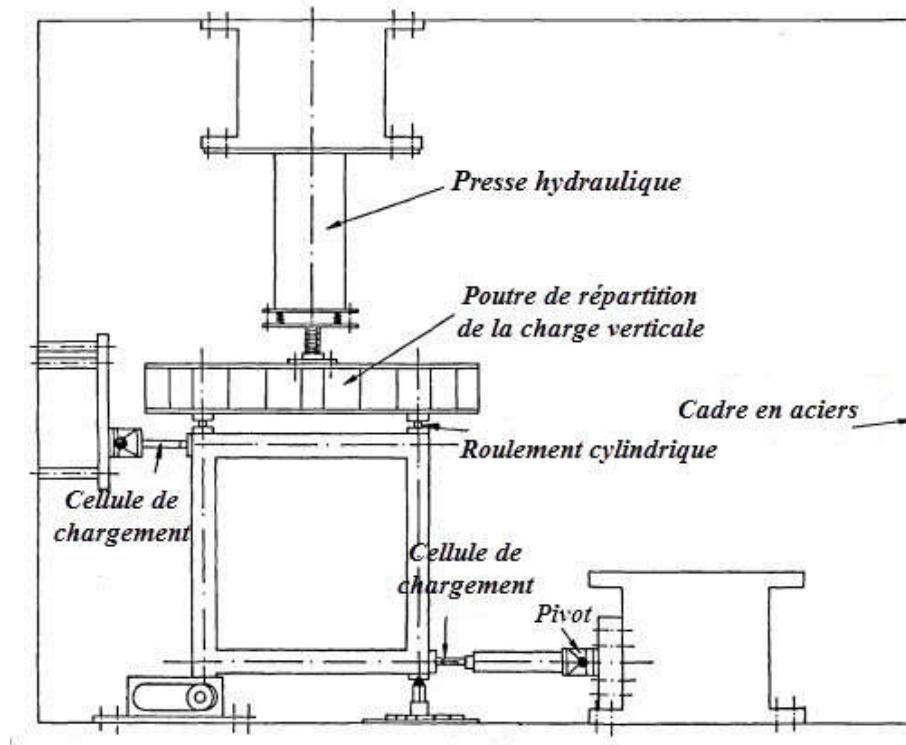
Il existe en fait, dans la littérature, plusieurs modèles qui se basent sur la méthode de la bille diagonale équivalente. Dans le présent travail, le panneau de remplissage en maçonnerie est modélisé par un nouveau macro-modèle à deux bielles équivalentes entrecroisées. Ces deux bielles sont bi-articulées et relient respectivement les poutres et les poteaux (figure 4.5). Les points d'application de ces bielles équivalentes par rapport aux coins (nœuds) du cadre sont distants de  $l_{ceff}$  pour la bielle diagonale des poteaux et de  $l_{beff}$  pour la bielle diagonale des poutres. Chaque bielle diagonale équivalente doit avoir une largeur effective ( $a$ ), le même module d'élasticité et la même épaisseur que le panneau de remplissage qu'elle représente.

### **5.2 Validation du modèle proposé**

#### **5.2.1 Introduction**

Le macro-modèle proposé pour la simulation de l'influence du remplissage sur le comportement plastique des structures est vérifié à travers les résultats d'une série d'essais expérimentaux de cadres en béton armé remplis de blocs de béton léger. En raison de la disponibilité du fichier de données, il a été décidé de choisir le programme expérimental réalisé par Samai & Hobbs [25]. Cette campagne expérimentale a été réalisée dans le laboratoire du département de génie civil de l'université de Sheffield. Le banc d'essai est présenté à la figure 5.1.

Le modèle expérimentale est un cadre en béton armé rempli d'une seule travée et d'un seul niveau. Les spécimens testés sont à une échelle d'un tiers (1/3). Ceux-ci ont été testés sous deux systèmes de chargement. Le premier système de chargement est constitué uniquement de charges statiques horizontales appliquées dans le plan du cadre. Le seconde système set constitué de charges combinées (charges verticales sur les poteaux plus des charges horizontales appliquées dans le plan du cadre).

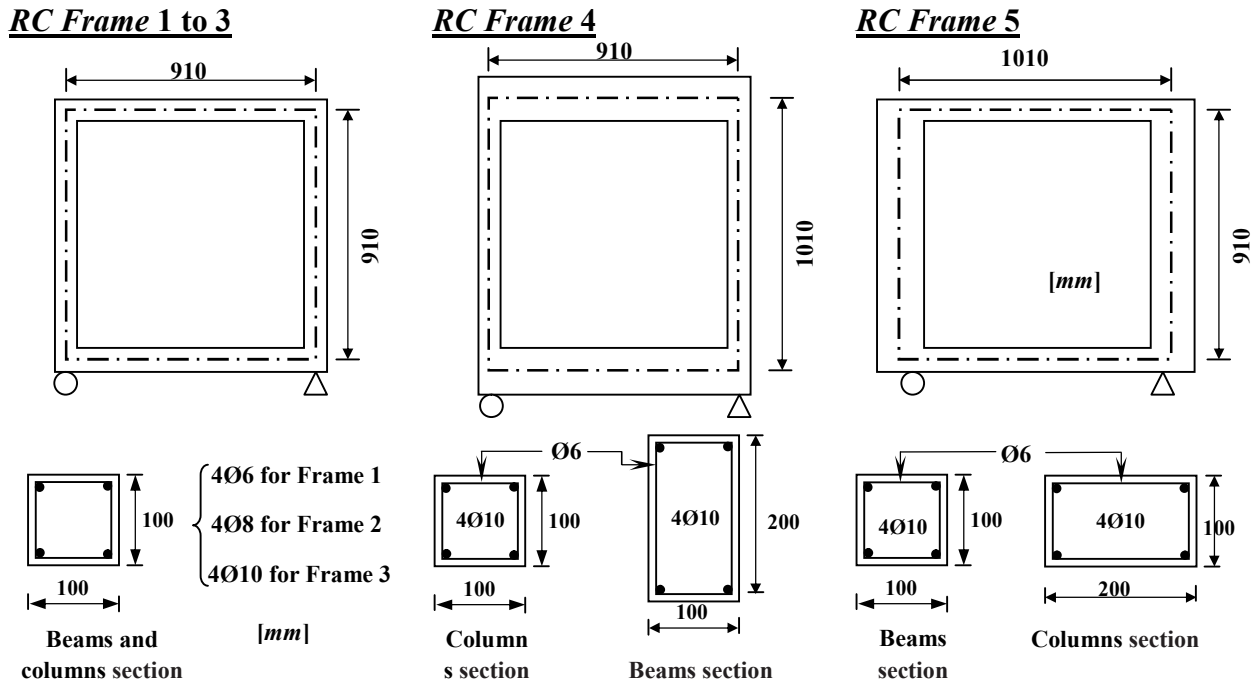


**Fig.5.1** : Banc d'essai, Samai [25]

Les dimensions des sections transversales et les détails de ferrailage des éléments du cadre et les propriétés géométriques et mécaniques des spécimens testés sont représentés, respectivement, dans la figure 5.2 et le Tableau 5.1, dans lequel la nomenclature originale des spécimens est utilisée.

A savoir:

- I: Infilled frame
- H: Under horizontal loading
- C: Under combined loading
- O: Open frame
- W: Weak infill
- M: Medium infill
- S: Strong infill
- 1, 2, 3 Different reinforcement of frames (See figure 5.2)
- \*: Indicates identical specimens



**Fig. 5.2 :** Propriétés géométriques et détails de ferrailage du modèle de cadre en béton armé, Samai [25]

Designation des specimens	Cadre $l \times h$ (mm x mm)	Poutre $b \times dt$ (mm x mm)	Poteau $b \times dt$ (mm x mm)	$t_{inf}$ (mm)	$E_c$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$E_{inf}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{cinf}$ (N/mm <sup>2</sup> )
IHW 1	910x910	100x100	100x100	35	25.8	5.2	6.2
IHM 1	910x910	100x100	100x100	57	25.8	5.2	6.2
IHS 1	910x910	100x100	100x100	100	25.8	5.2	6.2
ICM 1	910x910	100x100	100x100	57	25.8	5.2	6.2
ICS 1	910x910	100x100	100x100	100	25.8	5.2	6.2
IHW 2	910x910	100x100	100x100	35	27.3	5.2	6.2
IHM 2	910x910	100x100	100x100	57	27.3	5.2	6.2
IHM 2*	910x910	100x100	100x100	57	27.3	5.2	6.2
ICM 2	910x910	100x100	100x100	57	27.3	5.2	6.2
IHW 3	910x910	100x100	100x100	35	25.7	5.2	6.2
IHM 3	910x910	100x100	100x100	57	25.7	5.2	6.2
ICM 3	910x910	100x100	100x100	57	25.7	5.2	6.2
ICM 4	910x1010	100x200	100x100	57	26.8	5.2	7.8
ICM 5	1010x910	100x100	100x200	57	24.6	5.2	7.8

**Tableau 5.1 :** Propriétés géométriques et mécaniques des spécimens testés par Samai [25]

### 5.2.2 Présentation des résultats obtenus par le modèle proposé

Afin de valider le modèle proposé dans la présente étude, tous les spécimens de la série expérimentale ont été modélisés et analysés ; les mêmes protocoles de chargement utilisés dans les essais ont été modélisés dans l'analyse. L'identification des mécanismes de



ruine et leurs charges de ruine correspondantes ont été déterminés par l'approche actuelle. Les résultats de la présente analyse sont présentés dans le Tableau 5.2.

Designation des specimens	$\lambda_1$ ( $mm^{-1}$ )	$a$ (mm)	$l_{ceff}$ (mm)	$l_{beff}$ (mm)	$P$ (KN)	$M_{pb}$ (KN.m)	$M_{pc}$ (KN.m)	$H_{plast}$ (KN)	Mécanisme de ruine identifié
IHW 1	0.0037	123.85	158.98	158.98	26.875	2.56	2.56	40.79	DDSM
IHM 1	0.0041	117.95	152.04	152.04	41.685	2.56	2.56	56.64	DDSM+BC&BB
IHS 1	0.0048	111.51	144.39	144.39	69.134	2.54	2.54	59.80	NDSM+BC&BB
ICM 1	0.0041	117.95	152.04	152.04	41.685	2.56	2.56	56.50	ODSM+BC&BB
ICS 1	0.0048	111.51	144.39	144.39	69.134	2.55	2.55	61.73	NDCM+BC&BB
IHW 2	0.0036	124.39	159.62	159.62	26.993	3.75	3.75	47.43	DDSM
IHM 2	0.0041	118.47	152.65	152.65	41.868	3.77	3.77	64.29	DDSM
IHM 2*	0.0041	118.47	152.65	152.65	41.868	3.77	3.77	64.29	DDSM
ICM 2	0.0041	118.47	152.65	152.65	41.868	3.78	3.78	63.75	DDSM
IHW 3	0.0037	123.81	158.94	158.94	26.867	3.84	3.84	46.61	DDSM
IHM 3	0.0041	117.92	152.00	152.00	41.673	3.86	3.86	65.63	DDSM
ICM 3	0.0041	117.92	152.00	152.00	41.673	3.85	3.85	66.46	DDSM
ICM 4	0.0041	113.47	146.72	146.72	50.449	8.51	3.85	75.00	DDSM
ICM 5	0.0025	143.37	181.61	181.61	63.744	3.84	8.51	75.74	ODSM+BB

**Tableau 5.2 :** Résultats obtenus par l'analyse plastique

### 5.2.3 Validation des résultats

Les charges de ruines obtenues à partir des tests de Samai [25] sont comparées avec plusieurs prédictions empiriques et théoriques de travaux antérieurs ; pour lui, aucune des méthodes ne semble être absolument sûre. D'un autre côté, il confirme que la méthode qui donne les prédictions les plus proches aux résultats de ses tests est celle de Wood [21]. Dans le souci de mieux mettre en évidence la validation du modèle proposé, il a été donc jugé utile de présenter les charges de ruine théoriques calculées par les relations théoriques établies par Wood [21], étant donné que ce dernier a développé une méthode basée sur la théorie de la plasticité.

Le Tableau 5.3 présente une comparaison des charges obtenues expérimentalement (Samai [25]) et celles obtenues théoriquement (Wood [21]) ainsi que celles du présent modèle.

Designation des specimens	$H_{\text{Samai}}$ (KN)	$H_{\text{Wood}}$ (KN)	$H_{\text{plast}}$ (KN)	$H_{\text{plast}}/H_{\text{Samai}}$	$\gamma_p$	$H_{\text{plast}}/H_{\text{Wood}}$	$H_{\text{Wood}}/H_{\text{Samai}}$
IHW 1	27.6	42.5	40.79	1.48	0.68	0.96	1.54
IHM 1	53.6	58.3	56.64	1.06	0.95	0.97	1.09
IHS 1	56.3	80.6	59.80	1.06	0.94	0.74	1.43
ICM 1	61.9	57.9	56.50	0.91	--	0.98	0.94
ICS 1	76.0	84.7	61.73	0.81	--	0.73	1.11
IHW 2	41.0	47.5	47.43	1.16	0.86	1.00	1.16
IHM 2	50.0	62.8	64.29	1.29	0.78	1.02	1.26
IHM 2*	63.4	65.6	64.29	1.01	0.99	0.98	1.03
ICM 2	67.3	67.9	63.75	0.95	--	0.94	1.01
IHW 3	54.3	57.5	46.61	0.86	--	0.81	1.06
IHM 3	51.4	75.4	65.63	1.28	0.78	0.87	1.47
ICM 3	58.9	77.6	66.46	1.13	0.89	0.86	1.32
ICM 4	93.7	77.2	75.00	0.80	--	0.97	0.82
ICM 5	92.7	69.9	75.74	0.82	--	1.08	0.75

**Tableau 5.3 :** Comparaison des résultats

Le  $\gamma_p$  nécessaire, pour ramener les résultats de l'analyse inférieurs ou égaux aux résultats expérimentaux, est donné dans le tableau 5.3. Les cases restant vides ont un  $\gamma_p < 1$ . Ceci étant le cas en grande partie pour les spécimens testés sous charges combinées (la traction étant, de fait, éliminée dans le poteau gauche).

Enfin, la figure 5.3 montre que la corrélation entre les résultats obtenus par la présente méthode et ceux obtenus expérimentalement est raisonnablement bonne,  $H_{\text{plast}}/H_{\text{Samai}}$  variant de 0.82 à 1.48 avec une majorité allant de 0.82 à 1.28. Il est toutefois remarqué que les résultats du modèle sont manifestement très proches des prédictions théoriques de Wood [21]. L'intervalle du rapport de charge allant de 0.74 à 1.08. Les résultats du modèle étant en grande majorité du côté de la sécurité.

