



Université Mouloud MAMMERI de TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



THÈSE

En vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT LMD

Domaine : Sciences et technologie

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Présentée par

M. MESSAS Amar

Sujet de la thèse

Modélisation du comportement non linéaire jusqu'à la rupture des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie

Devant le jury d'examen composé de :

KACHI Mohand Said	Professeur	UMMTO	Président
ADJRAD Arezki	Maître de Conférences A	UMMTO	Rapporteur
BENYAHY Karim	Maître de Conférences A	UMMTO	Co-Rapporteur
TAHAKOURT Abdelkader	Professeur	UAM Béjaia	Examineur
BECHEUR Abdelhamid	Maître de Conférences A	UAM Béjaia	Examineur
LOUZAI Amar	Maître de Conférences A	UMMTO	Examineur
BOUAFIA Youcef	Professeur	UMMTO	Invité

Soutenue le : 22/06/2024

Résumé

Ce présent travail s'inscrit dans le cadre d'un dimensionnement sécuritaire des structures en béton armé. Les structures en béton armé résistant aux moments sont des systèmes structurels qui doivent être conçus pour assurer une capacité de dissipation d'énergie appropriée lorsqu'ils sont soumis à un chargement sismique. Dans cette philosophie de conception, l'approche actuellement utilisée exige une conception adéquate afin d'obtenir une bonne ductilité et un mécanisme d'effondrement favorable de la structure. Il s'agit, d'une part, d'évaluer si les recommandations de l'article 7.6.2 du RPA 99/2003 permettent aux structures auto-stables d'atteindre un mécanisme de ruine favorable et d'assurer une fiabilité structurelle suffisante. Les structures auto-stables avec remplissage présentent un comportement complexe : d'un côté, un portique qui présente un comportement souple mais ductile, et de l'autre, un mur en maçonnerie qui présente un comportement rigide mais fragile. La résistance à la compression représente la principale caractéristique mécanique de la maçonnerie, sa résistance à la traction étant négligée, la plupart des modèles empiriques présents dans la littérature ont été établis sur la base d'un nombre d'essais limités, sans tenir compte du type d'essai employé (sur prisme ou sur murette). D'autre part, il s'agit de constituer une base de données expérimentales d'essais sur prisme et sur murette. Un modèle pour la prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie, pour chaque type d'essai, sera proposé. De plus, une base de données comportant des essais sur portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie sera établie afin de proposer des équations pour la loi tri-linéaire du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral. Après le calcul des réponses expérimentales pour les différents remplissages, une analyse par régression multiple a été effectuée pour formuler des équations décrivant le modèle tri-linéaire du comportement du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral. À partir d'une analyse par couplage mécano-fiabiliste basée sur la méthode par surface de réponse, il a été conclu que les normes actuelles en Algérie ne sont pas suffisantes pour garantir une fiabilité structurelle. Ainsi, les résultats obtenus ont conduit à la recommandation d'un ratio capacitaire égal ou supérieur à 2,0. En ce qui concerne la première base de données expérimentales, deux modèles empiriques ont été proposés pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie en fonction du type d'essai, une comparaison a ensuite été réalisée à l'aide d'outils statistiques pour évaluer la performance de ces modèles, en les confrontant à 18 autres modèles présents dans la littérature. La seconde base de données expérimentales a permis d'élaborer un modèle décrivant le comportement du remplissage en maçonnerie. La comparaison des équations proposées par cette étude avec plusieurs modèles existants dans la littérature a démontré la fiabilité du modèle proposé.

Mots clés : Portique en béton armé, Dimensionnement Capacitaire, Fiabilité, Maçonnerie, Résistance à la compression, Analyse par Régression multiple, Base de données expérimentales, Module d'Elasticité.

Abstract

This work is part of the safe design of reinforced concrete structures. Moment-resisting reinforced concrete structures are structural systems that must be designed to ensure adequate energy dissipation capacity when subjected to seismic loading. Within this design philosophy, the approach currently used requires adequate design to achieve good ductility and a favourable collapse mechanism of the structure. On one hand, the aim is to assess whether the recommendations of article 7.6.2 of RPA 99/2003 allow frame structures to achieve a favorable failure mechanism and ensure sufficient structural reliability. Infilled frame structures have a complex behaviour: on one hand, we have a frame with a flexible but ductile behaviour, and on the other, a masonry wall with a rigid but brittle behaviour. Compressive strength is the main mechanical characteristic of masonry, while its tensile strength is negligible, most empirical models in the literature have been established on the basis of a limited number of tests, regardless of the type of test used (prism or wallette). On the other hand, the aim is to build up a database of experimental tests on prism and wallette. A model for predicting the compressive strength of masonry, for each type of test, will be proposed. In addition, a database of tests on reinforced concrete frames with masonry infill will be established in order to propose equations for the tri-linear model of the masonry infill under lateral loading. After calculating the experimental responses for the different infills, a multiple regression analysis was carried out to formulate equations describing the tri-linear model of the behaviour of the masonry infill under lateral loading. From a mechanical-fiabilistic coupling analysis based on the response surface method, it was concluded that current standards in Algeria are not sufficient to guarantee structural reliability. The results obtained led to the recommendation of a capacity ratio equal to or greater than 2.0. With regard to the first experimental database, two empirical models were proposed to predict the compressive strength of masonry as a function of the type of test. A comparison was then made using statistical tools to assess the performance of these models, by comparing them with 18 other models in the literature. The second experimental database was used to develop a model describing the behaviour of masonry infill. A comparison of the equations proposed in this study with several existing models in the literature demonstrated the reliability of the proposed model.

Key words : Reinforced Concrete Frames, Capacity design, Reliability, Masonry, Compressive strength, Multiple Regression Analysis, Experimental database, Elastic Modulus

Remerciements

Je remercie dieu pour m'avoir accordé la patience et la force nécessaire pour arriver au bout de ce travail, AL HAMDOU LILAH.

Cette thèse a été effectuée sous la direction de Monsieur ADJRAD Arezki, Maître de conférences A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Je lui suis particulièrement reconnaissant d'avoir accepté de diriger cette thèse, et m'avoir mis dans les meilleures conditions pour la recherche, ses conseils et ses orientations ont été précieux dans ce travail.

Mes remerciements vont également à Monsieur BENYAHY Karim, Maître de conférences A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour la codirection de cette thèse, avec qui j'ai beaucoup travaillé tout au long de l'élaboration et l'avancement de cette thèse, ses conseils ont été d'une aide précieuse et ses orientations ont permis l'élaboration de ce travail.

Je remercie également Monsieur BOUAFIA Youcef pour ses précieux conseils, ses orientations durant l'élaboration de cette thèse, qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude.

J'adresse ma profonde reconnaissance à Monsieur Kachi Mohand Said, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour l'honneur qu'il m'a fait de présider le jury de thèse.

Que Monsieur TAHAKOURT Abdelkader, Professeur à l'Université Abderrahmane Mira de Bejaia, trouve ici mes plus vifs remerciements pour l'intérêt qu'il a exprimé pour examiner ce travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à Monsieur BECHEUR Abdelhamid, Maître de Conférences A à l'Université Abderrahmane Mira de Bejaia, pour avoir pris de son temps pour examiner ce travail.

Mes sincères remerciements vont également à Monsieur LOUZAI Amar, Maître de Conférences A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir pris de son temps pour examiner ce travail.

J'adresse mes profonds remerciements aux enseignants du département de génie civil pour les efforts qu'ils ont fourni lors de ma formation.

Mes profonds remerciements vont également à mes parents qui ont tant sacrifié pour ma réussite.

Je tiens également à exprimer ma gratitude à mon frère qui m'a encouragé et a su m'apporter une grande aide dans mon travail de recherche. Je remercie également mes deux sœurs Sabrina et Dehbia pour leur soutien et l'aide qu'elles ont apporté. Je remercie ma femme Sarah pour son soutien et ses encouragements qui ont été précieux lors de l'élaboration de ce travail.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1. Etude bibliographique	
1.1. Introduction	3
1.2. Revue bibliographique pour le dimensionnement capacitair des portiques en béton armé	3
1.3. Revue bibliographique sur la modélisation du remplissage en maçonnerie	8
1.3.1. Micro-modélisation du remplissage en maçonnerie	9
1.3.2. Macro-modélisation du remplissage en maçonnerie	11
1.4. Evaluation des propriétés mécaniques du remplissage en maçonnerie	16
1.4.1. Résistance à la compression de la maçonnerie	16
1.4.2. Résistance au cisaillement de la maçonnerie	21
1.5. Méthode de la bielle équivalente	24
1.5.1. Largeur de la bielle	24
1.5.2. Modèle de la bielle excentrique	27
1.5.3. Modèles de bielles multiples	27
1.5.4. Loi de comportement du remplissage en maçonnerie	28
1.6. Conclusion	31
Chapitre 2. Dimensionnement capacitair des portiques en béton armé	
2.1. Introduction	32
2.2. Calcul du moment résistant d'une section en béton armé	32
2.2.1. Hypothèses de calcul	32
2.2.2. Lois de comportement des matériaux	32
2.2.2.1. Loi de comportement du béton	32
2.2.2.2. Loi de comportement des aciers	33
2.2.3. Calcul du moment résistant pour une section soumise à la flexion composée	34
2.2.3.1. Règle des pivots	34
2.2.3.2. Equations d'équilibre	36
2.2.3.3. Capacité globale de la section	37
2.3. Méthode push-over	40
2.3.1. Définition et but de l'analyse push-over	40

2.3.2. Etapes de l'analyse Pushover	41
2.3.2.1. Modélisation des rotules plastiques	41
2.3.2.2. Modèle de chargement latéral	43
2.4. Conclusion	45
Chapitre 3. Analyse statistique et fiabilité structurelle	
3.1- Introduction	46
3.2. Mesure de tendance centrale	46
3.2.1. Moyenne arithmétique	46
3.2.2. Médiane	46
3.2.3. Mode	47
3.2.4. Etendue	47
3.2.5. Ecart type et variance	47
3.2.6. Quantiles	48
3.3. Relation entre deux variables	48
3.3.1. Courbes d'ajustement	48
3.3.2. Equations des courbes d'ajustement	48
3.3.3. Coefficient de corrélation linéaire	49
3.4. Théorie de la décision et hypothèse statistique	49
3.4.1. Hypothèse nulle (H_0) et hypothèse alternative (H_1)	50
3.4.2. Seuil de signification	50
3.4.3. Degré de liberté	50
3.4.4. Tests statistiques	50
3.4.4.1. Test du Khi-deux (χ^2)	50
3.4.4.2. Test des variances de Fisher-Snedecor	51
3.4.4.3. Test de Student	51
3.5. Analyse par régression	52
3.5.1. Régression linéaire simple	52
3.5.2. Régression linéaire multiple	53
3.5.2.1. Coefficient de détermination R^2	54
3.5.2.2. Test du caractère significatif du modèle	55

3.5.2.3. Test du caractère significatif des coefficients de régression	55
3.5.2.4. Etude des résidus et observations influentes	56
3.6. Introduction à la fiabilité des structures	57
3.6.1. Définitions	57
3.6.2. Variables de bases	58
3.6.3. Fonction de densité de probabilité et fonction de répartition	58
3.6.4. Fonction d'état limite	59
3.6.5. Probabilité de défaillance	60
3.6.6. Indice de fiabilité	60
3.6.6.1. Indice de Rjanitzyne-Cornell	60
3.6.6.2. Indice de Hasofer-Lind	62
3.6.7. Définition de l'indice de fiabilité exacte et invariant	62
3.7. Recherche du point de conception	63
3.7.1. Détermination	63
3.7.2. Algorithmes d'optimisation de Rackwitz-Fiessler pour la détermination de β_{HL}	64
3.8. Couplage mécano-fiabiliste	68
3.9. Méthode par surface de réponse	68
3.10. Conclusion	70
Chapitre 4. Constitution d'une base de données expérimentale	
4.1. Introduction	71
4.2. Base de données essais de compression sur maçonnerie	71
4.2.1. Essais de compression sur prisme	71
4.2.2. Essais de compression sur murette	75
4.3. Essais sur portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie	79
4.3.1. Présentation de la base de données expérimentale	79
4.3.2. Présentation des paramètres des essais récoltés	82
4.3.4. Méthodologie suivie pour le calcul des réponses du remplissage	86
4.4. Conclusion	90
Chapitre 5. Couplage mécano-fiabiliste pour l'évaluation du ratio capacitaire	
5.1. Introduction	91