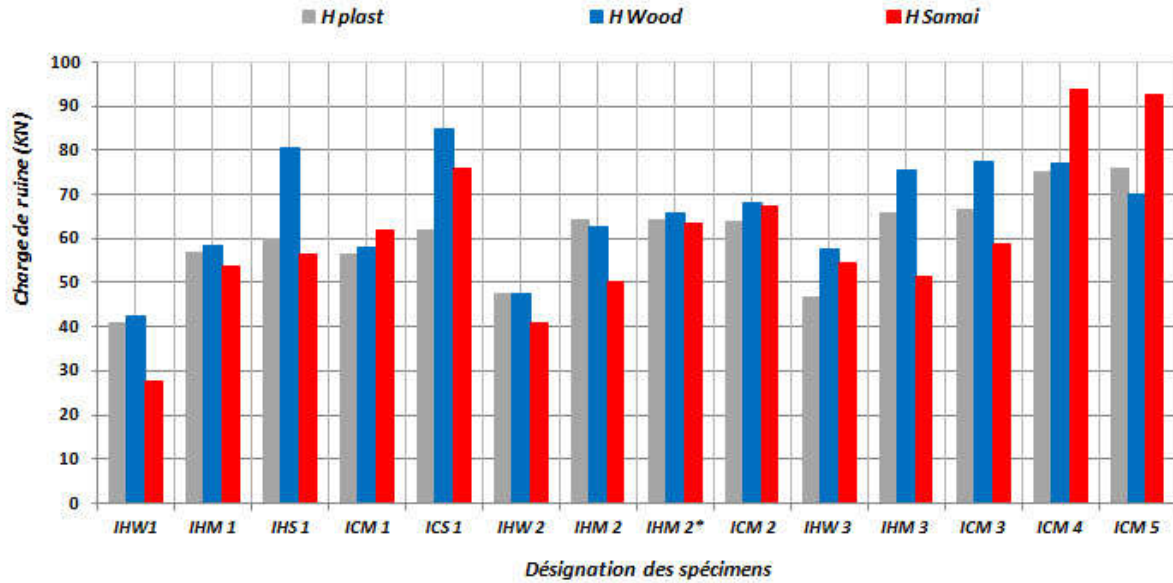


Fig. 5.3 : Comparaison des charges plastiques de ruine avec les charges de ruines expérimentales [25] et théoriques [21]

### 5.3 Synthèse

Au vu des résultats exposés dans le Tableau 5.3, il peut être retenu ce qui suit :

- ▀ Les prédictions théoriques de la présente analyse et celles de Wood sont très proches, ces prédictions sont en majorité inférieures à celles de Wood [21], avec un résultat singulier  $H_{Wood} = 1.08 H_{plast}$  ;
- ▀ La comparaison des rapports  $H_{plast}/H_{Samai}$  et  $H_{Wood}/H_{Samai}$  montrent que les prédictions par la présente analyse sont plus proches des résultats expérimentaux que celles de Wood avec un écart relatif maximum d'environ 25% ;
- ▀ Les prédictions de l'analyse et celles de Wood n'utilisent pas de coefficient de pénalisation,  $\gamma_p$ , comme préconisé par Samai [25]. Ce coefficient a trait à l'impossibilité d'une plastification totale dans la réalité.
- ▀ Les prédictions de la présente analyse avec l'introduction d'un  $\gamma_p$  approprié seraient extrêmement fiables et mettraient la totalité des prédictions du côté de la sécurité, si des résultats expérimentaux qui semblent être singuliers étaient exclus de l'étude comparative (IHW1, IHM2 et IHM3) ;
- ▀ Un  $\gamma_p$  de 0.7 mettrait l'ensemble des résultats y compris ceux qui semblent être singuliers du côté de la sécurité ;

- Pour les résultats expérimentaux ou toute expérimentation, la question de répétabilité des résultats reste posée.

**Exemple :** IHM 2 et IHM 2\*. Où :  $H_{\text{plast}} / H_{\text{Samai}} = 1.29$  et  $H_{\text{plast}} / H_{\text{Samai}} = 1.01$ .

En reproduisant le test pour un deuxième spécimen identique IHM 2\*, la charge de ruine s'est rapprochée de manière très sensible de la charge prédite par la présente analyse (rapport de charge 1.01). Il est à noter qu'une différence relative d'environ 28 %.

# **CHAPITRE 06**

---

## ***PRESENTATION DES MECANISMES DE RUINE OBTENUS***

### ***6.1 Introduction***

### ***6.2 Mécanismes de ruine pour le portique ouvert "OF"***

### ***6.3 Mécanismes de ruine pour les portiques remplis***

#### ***6.3.1 Introduction***

#### ***6.3.2 Cas du remplissage faible "IFW"***

#### ***6.3.3 Cas du remplissage moyen "IFM"***

#### ***6.3.4 Cas du remplissage fort "IFS"***

### ***6.4 Analyse des résultats***

#### ***6.4.1 Introduction***

#### ***6.4.2 Discussion des mécanismes de ruine obtenus***

## ***Chapitre 06 Présentation des mécanismes de ruine obtenus***

### **6.1 Introduction**

Contrairement aux mécanismes de ruine identifiés et universellement reconnus (SM, BM et CM) pour des portiques nus simples (une travée – un niveau), les portiques remplis ont des mécanismes divers et complètement différents. Un des effets essentiels du remplissage est la création de mécanismes faisant entrer en jeu le cadre et le remplissage et ce pour cause de l'interaction reconnue par l'ensemble des chercheurs qui ont tenté de prédire la charge de ruine théoriquement ou empiriquement et l'identification des différents mécanismes.

- CC : Corner Crushing
  - DC : Diagonal Compression
  - SR : Shear Rotation
  - Mechanism 01
  - Mechanism 02
- } Wood [21]
- } Samai [25]

Une revue sur les différents modes de ruine connus dans la littérature est brièvement présentée au chapitre 02.

### **6.2 Mécanismes de ruine pour le portique ouvert "OF"**

Afin de mettre en exergue l'effet du remplissage et dans le but de réaliser une comparaison des résultats, les différents mécanismes de ruine possibles pour le cadre ouvert "OF" ont été identifiés ainsi que les charges de ruine correspondantes ont été prédites et ce pour les différents intervalles de  $\alpha$ . Ces mécanismes de ruine du cadre ouvert "OF" sont présentés dans la figure 6.1

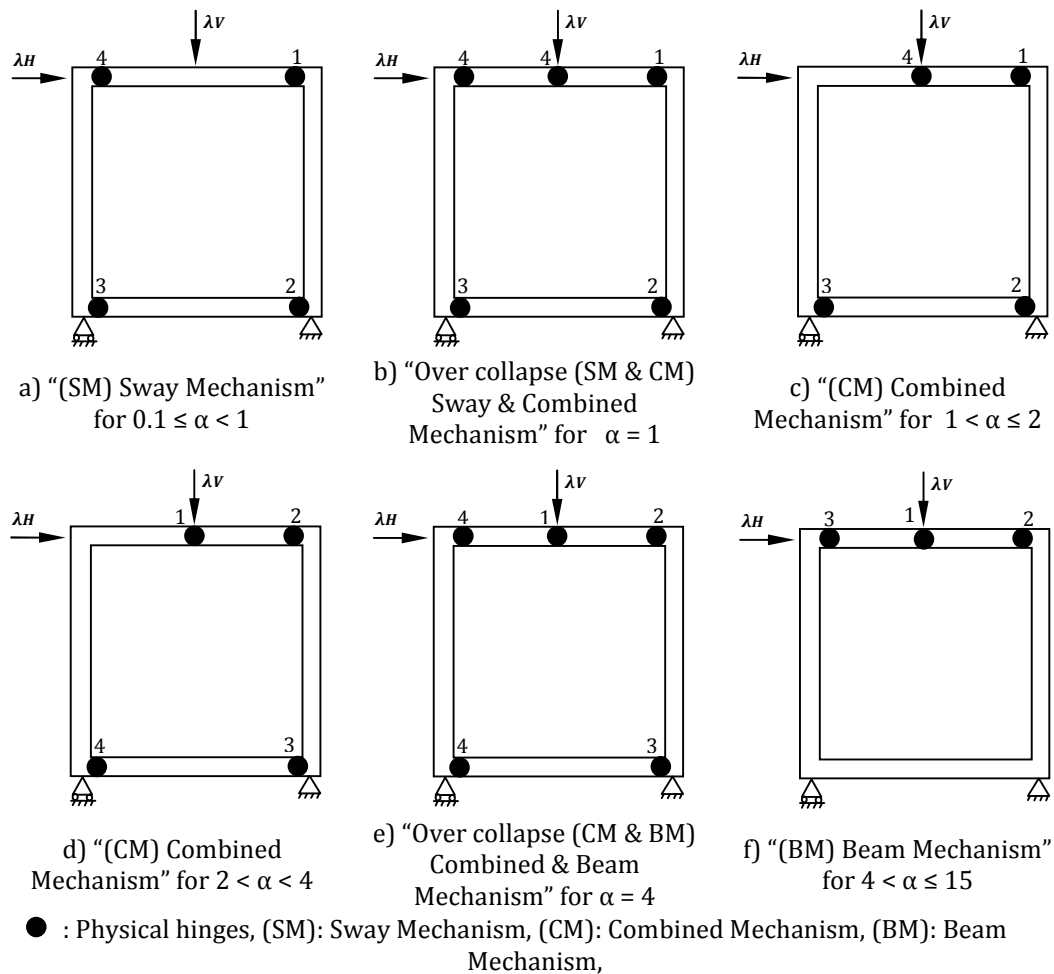


Fig. 6.1 : Mécanismes de ruine du cadre ouvert "OF" pour différents intervalles de  $\alpha$

## 6.3 Mécanismes de ruine pour portiques remplis

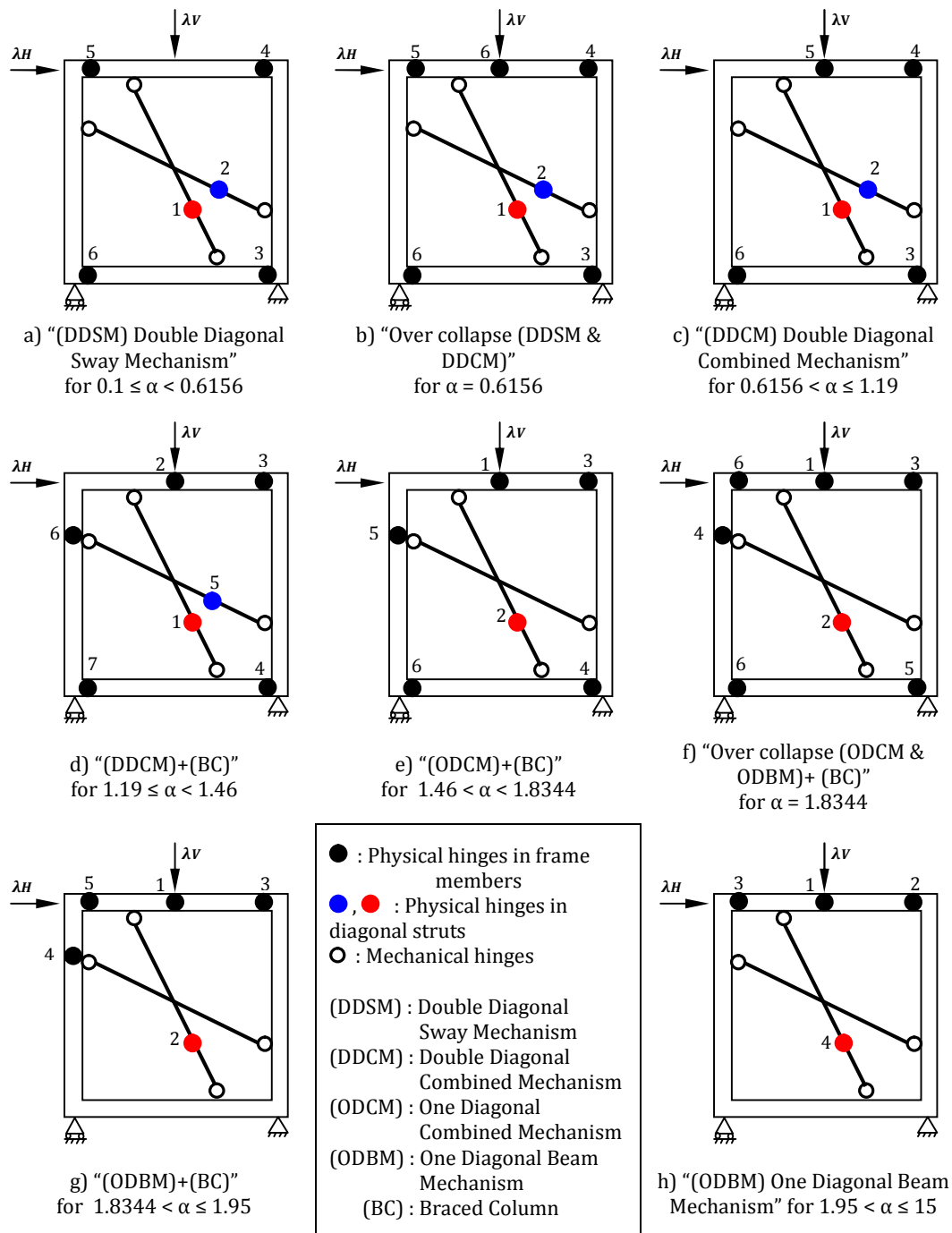
### 6.3.1 Introduction

Trois épaisseurs ont été retenues et sont censées représenter des cas pratiques. Les épaisseurs retenues sont : 50, 100 et 200 mm représentant respectivement un remplissage faible (Weak infill), Moyen (Medium infill) et fort (Strong infill)

### 6.3.2 Cas du remplissage faible "IFW"

Les différents mécanismes obtenus par l'analyse sont représentés dans la figure 6.2 et ce pour différents intervalles de  $\alpha$ . Il est à remarquer que l'ordre d'apparition des rotules est donné par l'analyse et que l'apparition de la dernière rotule, pour chaque cas, produit le mécanisme en question ou l'association de mécanismes. Cette notion d'association de mécanismes est

révélée pour la première fois dans la présente thèse et elle concerne exclusivement les portiques remplis.

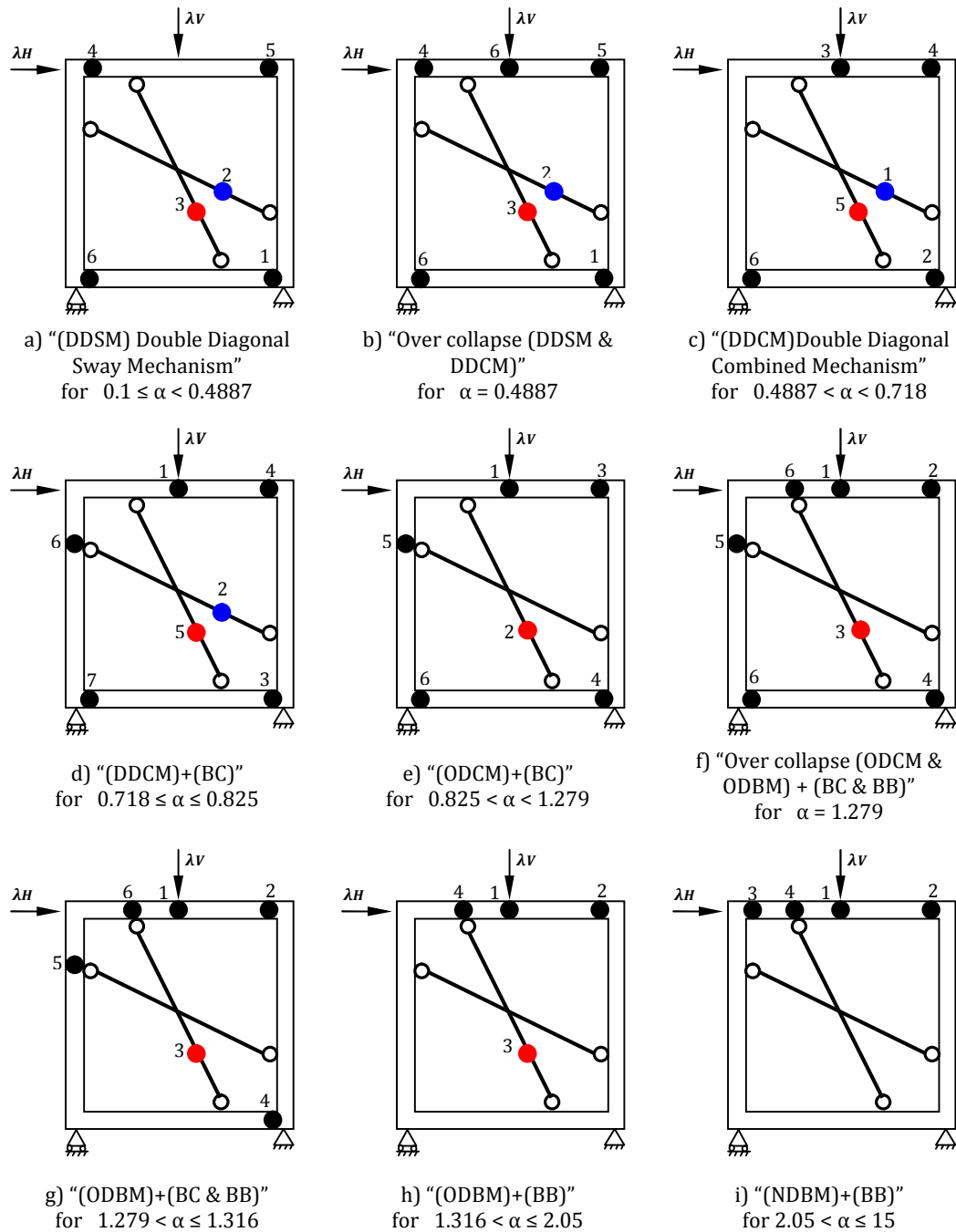


**Fig. 6.2** : Mécanismes de ruine du cadre rempli faible "IFW" pour différents intervalles de  $\alpha$

### 6.3.3 Cas du remplissage moyen "IFM"

La figure 6.3 représente les différents mécanismes de ruine pour le cas du remplissage moyen "IFM".





● : Physical hinges in frame members; ●, ● : Physical hinges in diagonal struts; ○ : Mechanical hinges

(DDSM) : Double Diagonal Sway Mechanism; (DDCM) : Double Diagonal Combined Mechanism

(ODCM) : One Diagonal Combined Mechanism; (ODBM) : One Diagonal Beam Mechanism

(NDBM) : No Diagonal Beam Mechanism; (BC) : Braced Column; (BB) : Braced Beam

**Fig. 6.3 :** Mécanismes de ruine du cadre rempli moyen "IFM" pour différents intervalles de  $\alpha$

### 6.3.4 Cas du remplissage fort "IFS"

Les différents mécanismes pour le cas du remplissage fort "IFS" sont représentés dans la figure 6.4 et ce pour différents intervalles de  $\alpha$ .

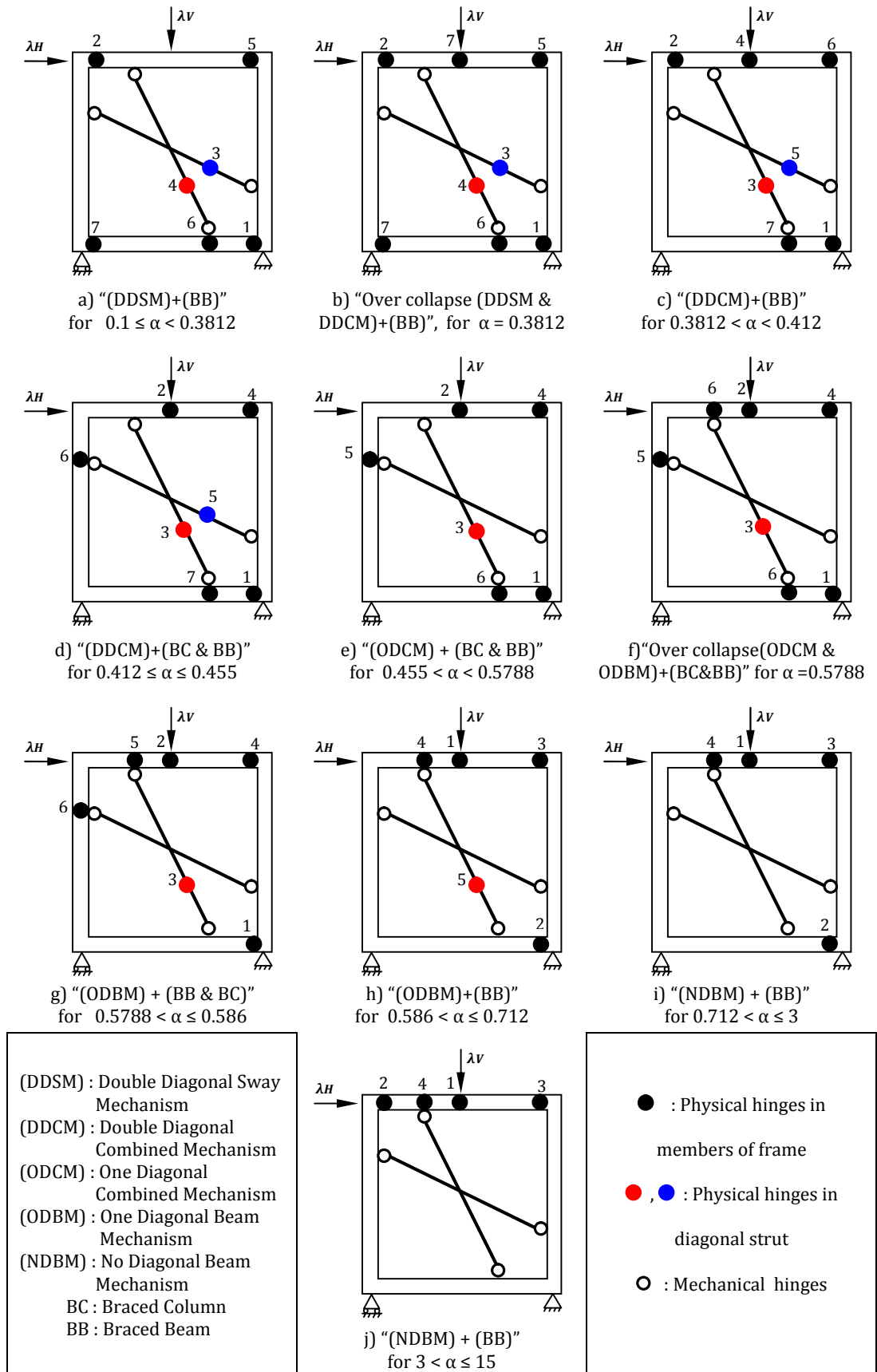


Fig. 6.4 : Mécanismes de ruine du cadre rempli fort "IFS" pour différents intervalles de  $\alpha$

## 6.4 Analyse des résultats

### 6.4.1 Introduction

Pour les cadres ouverts, leurs modes de ruine classiques, tels que le mécanisme de panneau (Sway Mechanism SM), le mécanisme combiné (Combined Mechanism CM) et le mécanisme de poutre (Beam Mechanism BM) sont bien connus dans la littérature (figure 6.1). Cependant, pour les cadres remplis en maçonnerie, leurs modes de ruine n'ont pas été suffisamment développés dans la littérature.

### 6.4.2 Discussion des mécanismes de ruine obtenus

La présente analyse plastique des cadres remplis avec le système de chargement combiné proposé (action simultanée de charges verticales et horizontales) a permis le développement de mécanismes de ruine presque similaires à ceux des cadres ouverts avec une augmentation significative dans les charges de ruine horizontales. Figures (7.3 à 7.10). Cependant, ils comprennent d'autres types de mécanismes tels que : DDSM, DDCM, ODCM, ODCM + BC, ODBM + BC + BB, NDBM, etc. (Figures 6.2 à 6.4). Ces mécanismes sont caractérisés par l'absence ou la présence de rotules plastiques dans les deux bielles avec trois possibilités de rupture de ces dernières : rupture dans les deux diagonales (Double Diagonal DD), rupture dans une seule diagonale (One Diagonal OD) et sans rupture dans les diagonales (No Diagonal ND).

De plus, l'interaction cadre-remplissage a permis le développement de rotules plastiques dans les membres du cadre tels qu'un poteau contreventé (BC) et une poutre contreventée (BB). La présence de ces rotules a facilité la déformabilité totale du cadre rempli et a permis le développement de mécanismes de rupture associés tels que (DDSM) + (BB), (DDCM) + (BB&BC), (DDCM) + (BB&BC), (ODCM) + (BB&BC), etc. Cette notion de mécanismes associés peut être considérée comme une originalité de la présente thèse.

La relation entre les ruptures dans les bielles diagonales et la nature des mécanismes de ruine développés est présentée dans le Tableau 6.1. A partir duquel, il a été constaté que les mécanismes de panneau associés (Associated Sway Mechanisms ASM) ne peuvent être obtenus qu'après la rupture dans les deux diagonales (par exemple, DDSM et DDSM+BB). Pour les mécanismes combinés associés (Associated Combined Mechanisms ACM), ils peuvent être obtenus par la rupture dans une ou dans les deux diagonales (par exemple, ODCM+BC, DDCM, DDCM, DDCM+BB). Quant au dernier type des mécanismes :

mécanisme de poutre associé (Associated Beam Mechanisms ABM), il peut être obtenu avec ou sans rupture dans une diagonale (par exemple, ODBM+BB&BC, NDBM+BB).

Ruptures dans les bielles diagonales	Nature du mécanisme de ruine		
	Mécanisme de panneau associé (ASM)	Mécanisme combiné associé (ACM)	Mécanisme de poutre associé (ABM)
Rupture dans les deux diagonales	DDSM DDSM+BB	DDCM DDCM+BC DDCM+BB DDCM+BC & BB	---
Rupture dans une seule diagonale		ODCM+BC ODCM+BC & BB	ODBM+BC ODBM+BB ODBM+BB&BC
Non rupture dans les diagonales	---	---	NDBM+BB

**Tableau 6.1** : Effet de la rupture des bielles diagonales sur les modes de ruine.

Il est à noter que les valeurs de  $\alpha$  où deux mécanismes associés se produisent simultanément, c'est-à-dire lorsqu'une sur-ruine (over collapse) se produit par la présente analyse, elles sont obtenues de manière très précise.

Les différents mécanismes de ruine identifiés ont été dénommés et sont représentés dans le Tableau 6.2.

Designation du cadre rempli	<i>OF</i>	<i>IFW</i>	<i>IFM</i>	<i>IFS</i>
Valeur de $\alpha$	Nature du mécanisme de ruine			
0.1	(SM)	(DDSM)	(DDSM)	(DDSM)+(BB)
0.2	//	//	//	//
0.3	//	//	//	//
0.3812	//	//	//	Over Collapse (DDSM+DDCM)+(BB)
0.4	//	//	//	(DDCM)+(BB)
0.412	//	//	//	(DDCM)+(BC+BB)
0.455	//	//	//	//
0.4887	//	//	Over Collapse (DDSM+DDCM)	(ODCM)+(BC+BB)
0.5	//	//	(DDCM)	//
0.5788	//	//	//	Over Collapse (ODCM+ODBM)+(BC+BB)
0.586	//	//	//	(ODBM)+(BC+BB)
0.6	//	//	//	(ODBM)+(BB)
0.6156	//	Over Collapse (DDSM+DDCM)	//	//
0.7	//	(DDCM)	//	//
0.712	//	//	//	(NDBM)+(BB)
0.718	//	//	(DDCM)+(BC)	//
0.8	//	//	//	//
0.825	//	//	//	//
0.9	//	//	(ODCM)+(BC)	//
1	Over Collapse (SM+CM)	//	//	//
1.19	(CM)	(DDCM)+(BC)	//	//
1.279	//	//	Over Collapse (ODCM+ODBM)+(BC+BB)	//
1.316	//	//	(ODBM)+(BC+BB)	//
1.46	//	//	(ODBM)+(BB)	//
1.8344	//	Over Collapse (ODCM+ODBM)	//	//
1.95	//	(ODBM)+(BC)	//	//
2	//	(ODBM)	//	//
2.05	//	//	//	//
3	//	//	(NDBM)+(BB)	//
4	Over Collapse (CM+BM)	//	//	//
5-15	(BM)	//	//	//

**Tableau 6.2** : Mécanismes de ruine identifiés pour les différentes plages de  $\alpha$  ( $\alpha$  variant de 0,1 à 15)

# **CHAPITRE 07**

---

## **CONSTRUCTION DES DIAGRAMMES D'INTERACTION**

**7.1 Diagramme d'interaction d'un exemple de portique nu simple**

**7.2 Construction des diagrammes d'interaction de structures**

**7.2.1 Introduction**

**7.2.2 Diagramme d'interaction pour le portique ouvert "OF"**

**7.2.3 Diagramme d'interaction pour portiques remplis**

**i) Cas du remplissage faible "IFW"**

**ii) Cas du remplissage moyen "IFM"**

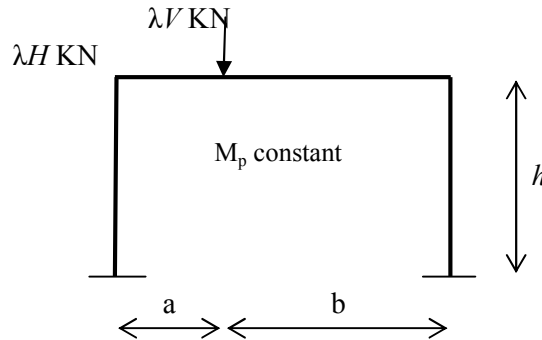
**iii) Cas du remplissage fort "IFS"**

**7.3 Synthèse**

## Chapitre 07 Construction des diagrammes d'interaction

### 7.1 Diagramme d'interaction d'un exemple de portique nu simple

La figure 7.1 représente un exemple de portique nu simple composé d'un niveau et d'une travée soumis simultanément à une charge horizontale concentrée,  $\lambda H$ , et une charge verticale concentrée,  $\lambda V$ , avec  $\lambda$  facteur de charge.



**Fig. 7.1** : Exemple de portique nu simple à une travée et un niveau

Le facteur de charge de ruine  $\lambda_c$  pour chaque mécanisme peut être déterminé à partir du théorème des travaux virtuels :

- Mécanisme de poutre (BM) :  $\lambda V_c = \frac{2l}{ab} M_p$  [7-1]

- Mécanisme de panneau (SM) :  $\lambda H_c = \frac{4}{h} M_p$  [7-2]

- Mécanisme combiné (CM) :  $\lambda V a + \lambda H h = \left(\frac{2l}{a} + 2\right) M_p$  [7-3]

Le diagramme d'interaction de ce portique nu simple est obtenu à partir de la représentation graphique des trois équations [7-1], [7-2] et [7-3] dans le système de coordonnées V-H.