5.2. Formation des mécanismes de ruine des structures auto-stables en béton armé	91
5.3. Etude de l'influence de la variation du ratio capacitaire	92
5.3.1. Procédure suivie pour le couplage mécano fiabiliste	92
5.3.2. Dimensionnement des structures étudiées	93
5.3.3. Comparaison des mécanismes de ruine des différentes structures étudiées	96
5.3.4. Comparaison des courbes capacités et des ductilités obtenues	97
5.3.5. Déplacements inter-étages	100
5.3.6. Probabilité de ruine des structures	102
5.4. Conclusion	104
Chapitre 6. Evaluation de la résistance et de la rigidité du remplissage en maçonnerie	
6.1. Introduction	105
6.2. Evaluation de la résistance à la compression de la maçonnerie	105
6.2.1. Evaluation du module d'élasticité E_w	105
6.2.2. Prédiction de la résistance à la compression	108
6.3. Evaluation des paramètres de la loi de comportement	117
6.3.1. Résistance du remplissage en maçonnerie	118
6.3.2. Rigidité élastique du remplissage en maçonnerie	123
6.3.3. Rigidité du remplissage au pic de la résistance	128
6.3.4. Rigidité de la branche descendante	130
6.3.5. Résistance pré-fissuration du remplissage en maçonnerie	131
6.4. Conclusion	132
Conclusion générale et perspectives	134
Références bibliographiques	136
Annexe I. Vérification des exigences du RPA 99/2003	152
Annexe II. Valeurs obtenues des courbes expérimentales	160
Annexe III. Modèles alternatifs pour les paramètres de la loi de comportement	162
Annexe IV. Tableaux pour le calcul de la fonction $\Phi(-\beta)$	171
Annexe V. Equations des paramètres de comparaison	173

Liste des figures

Chapitre 1. Etude bibliographique

Figure 1.1. Mécanismes plastiques pour les structures auto-stables	4
Figure 1.2. Stratégie de micro-modélisation détaillée	8
Figure 1.3. Stratégie de micro-modélisation simplifiée	8
Figure 1.4. Stratégie de macro-modélisation	8
Figure 1.5. Typologie des essais pour caractériser la maçonnerie en compression	17
Figure 1.6. Dimensions d'un échantillon pour l'essai de compression selon la norme EN 1052-1	18
Figure 1.7. Caractérisation de la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise	22
Figure 1.8. Evaluation de la résistance au cisaillement de la maçonnerie	22
Figure 1.9. Méthode de la bielle équivalente	25
Figure 1.10. Modèle de bielle concentrique versus modèle excentrique	27
Figure 1.11. Modèles de bielles multiples	28
Figure 1.12. Lois de comportement décrivant le comportement du remplissage en maçonnerie	29
Figure 1.13. Lois de comportement du remplissage sous chargement latéral	31

Chapitre 2. Dimensionnement capacitaire des portiques en béton armé

Figure 2.1. Comportement du béton suivant le règlement BAEL 91/99	33
Figure 2.2. Comportement des aciers suivant le règlement BAEL 91/99	34
Figure 2.3. Définition des pivots	35
Figure 2.4. Diagrammes des contraintes et déformations d'une section en béton doublement armée	35
Figure 2.5. Diagramme d'interaction moment fléchissant-effort normal	39
Figure 2.6. Analyse pushover d'une structure	40
Figure 2.7. Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	41
Figure 2.8 : Diagramme moment-rotation associé à la plastification par flexion pour les éléments	42

Figure 2.9. Loi de comportement (Force – Déformation) et niveaux de dommages	43
---	----

Chapitre 3. Analyse statistique et fiabilité structurelle

Figure 3.1 : Schématisation de la courbe d'état limite dans le cas de deux variables aléatoires	59
--	----

Figure 3.2. Représentation de l'indice de Cornell	61
--	----

Figure 3.3. Représentation du Point de conception	63
--	----

Figure 3.4. Organigramme d'Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HL-RF)	67
--	----

Figure 3.5. Organigramme du couplage mécano-fiabiliste par surface de réponse	69
--	----

Chapitre 4. Constitution d'une base de données expérimentales

Figure 4.1. Distribution du nombre d'essais sur prismes en fonction de la résistance des briques	73
---	----

Figure 4.2. Distribution du nombre d'essais sur prismes en fonction de la résistance du mortier	74
--	----

Figure 4.3. Distribution du nombre d'essais sur murettes en fonction de la résistance des briques	77
--	----

Figure 4.4. Distribution du nombre d'essais sur murettes en fonction de la résistance des mortiers	78
---	----

Figure 4.5. Résumé de la base de données des portiques en BA avec remplissage en maçonnerie collectée	80
--	----

Figure 4.6. Répartition des essais selon les propriétés mécaniques des portiques et des murs en maçonnerie	85
---	----

Figure 4.7. Méthodologie appliquée pour le calcul de la réponse du remplissage en maçonnerie	86
---	----

Figure 4.8. Calcul de la réponse moyenne du remplissage en maçonnerie	87
--	----

Figure 4.9. Exemple de lissage de la courbe du remplissage en maçonnerie	88
---	----

Figure 4.10. Loi de comportement du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral	89
--	----

Chapitre 5. Couplage mécano-fiabiliste pour l'évaluation du ratio capacitaire

Figure 5.1. Illustration du dimensionnement d'un nœud poteau-poutre	91
--	----

Figure 5.2. Approche utilisée dans cette étude pour le couplage mécano-fiabiliste	92
--	----

Figure 5.3. Illustration des modèles d'ossatures sélectionnés pour l'analyse des mécanismes de plastification	93
--	----

Figure 5.4. Vue des structures étudiées	94
--	----

Figure 5.5. Mécanisme de ruine de la structure (01)	96
--	----

Figure 5.6. Mécanisme de ruine de la structure (02)	97
Figure 5.7. Mécanisme de ruine de la structure (03)	97
Figure 5.8. Courbes capacité de la structure (01) avec les différents coefficients β	98
Figure 5.9. Courbes capacité de la structure (02) avec les différents coefficients β	99
Figure 5.10. Courbes capacité de la structure (03) avec variation du coefficient β	99
Figure 5.11. Ductilité globale des structures avec variation du coefficient β	100
Figure 5.12. Déplacements inter-étages pour la structure (1)	100
Figure 5.13. Déplacements inter-étages pour la structure (2)	101
Figure 5.14. Déplacements inter-étages pour la structure (3)	101
Figure 5.15. Courbes de probabilité de défaillance des trois structures avec variation du ratio β	103
Figure 5.16. Courbes des indices de fiabilité des trois structures avec variation du ratio β	103
Chapitre 6. Evaluation de la résistance et la rigidité du remplissage en maçonnerie	
Figure 6.1. Distribution des valeurs du ratio (E_w/f_{wv}) issues des essais sur prisme	106
Figure 6.2. Distribution des valeurs du ratio (E_w/f_{wv}) issues des essais sur murette	106
Figure 6.3. Comparaison de la distribution des valeurs du ratio E_w/f_{wv}	107
Figure 6.4. Comparaison de la performance des modèles empiriques pour les essais sur prisme	111
Figure 6.5. Comparaison de la performance des modèles empiriques pour les essais sur murette	114
Figure 6.6. Valeurs des résistances obtenues pour les remplissages en maçonnerie	117
Figure 6.7. Valeurs des rigidités obtenues pour les remplissages en maçonnerie	118
Figure 6.8. Evolution de V_{max} suivant les caractéristiques étudiées	119
Figure 6.9. Analyse de l'influence des observations	121
Figure 6.10. Evaluation de la performance du modèle empirique proposé pour V_{max}	122
Figure 6.11. Evolution de la rigidité initiale du remplissage suivant les paramètres sélectionnés	124
Figure 6.12. Analyse de l'influence des observations	127

Figure 6.13. Evaluation de la performance du modèle pour l'évaluation de K_e	128
Figure 6.14. Valeurs du ratio (K_{soft}/K_e) pour la base de données expérimentale	131
Figure 6.15. Valeurs du ratio (V_{cr}/V_{max}) pour la base de données expérimentale	132

Liste des tableaux

Chapitre 1. Etude bibliographique

Tableau 1.1. Comparaison de la valeur du coefficient β entre différents codes parasismiques.	4
Tableau 1.2. Facteurs correcteurs ASTM C1314-03b pour la maçonnerie	17
Tableau 1.3. Facteurs correcteurs ASTM C1314-03b pour la maçonnerie en argile	17
Tableau 1.4. Facteurs correcteurs CSA S304.1	17
Tableau 1.5. Facteurs correcteurs AS4456.4	18
Tableau 1.6. Facteurs correcteurs proposés par Hassanli (2018)	18
Tableau 1.7. Dimensions de l'éprouvette pour un essai de compression selon la norme EN 1052-1	19
Tableau 1.8. Modèles empiriques pour la prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie	20
Tableau 1.9. Valeurs du coefficient K pour l'évaluation de la résistance à la compression	21
Tableau 1.10. Détermination du coefficient α pour l'essai de compression diagonal	23
Tableau 1.11. Valeurs des coefficients du modèle de Bertoldi et al.	26

Chapitre 3. Analyse statistique et fiabilité structurelle

Tableau 3.1. Analyse de la variance d'un modèle de régression	55
Tableau 3.2. Ordre de grandeur de probabilités cibles en construction	60

Chapitre 4. Constitution d'une base de données expérimentales

Tableau 4.1. Récapitulatif des références pour les essais sur prisme	72
Tableau 4.2. Répartition des différents types d'unités en maçonnerie pour les essais sur prisme	73
Tableau 4.3. Récapitulatif des références pour les essais sur murettes	75
Tableau 4.4. Répartition des différents types d'unités en maçonnerie pour les essais sur murette	76
Tableau 4.5. Références des essais collectés sur les portiques en béton armé avec remplissage	79
Tableau 4.6. Types d'unités en maçonnerie utilisées dans la base de données étendue	81
Tableau 4.7. Types d'unités en maçonnerie utilisée dans la base de données réduite	82
Tableau 4.8. Principaux paramètres géométriques des données collectées	83

Tableau 4.9. Synthèse des principales propriétés mécaniques issues des données collectées	85
Chapitre 5. Couplage mécano-fiabiliste pour l'évaluation du ratio capacitair	
Tableau 5.1. Dimensions des sections des poutres et des poteaux des structures étudiées	93
Tableau 5.2. Propriétés mécaniques des matériaux utilisés pour les structures étudiées.	94
Tableau 5.3. Détail des sections d'armatures pour la structure (1)	95
Tableau 5.4. Section d'armature pour la structure (2)	95
Tableau 5.5. Section d'armature pour la structure (3)	95
Tableau 5.6. Valeurs maximales obtenues lors des analyses push over	100
Tableau 5.7. Valeurs des différents indices de fiabilité et de probabilité de défaillance obtenues	102
Chapitre 6. Evaluation de la résistance et la rigidité du remplissage en maçonnerie	
Tableau 6.1. Évaluation de la performance des modèles empiriques à l'aide des essais sur prisme	115
Tableau 6.2. Évaluation de la performance des modèles à l'aide des essais sur murette	115
Tableau 6.3. Résultats de l'analyse sur les variables initiales sélectionnées influençant V_{max}	120
Tableau 6.4. Résultats de la seconde analyse sur les variables sélectionnées influençant V_{max}	120
Tableau 6.5. Résultat de la troisième analyse sur les variables sélectionnées influençant V_{max}	120
Tableau 6.6. Résultat de la dernière analyse sur les variables sélectionnées influençant V_{max}	120
Tableau 6.7. Analyse de la variance du modèle pour la résistance du remplissage en maçonnerie	121
Tableau 6.8. Comparaison de la performance de l'équation avec celles présentes dans la littérature	123
Tableau 6.9. Résultats de l'analyse sur les variables initialement sélectionnées influençant K_e	125
Tableau 6.10. Résultat de la seconde analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e	125
Tableau 6.11. Résultat de la troisième analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e	125
Tableau 6.12. Résultat de la quatrième analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e	126
Tableau 6.13. Résultat de la cinquième analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e	126
Tableau 6.14. Résultat de la dernière analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e	126
Tableau 6.15. Analyse de la variance du modèle pour K_e	126

Tableau 6.16. Comparaison des équations pour prédire la rigidité K_e	128
Tableau 6.17. Résultat de l'analyse sur les variables initiales sélectionnées influençant K_{peak}	129
Tableau 6.18. Résultat de la dernière analyse sur les variables sélectionnées influençant K_{peak}	129
Tableau 6.19. Analyse de la variance du modèle pour la rigidité K_{peak}	129
Tableau 6.20. Comparaison des équations de la rigidité au pic K_{peak}	130
Tableau 6.21. Résumé des équations proposées	132

Introduction générale

Introduction générale

Longtemps considérés comme des éléments non structuraux, les murs de remplissage ont été négligés lors de la conception de structures en portiques en béton armé. Ces derniers ont été pris en compte uniquement pour leurs propriétés d'isolation thermique et sonore. Ce n'est qu'après la survenue de différents séismes que les rapports post-sismiques ont mis en lumière leur importance et leur influence. Les structures auto-stables avec remplissage présentent un comportement complexe : d'un côté, un portique qui affiche un comportement souple mais ductile, et de l'autre, un mur en maçonnerie qui est rigide mais fragile. L'introduction du mur de remplissage dans le portique augmente considérablement la rigidité et la résistance de la structure.