La figure 7.2 représente le diagramme d'interaction d'un portique nu simple ayant les données suivantes :

- $M_p = 100 \text{ KN.m}$
- $V = H = 1 \text{ KN}$ ,
- $a = 5 \text{ m}$
- $b = 10 \text{ m}$
- $h = 10 \text{ m}$

Les natures de mécanismes de ruine possibles sont :

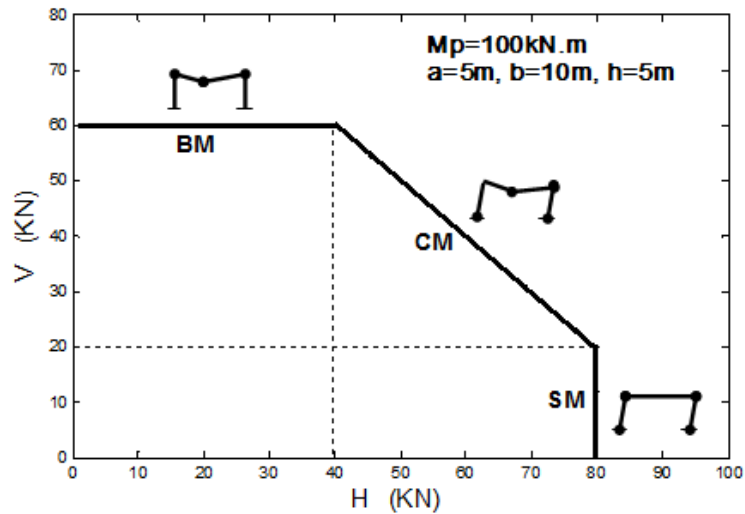


Fig. 7.2 : Diagramme d'interaction d'un portique nu simple

- Mécanisme de poutre (BM) :  $\lambda V_c = 60 \text{ KN}$  et  $\lambda H \in [0, 40]$
- Mécanisme de panneau (SM) :  $\lambda H_c = 80 \text{ KN}$  et  $\lambda V \in [0, 20]$
- Mécanisme combiné (CM) :  $\lambda V + \lambda H = M_p$ , avec  $\lambda H \in ] 40, 80[$  et  $\lambda V \in ] 20, 60[$ .

A partir de ce diagramme d'interaction, la détermination de la nature du mécanisme de ruine en fonction du rapport entre les deux charges concentrées verticale  $V$ , et horizontale  $H$ ,  $\alpha = V / H$  est donné par l'intersection de la courbe  $V = \alpha H$  qui passe par l'origine avec le diagramme d'interaction "DI".

## 7.2 Construction de diagrammes d'interaction de structures

### 7.2.1 Introduction

Dès qu'il y'a plus d'une variable (contrainte, effort, moment ...etc.) qui influent sur le comportement ou la rupture d'un élément de structure ou d'une structure, il y'a nécessité absolue de recourir à une courbe reliant les deux ou trois variables qui interagissent. Ceci étant le cas pour la construction des diagrammes d'interaction en flexion composée reliant les efforts de compression aux moments fléchissants dans un plan donné, les diagrammes d'interaction en flexion déviée reliant les efforts de compression aux deux moments agissant dans deux plans perpendiculaires (courbe en 3D).



Pour le cas présent, les variables en question sont les charges horizontales et les charges verticales qui ne sont pas complètement indépendantes mais sont prises, pour des soucis de simplicité, comme étant proportionnelles. Leur interaction et en fonction du rapport  $\alpha$  (rapport entre la charge verticale et la charge horizontale), avec influence directe sur la nature des mécanismes de ruine développés. Cette dernière peut être mieux explicitée graphiquement.

Les diagrammes d'interaction (DI) ont été construits pour une meilleure présentation graphique des résultats. Ces DI regroupent les valeurs de  $\lambda V$  et  $\lambda H$  (action simultanée de charges de ruine verticales et horizontales) donnant différents mécanismes élémentaires de ruine par rapport aux valeurs de  $\alpha$  (avec  $\alpha$  variant entre 0,1 et 15), dont les lignes droites passent par l'origine et l'intersection du DI représentent les valeurs du rapport  $\alpha$ .

### 7.2.2 Diagramme d'interaction pour le portique ouvert "OF"

Les figures 7.3 et 7.4 représentent deux diagrammes d'interaction pour le portique ouvert "OF" avec deux systèmes de coordonnées différents, le premier avec des coordonnées avec dimensions et le second avec des coordonnées adimensionnelles.

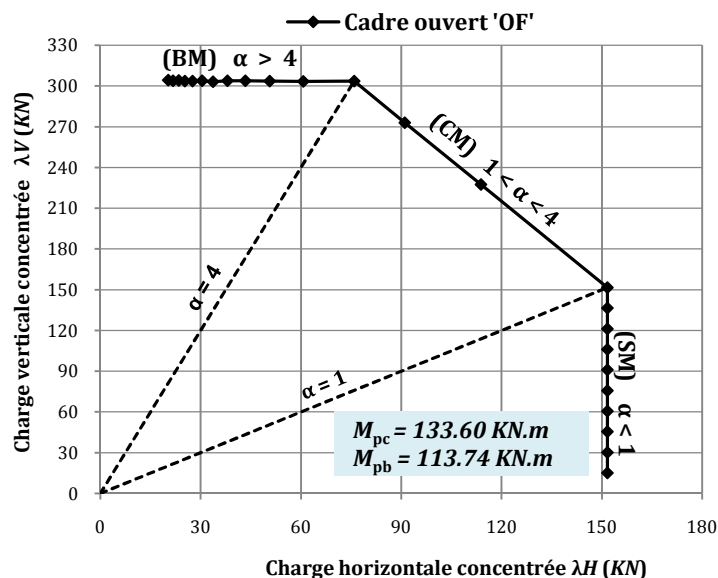


Fig. 7.3 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V - \lambda H$  ; Cas du cadre ouvert "OF"

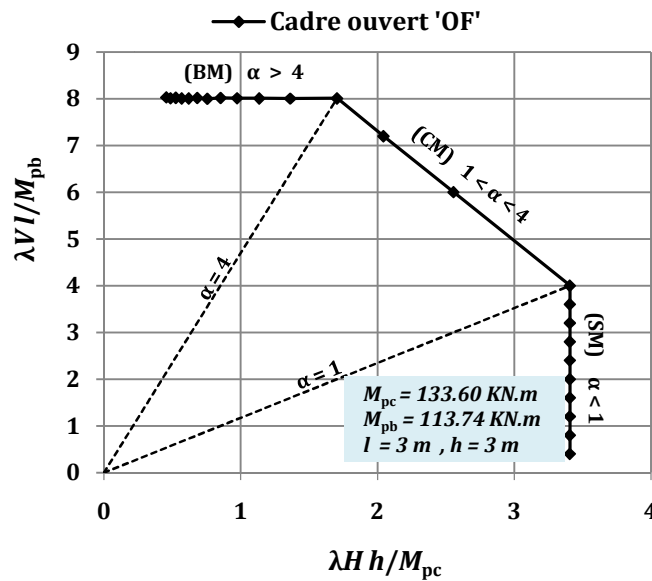


Fig. 7.4 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V l / M_{pb} - \lambda H h / M_{pc}$  ; Cas du cadre ouvert "OF"

### 7.2.3 Diagramme d'interaction pour portiques remplis

#### i) Cas du remplissage faible "IFW"

Les figures 7.5 et 7.6 représentent le "DI" du même portique avec un remplissage faible avec les deux systèmes de coordonnées que ceux du portique nu.

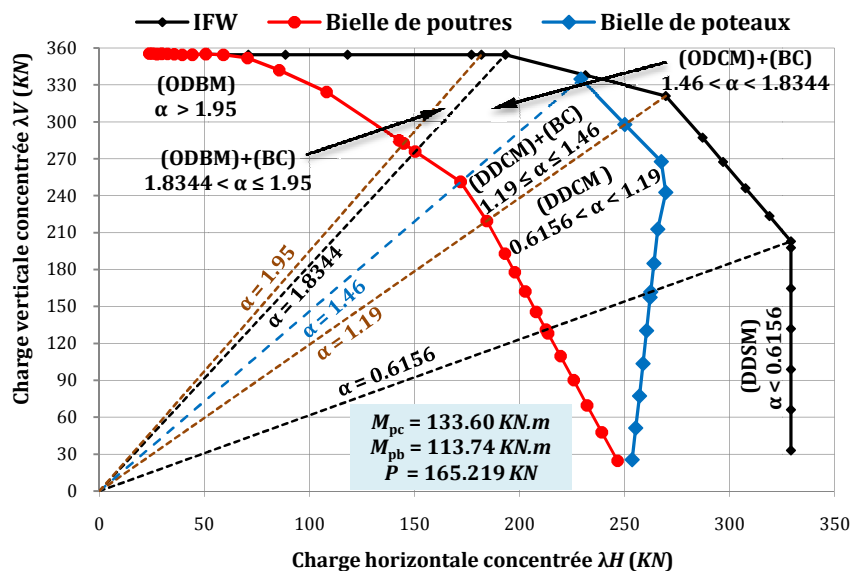


Fig. 7.5 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V - \lambda H$  ; Cas du cadre rempli faible "IFW"

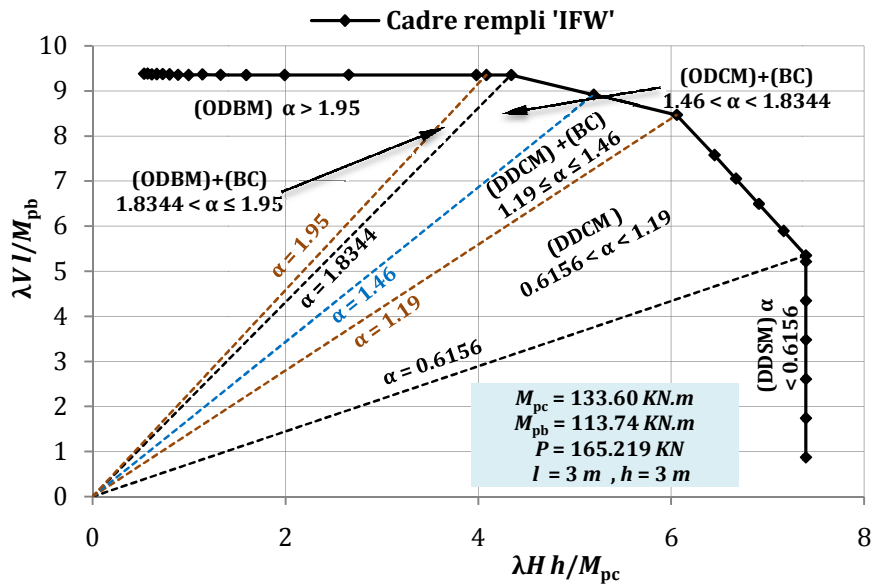


Fig. 7.6 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V / M_{pb} - \lambda H h / M_{pc}$  ; Cas du cadre rempli faible "IFW"

ii) Cas du remplissage moyen "IFM"

Les figures 7.7 et 7.8 représentent le "DI" du même portique avec un remplissage moyen avec les deux systèmes de coordonnées que ceux du portique nu.

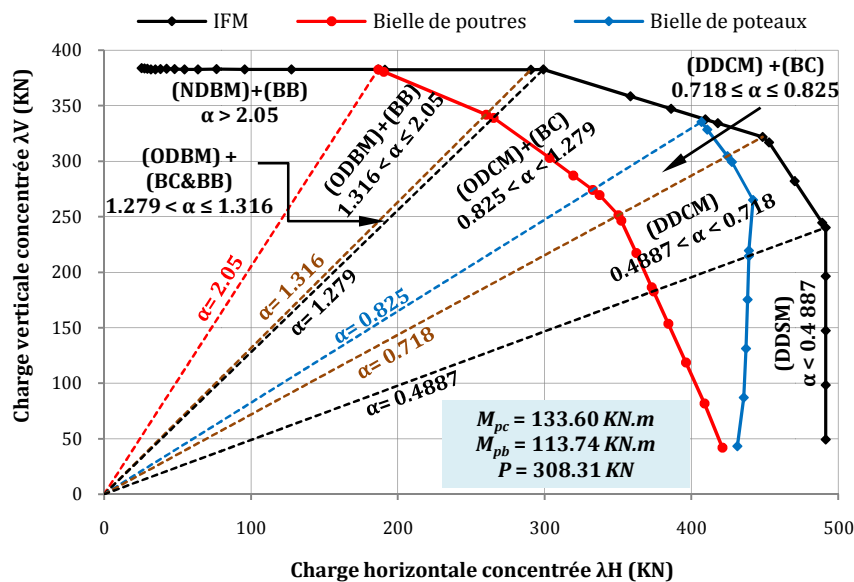


Fig. 7.7 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V - \lambda H$  ; Cas du cadre rempli moyen "IFM"

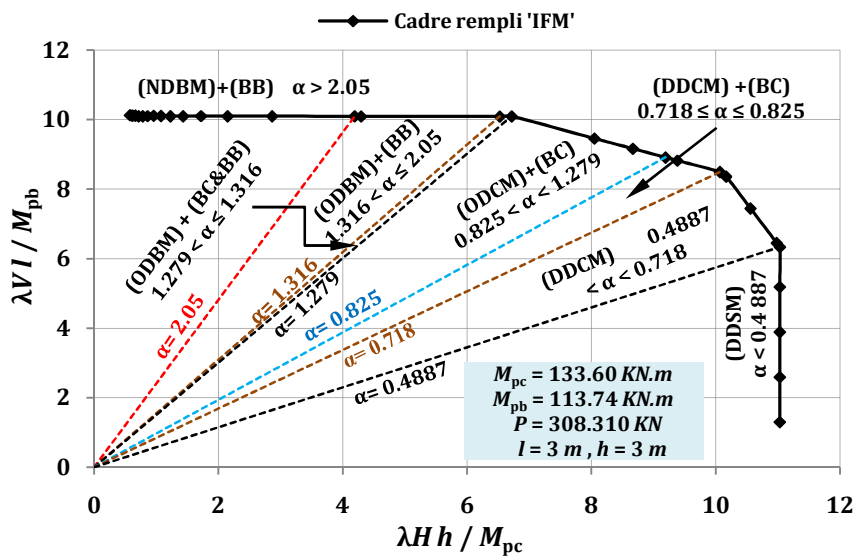


Fig. 7.8 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V / M_{pb} - \lambda H h / M_{pc}$  ; Cas du cadre rempli moyen "IFM"

iii) Cas du remplissage fort "IFS"

Les figures 7.9 et 7.10 représentent le "DI" du même portique avec un remplissage fort avec les deux systèmes de coordonnées que ceux du portique nu.

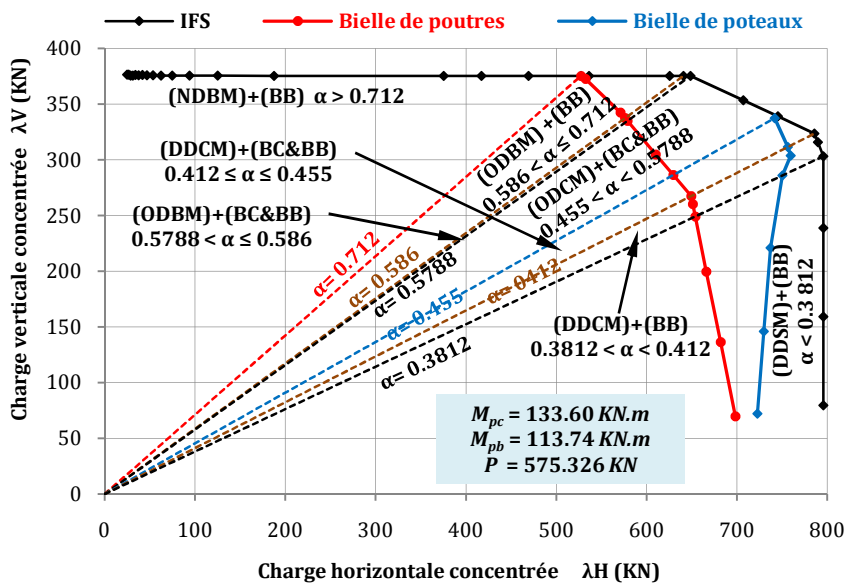


Fig. 7.9 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V - \lambda H$  ; Cas du cadre rempli fort "IFS"

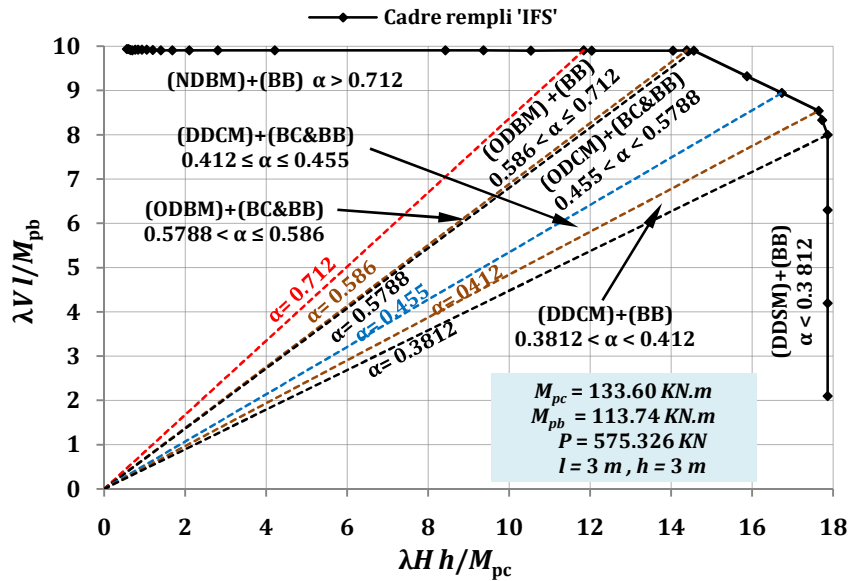


Fig. 7.10 : Diagramme d'interaction pour le système  $\lambda V l / M_{pb} - \lambda H h / M_{pc}$  ; Cas du cadre rempli fort "IFS"

### 7.3 Synthèse

Il ressort de ce qui a été réalisé précédemment ce qui suit :

- La similitude pour les "DI" des cadres ouverts et remplis est mise en exergue ;
- La partie inclinée n'est pas unique comme pour les "DI" des cadres ouverts mais est constituée de deux segments brisés ;
- Le rapport  $\alpha$  a une influence directe sur les étendues de chaque partie du "DI" ainsi que sur les valeurs tampons (survenue de deux mécanismes élémentaires simultanément ou survenue de mécanismes associés). Ces points de rencontre de ligne brisées (verticale/inclinée, horizontale /inclinée ou inclinée/inclinée) sont données de manière très précise par la présente analyse.
- La détection des valeurs de  $\lambda V$  et  $\lambda H$  occasionnant la plastification au niveau des bielles de poutres et celle de poteaux pour les structures remplis est donnée de manière très précise au niveau des "DI" réalisés avec le système de coordonnées dimensionnelles (figures 7.5, 7.7 et 7.9).

# **CHAPITRE 08**

---

## ***EFFETS DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES***

### ***8.1 Effet du remplissage***

#### ***8.1.1 Introduction***

#### ***8.1.2 Effet de l'épaisseur du remplissage***

### ***8.2 Effet du rapport $\alpha$ ( $\alpha = \lambda V / \lambda H$ )***

### ***8.3 Synthèse***

## Chapitre 08 Effets des différents paramètres

### 8.1 Effet du remplissage

#### 8.1.1 Introduction

A partir de la figure 8.1, il peut être observé qu'une forte similitude entre le "DI" d'un portique nu sans remplissage et celui d'un portique rempli développé par la présente analyse. Les changements opérés sont indiqués ci-dessous :

- ▮ Augmentation de la charge de ruine verticale  $\lambda V$  ;
- ▮ Augmentation de la charge de ruine horizontale  $\lambda H$  ;
- ▮ Changement de la nature du DI ;
- ▮ Changement des mécanismes de ruine ;
- ▮ Changement des étendues de  $\alpha$ .

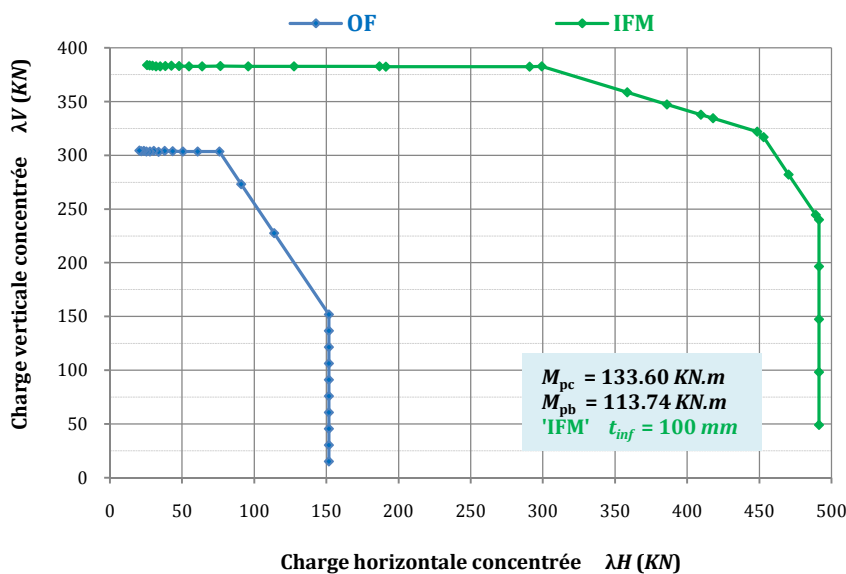


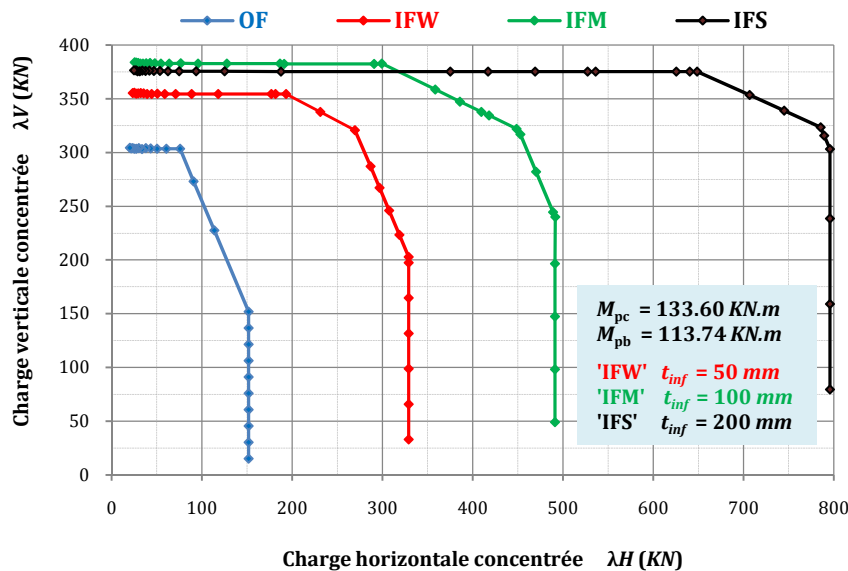
Fig. 8.1 : DI pour "OF" et "IFM"

#### 8.1.2 Effet de l'épaisseur du remplissage

Afin de montrer l'effet de l'épaisseur du remplissage, il est nécessaire d'exploiter les diagrammes d'interaction développés "DI" par leur regroupement dans une représentation graphique unique. Ces quatre diagrammes d'interaction relatifs au cadre ouvert "OF" et aux trois cadres remplis "IFW", "IFM" et "IFS" sont regroupés dans la figure 8.2. Chaque

diagramme représente la relation entre les charges de ruine verticales et horizontales pour différentes valeurs de  $\alpha$  ; tous les quatre diagrammes ont la même forme avec trois plages différentes de  $\alpha$  ; chaque plage étant associée à un mode de ruine.

L'effet de l'épaisseur du remplissage en maçonnerie est clairement illustré dans la figure 8.2 en comparant les charges de ruine pour les trois cadres remplis avec leur cadre ouvert correspondant ; il est constaté que les charges de ruine augmentent avec l'épaisseur du remplissage ; pour la résistance latérale, l'augmentation est de l'ordre de 5.24 fois pour "IFS", 3.24 fois pour "IFM" et 2.17 fois pour "IFW". En ce qui concerne la résistance verticale, l'augmentation est de l'ordre de 1.24 pour "IFS", 1.26 pour "IFM", et 1.17 fois pour "IFW".



**Fig. 8.2 :** Regroupement des diagrammes d'interaction pour le cadre ouvert et les trois cadres remplis

Ces chargement sont mieux illustrés graphiquement dans la figure 8.3, qui montre que le rapport de la résistance verticale du cadre rempli / celle du cadre ouvert est d'environ 1.24, tandis que le rapport de la résistance latérale du cadre rempli / celle du cadre ouvert semble croître proportionnellement à l'augmentation de l'épaisseur du remplissage. Cependant, il est constaté une très faible fluctuation de la résistance verticale (allant de 17 à 26 %).



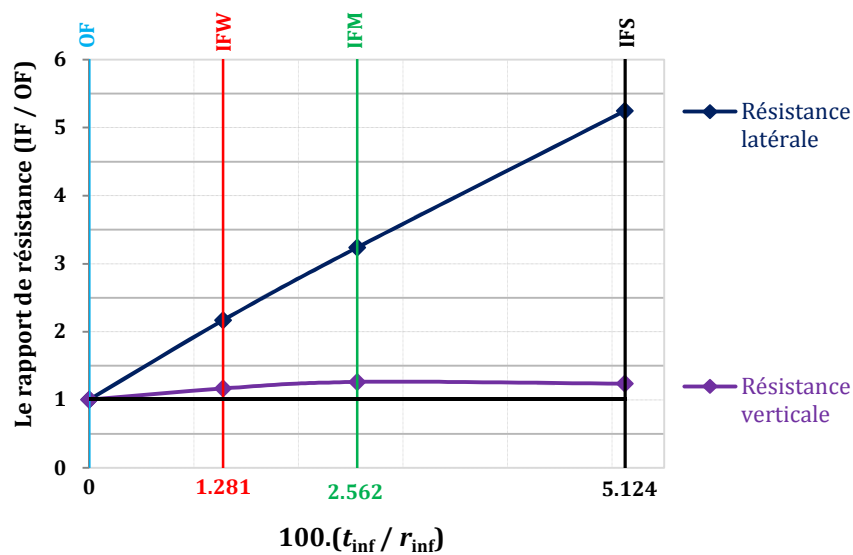


Fig. 8.3 : Effet du remplissage sur les résistances horizontales et verticales

## 8.2 Effet du rapport $\alpha$ ( $\alpha = \lambda V / \lambda H$ )

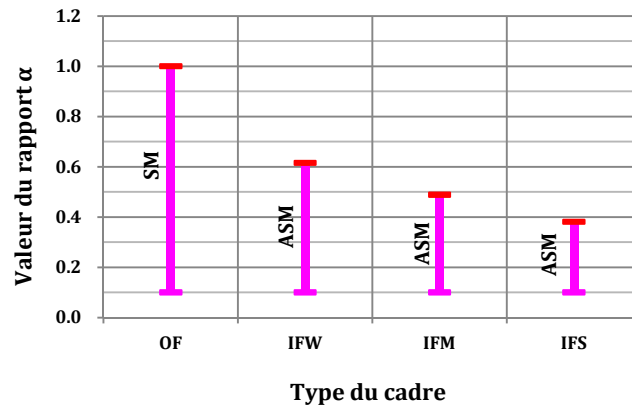
Il peut être constaté à partir des figures (7.3 à 7.10, 8.1 et 8.2) que le mode de ruine que ce soit pour le cadre ouvert ou pour les cadres remplis est directement influencé par les valeurs du rapport  $\alpha$ . En d'autres termes, lorsque les charges horizontales  $\lambda H$  sont les charges prépondérantes ( $\alpha$  prend ses valeurs minimales), les mécanismes de ruine sont les mécanismes de panneau (SM) et les mécanismes de panneau associés (ASM). Lorsque les charges verticales  $\lambda V$  sont les charges prépondérantes ( $\alpha$  prend ses valeurs maximales), les mécanismes de poutre (BM) et les mécanismes de poutre associés (ABM) sont les mécanismes développés. Par contre pour des valeurs de  $\alpha$  intermédiaires, les mécanismes combinés (CM) et les mécanismes combinés associés (ACM) sont observés.

En conclusion, à partir du Tableau 6.2, les résultats numériques peuvent confirmer tout ce qui a été dit plus haut sur ce point :

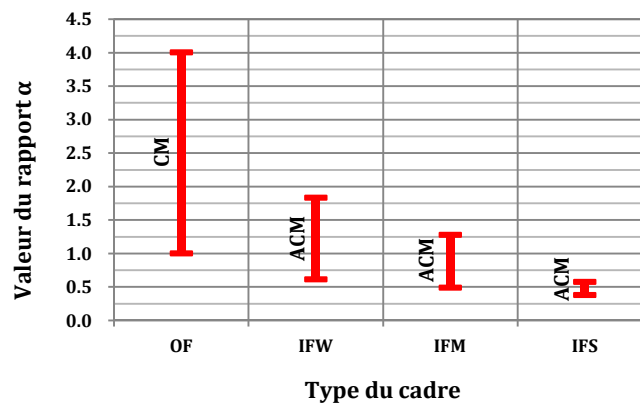
- Les mécanismes de panneau (SM) et les mécanismes de panneau associés (ASM) se sont produits lorsque :  $\alpha \leq 1$  pour "OF",  $\alpha \leq 0,6156$  pour "IFW",  $\alpha \leq 0,4887$  pour "IFM" et  $\alpha \leq 0,3812$  pour "IFS". Plus l'épaisseur du remplissage est grande, moins l'étendue de la plage de  $\alpha$  est importante.
- Les mécanismes de poutre (BM) et les mécanismes de poutre associés (ABM) se sont produits pour :  $\alpha \geq 4$  pour "OF",  $\alpha \geq 1.8344$  pour "IFW",  $\alpha \geq 1.279$  pour "IFM" et

$\alpha \geq 0.5788$  pour "IFS". Plus l'épaisseur du remplissage est grande, plus l'étendue de la plage de  $\alpha$  est aussi grande ;

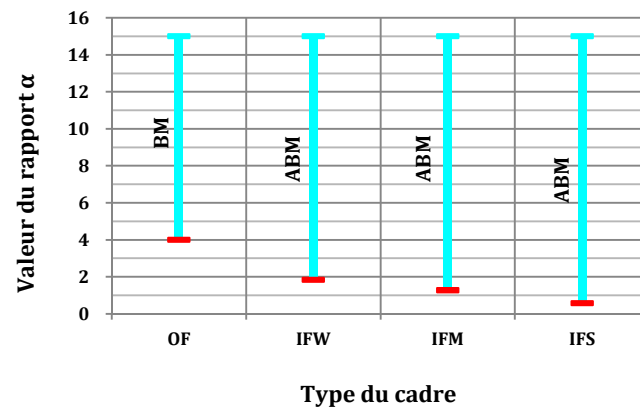
- Les mécanismes combinés (CM) et les mécanismes combinés associés (ACM), voient un  $\alpha$  prendre les valeurs intermédiaires suivantes :  $1 \leq \alpha \leq 4$  pour "OF",  $0,6156 \leq \alpha \leq 1,8344$  pour "IFW",  $0,4887 \leq \alpha \leq 1,279$  pour "IFM" et  $0,3812 \leq \alpha \leq 0,5788$  pour "IFS".



a) Mécanismes identifiés SM et ASM



b) Mécanismes identifiés CM et ACM



c) Mécanismes identifiés BM et ABM

Fig. 8.4 : Etendues des différents mécanismes de ruine en relation avec  $\alpha$

### 8.3 Synthèse

- i.* Il peut être conclu qu'à partir des figures (7.3 à 7.10 et 8.1 à 8.4), que les charges de ruine latérales croient avec l'augmentation de l'épaisseur du remplissage de manière considérable (jusqu'à 524 %). Alors que le remplissage a très peu d'effet sur charges de ruine verticales (Augmentation de l'ordre de 26 %)

Désignation du cadre rempli	Réduction en (%)
IFW	42.71
IFM	56.81
IFS	68.76

a) Cas des mécanismes SM et ASM

Désignation du cadre rempli	Réduction en (%)
IFW	59.37
IFM	73.66
IFS	93.41

b) Cas des mécanismes CM et ACM

Désignation du cadre rempli	Augmentation en (%)
IFW	19.69 %
IFM	24.74 %
IFS	31.10 %

c) Cas des mécanismes BM et ABM

**Tableau 8.1 :** Changement des étendues de plage de  $\alpha$  en relation avec portique ouvert

- ii.* Le tableau 8.1 donne les changements des étendues de plages en comparaison avec celle du portique vide ou ouvert pour les différents mécanismes. Les réductions maximales ont été obtenues pour le IFS de l'ordre de 69 % pour les SM et ASM et de l'ordre de 93 % pour les CM et ACM. Pour ce qui est des mécanismes BM et ABM, par contre une augmentation maximale de l'ordre de 31 % a été observée pour IFM
- iii.* En outre, il a été constaté que l'utilisation d'un remplissage plus épais a également retardé l'apparition des rotules plastiques dans le remplissage et dans le cadre.