Pour assurer une capacité de dissipation d'énergie suffisante, le code parasismique algérien (RPA), ainsi que les codes parasismiques internationaux, recommandent le dimensionnement capacitair. Ce principe implique de dimensionner les nœuds de manière à ce qu'au niveau d'un même nœud, la somme des moments résistants des poteaux soit majorée par un ratio, noté β , par rapport à la somme des moments résistants des poutres. Le premier objectif de cette thèse est d'évaluer la fiabilité des recommandations du code parasismique algérien (RPA) et des codes parasismiques internationaux, et par la suite de déterminer pour quelle valeur du ratio β la fiabilité des structures auto-stables est assurée.

Le second objectif de cette thèse porte sur la résistance à la compression, qui est l'une des propriétés fondamentales de la maçonnerie. Dans la littérature, on distingue principalement deux types d'essais de caractérisation pour cette résistance : les essais sur prisme et les essais sur murette. La majorité des modèles empiriques proposés dans la littérature se basent sur un nombre limité d'essais, souvent sans considérer le type d'essai utilisé. Pour remédier à cette insuffisance, une base de données expérimentale, englobant ces deux typologies d'essais, sera collectée. Une étude comparative est ensuite menée afin de déterminer quels modèles empiriques, présentés dans la littérature, sont les plus efficaces pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie.

Le troisième objectif de cette thèse est de développer un modèle de loi de comportement pour le remplissage en maçonnerie, soumis à un chargement latéral. Il a été observé que les modèles couramment utilisés dans la littérature ont tendance à sous-estimer ou surestimer la résistance et la rigidité du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral. Ces modèles sont souvent calibrés sur un nombre limité d'essais. Pour pallier cette déficience, une base de données expérimentale est collectée dans le cadre de cette thèse, et la loi de comportement sera élaborée à partir de ces données expérimentales en utilisant l'analyse par régression multiple. Afin d'atteindre les objectifs fixés, le travail est structuré de la manière suivante :

Le premier chapitre constitue une revue bibliographique approfondie. Cette section met en lumière les travaux relatifs au dimensionnement capacitaire et examine en détail les recommandations issues des divers codes et règlements internationaux. La seconde partie du chapitre se concentrera spécifiquement sur le remplissage en maçonnerie, explorant son comportement sous divers aspects tels que la modélisation, la caractérisation et l'élaboration des lois de comportement.

Le second chapitre est dédié à l'introduction des différentes notions clés nécessaires au calcul du moment résistant. Dans cette partie, l'accent est mis sur les éléments en béton armé de sections rectangulaires soumis à la flexion, qu'elle soit simple ou composée. Les différentes formules applicables à chaque cas sont présentées. Ensuite, ce chapitre aborde la méthode d'analyse non linéaire, connue sous le nom de 'Pushover', appliquée aux structures. Il détaille également les diverses lois de comportement applicables aux éléments structuraux analysés.

Le troisième chapitre est consacré à l'exposition des notions de statistique qui sont utilisées tout au long de cette étude. Nous abordons à la fois l'analyse par régression simple et la régression linéaire multiple. A la fin de ce chapitre, une introduction aux méthodes fiabilistes est également présentée, établissant ainsi les bases statistiques nécessaires pour les analyses ultérieures.

Le quatrième chapitre présente deux bases de données expérimentales, soigneusement collectées à partir de la littérature scientifique. La première base de données regroupe des essais de caractérisation en compression spécifiquement dédiés à la maçonnerie. La seconde compile des données sur des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, soumis à un chargement latéral.

Le cinquième chapitre se concentre sur le dimensionnement capacitaire. Nous y étudierons les différentes recommandations des règlements parasismiques, en accordant une attention particulière au règlement algérien RPA 99/2003. L'objectif sera de déterminer quel ratio capacitaire favorise l'atteinte d'un mécanisme de ruine optimal et quel ratio assure la fiabilité structurelle des portiques en béton armé.

Dans le dernier chapitre, nous procédons à une comparaison des différents modèles empiriques utilisés pour évaluer la résistance en compression de la maçonnerie. Par la suite, une loi de comportement spécifique pour le remplissage en maçonnerie dans les portiques en béton est proposée, en utilisant une analyse par régression multiple. Enfin, une évaluation comparative de ces modèles avec d'autres existants dans la littérature est effectuée.

La dernière section synthétise les conclusions majeures de cette étude, expose les conclusions générales, et propose des pistes pour de futures recherches.

Chapitre 1

Etude bibliographique

1.1. Introduction

Les structures auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie représentent la typologie structurelle la plus répandue dans le monde en général, et en Algérie en particulier. Durant les séismes de Chlef en 1980 et de Boumerdès en 2003, les rapports post-sismiques [B9][D7] ont montré que cette typologie a été la plus touchée. Pendant le séisme de Boumerdès, elle représentait 80 à 90 % des structures dans la zone sinistrée. Une des mesures prises par la suite était de limiter la hauteur des structures auto-stables avec remplissage. Cependant, cette disposition semble insuffisante. En effet, lors du séisme de Chichi en 1999, les structures en portique en béton armé avec remplissage, moins élancées, étaient plus touchées que celles qui étaient plus élancées [T7]. Il devient donc évident qu'il est primordial d'étudier ces structures pour comprendre leur comportement. Dans ce premier chapitre, une revue bibliographique sera effectuée sur les différents points abordés dans cette thèse, notamment le dimensionnement capacitaire et les méthodes de modélisation du remplissage en maçonnerie. Les divers tests de caractérisation de la maçonnerie seront également exposés, avec une attention particulière portée aux essais de compression uniaxiale, qui constituent l'un des sujets d'étude de cette thèse.

1.2. Revue bibliographique pour le dimensionnement capacitaire du portique en béton armé

Les structures auto-stables sont parmi les plus vulnérables lors des séismes, ayant subi de nombreux effondrements lors de séismes majeurs, entraînant la mort de milliers de personnes. Afin de pallier à cette vulnérabilité, de nombreuses recommandations ont été formulées par les codes parasismiques à travers le monde pour réduire le risque d'effondrement. Parmi ces recommandations, le passage au dimensionnement en capacité constitue l'un des principes de base de la construction parasismique. Cela implique la création de "fusibles" dans certains éléments de la structure, réparables après un séisme, afin d'empêcher les éléments vitaux de subir des dommages entraînant leur ruine. En effet, lors de séismes majeurs, les dégâts sur la structure sont quasiment inévitables. Cependant, en les localisant dans certains éléments, on permet à la structure de développer une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie suffisante pour éviter sa ruine. Le principe de « poteau fort-poutre faible » est l'un des fondements du dimensionnement en capacité et constitue le critère le plus important pour la structure afin d'éviter la ruine lors des séismes majeurs. En respectant ce principe, on permet à la structure de dissiper de l'énergie par la formation de rotules plastiques au niveau des poutres plutôt qu'au niveau des poteaux. Cela offre la possibilité d'atteindre un mécanisme plastique global, permettant de tirer au mieux profit de la capacité de la structure. La plupart des codes parasismiques à travers le monde ont intégré ce principe en exigeant un ratio (noté β dans la littérature) du rapport des moments résistants des poteaux sur les moments résistants des poutres au niveau du même nœud, supérieur à l'unité. Le but de cette recommandation était de limiter la formation de rotules plastiques dans les poteaux, qui constituent des éléments porteurs verticaux indispensables pour la stabilité de la structure.

Il existe trois types différents de mécanismes de plastification des structures, comme indiqué sur la Figure 1.1

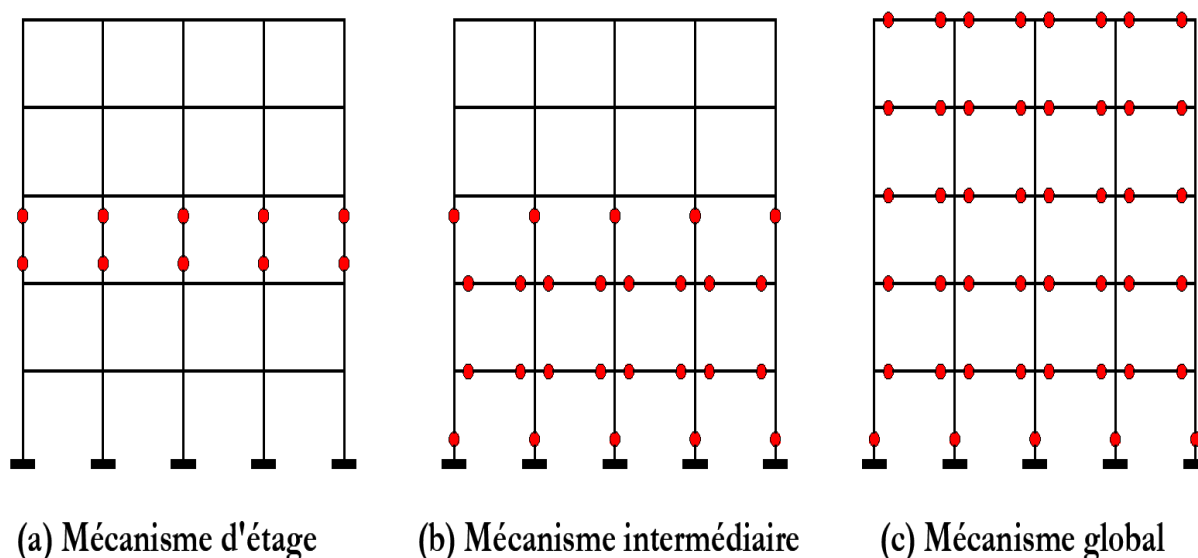


Figure 1.1. Mécanismes plastiques pour les structures auto-stables [K9].

(a) Mécanisme d'étage : Où l'ensemble des rotules plastiques se concentrent sur l'un des étages de la structure, notamment au niveau des poteaux. Ce mécanisme est fortement déconseillé, car il permet une capacité de dissipation d'énergie très limitée. Ce cas est courant dans les structures avec un étage souple.

(b) Mécanisme intermédiaire : Dans ce mécanisme, les rotules plastiques se forment au niveau des poteaux et des poutres de certains des étages de la structure. Dans ce type de mécanisme, une partie de la capacité de dissipation d'énergie est utilisée. La formation des rotules plastiques au niveau des poteaux des étages inférieurs empêche le mécanisme de ruine de s'étendre aux étages supérieurs.

(c) Mécanisme global : L'ensemble des rotules se forment au niveau des poutres de la structure et à la base des poteaux du premier niveau. Ce mécanisme est le plus avantageux pour une structure, car il permet la dissipation d'énergie la plus optimale.

Nie et al. [N4] ont rapporté que l'origine du dimensionnement capacitaire remonte aux auteurs Bloom, Newmark et Corning, qui ont proposé le concept, lequel a été ultérieurement intégré dans les règlements. L'origine du coefficient β remonte aux années 70 avec l'ACI 318-1971 [A4], qui exigeait alors une valeur supérieure ou égale à l'unité. De nos jours, la condition sur le rapport des moments résistants des poutres et poteaux du même nœud est spécifiée dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1. Comparaison de la valeur du coefficient β entre différents codes parasismiques.

Code	Valeur de β
Américain : ACI 318-2011 [A3]	$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.2$
Néo-zélandais : NZS3101 : 2006 [N3]	$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.4$
Européen : Eurocode 8 [E10]	$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.3$
Indien : IS 13920:2016 [I1]	$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.4$
Turque : TEC 2007 [T1]	$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.2$
Marocain : RPS 2002 [R8]	$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.15$

RPA 99/2003 [R5]

$$\sum M_c / \sum M_b \geq 1.25$$

De nombreux règlements parasismiques font référence au principe de « poteau fort-poutre faible ». **Vijayanarayanan et al. [V4]** ont résumé les divergences entre les différentes réglementations dans le monde, notamment :

- Prise en compte ou non de l'effort axial dans les poteaux : la considération de l'effort axial augmente le moment résistant dans les poteaux jusqu'à un certain point, au-delà duquel l'effet inverse peut être constaté (voir Figure 2.5).
- Effet du plancher sur le moment résistant des poutres ; la rigidité apportée par le plancher s'ajoute à celle des poutres, augmentant ainsi le moment résistant des poutres.
- Endroit où le moment résistant est considéré ; que ce soit au centre du nœud ou à la face des extrémités des éléments du portique.
- Limites de la valeur de β

Dans la littérature la question du dimensionnement capacitair a été largement traitée :

Durrani et Zerbe [D16] ont étudié expérimentalement le comportement des joints extérieurs poteau-poutre en béton armé. Les échantillons ont été soumis à un chargement cyclique. Les résultats indiquent que la présence des dalles de planchers augmente significativement le moment résistant des poutres du joint.