# ***CHAPITRE 09***

---

## ***CONCLUSION***

***9.1 Conclusions***

***9.2 Perspectives***

## ***Chapitre 09 Conclusion***

### **9.1 Conclusions**

La présente thèse présente les résultats d'une analyse plastique paramétrique de cadres en acier remplis en maçonnerie soumis à un système de chargement combiné (charges concentrées horizontales et verticales agissant simultanément). Un nouveau macro-modèle est proposé pour modéliser le remplissage en maçonnerie à travers deux bielles diagonales équivalentes entrecroisées, le modèle proposé a été validé avec des données théoriques et expérimentales disponibles dans la littérature ( $H_{\text{plast}} / H_{\text{Samai}}$  variant de 0.82 à 1.48 avec une majorité allant de 0.82 à 1.28 et  $H_{\text{plast}}/H_{\text{Wood}}$  allant de 0.74 à 1.08). [21, 25].

Des conclusions importantes sur les modes de rupture des cadres remplis et leurs charges de ruine correspondantes peuvent être tirées du présent travail, parmi lesquelles :

- La prédiction théorique des charges de ruine ainsi que l'identification des vrais mécanismes de ruine de tout cadre rempli peut être réalisée au moyen de la présente analyse plastique. Il ressort du chapitre 05 ayant trait à la validation que l'introduction d'un coefficient de pénalisation prenant en considération l'impossibilité d'une parfaite plastification,  $\gamma_p$ , de l'ordre de 0.8 mettrait les prédictions de la présente analyse du côté de la sécurité ( $H_{\text{plast}} / H_{\text{Samai}}$  et  $H_{\text{plast}}/H_{\text{Wood}} < 1$ ) ;
- L'épaisseur du remplissage et la valeur du rapport  $\alpha$  ont une influence majeure et directe sur les modes de ruine et les charges de ruine. Plus le remplissage est épais, plus le cadre rempli est solide ;
- La présence du remplissage a engendré une augmentation substantielle pour la charge de ruine horizontale (524 % pour IFS) et une très légère augmentation pour la charge de ruine verticale (26 % pour IFM) ;
- Le modèle à deux bielles proposé a entraîné la création de mécanismes de ruine qui impliquent fortement le remplissage. Par exemple, une poutre contreventée (Braced Beam BB) et un poteau contreventé (Braced Column BC) ont accompagné certains mécanismes de ruine développés. La notion de mécanismes associés étant pour la première fois présentée ;
- La construction de diagrammes d'interaction réalisés, pour la première fois, pour des portiques remplis ont présenté une très forte similitude avec ceux pour des portiques vides ou ouverts ;

- La construction de ces diagrammes d'interaction pour différentes valeurs du rapport  $\alpha$  ( $\alpha = \lambda V / \lambda H$ ) peut s'avérer extrêmement intéressante pour le choix de la solution optimale en termes de marge de sécurité et de déformation des structures planes ;
- Le remplissage fournit une contribution significative et collabore positivement avec la structure jusqu'à la distorsion totale du panneau de remplissage. En d'autres termes, la rigidité latérale et la résistance horizontale ont été considérablement augmentées.

## 9.2 Perspectives

La présente recherche a consisté en l'étude du comportement plastique de cadres en aciers remplis en maçonnerie. Il est souhaité que certains aspects de ce comportement doivent faire l'objet d'études plus poussées. Les perspectives peuvent être énumérées comme suit :

- Le développement d'une technique détaillée de micro-modélisation en 3D devrait être réalisée et ce grâce aux progrès de la technologie informatique. Il peut être attendu à ce qu'un modèle 3D devienne plus rentable en tant qu'outil d'analyse. Dans ce cas, les caractéristiques géométriques et mécaniques du remplissage en maçonnerie et des cadres peuvent être simulées avec plus de précision.
- L'extension de l'étude aux cadres en acier remplis de plusieurs niveaux et de plusieurs travées.
- La réalisation d'une étude sur les cadres en béton armé remplis en maçonnerie en prenant en compte l'impossible plastification totale du béton armé.
- L'exploitation du modèle proposé pour étudier le comportement des structures métalliques remplies sous un système de chargement dynamique avec des remplissages en maçonnerie.
- La réalisation, en raison des lacunes des données expérimentales, d'essais expérimentaux afin de proposer des équations analytiques et essayer de cerner de manière plus précise le coefficient,  $\gamma_p$ , qui tient compte de l'impossibilité d'une plastification totale.

# **REFERENCES**

---

- [1] Dawe, J.L., and Seah, C.K.: Behaviour of masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **16** (6), 865–876 (1989)
- [2] Shing, P.B., Mehrabi, A.: Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Material* 4, 320-331 (2002)
- [3] Tucker, C.: Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames. Ph.D. dissertation, Tennessee Technological University, United States (2007)
- [4] Drysdale, R.G., and Hamid, A.A.: *Masonry structures: behavior and design*. Mississauga, Ontario: Canadian Masonry Design Centre (2005)
- [5] Asteris, P.G.; Antoniou, S.T.; Sophianopoulos, D.S.; Chrysostomou, C.Z.: Mathematical macro-modeling of infilled frames: state of the art. *J. Struct. Eng. Am. Soc. Civ. Eng. (ASCE)* **137** (12), 1508-1517 (2011)
- [6] Asteris, P.G.; Cotsovos, D.M.; Chrysostomo, C.Z.; Mohebkah, A.; Al-Chaar, G.K.: Mathematical micro-modeling of infilled frames: state of the art. *Eng. Struct.* **56**, 1905-1921 (2013)
- [7] Bhagyalaxmi, S.; Anusha, P.G.; Harshitha, R.K.; Renukadevi, M.V.: Effect of modulus of masonry stiffness of infilled frames with openings. *Int. J. Res. Eng. Technol.* **03** (6), 218-224 (2014)
- [8] Chrysostomou, C.Z.; Gergely, P.; Abel, J.F.: A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* **2** (3), 335-353 (2002)
- [9] El-Dakhakhni, W.W.; Mohamed E.; Hamid, A.A.: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *J. Struct. Eng.* **129** (2), 177-185 (2003)
- [10] Hashemi, A.; Mosalam, K.M.: Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of infill masonry walls. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley (2007)
- [11] Kaushik, H.B.; Rai, D.C.; Jain, S.K.: A rational approach to analytical modeling of masonry infills in reinforced concrete frame buildings. In: *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2008)
- [12] Liauw, T.C., Kwan, K.H.: Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Computer and Structures* 18 (3), 551-560 (1984)
- [13] Mosalam, K.M., Günay, M.S.: Chapter 23: Seismic and design of masonry-infilled frames, in *Structural and Geotechnical Engineering*, S.K. Kunnath, Editor, Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS) Publishers, Oxford, UK (2012)
- [14] Pereira, V.G., Barros, R.C., César, M.T.: A parametric study of a R/C frame based on ‘Pushover’ analysis. *Proceeding of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Integrity, Reliability and Failure*, Porto, Portugal, July (2009)
- [15] Samoilà, D.M.: Analytical modeling of masonry infills. *Acta Technica Napocensis : Civil Engineering & Architecture* 55 (2), 127-136 (2012)
- [16] Asteris, P.G., Kakaletsis, D.J., Chrysostomou, C.Z. Smyrou, E.E.: Failure modes of infilled frames. *Electronic Journal of Structure Engineering* 11(1), 11- 20 (2011)
- [17] Chrysostomou, C.Z., Asteris, P.G.: On the in plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures* 41, 385-402 (2012)
- [18] Liauw, T.C., Kwan, K.H.: Plastic theory of non-integral infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 75 (2), 379-396 (1983)
- [19] Mallick, D.V., Severn, R.T.: The behaviour of infilled frames under static loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 38, 639-656 (1967)

- [20] May, I.M.: Determination of collapse loads for unreinforced panels with and without openings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 71(2), 215-233 (1981)
- [21] Wood, R.H.: Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 65 (2), 379-411 (1978)
- [22] Amato, G., Cavaleri, L., Fossetti, M., Papia, M.: Infilled frames: Influence of vertical load on the equivalent diagonal strut model. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October (2008)
- [23] Buonopane, S.G., White, R.N.: Pseudo-dynamic testing of masonry-infilled reinforced concrete frame. *Journal of Structural Engineering* 125 (6), 578-589 (1999)
- [24] Mallick, S.K., Barua, H.K.: Behaviour of single storey reinforced concrete frame infilled with brickwork under lateral loads. *Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, January (1977)
- [25] Samai, M.L.: Behaviour of reinforced concrete frames with lightweight block work infill panels. Ph. D. Thesis, University of Sheffield, London (1984)
- [26] Stafford-Smith, B.: Behaviour of square infilled frames. *Journal of Structural Division, ASCE* 92 (ST1), 381-403 (1966)
- [27] Stafford-Smith, B., Carter, C.: A method of analysis for infilled frames. *Proceeding of the Institute of Civil Engineers* 44, 31-49 (1969)
- [28] 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*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 36-42 (1960)
- [29] Chrysostomou, C.Z.: Effect of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two dimensional steel frames”, Ph.D. Dissertation. University of Cornell, Ithaca, N.Y (1991)
- [30] Hamburger, R.O.: Methodology for seismic capacity evaluation of steel frame buildings with infill unreinforced masonry. *Proceedings of 1993 National Earthquake Conference*, Central U.S. Earthquake Consortium, Memphis, Tennessee, May (2), 173-197 (1993)
- [31] Holmes, M.: Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceeding of Institution of Civil Engineers* 19 (2), 473-478 (1961)
- [32] Holmes, M.: Combined loading on infilled frames. *Proceeding of the Institution of Civil Engineers* 25 (1), 31-38 (1963)
- [33] Stafford-Smith, B.: Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of Structural Division, ASCE* 88 (ST6), 183-199 (1962)
- [34] Stafford-Smith, B.: Model test results of and horizontal loading of infilled frames. *ACI Structural Journal* 65 (8), 618-624 (vertical 1968)
- [35] Thiruvengadam, V.: On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 13 (3), 401-419 (1985)
- [36] Mainstone, R.J.: On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Supplement IV (Paper 73605)*, 57-90 (1971)
- [37] Kadysiewski, S., Mosalam, K.M.: Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER*, University of California, Berkeley, January (2009)
- [38] Mosalam, K.M., Ayala, G., White, R.N., Roth, C.: Seismic reliability of LRC frames with and without masonry infill wall. *Journal Earthquake Engineering* 1 (4), 693-720 (1997)
- [39] Reflak, J., Fajfar, P.: Elastic analysis of infilled frames using substructures. *Proceeding of 6<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Canada, June (1991)
- [40] Boukeloua, S., Tekkouk, A., Samai, M.L.: Prediction of collapse mechanisms by the construction interaction diagrams for plane steel structures. *Arabian Journal for Science and Engineering*, Accepted for publication (2017)



- [41] Grigorian, M., Kaveh, A.: A practical weight optimization for moment frames under combined loading. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 3(2), 289-312 (2013)
- [42] Lord Baker, Heyman, J.: Plastic design of frames, 1 Fundamental, Cambridge University Press, New York, USA (1980)
- [43] Moy, S.S.J.: Plastic Methods for Steel and Concrete Structures, (Second Edition), Macmillan Press LTD, Basingstoke, London, GB (1996)
- [44] Liu, Y.-S.; Guo-Qiang, L.: A nonlinear analysis method of steel frames using element with internal plastic hinge. *Advanced Steel Construction* 4(4), 341-352 (2008)
- [45] Burton, H.: Literature review of reinforced concrete infill frame. Ph.D. Thesis. Chapter in progress, University of Stanford, California (2012)
- [46] Framed Infill Network.: Modeling technique : Development & Implementation. Publishing GeoHazards International & EERI.  
<http://framedinfill.org/resources/technical-literature/>. Accessed 11 July 2017
- [47] Saneinejad Abolghasem, Brian Hobbs.: Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering* 121 (4), 634-650 (1995)
- [48] Sarhosis, V., Tsavdaridis, K.D., Giannopoulos, I.: Discrete element modelling of masonry infilled steel frames with multiple window openings subjected to lateral load variations. *The Open Construction and Building Technology Journal* 8, 93-103 (2014)
- [49] Pantò, B., Calì, I., Lourenço PB.: Seismic safety evaluation of reinforced concrete masonry infilled frames using macro modelling approach. *Bull Earthquake Eng* 15(9), 3871-3895 (2017)
- [50] DI Trapani, F., Shing, P.B., Cavaleri, L.: Macro-element model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *ASCE Journal of Structural Engineering* 144 (2): 04017198 (2017)
- [51] Asteris, P.G., Repapis, C.C., Tsaris, A.K., DI Trapani, F., Cavaleri, L.: Parameters affecting the fundamental period of infilled RC frame structures. *Earthquake and Structures* 9 (5), 999-1028 (2015)
- [52] Crowley, H., Pinho, R.: Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings. *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, September (2006)
- [53] Cavaleri, L., DI Trapani, F.: Prediction of the additional shear action on frame members due to infills. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13(5), 1425-1454 (2015)
- [54] Cavaleri, L., DI Trapani, F., Asteris, P.G., Sarhosis, V.: Influence of column shear failure on pushover based assessment of masonry infilled reinforced concrete framed structures: A case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 100, 98-112 (2017)
- [55] Celarec, D., Dolšek, M.: Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns. *Earthq Eng & Struct Dyn* 42, 1339-1360 (2013)
- [56] Cavaleri, L., DI Trapani, F.: Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 65, 224-242 (2014)
- [57] Kakaletsis D.J., Karayannis C.G.: Experimental investigation of infilled reinforced concrete frames with openings. *ACI Structural Journal* 102 (2), 132-141 (2009)
- [58] Beroual, S., Tekkouk, A., Samai, M. L.: The Theoretical Prediction of Collapse Mechanisms for Masonry-Infilled Steel Frames. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-19 (2018)
- [59] Jamal, B.D., Bennett, R.M., Flanagan, R. D.: Numerical Analysis for In-Plane Behavior of Infilled Frames. 6th Canadian Masonry Symposium, pp.1-12 (1992)