Kuntz et Browning [K9] ont su démontrer, à l'aide d'une analyse limite, que les recommandations des codes parasismiques sont insuffisantes pour assurer un mécanisme favorable. Les auteurs ont mis en évidence que le coefficient β nécessaire pour atteindre un mécanisme global augmente avec le nombre croissant d'étages de la structure. Un coefficient de 1,8 est préconisé pour les structures peu élancées, tandis qu'une valeur allant jusqu'à 4 est nécessaire pour les structures très élancées afin d'atteindre un mécanisme global. Les auteurs recommandent une autre méthode, qui implique une diminution progressive de la résistance des poutres le long de la hauteur de la structure. Un seuil minimal est établi, correspondant à la résistance nécessaire pour la reprise des charges verticales. Les auteurs ont proposé une équation pour le calcul de cette réduction, bien qu'ils reconnaissent que l'utilisation de cette méthode soit assez limitée.

Haselton et al. [H2] ont réalisé une analyse dynamique non linéaire afin d'évaluer le risque d'effondrement des structures auto-stables en béton armé. Les structures ont été conçues conformément aux règlements ACI 318-02, ASCE 7-02 et ASCE 7-05. Au total, 30 structures de hauteurs allant de 1 à 20 étages ont été étudiées. Parmi les critères influant sur le comportement d'une structure, les auteurs ont particulièrement examiné le coefficient capacitair β . Les auteurs affirment que pour les structures élancées, le risque d'effondrement peut être réduit en augmentant le coefficient β . Cela offre la possibilité de répartir les dommages sur un plus grand nombre d'étages, optimisant ainsi la capacité portante de la structure. Parmi les recommandations formulées, on retrouve la variation du ratio β le long de la structure, suggérant l'utilisation de coefficients β plus élevés au niveau des étages inférieurs.

C.V. Murty et al. [M14] ont réalisé une étude sur le ratio capacitaire β nécessaire pour qu'une structure atteigne un mécanisme de ruine favorable. L'étude a impliqué une analyse pushover sur une structure auto-stable de cinq étages située en zone de forte sismicité. La charge sismique ainsi que le dimensionnement ont été effectués conformément au règlement indien IS 1893 :2007. Une variation du coefficient β a été effectuée, allant de 1,2 à 3,6. Les auteurs ont observé une augmentation de la résistance latérale avec l'augmentation du coefficient β , ainsi qu'une amélioration de la ductilité. Il a été conclu que les ratios allant de 1,2 à 3,2 n'étaient pas suffisants pour atteindre un mécanisme de ruine favorable ; ce dernier cas n'étant atteint qu'à partir du coefficient 3,6. Les auteurs soulignent la nécessité d'atteindre ce dernier coefficient pour permettre une meilleure distribution des dommages le long de la hauteur de la structure. Étant donné que les poteaux jouent un rôle crucial dans le transfert des charges gravitaires, il est impératif de limiter au maximum leurs dommages afin de garantir leur fonctionnalité même après un séisme.

Sudarsana et al. [S15] ont réalisé une étude sur l'influence de la variation du coefficient capacitaire β sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé. Quatorze portiques ont été examinés, en faisant varier le coefficient capacitaire β dans chacune des structures. Les structures ont été dimensionnées conformément au règlement indonésien SNI 2847 : 2013. Les auteurs ont effectué des analyses pushover et ont conclu qu'une augmentation du coefficient β jusqu'à 1,4 permettait d'accroître de manière significative le niveau de ductilité. L'étude a également porté sur l'influence de l'utilisation du moment résistant probable au lieu du moment résistant nominal. Dans le domaine non-linéaire, les armatures des poutres peuvent subir un écrouissage, augmentant par la suite le moment résistant des poutres. En prenant en compte ce phénomène, les auteurs ont constaté une nette amélioration du facteur de ductilité des structures étudiées.

Cagurangan [C1] a mené une étude sur l'influence du ratio capacitaire β , des structures en béton armé fortement élancées, sur le mécanisme de ruine et la probabilité de ruine, en considérant le séisme maximal probable. Une analyse statique non linéaire puis une analyse dynamique incrémentale, ont été menées à cet effet. Lors de l'analyse dynamique, chacune des structures a été soumise à 30 accélérogrammes, des courbes de fragilité ont été dérivées par la suite, les résultats de cette analyse indiquent que la probabilité de ruine des structures, diminuait avec l'augmentation du ratio β , les structures moins élancées présentent la diminution de la probabilité de ruine la moins importante, avec l'augmentation du ratio capacitaire. À mesure que la hauteur des structures augmentait, le bénéfice de l'augmentation du ratio β diminuait ; les auteurs suggèrent que le ratio β ainsi que le mécanisme de plastification ne sont pas nécessaires pour la satisfaction de la performance des structures élancées.

Ning et al. [N5], à travers des essais expérimentaux et une analyse par éléments finis (EF), ont examiné l'influence de la présence d'une dalle de plancher sur le comportement des nœuds des portiques en béton armé. Les auteurs ont réalisé des tests expérimentaux sur un portique à deux étages en béton armé, soumis à un chargement cyclique selon deux scénarios : présence ou non d'un plancher en béton armé. L'analyse par EF a permis d'explorer divers paramètres influençant le comportement des nœuds dans les portiques en béton armé. Cela englobe le ratio de la charge axiale sur les poteaux et son incidence sur le ratio capacitaire recommandé, ainsi que la largeur effective de la dalle de plancher et son impact sur la résistance flexionnelle de la poutre. Les résultats de l'étude expérimentale ont mis en lumière la contribution de la dalle de plancher à la résistance flexionnelle des poutres. L'introduction du plancher a engendré l'apparition de rotules plastiques

dans les poteaux, tandis que ces dernières étaient présentes dans les poutres en l'absence de plancher. En utilisant l'analyse par EF, les auteurs ont formulé une équation pour calculer la largeur effective de la poutre en tenant compte de la dalle de plancher. Cette équation dépend des dimensions de la poutre et de son armature, ainsi que des dimensions du plancher et de son armature. Le ratio capacitaire recommandé par les auteurs varie en fonction du ratio de la charge axiale, considéré par ces derniers comme le facteur le plus déterminant pour établir le ratio capacitaire induisant un mécanisme global.

Wongpakdee et Leelataviwat [W2] ont analysé l'effet de la résistance flexionnelle plastique des poteaux par rapport à celle des poutres sur le comportement des portiques en acier. Ils ont introduit une approche novatrice pour évaluer cette résistance, en proposant une alternative au calcul classique basé sur un simple ratio capacitaire. Pour ce faire, ils ont introduit un paramètre dépendant de l'énergie de dissipation de la structure, appelé le "ratio du travail". Ce paramètre représente la proportion de l'énergie dissipée par le poteau à la base par rapport à l'énergie totale dissipée dans le mécanisme global. Les auteurs ont calculé la résistance relative en supposant un déplacement latéral linéaire sous une charge gravitationnelle légère. Dans leurs analyses statiques et dynamiques non linéaires, ils ont exploré l'influence de la variation de ce ratio sur le comportement global de la structure. Leurs résultats ont démontré que l'augmentation du ratio réduisait la probabilité de ruine des structures étudiées. Cependant, au-delà de certaines valeurs, l'impact de l'augmentation de ce ratio n'était pas significatif. Selon les auteurs, il existe une valeur optimale du ratio proposé pour maximiser la dissipation d'énergie du portique en acier tout en limitant les déplacements inter-étages.

Gökdemir et al. [G4] ont réalisé une étude portant sur l'influence de la variation des dimensions des éléments structuraux sur le comportement d'une structure auto-stable. Ils ont comparé deux types de structures : l'une respectant le principe du poteau fort - poutre faible, et l'autre suivant le principe inverse de la poutre forte et du poteau faible. Ces principes ont été appliqués en modifiant les rigidités flexionnelles des poutres et des poteaux. Les structures ont été évaluées selon trois cas de chargement : chargement vertical, chargement horizontal et chargement combiné. Ensuite, elles ont été comparées en termes de déplacements et d'efforts internes au niveau des éléments structuraux pour chacun des cas de charge.

Zuo et al. [Z6] ont entrepris une étude sur l'influence des différentes caractéristiques des accélérations sismiques sur le comportement des portiques en béton armé, en variant les valeurs du ratio capacitaire. Les structures ont été conçues conformément aux normes du règlement chinois GB 18306-2015. Deux types d'accélération sismiques ont été pris en compte : des séismes proches de type impulsion et des séismes lointains de type non impulsionnel, présentant diverses intensités. Les résultats mettent en évidence que, pour les séismes de type impulsionnel, des valeurs plus élevées du ratio capacitaire sont nécessaires en comparaison avec les séismes lointains de type non impulsionnel. De plus, il est démontré que le ratio capacitaire recommandé dépend de l'intensité de l'excitation sismique, augmentant proportionnellement à l'intensification de cette excitation.

Zhang et Tao [Z3] ont examiné l'impact d'une excitation sismique bi-axiale sur le comportement des portiques auto-stables. Les auteurs ont introduit une nouvelle méthode pour le calcul du moment résistant sous chargement biaxial, et ils ont dérivé un facteur de sur-résistance biaxial afin de vérifier le critère actuel pour le dimensionnement capacitaire. Les résultats de l'analyse ont révélé

que le mode de défaillance est global, seulement avec une augmentation de 100 % des armatures longitudinales des poteaux.

1.3. Revue bibliographique sur la modélisation du remplissage en maçonnerie

De nombreux auteurs se sont penchés sur la modélisation des murs de remplissage, proposant de nombreuses stratégies au fil du temps. **Lourenço [L12]** classe ces stratégies en trois grandes catégories :

La première catégorie suggère une approche de modélisation distincte pour les unités de maçonnerie et le mortier. Elle préconise l'utilisation d'éléments d'interface entre le mortier et les unités de maçonnerie afin de mieux représenter le comportement cohésif et la liaison entre ces deux éléments (voir Figure 1.2).

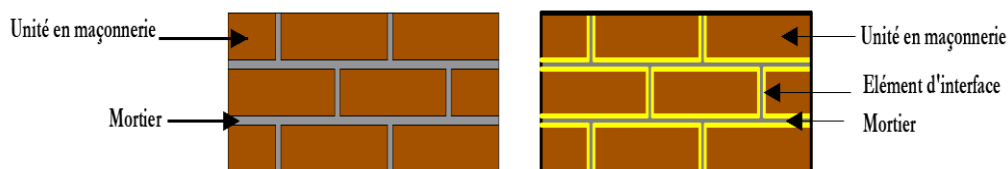


Figure 1.2. Stratégie de micro-modélisation détaillée

La seconde catégorie préconise la modélisation des unités de maçonnerie sans inclure le mortier. Cette approche consiste à étendre les unités de maçonnerie d'environ la moitié de l'épaisseur des couches de mortier avoisinantes, tout en introduisant des éléments d'interface entre les unités de maçonnerie pour simuler le comportement cohésif entre elles (voir Figure 1.3).

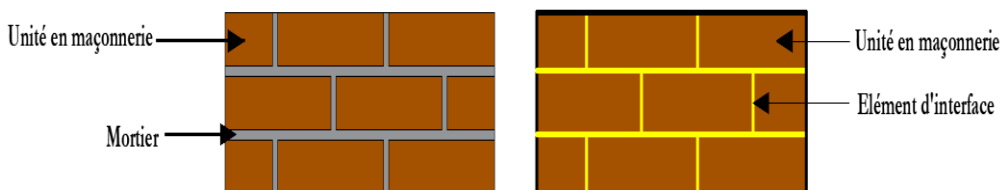


Figure 1.3. Stratégie de micro-modélisation simplifiée

La troisième stratégie propose d'utiliser les méthodes d'homogénéisation pour transformer le complexe maçonnerie-mortier en un élément unique et homogène (voir Figure 1.4).

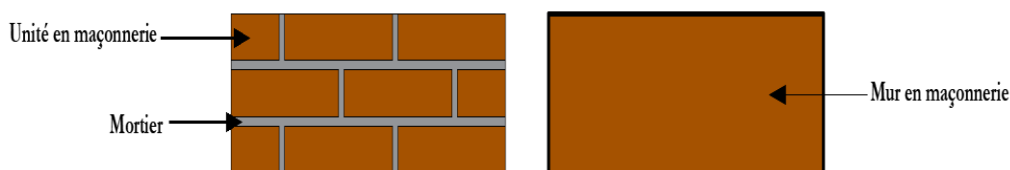


Figure 1.4. Stratégie de macro-modélisation

1.3.1. Micro modélisation du remplissage en maçonnerie

Les auteurs **D'Altri et al. [D1]**, ainsi qu'**Ali et Page [A7]**, rapportent que dans le domaine de la modélisation non-linéaire de la maçonnerie, **Page [P2]** fut le premier à considérer les unités de maçonnerie ainsi que le mortier séparément. Dans cette première tentative, les briques sont considérées comme des éléments élastiques agissant en conjonction avec des éléments de liaison simulant les joints de mortier.

Ali et Page [A7] ont ultérieurement développé une modélisation des murs en maçonnerie à l'aide de la méthode par éléments finis, soumis à un chargement en plan. Les briques et les joints de mortier sont modélisés de manière distincte, un élément d'interface a été introduit entre la brique et le mortier. Les différentes caractéristiques des matériaux sont dérivées de tests effectués sur de petits échantillons. Les essais réalisés concernent la compression uniaxiale de la maçonnerie, sous un chargement concentrique et excentrique. Ce modèle prend en considération deux modes de ruine : l'écrasement ou la fissuration d'un des constituants de la maçonnerie, ainsi que la ruine de la liaison à l'interface brique-mortier.

Lotfi et Shing [L10] ont élaboré un modèle d'éléments de surface à zéro épaisseur, capable de simuler l'initiation et la propagation de la rupture de l'interface brique-mortier sous des contraintes combinées normales - cisaillement. Ce modèle, de type micro-modélisation simplifiée (Figure 1.3), représente les unités de maçonnerie avec des éléments continus utilisant un modèle de fissure diffuse. Ces modèles permettent de simuler la rupture en compression et en traction des unités de maçonnerie, tandis que les joints de mortier sont représentés par des éléments d'interface.

Lourenço et Rots [L13][L14] ont développé un modèle d'interface prenant en considération l'ensemble des défaillances potentielles de la maçonnerie, notamment la fissuration, le glissement et l'écrasement de l'unité en maçonnerie. Ce modèle intègre la plasticité adoucissante dans les conditions de traction, compression et cisaillement, tout en assurant une prise en compte cohérente des intersections entre les différents modes. Les auteurs postulent que tous les phénomènes inélastiques se manifestent au niveau des éléments d'interface. La modélisation des briques s'effectue à l'aide d'éléments continus, tandis que des éléments d'interface sont introduits au milieu des unités pour simuler les dommages potentiels. Dans cette approche, les joints de mortier sont substitués par des éléments d'interface, concentrant ainsi les dommages dans ces zones.

Y.P. Yuen et J.S. Kuang [Y1] ont approfondi l'analyse du comportement sismique des structures auto-stables, en se concentrant sur celles avec un remplissage en maçonnerie présentant divers niveaux de remplissage. L'étude s'est penchée sur une analyse dynamique non linéaire de trois types de structures : portique nu, portique avec remplissage intégral et portique avec remplissage partiel. Les résultats de cette analyse mettent en évidence que, lors d'un chargement uniaxial, les murs de remplissage contribuent à renforcer la stabilité et à favoriser la dissipation d'énergie au sein des structures auto-stables. Cependant, en cas de chargement biaxial, l'effondrement hors plan des murs de remplissage intensifie les mécanismes de transfert des charges latérales et verticales, compromettant ainsi la stabilité de la structure. En ce qui concerne les structures avec un remplissage partiel, il est noté que les poteaux "courts" centraux subissent des dommages plus importants que les poteaux d'angle. Les auteurs ont expliqué cette disparité par le fait que les poteaux centraux sont retenus des deux côtés, limitant ainsi leur déplacement des deux côtés par rapport aux poteaux d'angle, qui sont eux limités d'un seul côté.

Aref et Dolatshahi [A10] proposent une méthode de modélisation des murs en maçonnerie de type micro-simplifiée en utilisant une analyse explicite, à travers le développement d'un modèle et son implémentation dans une sous-routine dans Abaqus. Le comportement non linéaire des briques est décrit par le modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity) à l'aide d'éléments solides (C3D8R). Les unités s'étendent de la moitié de l'épaisseur des joints de mortier sur tous leurs côtés. Des éléments d'interface à zéro épaisseur sont positionnés au centre des unités en maçonnerie et entre les différentes unités en maçonnerie. Ces éléments d'interface sont des éléments plans de type COH3D8 dans Abaqus. Dans le domaine élastique, les briques et le mortier sont supposés être des ressorts élastiques connectés en série. Dans le domaine plastique, trois modes distincts sont pris en compte pour les éléments d'interface : traction, cisaillement et intersection traction-cisaillement. Le modèle est validé expérimentalement sous des chargements en plan, hors plan et combinés.

Nasiri et Liu [N1] ont développé une méthode de micro-modélisation simplifiée pour les portiques en béton armé comportant un remplissage en béton. Les auteurs ont conduit plusieurs essais expérimentaux, soumettant les échantillons à un chargement latéral monotone. Ces essais comprenaient un test sur un portique nu ainsi que neuf essais sur des portiques avec remplissages, présentant diverses dispositions d'ouvertures. Les auteurs ont élaboré une méthode de modélisation où le comportement non linéaire du béton et des unités en maçonnerie est simulé par le modèle CDP intégré dans Abaqus. Les unités en maçonnerie sont modélisées à l'aide d'éléments solides, tandis que les éléments d'interface sont représentés par des éléments tridimensionnels à 8 nœuds, de zéro épaisseur.

Nasiri et Liu [N2] ont réalisé des essais expérimentaux sur le comportement hors plan des portiques en béton armé avec un remplissage en maçonnerie. Par la suite, les auteurs ont formulé une méthode de micro-modélisation simplifiée. Les essais expérimentaux ont été effectués sur quatre portiques en béton armé avec un remplissage en bloc de béton : un portique rempli pris comme référence, un portique rempli présentant une ouverture, et deux portiques entièrement remplis avec un endommagement ultérieur dû à un chargement en plan. Ces portiques ont été soumis à un chargement hors plan. Par la suite, les auteurs ont développé une méthode de micro-modélisation simplifiée sur Abaqus. Les unités en maçonnerie ont été modélisées à l'aide d'éléments solides C3D8R, et leur comportement non linéaire a été simulé à l'aide du modèle CDP. Dans ce modèle, les unités en maçonnerie ont été conçues pour travailler en compression et en traction. Le comportement des éléments d'interface a été modélisé en utilisant le modèle de comportement cohésif intégré dans Abaqus, lequel utilise une loi traction-séparation incluant la traction et le cisaillement pour prendre en compte les modes de ruine de la liaison brique-mortier.

Kuang et Yuen [K6] ont élaboré une méthode de micro-modélisation simplifiée pour les portiques en béton armé avec un remplissage en maçonnerie. Leur approche repose sur la technique de modélisation d'interaction, intégrant des interactions cohésives avec une formulation de glissement fini pour simuler le comportement de traction-séparation et la rupture des joints. Ces interactions cohésives sont appliquées aux surfaces de contact des éléments. Le modèle prend en compte un mécanisme d'endommagement par l'introduction d'une variable d'endommagement, permettant de modéliser l'effet de dégradation de rigidité résultant de la formation de fissures dans les joints de mortier. Cette approche permet la simulation des performances sous un chargement combiné en plan et hors plan.

Bolhassani et al. [B11] ont réalisé des essais expérimentaux afin de caractériser la maçonnerie en béton, qu'elle soit remplie de mortier ou non. Ces essais ont inclus des essais de compression uniaxiale, de compression diagonale, ainsi que des essais de cisaillement pour les joints d'assise. Par la suite, les auteurs ont élaboré une méthode de modélisation micro-simplifiée pour simuler le comportement de la maçonnerie suivant les différents essais menés.

Abdulla et al. [A2] ont développé une méthode de micro-modélisation simplifiée en introduisant la méthode des éléments finis étendus (XFEM). Cette approche permet la simulation des murs de remplissage soumis à des chargements en plan et hors plan, qu'il s'agisse de charges monotones ou cycliques. Le modèle intègre le modèle de Drucker-Prager pour simuler le comportement non linéaire des unités en maçonnerie, tandis que la méthode XFEM est utilisée pour reproduire la propagation des fissures dans le mur de remplissage.

Zhai et al. [Z2] suggèrent l'utilisation d'éléments discrets pour surmonter la dépendance de la réponse de la structure avec remplissage en maçonnerie à la taille du maillage. En s'appuyant sur la méthode des éléments finis étendus (XFEM), les auteurs intègrent des éléments discrets au niveau du portique et des unités de maçonnerie afin de simuler les dommages potentiels susceptibles de se produire.

D'Altri et al. [D2] ont présenté une méthode de micro-modélisation détaillée en 3D, caractérisée par le couplage entre des interfaces cohésives rigides basées sur le contact et des unités texturées non linéaires endommageable en 3D, prenant explicitement en compte les couches de mortier. Selon cette approche de modélisation, la maçonnerie est représentée par des unités texturées constituées d'une brique et de certaines couches de mortier. Ces couches de mortier sont composées d'éléments finis solides en 3D, suivant des lois constitutives de plasticité-endommagement.

1.3.2. Macro modélisation du remplissage en maçonnerie

Malcolm Holmes [H6] est l'un des premiers chercheurs à avoir proposé un modèle global pour l'étude de l'influence du remplissage sur les portiques en acier. Dans cette étude, l'auteur présente des formules permettant le calcul de la charge et de la déformation ultime du portique avec remplissage. Il élabore un modèle simplifié basé sur un calcul linéaire, suggérant de remplacer le remplissage par une diagonale dont la largeur est équivalente à un tiers de la longueur diagonale du panneau, et dont l'épaisseur est identique à celle du panneau de remplissage. En outre, l'auteur propose la réalisation d'essais expérimentaux à échelle réduite sur un portique en acier avec remplissage afin de comparer la validité des formules utilisées pour le calcul de la charge et de la déformation ultime. Des essais sur des échantillons de murs de remplissage avec ouverture ont également été menés, et les résultats ont montré une chute significative de la charge ultime des murs.

Bryan Stafford Smith [S11] présente un modèle global pour le calcul de la rigidité latérale et de la résistance des portiques avec remplissage en béton ou en maçonnerie. L'auteur suggère de remplacer le mur de remplissage par une diagonale, suivant la proposition initiale de Holmes, mais apporte une modification en ajoutant des articulations aux extrémités de cette diagonale. L'hypothèse de l'auteur repose sur le fait que, pour ce type de structures, soumises à une charge latérale, une séparation entre le portique et le remplissage se produit, avec des zones de contact se maintenant uniquement aux coins des extrémités de la bielle de compression. L'auteur suppose une

interaction entre le portique et le remplissage, caractérisée par une distribution triangulaire d'efforts de compression et de cisaillement le long de la longueur de contact entre les éléments du portique et le remplissage. À partir de cette hypothèse, l'auteur développe la première relation permettant de calculer la largeur équivalente de la bielle, déterminée graphiquement en se basant sur des travaux antérieurs. Selon l'auteur, la largeur de la bielle est fonction de la rigidité relative du portique sur le remplissage, ainsi que de la longueur de contact entre le portique et le remplissage. Il propose également des essais expérimentaux à échelle réduite pour mener une étude paramétrique sur l'influence de la variation de la section des poutres, des poteaux et du ratio longueur/hauteur sur la rigidité latérale et la résistance des portiques avec remplissage. Les résultats des essais montrent que la largeur effective d'un remplissage agissant comme diagonale articulée est influencée par la rigidité relative du poteau sur le remplissage et par le ratio hauteur/largeur du remplissage. La rigidité de la poutre semble avoir un impact relativement mineur sur la rigidité latérale du portique avec remplissage. Les variations de rigidité de la poutre semblent avoir peu d'effet. L'auteur a observé deux modes de ruine lors des essais : le premier consiste en une fissure le long de la diagonale chargée, allant du centre du remplissage jusqu'à l'angle de la diagonale. Le second est un mode de rupture par compression, le plus fréquemment observé dans les essais, où une région est écrasée dans l'un des coins chargés.

D.V. Mallick et R.T. Severn [M3] proposent une méthode de calcul de la réponse des structures en portique à un ou plusieurs étages avec remplissage en maçonnerie, utilisant la méthode des éléments finis. La méthode consiste à substituer le portique avec remplissage, ayant un nombre infini de degrés de liberté, par un système ayant un nombre fini de degrés de liberté en introduisant plusieurs éléments rectangulaires. Pour ces éléments, un état de contrainte plane est supposé, attribuant deux degrés de liberté en translation à chaque nœud. Pour les éléments du portique, supposés axialement indéformables, deux translations et une rotation dans le plan sont attribuées à chaque nœud. En considérant un état plan de contrainte, les composantes du tenseur de contraintes sont des fonctions polynomiales, et les équations d'équilibre sont des fonctions des contraintes d'Airy. À partir de ces considérations, et en supposant des déplacements linéaires, les auteurs calculent la matrice de rigidité d'un élément rectangulaire. Pour la matrice de rigidité de la poutre, elle est assemblée en supposant 6 degrés de liberté pour chaque nœud. Pour la matrice de chargement, deux cas sont pris en compte : une variation linéaire de la charge le long de la poutre ou un chargement concentré. Contrairement aux études antérieures, les auteurs prennent en compte le phénomène de glissement entre le portique et le remplissage, observé notamment par Smith. De plus, contrairement à l'approche de S.B. Smith, la longueur de contact, initialement supposée fixe, est considérée ici comme partie intégrante de la solution plutôt que supposée dans le calcul initial. Les auteurs réalisent des essais expérimentaux pour valider le modèle proposé, et les résultats démontrent une bonne concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux. En comparant leur modèle avec les modèles théoriques développés par d'autres auteurs, ils démontrent que leur approche affiche des résultats plus fiables.