- [60] FEMA 273.: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (1997)
- [61] FEMA 274.: NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (1997)
- [62] Flanagan, R. D., Bennett, R. M.: In-plane behavior of structural clay tile infilled frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125(6), 590-599 (1999)
- [63] Decanini, L., Fantin, G.: Modelos simplificados de la mamposteria incluida en porticos, características de rigides y resistencia lateral en estado limite. (in Spanish), *Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural*, Buenos Aires, Argentina (2), 817-836 (1986)
- [64] Moghaddam, H., Dowling, P.: Earthquake resistant design of brick infilled frames. *Brick and Block Masonry (8th IBMAC) London*, Elsevier Applied Science, 2, 774-784 (1988)
- [65] Smith, B.S., Coull, A.: Tall building structures: Analysis and design, Wiley. Interscience Publication, 527 pages (1991)
- [66] Paulay, T., Priestley, M. J. N.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley New York, 768 pages (1992)
- [67] Durrani, A.J., Luo, Y.H.: Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings of the 5th US National Conference on Earthquake Engineering*, 3, 627-36 (1994)
- [68] Al-Chaar, G.: Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 128(8), 1055-1063 (2002)
- [69] Papia, M., Cavaleri, L., Fossetti, M.: Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(6), 675-694 (2003).
- [70] CAN/CSA S304.1-04: Design of masonry structures. Mississauga, ON, Canada: Canadian Standard Association (2004)
- [71] Hendry, A.W.: *Structural Brickwork*. Macmillan Press, London (1981)
- [72] Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-3: General rules - Specific rules for various materials and elements. Brussels: European Committee for Standardization (1996)
- [73] Mainstone, R.J., Weeks, G.A.: The influence of a bounding frame on the racking stiffnesses and strengths of brick walls. *Proceeding of 2nd International Brick Masonry Conference*, 165-171 (1971)
- [74] Masonry Standard Joint Committee: Building code requirements for masonry structures. ACI 530/ASCE 5/TMS 402. American Concrete Institute, the American Society of Civil Engineers and the Masonry Society. USA (2013)
- [75] Flanagan, R. D., Bennett, R. M.: In-plane analysis of masonry infill materials. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 6(4), 176-182 (2001)
- [76] Moghaddam, H. A.: Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 130(1), 56-63 (2004)
- [77] ACI 530-11 Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures, USA: Masonry Standards Joint Committee (2011)
- [78] Riddington, J. R.: The influence of initial gaps on infilled frame behavior. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, 77(3), 295-310 (1984)
- [79] Dhanasekar, M., Page, A.W.: The influence of brick masonry infill properties on the behavior of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, 81(1), 593-605 (1986)
- [80] Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P., Noland, J. L.: Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 122(3), 228-237 (1996)

- [81] Mehrabi, A.B., Shing, P.B.: Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 123(5), 604-613 (1997)
- [82] Chiou, Y.J., Tzeng, J.C., Liou, Y.W.: Experimental and analytical study of masonry infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(10), 1109-1117 (1999)
- [83] Dawe, J.L., Liu, Y., Seah, C.K.: A parametric study of masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(1), 149-157 (2001)
- [84] Kaltakci, M., Koken, A., Korkmas, H.H.: Analytical solutions using the equivalent strut tie method of infilled steel frames and experimental verification. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, 632-638 (2006)
- [85] Mohebkah, A., Tasnimi, A.A., Moghaddam, H.A.: Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method, *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1463-1472 (2008)
- [86] Stuart, S., Moy, J.: *Plastic methods for steel and concrete structures*. London: (2nd Edition), Houndmills Macmillan (1996)
- [87] Rosenbluth, E.: *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press Limited, 195-222 (1980)
- [88] SAP2000.: *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*. Structural Analysis Program SAP2000, V15.0.0, Berkeley, California (2011)
- [89] Neal, B.G.: *The plastic method of structural analysis*, Third (SI) Edition. London, UK: Chapman and Hall, 205 Pages (1977)
- [90] Bill Wong, M.: *Plastic analysis and design of steel structures*, Butterworth-Heinemann is an imprint of Elsevier, USA, 246 Pages (2009)
- [91] Stuart, S., Moy, J.: *Plastic methods for steel and concrete structures*, 2nd Edition, MACMILLAN PRESS LTD, London, 271 Pages (1996)

# ***ANNEXE A***

---

## ***SECTIONS EN C.M : MOMENT ÉLASTIQUE-MOMENT PLASTIQUE- FACTEUR DE FORME ET CLASSES***

### ***A.1 Introduction***

### ***A.2 Comportement élastique et plastique du matériau acier***

### ***A.3 Comportement d'un élément de structure sous charge croissante***

#### ***A.3.1 Evolution des contraintes et des déformations relatives***

#### ***A.3.2 Relation moment – courbure***

### ***A.4 Calcul du moment élastique***

### ***A.5 Calcul du moment plastique***

### ***A.6 Facteur de forme***

### ***A.7 Classes de sections***

#### ***A.7.1 Définitions***

#### ***A.7.2 Synthèse***

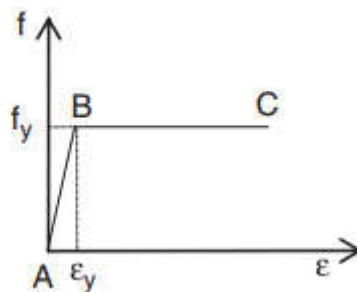
## ***Annexe A. Sections en C.M : moment élastique-moment plastique-facteur de forme et classes***

### **A.1 Introduction**

L'hypothèse de la rotule plastique, qui constitue la base du calcul des charges de ruine plastique, est résumée dans la figure A.5, qui montre la relation entre le moment de flexion  $M$  et la courbure  $k$  pour une poutre ayant un moment plastique  $M_p$ . Si le facteur de forme  $S$  était égal à l'unité, de sorte que  $M_y = M_p$ , la poutre se comporterait élastiquement jusqu'à ce que le moment plastique soit atteint, et la courbure pourrait croître indéfiniment, ce qui permettrait la formation d'une rotule plastique. Une réduction du moment de flexion en dessous du moment plastique  $M_p$  provoquerait un déchargement élastique. Ce comportement, montré par la ligne discontinue, la modification appropriée est représentée schématiquement par la ligne continue dans la figure A.5. Lorsqu'un cadre hyperstatique est soumis à des charges croissantes, la première rotule plastique ne provoque généralement pas la rupture plastique. D'autres augmentations des charges peuvent généralement être supportées, et d'autres rotules plastiques se forment successivement jusqu'à ce qu'il y ait finalement assez de rotules pour permettre un mouvement du mécanisme. C'est la ruine plastique alors.

### **A.2 Comportement élastique et plastique du matériau acier**

L'acier est toujours idéalisé en tant que matériau élastique parfaitement plastique avec une relation contrainte-déformation illustrée à la figure A.1 et avec la plastification transversale correspondante d'une section doublement symétrique donnée dans la figure A.2.



**Fig. A.1 :** Comportement élastique parfaitement plastique idéalisé pour l'acier

Dans la figure A.1, la relation contrainte-déformation pour la partie élastique "AB" est linéaire et sa pente est égale au module d'élasticité  $E$ .

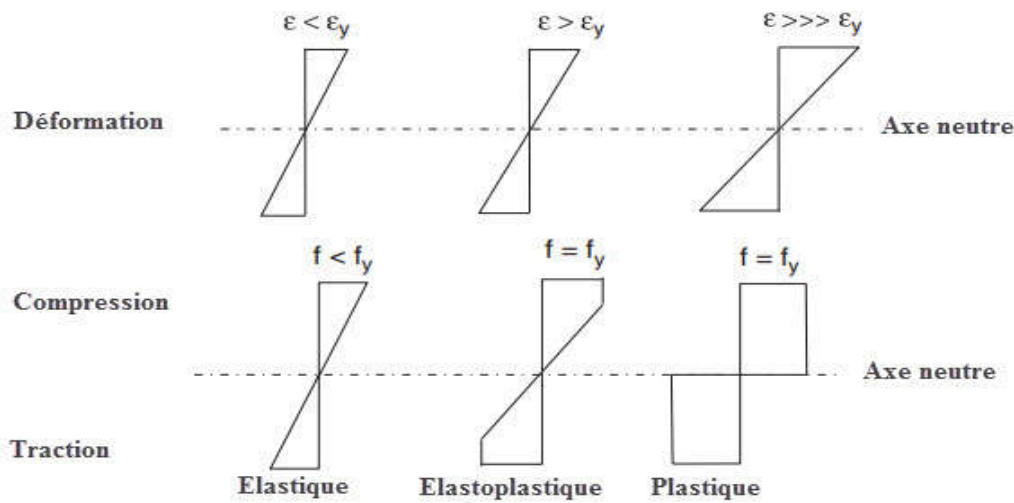


Fig. A.2 : Plastification d'une section transversale

### A.3 Comportement d'un élément de structure sous charge croissante

#### A.3.1 Evolution des contraintes et des déformations relatives

La présente section décrit le comportement structurel d'une section transversale, de son état élastique à un état totalement plastique sous une charge croissante. La plupart des matériaux structuraux présentent un état d'élasticité avant qu'un état plastique ne soit atteint. Ceci s'applique à la fois au comportement du matériau d'une section transversale et à la structure dans son ensemble.

Pour une poutre en acier simplement appuyée telle que présentée à la figure A.3, ayant une section transversale symétrique autour d'un axe horizontal soumise à une charge croissante appliquée au milieu de la portée voit son DMF évoluer comme représenté dans la figure A.3.

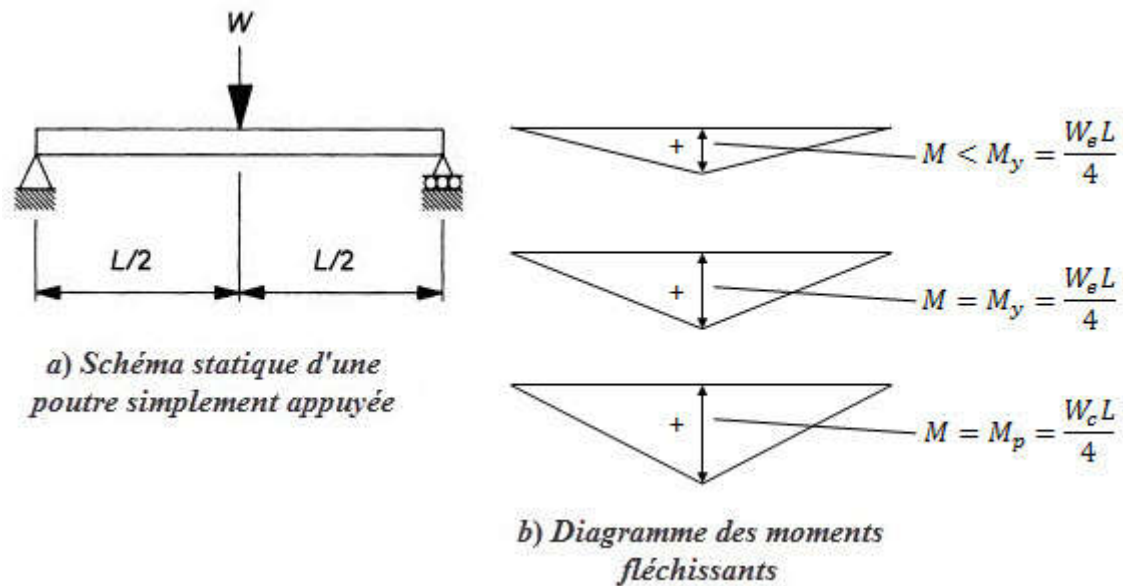


Fig. A.3 : Poutre simplement appuyée

L'évolution des contraintes et des déformations relatives jusqu'à la plastification totale est présentée à la figure A.4. La poutre est initialement chargée en produisant une contrainte élastique  $f = f_e$  correspondant à une déformation élastique  $\varepsilon = \varepsilon_e$  pour le chargement entre les points "A" et "B" illustrés aussi à la figure A.4. Lorsque le point "B" est atteint, la contrainte maximale dans les fibres supérieures et inférieures de la section transversale devient telle que  $f = f_y$ , correspondant à une déformation  $\varepsilon = \varepsilon_y$ . Au fur et à mesure que la charge augmente, la section transversale subit un processus de plastification dans lequel la surface plastifiée devient de plus en plus grande, s'étendant vers le centre de la section transversale. Cette plastification avec une limite d'élasticité  $f_y$  relativement constante se produit entre "B" et "C", à partir de laquelle la contrainte correspondant à la déformation  $\varepsilon_s$  recommence à augmenter. A partir du point "C", la section transversale entre dans une phase d'écroutissage jusqu'à ce qu'une contrainte ultime  $f_y$  en "D" soit atteinte. A partir du point "D", la contrainte commence à diminuer avec l'augmentation de la déformation relative jusqu'à ce que le matériau se rompe au point "E". Le processus de plastification est important pour l'acier dans la conception plastique car il assure que le matériau a une ductilité adéquate pour que la section transversale puisse supporter une charge au-delà de sa limite élastique en "B".

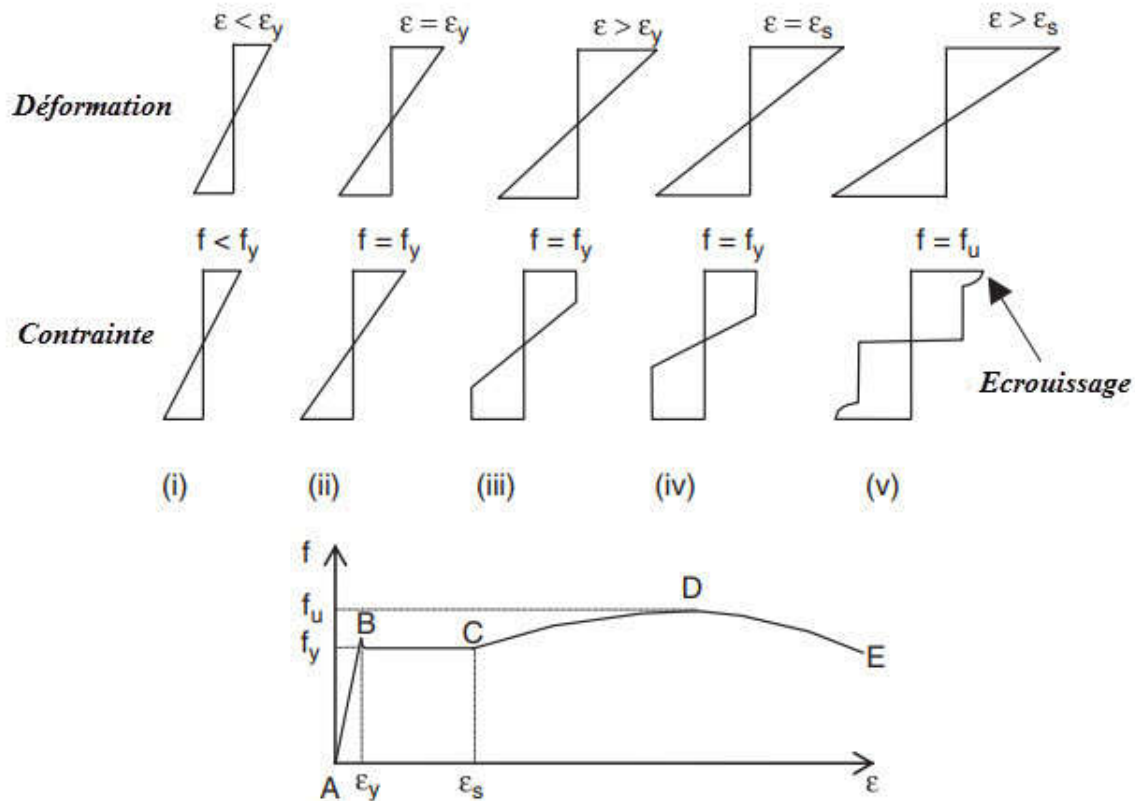


Fig. A.4 : Distribution contrainte-déformation d'une section transversale

Pour des raisons de conception, il est prudent d'ignorer la résistance supplémentaire fournie par l'écroûissage, qui devient de plus en plus faible à mesure que la résistance à la nuance de l'acier devient plus grande.