T.C. Liauw [L5] a formulé une méthode novatrice pour l'analyse des structures en portique avec mur de remplissage, que celui-ci comporte des ouvertures ou non. Cette approche consiste à remplacer la structure complexe par un portique équivalent, dont les éléments sont constitués des sections combinées du portique et du remplissage. L'auteur part de l'hypothèse que le remplissage accroît la rigidité et la résistance du portique de manière proportionnelle aux propriétés et aux dimensions du remplissage. Dans le cadre de son analyse, l'auteur propose des formules pour le

calcul des sections du portique équivalent, ainsi que pour son déplacement au sommet. Il soutient que ce modèle est applicable aussi bien aux structures avec remplissage qu'à celles avec des ouvertures. Cependant, des essais expérimentaux révèlent une divergence entre les résultats expérimentaux et les calculs théoriques, surtout pour les ouvertures dont la section est inférieure à la moitié de la section du remplissage. Cette observation souligne l'importance de considérer attentivement les dimensions des ouvertures dans le contexte de l'analyse théorique, suggérant que des ajustements spécifiques pourraient être nécessaires dans de tels cas.

H.K. Barua et S.K. Mallick [B2] ont développé une méthode d'analyse linéaire par éléments finis pour un portique en acier avec un remplissage en mortier. Le remplissage est supposé être homogène, isotrope et étroitement lié au portique. Cependant, lors des essais, il a été constaté que cette hypothèse n'a pas pu être entièrement respectée. Pour modéliser l'interaction entre le portique et le remplissage, des forces normales et des efforts tranchants ont été établis à chaque nœud. Le remplissage a été idéalisé à l'aide d'éléments triangulaires, s'appuyant en particulier sur les travaux de Mallick et Severn. Le glissement entre le portique et le remplissage a été pris en compte en annulant l'adhésion entre les deux à un certain niveau de chargement, en se basant sur la méthode développée par Carter et Smith. Des essais expérimentaux ont été réalisés simultanément dans le but de comparer les valeurs théoriques. Les résultats ont montré une concordance entre les valeurs théoriques et celles obtenues par l'expérience.

G.J.W. King et P.C. Pandey [K5] ont employé la Méthode des Éléments Finis pour modéliser le comportement des structures en portique avec remplissage. Cette approche se distingue par l'introduction d'éléments de friction visant à reproduire le comportement de l'interface brique-mortier. Chacun de ces éléments de friction comporte 3 degrés de liberté (DDL) au niveau des nœuds connectés aux éléments du portique et 2 DDL aux nœuds liés aux éléments du remplissage. Les propriétés de ces éléments de friction sont déterminées par des essais de cisaillement réalisés sur divers matériaux du portique et du remplissage. Le modèle a été utilisé pour simuler le comportement des remplissages avec et sans ouvertures.

T.C. Liauw et K.H. Kwan [L6] ont étudié le comportement non linéaire des portiques avec remplissage non intégré (sans connecteurs de cisaillement). Ils ont pris en compte les non-linéarités du matériau et de l'interface structurelle en utilisant la méthode des éléments finis, s'appuyant également sur des essais expérimentaux. Les auteurs ont employé une approche itérative avec déplacement imposé dans leur analyse, utilisant trois types d'éléments : éléments d'interface, éléments de mur et éléments de portique. Les éléments d'interface ont été modélisés en tant qu'éléments de barre avec des lois de comportement, tandis que les éléments de panneau ont été modélisés avec des éléments triangulaires en état de contrainte plane à déformation constante. L'élément est supposé isotrope avant la fissuration, mais anisotrope après celle-ci, et le matériau du panneau est supposé être soumis à des contraintes uniaxiales. Les auteurs ont développé une équation empirique permettant de calculer la largeur de la bielle en compression. Deux phénomènes ont été négligés : le phénomène de friction et le manque d'ajustement entre le portique et le mur de remplissage. Il a d'ailleurs été démontré par une étude paramétrique que le manque d'ajustement et la friction n'avaient pas d'effets importants. Selon les auteurs, la relation entre la largeur de la bielle et la rigidité relative du portique avec remplissage est indépendante du rapport largeur de la travée/hauteur d'étage.

EI-Ouali et al. [E2] ont élaboré un modèle global pour l'étude des portiques avec remplissage sous chargement dynamique, qu'il soit linéaire ou non linéaire. Les auteurs se sont appuyés sur des résultats expérimentaux obtenus à partir de portiques en acier soumis à un chargement cyclique, avec différents types de remplissage tels que des briques de chaux et de sable, des briques en béton et des briques d'argile. À partir de leurs essais expérimentaux, les auteurs ont formulé des lois de comportement contraintes-déformations spécifiques à chaque type de remplissage, ainsi qu'un modèle d'hystérésis pour chaque type de remplissage sous un chargement cyclique. Le modèle de comportement décrit la dégradation de la rigidité au fur et à mesure de l'apparition des fissures. Il est important de noter que les auteurs supposent un comportement élastique du portique et fournissent une formule permettant le calcul de la largeur de la diagonale équivalente pour chacun des types de remplissage étudiés. L'étude a également démontré une augmentation de la rigidité latérale allant jusqu'à sept fois supérieure à celle d'un portique non rempli.

C. Z. Chrysostomou [C6] a réalisé une étude portant sur la modélisation des murs de remplissage et leur impact sur le comportement dynamique non linéaire des structures auto-stables. L'auteur propose un modèle global comprenant trois diagonales, agissant uniquement en compression dans chacune des directions de chargement. Ce modèle était initialement basé sur une proposition mathématique de Soroushian, puis simplifié par l'auteur. Une caractéristique originale de cette étude est la prise en compte du comportement non linéaire du portique, un aspect souvent négligé par de nombreuses recherches. L'auteur a ensuite entrepris une étude comparative des différents paramètres influençant le comportement des portiques avec remplissage, tels que la longueur de contact, le module d'élasticité, l'effet des ouvertures, etc. Il démontre que l'introduction des murs de remplissage augmente significativement les efforts normaux dans les poteaux adjacents aux murs de remplissage, ce qui peut être préjudiciable pour les structures en béton armé. En revanche, les murs de remplissage ont un effet bénéfique en réduisant les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les éléments du portique, notamment au niveau des étages supérieurs. L'ajout des murs a également permis de réduire le nombre de rotules plastiques formées dans la structure lors de l'analyse.

P.G. Asteris [A12] propose une méthode d'analyse baptisée la "méthode du point de contact", dans laquelle l'auteur utilise la méthode des éléments finis pour modéliser à la fois le remplissage et le portique. Cette approche implique une méthode calculant étape par étape la longueur de contact entre le remplissage et le portique. Initialement, le portique et le remplissage ne sont liés qu'au niveau de deux points aux extrémités de la bielle comprimée. Après analyse, les points du remplissage et du portique qui se chevauchent sont liés, puis une nouvelle analyse est effectuée. Ce processus est répété jusqu'à atteindre un niveau d'équilibre. L'auteur démontre que les modèles ne prenant pas en compte le phénomène de séparation entre le remplissage et le portique surestiment la rigidité de la structure. L'attention de l'auteur se porte notamment sur l'influence de l'emplacement du remplissage dans un portique à plusieurs étages avec remplissage, en utilisant un facteur adimensionnel spécifique.

A. Saneinejad et B. Hobbs [S1] ont développé une méthode d'analyse non linéaire par éléments finis pour les portiques en acier remplis de maçonnerie ou de béton. Le modèle proposé transforme les portiques avec remplissage en un système en treillis. Les auteurs ont fourni toutes les données de conception essentielles pour un état limite ultime et un état limite de service. Trois modes de ruine ont été pris en compte : l'écrasement des coins comprimés, la compression de la diagonale et

la rupture par cisaillement des joints d'assise du mur de remplissage. Ils ont supposé une longueur de contact normalisée et pris en compte des contraintes d'interaction uniformes dans l'interface portique-remplissage. Les auteurs ont également émis l'hypothèse que la longueur de contact ne doit pas dépasser une certaine proportion des dimensions du mur de remplissage. L'interaction entre le portique et le mur est associée à des forces de cisaillement, les auteurs considérant le portique comme étant dans un état élastique.

F.J. Crisafulli [C12] a élaboré deux procédures théoriques avec des degrés de raffinement distincts. La première repose sur le mécanisme de la bielle équivalente, permettant ainsi l'évaluation de la résistance latérale du portique avec remplissage en maçonnerie. Ce modèle peut être utilisé tant pour le dimensionnement que pour l'analyse des structures auto-stables avec remplissage en maçonnerie. De plus, il est approprié pour l'analyse dynamique non linéaire de ces structures. Les éléments du portique sont représentés par des éléments poteau-poutre, tandis que les diagonales du panneau sont modélisées par des ressorts. La résistance à la compression de la bielle est évaluée en utilisant la théorie de Mann et Müller, avec une modification apportée à celle-ci. Il convient de noter que ce modèle ne prend en compte que deux types de ruine, à savoir rupture par cisaillement-friction et rupture par traction diagonale. La seconde procédure propose un modèle visant à prendre en considération l'interaction entre le mur de remplissage et le portique environnant. Étant donné que le glissement par cisaillement des joints d'assise est le mode de ruine le plus fréquemment observé dans les remplissages en maçonnerie, ce modèle aborde spécifiquement ce phénomène en distinguant le comportement en cisaillement de celui en compression. Il est constitué de deux bielles travaillant en compression et d'un ressort qui simule le comportement en cisaillement dans chaque direction de chargement. Un modèle hystérésis représentant le comportement cyclique de la bielle a été élaboré et intégré dans un programme. L'enveloppe de résistance en compression est définie conformément à l'équation de Sargin, tandis que le comportement en traction est supposé être élastique linéaire.

Rodrigues et al. [R7] ont proposé un macro-modèle multi-bielles, composé de quatre bielles rigides reliées entre elles par une bielle centrale. Le comportement non-linéaire de ce modèle est concentré dans la bielle centrale, caractérisé par une courbe enveloppe multilinéaire définie par neuf paramètres. Ce modèle a été calibré à l'aide de deux essais expérimentaux.

Karine Lefebvre [L2] a proposé un modèle basé sur la méthode de la bielle équivalente. Cette proposition constitue une modification du modèle présenté dans le règlement FEMA, avec des ajustements spécifiques visant à simuler le comportement des anciennes structures auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Le modèle comprend une bielle centrale, dont la résistance est déterminée par la charge minimale conduisant soit à l'écrasement de la bielle, soit à la rupture par cisaillement du mur de remplissage. De plus, le modèle prend en compte une résistance à la traction, représentant une proportion de la résistance à la compression.

Liberatore et al. [L8] ont exploité une base de données expérimentale comprenant 162 essais de portiques en béton armé et en acier, avec remplissage en maçonnerie soumis à des charges latérales. Les auteurs ont examiné la pertinence des équations citées dans la littérature pour évaluer la résistance de la bielle équivalente, ainsi que sa largeur. La procédure adoptée dans cette méthode a consisté initialement à recueillir l'ensemble des courbes expérimentales pour les portiques avec et sans remplissage. Les réponses expérimentales du remplissage en maçonnerie ont été estimées comme la différence entre la réponse du portique avec remplissage et celle du portique nu. Ensuite,

la réponse moyenne a été calculée entre les valeurs positives et négatives. Pour les essais ne présentant pas de courbe expérimentale pour les portiques nus, les auteurs ont eu recours à une calibration numérique afin d'obtenir ces données. Les chargements de types monotone et cyclique ont été pris en compte, en supposant que la réponse du remplissage ne diverge, suivant le type de chargement, qu'après le déplacement ultime. Sur la base de 82 essais de portiques en béton armé avec remplissage, les auteurs ont proposé un modèle de bielle concentrique capable de reproduire la réponse cyclique pour un portique en béton armé avec remplissage.

De Risi et al. [D9] ont exploité une base de données de portiques en béton armé avec remplissage soumis à un chargement cyclique et pseudo-dynamique. Initialement constituée de 60 essais expérimentaux, la base de données a été réduite à 38 essais de portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie de briques en argile creuse. Les auteurs ont comparé les résultats expérimentaux en calculant les réponses des différents remplissages comme étant la différence entre le portique avec remplissage et le portique nu. Par la suite, les auteurs ont comparé les courbes expérimentales obtenues avec les modèles de loi de comportement présents dans la littérature. Ils ont ensuite proposé une loi de comportement tri-linéaire.

Huang et al. [H7] ont exploité une base de données expérimentale comprenant 113 portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie. En utilisant la méthode de la bielle équivalente, les auteurs ont procédé à la modélisation et à la calibration numérique de la base de données recueillie. Ils ont utilisé les différents paramètres de la loi de comportement pour la bielle, puis ont proposé des équations pour ces paramètres dans le cadre d'une loi de comportement quadri-linéaire, en recourant à une analyse par régression multiple.

1.4. Évaluation des propriétés mécaniques du remplissage en maçonnerie

Dans l'étude du comportement mécanique de la maçonnerie, de nombreux essais sont développés pour évaluer ses propriétés mécaniques. Dans le modèle proposé par cette étude, les résistances à la compression et au cisaillement seront recueillies afin de constituer une base de données expérimentales. Parmi les diverses propriétés mécaniques de la maçonnerie, on trouve notamment la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, et la résistance à la flexion. Cette dernière est fréquemment utilisée pour évaluer la résistance hors plan du remplissage en maçonnerie, mais ne sera pas abordée dans le cadre de ce travail.