### A.3.2 Relation moment – courbure

En accord avec la relation contrainte-déformation idéalisée, la plastification continue d'une section transversale présentée à la figure A.2 sous l'augmentation du chargement entraîne une augmentation continue du moment de flexion de la section transversale. Lorsque les fibres extrêmes de la section transversale atteignent la déformation,  $\epsilon_y$ , avec une contrainte d'écoulement,  $f_y$ , un moment d'écoulement  $M_y$  correspondant à une courbure d'écoulement  $k_y$  au point "B" (Fig. A.5). Une autre augmentation du chargement provoque une plastification partielle de la section transversale, ce qui signale le début de son état élasto-plastique. Cet état élasto-plastique correspond à une augmentation du moment de flexion de "B" à "D", comme le montre la figure A.5. Lorsque la section transversale devient totalement plastique au point "D", la capacité du moment maximale, appelée moment plastique  $M_p$ , est atteinte. Une autre augmentation dans le chargement augmente les déformations et donc la



courbure de la section transversale, alors que le moment plastique reste inchangé. Il convient de noter que la ligne "DE" dans la figure A.5 n'est pas vraiment horizontale et que le point "D" est difficile à définir pour la plupart des formes de section transversale. A moins que la déflexion soit une considération primordiale, pour les fins de calcul, la partie courbée "BD" de la relation moment-courbure est souvent ignorée et le moment de flexion est supposé augmenter linéairement de "A" à "C", moment auquel le moment plastique est atteint. Le rapport entre le moment plastique et le moment d'écoulement est appelé le facteur de forme. Le facteur de forme varie pour les différentes formes de section transversale.

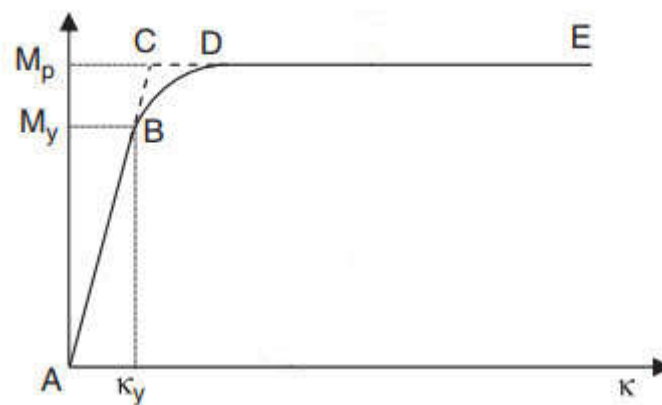


Fig. A.5 : Relation moment – courbure d'une section transversale

#### A.4 Calcul du moment élastique

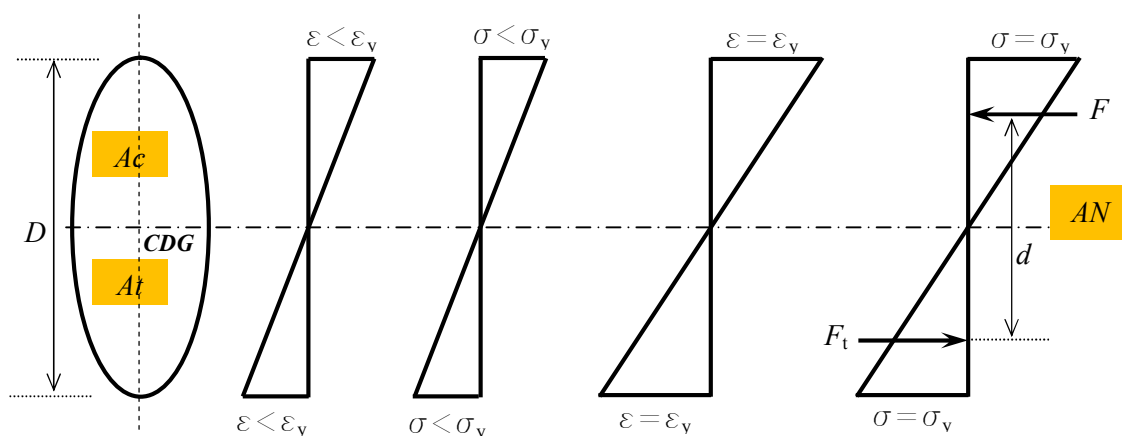


Fig. A.6 : Contrainte et déformations élastique d'une section quelconque

Avec l'axe neutre passant par le CDG de la section.

Le moment élastique d'une section quelconque est calculé au premier écoulement, il est donné par la relation suivante :

$$M_y = F_c \cdot d \quad [\text{A-1}]$$

Où  $d$  : bras de levier

$$d = 2 \left( \frac{2D}{3} \right) = \frac{2}{3} D \quad [\text{A-2}]$$

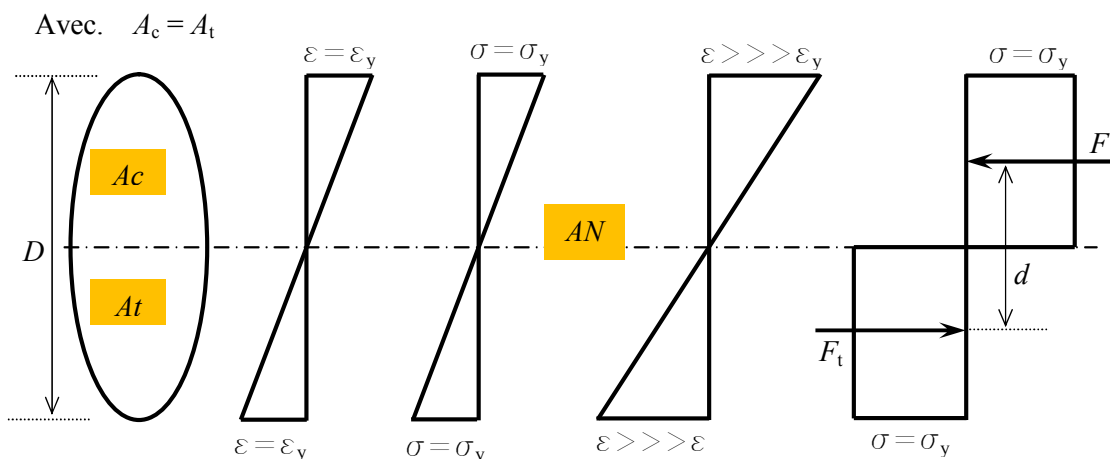
$$F_c = \frac{\sigma_y}{2} A_c = \frac{A_c}{2} \sigma_y \quad [\text{A-3}]$$

Donc :

$$M_y = \frac{2}{3} D \cdot \frac{A_c}{2} \sigma_y = \frac{D}{3} A_c \sigma_y = Z \sigma_y \quad [\text{A-4}]$$

Où :  $Z = \frac{D}{3} A_c$  est le module élastique de la section quelconque

### A.5 Calcul du moment plastique



**Fig. A.7 :** Contrainte et déformations plastique d'une section quelconque

Avec l'axe neutre divisant la section en deux parties égales  $A_c = A_t$ .

Le moment plastique d'une section quelconque est calculé lorsque toutes les fibres de la section se plastifient, il est donné par la relation suivante :

$$M_p = F_c \cdot d \quad [\text{A-5}]$$

Où  $d$  : bras de levier

$$d = \frac{D}{2} \quad [\text{A-6}]$$

$$F_c = A_c \sigma_y \quad [\text{A-7}]$$

Donc :

$$M_p = \frac{1}{2} D \cdot A_c \cdot \sigma_y = \frac{1}{2} D A_c \cdot \sigma_y = S \cdot \sigma_y \quad [\text{A-8}]$$

Où : S est le module plastique de la section quelconque  $S = \frac{1}{2} D A_c$  .

## A.6 Facteur de forme

Le facteur de forme est le ratio entre le module de section plastique et le module de section élastique :

$$F = \frac{S}{Z} \quad [\text{A-9}]$$

Dans l'hypothèse où le voilement local des parois d'un profilé est exclu, on peut considérer deux états limites :

- ▀ La plastification des fibres extrêmes ;
- ▀ La plastification de la section complète.

Dans le premier cas, la contrainte est donnée par l'équation :  $\sigma_y = M_y/Z$ . Dans le second cas, avec un comportement élasto-plastique parfait du matériau, la contrainte dans la section demeure égale à  $\sigma_y$  et elle est donnée par la relation :  $\sigma_y = M_p/S$ . Il y a donc une réserve de capacité plastique entre le moment élastique  $M_y$  et le moment plastique  $M_p$ . Cette réserve est mesurée par le facteur de forme de la section.

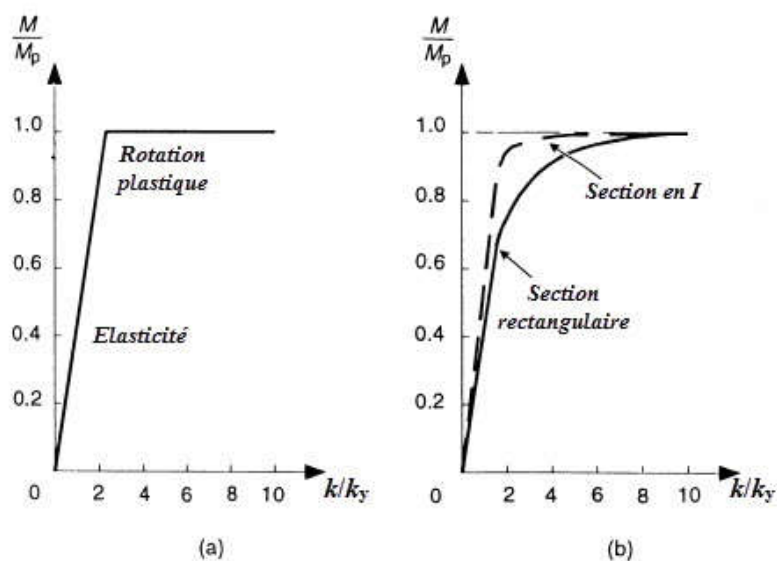


Fig. A.8 : Relation moment-courbure pour section rectangulaire et section en I

Le moment plastique peut être exprimé généralement comme suit :

$$M_p = FM_y \quad \text{[A-10]}$$

Où  $F$  = facteur de forme de la section. Les facteurs de forme pour certaines formes transversales courantes sont donnés dans le Tableau A.1.

Forme	Facteur de forme
Rectangulaire	1.5
Cercle pleine	1.7
Tube circulaire	1.27
Triangle	2.34
Section en I	1.1 – 1.2

**Tableau A.1** : Facteurs de forme pour sections transversales particulières

## A. 7 Classes de sections

### A.7.1 Définitions

Le moment plastique est, théoriquement, le plus grand moment de flexion qu'une section peut supporter, mais dans de nombreuses sections, il s'avère impossible d'atteindre le moment plastique. Le problème est le flambement : comme certaines parties de la section sont en compression pendant le pliage, il y a la possibilité d'un flambement localisé dans les zones où les contraintes de compression sont les plus élevées. La probabilité de ceci dépend de l'élanement des pièces en compression.

Quatre situations distinctes peuvent être identifiées, comme l'illustrent les relations de courbure momentanée de la figure A.12 La section plastique se comporte comme décrit précédemment - elle peut développer le moment plastique et subir une grande quantité de rotation plastique. La section compacte peut développer le moment plastique mais se déforme et se rompt sans rotation plastique significative. La section semi-compacte est capable d'atteindre le moment au premier écoulement mais se déforme et se rompt avant d'atteindre le moment plastique. Le comportement de la section élancée est contrôlé par le flambement de la région en compression. Les contraintes de flexion dans le matériau peuvent être inférieures à

la limite d'élasticité lorsque la section se déforme, de sorte que la rupture peut se produire à un moment inférieur à celui de la première limite d'élasticité.

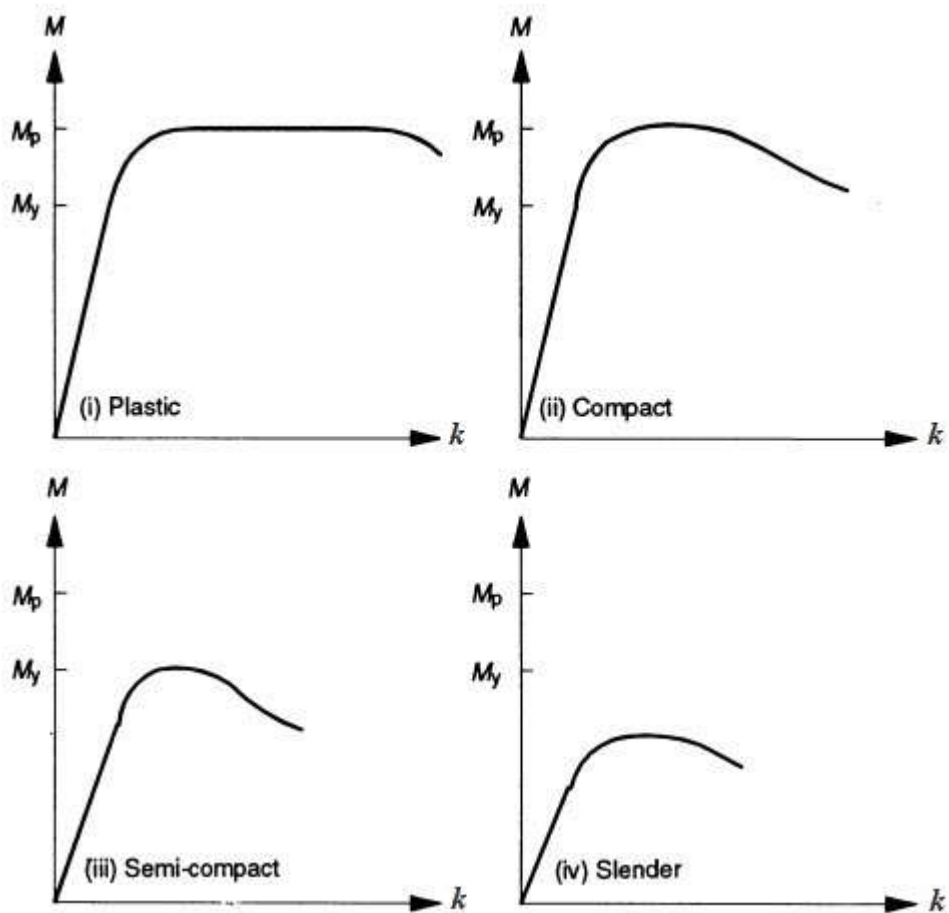


Fig. A.9 : Classes de sections en acier

### A.7.2 Synthèse

Il ressort de la présente annexe, que seules les deux classes de sections (Plastique et compacte) peuvent être utilisées pour l'analyse plastique des structures et permettent, de ce fait, le phénomène de redistribution des moments.