1.4.1. Résistance à la compression de la maçonnerie

Dans la littérature, pour évaluer la résistance à la compression de la maçonnerie, deux types d'essais sont couramment utilisés :

- Essai de compression sur murette en maçonnerie
- Essai de compression sur prisme en maçonnerie

La Figure 1.5 ci-dessous présente un schéma des deux procédures :

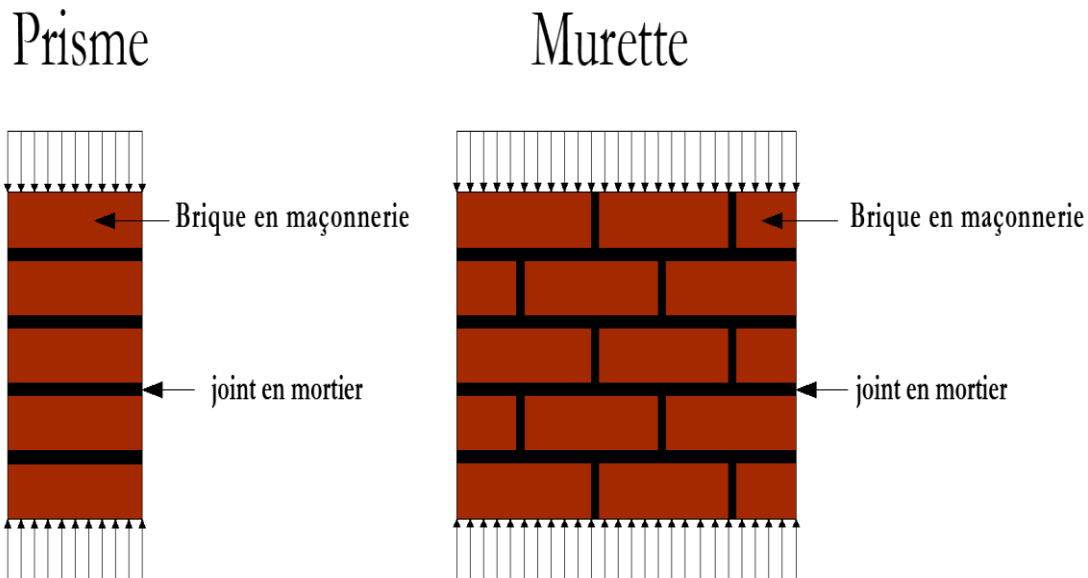


Figure 1.5. Typologie des essais pour caractériser la maçonnerie en compression

Les essais sur prisme sont les plus répandus et les plus utilisés dans la littérature, principalement en raison de leur coût abordable et de la simplicité de l'essai, qui ne nécessite pas l'utilisation de machines spéciales (**Crisafulli [C12]**). Les dimensions de l'essai de compression ont une influence significative sur la résistance affichée par l'échantillon testé. Le règlement **ASTM C1314 [A14]** recommande un rapport hauteur/épaisseur (h/t) de 5.0 pour les prismes composés d'unités en argile, mais un rapport (h/t) de 2.0 pour les prismes composés d'unités en bloc de béton. Des études antérieures ont démontré que la résistance de la maçonnerie était fortement influencée par ce rapport (**Jiaji Liu [L9]**, **Khalaf [K4]**, **Hassanli et al. [H3]**). Afin d'obtenir des valeurs de résistance plus réalistes, des facteurs correcteurs ont été introduits par différents règlements pour tenir compte de la variation du rapport (h/t). Le Tableau 1.2 résume ces valeurs :

Tableau 1.2. Facteurs correcteurs ASTM C1314-03b pour la maçonnerie en béton

Ratio (h/t)	1.33	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
Facteur correcteur	0.75	0.86	1.0	1.07	1.15	1.22

Tableau 1.3. Facteurs correcteurs ASTM C1314-03b pour la maçonnerie en argile

Ratio (h/t)	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
Facteur correcteur	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	1.0

Tableau 1.4. Facteurs correcteurs **CSA S304.1 [C14]** pour tenir compte du ratio (h/t)

Ratio (h/t)	2.0	3.0	4.0	4.5	5.0
Facteur correcteur	0.8	0.90	0.95	0.97	1.0

Tableau 1.5. Facteurs correcteurs **AS4456.4 [A11]** pour tenir compte du ratio (h/t)

Ratio (h/t)	1.0	5.0
Facteur correcteur	0.7	1.0

Récemment, **Hassanli et al. [H3]**, à l'aide d'une analyse par EF, ont pris en considération le rapport (l/t) qui avait été négligé par les règlements. Les auteurs proposent une correction pour les facteurs proposés par l'ASTM C1314-03b :

Tableau 1.6. Facteurs correcteurs proposés par **Hassanli et al. [H3]**

	(h/t)				
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
(l/t) > 4.0	0.50	0.8	0.88	0.94	1.0
(l/t) = 2.0	0.55	0.83	0.95	0.99	1.0
(l/t) = 1.0	0.68	0.96	1.00	1.00	1.00

L'**Eurocode 6 [E9]** recommande d'évaluer la résistance à la compression de la maçonnerie à l'aide d'essais sur murette. Les différentes dimensions pour l'essai sont fournies par la norme **EN 1052-1 [E3]** :

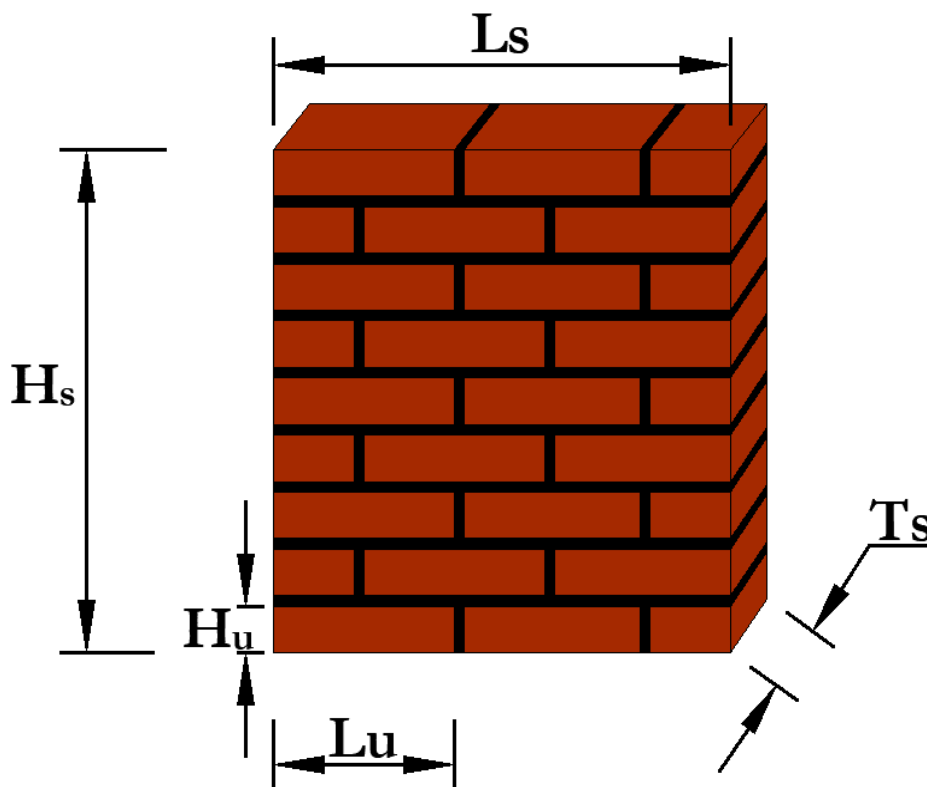
**Figure 1.6.** Dimensions d'un échantillon pour l'essai de compression selon la norme EN 1052-1

Tableau 1.7. Dimensions de l'éprouvette pour un essai de compression selon la norme EN 1052-1

Dimensions de l'unité		Dimensions de l'éprouvette (mm)			
L_u (mm)	H_u (mm)	L_s	H_s	T_s	
≤ 300	≤ 150	$(2x L_u)$	$\geq 5 H_u$	$\geq 3 T_s$ et $\leq 15 T_s$ et $\geq T_s$	$\geq T_u$
	> 150		$\geq 3H_u$		$\geq T_u$
> 300	≤ 150	$\geq (1.5x L_u)$	$\geq 5 H_u$		$\geq T_u$
	> 150		$\geq 3H_u$		$\geq T_u$

Parmi les facteurs influençant la résistance à la compression de la maçonnerie, on peut citer :

Résistance à la compression des unités en maçonnerie (f_b)

De nombreuses études ont démontré que l'augmentation de la résistance des unités en maçonnerie conduit à une augmentation de la résistance à la compression de la maçonnerie (**Khalaf [K4], Bennett et al. [B5], Kaushik et al. [K3], Gumaste et al. [G5], Christy et al. [F5]**). **Sarhat et Sherwood [S4]**, en se basant sur une large base de données expérimentale constituée de maçonnerie en bloc de béton, démontrent une relation linéaire entre la résistance des unités en maçonnerie (f_b) et la résistance à la compression de la maçonnerie (f_{wv}). Cette relation est linéaire pour des unités ayant une résistance allant de 10 MPa jusqu'à 30 MPa. Au-delà de cet intervalle, la relation devient légèrement non linéaire.

Résistance à la compression du mortier (f_m)

La littérature présente une divergence d'opinions en ce qui concerne l'influence de la résistance à la compression du mortier sur la résistance à la compression de la maçonnerie. Certaines études, telles que celles menées par **Khalaf [K4]** sur la maçonnerie en béton (pleine et creuse) et **Sarangpani et al. [S3]** sur la maçonnerie en argile, suggèrent une influence négligeable. Cependant, d'autres travaux de recherche, notamment ceux de **Kaushik et al. [K3]** et **Murthi et al. [M13]**, indiquent une corrélation entre la résistance du mortier (f_m) et la résistance de la maçonnerie (f_{wv}).

Épaisseur des joints d'assise du mortier

Les auteurs **Monteagudo et al. [M9]** et **Vyas & Reddy [U1]** ont démontré, à l'aide d'études expérimentales et d'analyses par EF, l'influence néfaste de l'augmentation de l'épaisseur des joints d'assise sur la maçonnerie. **Thamboo et al. [T5]** ont constaté une augmentation de la résistance des prismes avec la réduction de l'épaisseur des joints d'assise, en particulier pour des épaisseurs de joint inférieures à 4 mm. **Khalaf [K4]** a observé une diminution de la résistance, que ce soit pour la maçonnerie en béton creux ou pleine, avec l'augmentation de l'épaisseur des joints d'assise allant de 5 mm à 20 mm. **Caldeira et al. [C2]** ont montré que l'épaisseur des joints n'avait une influence significative sur la résistance des prismes qu'avec des blocs présentant des résistances suffisamment élevées. Dans ce cas, l'augmentation de l'épaisseur des joints réduisait considérablement la résistance de la maçonnerie. **Lumantarna et al. [L16]** ont conclu, lors de tests sur des prismes en compression, que la présence de joints verticaux avait une influence minimale sur les propriétés

des prismes. **Ganesan & Ramamurthy [G1]** ont également conclu que les propriétés des joints verticaux n'avaient pas d'influence sur le comportement en compression des prismes testés.

Dans la littérature, la question de l'évaluation de la résistance à la compression a été largement abordée. Certains auteurs utilisent des méthodes basées sur l'intelligence artificielle, telles que les réseaux neuronaux ou la logique floue [A13][Z4][G2]. D'autres auteurs proposent des modèles empiriques, généralement développés à partir d'un certain nombre d'essais expérimentaux. Le plus ancien modèle remonte à 1907 avec **Engesser [E6]**, qui propose le modèle suivant :

$$f_{vv} = \frac{1}{3}f_b + \frac{2}{3}f_m \quad (1.1)$$

f_{vv} : Résistance à la compression de la maçonnerie

f_b : Résistance à la compression de l'unité en maçonnerie

f_m : Résistance à la compression du mortier

Plus tard, **Bröcker [B14]** proposera le modèle suivant :

$$f_{vv} = 0.68 f_b^{0.5} f_m^{0.333} \quad (1.2)$$

Le Tableau 1.8 offre un résumé des modèles présents dans la littérature :

Tableau 1.8. Modèles empiriques pour la prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie

Référence	Modèle
Basha & Kaushik [B4]	$f_{vv} = 1.34 f_b^{0.1} f_m^{0.33}$
Bennett et al. [B5]	$f_{vv} = 0.3 f_b$
Bröcker [B14]	$f_{vv} = 0.68 f_b^{0.5} f_m^{0.333}$
Calderón et al. [C3]	$f_{vv} = \frac{2.042 f_b^{0.193} f_m^{0.549}}{\left[\frac{(b/t)}{3} \right]^{0.166}}$
Christy et al. [F5]	$f_{vv} = 0.35 f_b^{0.65} f_m^{0.25}$
Dayaratnam [D8]	$f_{vv} = 0.275 f_b^{0.5} f_m^{0.5}$
Dymiotis & Gutleiderer [D17]	$f_{vv} = 0.3266 f_b (1 - 0.0027 f_b + 0.0147 f_m)$
Eurocode 6 [E9]	$f_{vv} = K f_b^{0.7} f_m^{0.3}$
Engesser [E6]	$f_{vv} = \frac{1}{3}f_b + \frac{2}{3}f_m$
Garzón-Roca et al. [G2]	$f_{vv} = 0.53 f_b + 0.93 f_m - 10.32$
Gumaste et al. [G5]	Pour prisme $f_{vv} = 0.317 f_b^{0.866} f_m^{0.134}$ Pour murette $f_{vv} = 1.242 f_b^{0.531} f_m^{0.208}$
Hendry & Malek [H4]	$f_{vv} = 0.317 f_b^{0.531} f_m^{0.208}$

Kaushik et al. [K3]	$f_{vv} = 0.63 f_b^{0.49} f_m^{0.32}$
Kumavat [K7]	$f_{vv} = 0.69 f_b^{0.6} f_m^{0.35}$
Lumatarna et al. [L16]	$f_{vv} = 0.75 f_b^{0.75} f_m^{0.31}$
Mann [M4]	$f_{vv} = 0.83 f_b^{0.66} f_m^{0.33}$
Thamboo & Dhanasekar [T4]	<p>Pour prisme $f_{vv} = 0.2 f_b^{1.26} f_m^{0.15}$</p> <p>Pour murette $f_{vv} = 0.25 f_b^{1.09} f_m^{0.12}$</p>
Veríssimo-Anacleto et al. [V3]	$f_{vv} = \left(1 - e^{-\left(0.059 n^{0.205} \times 7.943 b^{0.3}\right)}\right) \left(0.193 f_b^{1.3} f_m^{0.28}\right)$

Pour l'Eurocode 6 [E9], les valeurs de la constante K sont fournies dans le Tableau 1.9 ci-dessous :

Tableau 1.9. Valeurs du coefficient K pour l'évaluation de la résistance à la compression

Unité en maçonnerie	Groupe	Mortier courant	Mortier à couche mince $0.5 \text{ mm} \leq \text{joint} \leq 3 \text{ mm}$
Argile	Groupe 1	0.55	0.75
	Groupe 2	0.45	0.70
	Groupe 3	0.35	0.50
	Groupe 4	0.35	0.35
Silicate de calcium	Groupe 1	0.55	0.80
	Groupe 2	0.45	0.65
Béton d'agrégat	Groupe 1	0.55	0.80
	Groupe 2	0.45	0.65
	Groupe 3	0.40	0.50
	Groupe 4	0.35	-
AAC	Groupe 1	0.55	0.80
Pierre manufacturée	Groupe 1	0.45	0.75
Pierre naturelle	Groupe 1	0.45	-

L'Eurocode 6 [E9] classe les unités de maçonnerie en quatre groupes :

Groupe 1 : Unités solides ou unités avec faible pourcentage d'ouvertures ; $0 \% \leq V \leq 25 \%$

Groupe 2 : Unités perforées verticalement avec : $25 \% \leq V (\%) \leq 55 \%$

Groupe 3 : Unités perforées verticalement avec : $V (\%) \geq 55 \%$

Groupe 4 : Unités perforées horizontalement

1.4.2. Résistance au cisaillement de la maçonnerie

Dans la littérature, de nombreuses méthodes d'essai sont utilisées pour évaluer la résistance au cisaillement de la maçonnerie. Crisafulli [C12] a répertorié différentes méthodes d'évaluation. La

procédure d'essai la plus simple, généralement appelée essai de cisaillement direct, implique le test d'un prisme composé de deux, trois ou quatre unités de maçonnerie. Tout d'abord, une charge P est appliquée, suivie d'une seconde charge V induisant des contraintes de cisaillement croissantes jusqu'à la rupture (voir Figure 1.7). Bien que ces méthodes présentent l'avantage de leur simplicité et de leur faible coût, elles ont l'inconvénient de ne pas représenter fidèlement l'état réel de la structure. Les paramètres mesurés par ces essais reflètent le comportement des joints d'assise de la maçonnerie plutôt que la résistance au cisaillement de la maçonnerie (f_{wu}) (Crisafulli [C12]). La propriété mécanique évaluée est la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise (f_{w0}).

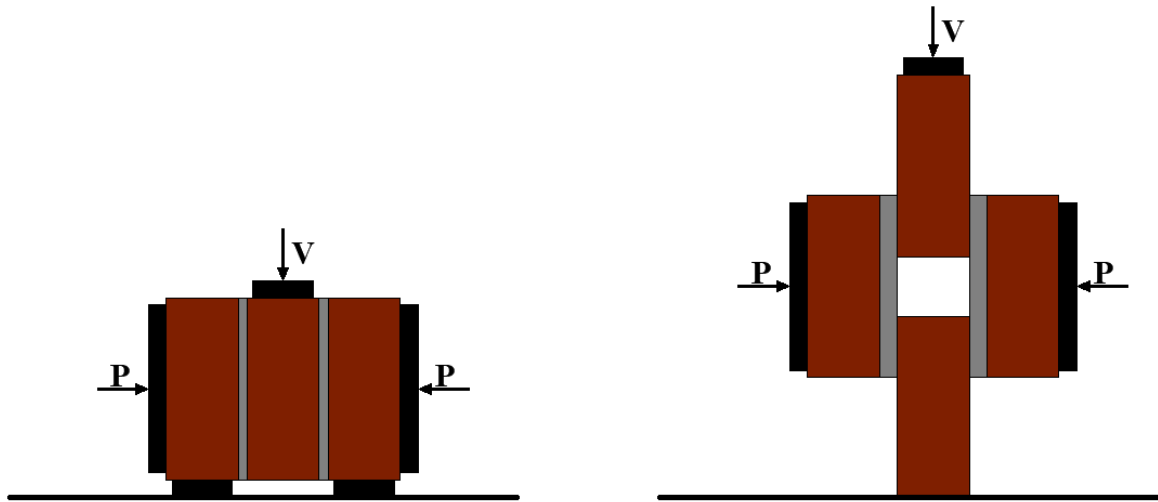


Figure 1.7. Caractérisation de la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise

Les essais réalisés sur des murs en maçonnerie offrent une évaluation plus précise de la résistance au cisaillement de la maçonnerie (f_{wu}), car ils permettent une représentation fidèle du comportement réel de la maçonnerie.

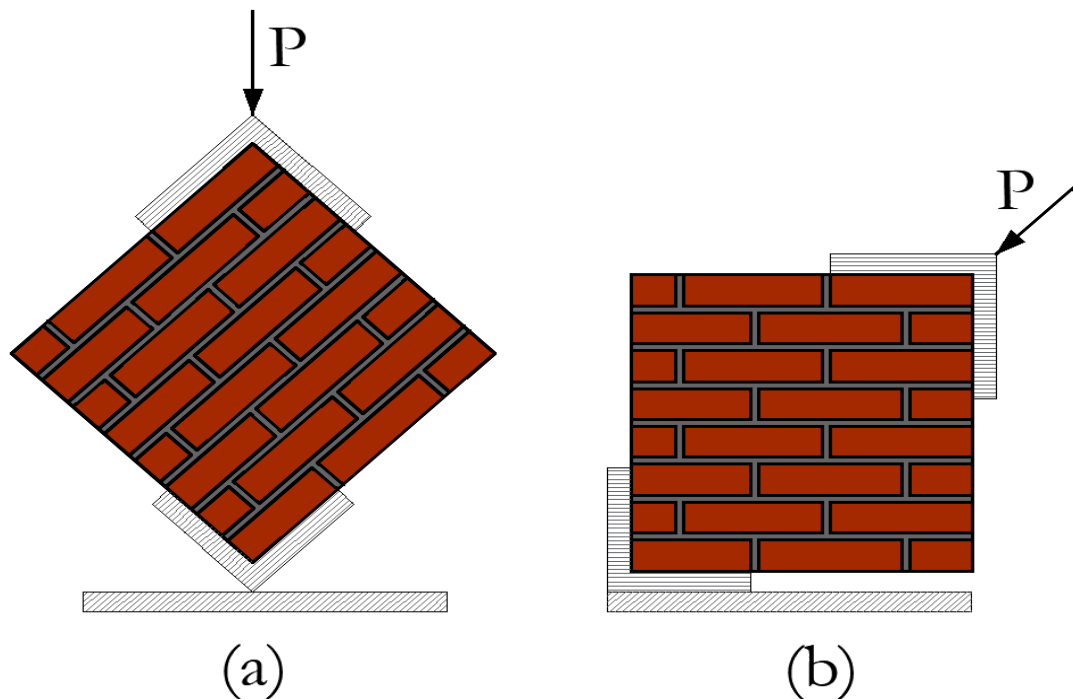


Figure 1.8. Evaluation de la résistance au cisaillement de la maçonnerie

En ce qui concerne les essais sur mur en maçonnerie, l'essai en compression diagonale (également appelé essai de traction diagonale [A15]), illustré à la Figure 1.8 (a)), est largement utilisé dans la littérature [B4, B11, C3, S6, S13] pour évaluer la résistance au cisaillement (f_{wu}) de la maçonnerie. Cet essai consiste à charger un panneau rectangulaire le long d'une diagonale jusqu'à sa rupture, comme illustré dans le modèle de la Figure 1.8 (b), qui en est une modification. Il est particulièrement employé dans les essais in-situ pour les constructions existantes [B13][C10]. La norme **ASTM E519** [A15] décrit l'essai, en supposant un état de contrainte en cisaillement pure au centre du panneau [S6]. La contrainte de cisaillement maximale est calculée comme suit :

$$f_{wu} = \alpha \frac{P_{ult}}{A_n} \quad (1.3)$$

α : Coefficient pris égal à 0.707

P_{ult} : Charge maximale appliquée au mur

A_n : Section nette de l'échantillon, déterminée par :

$$A_n = t \frac{l+h}{2} \quad (1.4)$$

l : Longueur de l'échantillon

h : Hauteur de l'échantillon

t : Epaisseur de l'échantillon

Le règlement **RILEM** [R6] s'est appuyé sur les travaux de **Frocht (1931)** pour proposer une modification :

$$f_{wu} = 0.52 \frac{P_{ult}}{A_n} \quad (1.5)$$

Il a été démontré qu'un panneau en compression diagonale ne présente pas un état de contrainte en cisaillement pure au centre [S6]. Certains auteurs ont donc suggéré des corrections à l'équation (1.3). Par exemple, **Segura et al. [S6]** ont proposé un coefficient α égal à 0,4 pour l'équation (1.3). **Brignola et al. [B13]** ont élaboré un ensemble de facteurs en fonction des différents types de maçonnerie. Le Tableau 1.10 donne un résumé des valeurs de α pour différents types de maçonneries :

Tableau 1.10. Détermination du coefficient α pour l'essai de compression diagonale

Typologie de la maçonnerie	α
Maçonnerie de moellons	0.35
Maçonnerie de pierres taillées à feuilles multiples	0.4
Maçonnerie de pierre simple	0.4
Maçonnerie en pierre de tuf	0.5
Maçonnerie en blocs de pierre carrés	0.5
Maçonnerie en briques solides et en mortier de lime	0.56
Maçonnerie de briques assez solides et de mortier cimentaire	0.56
Maçonnerie en briques creuses ($V < 45\%$)	0.5
Maçonnerie en briques creuses ($V < 45\%$) avec joints verticaux secs	0.35
Maçonnerie en bloc de béton ($45 \% < V < 60 \%$)	0.5
Maçonnerie en bloc de béton	0.5

Dans la littérature, certains auteurs ont suggéré une équation permettant de corréliser la résistance à la compression (f_{wv}) et la résistance au cisaillement (f_{wu}). **Drysdale et Hamid [D13]** ont proposé l'équation suivante :

$$f_{wu} = 0.275 \sqrt{f_{wv}} \quad (1.6)$$

Liberatore et al. [L8] ont proposé, à partir d'une base de données expérimentales, des équations permettant de corréliser la résistance à la compression (f_{wv}) à la résistance au cisaillement (f_{wu}) et à la résistance initiale des joints d'assise (f_{w0}) :

$$f_{wu} = 0.285 \sqrt{f_{wv}} \quad (1.7)$$

$$f_{w0} = 0.211 \sqrt{f_{wv}} \quad (1.8)$$

Les équations (1.7) et (1.8) seront utilisées dans la base de données expérimentales pour compléter les valeurs manquantes des essais recueillis.

1.5. Méthode de la bielle équivalente

1.5.1. Largeur de la bielle

Dans le cadre d'une approche globale de modélisation des portiques avec remplissage, la méthode de la bielle est largement répandue dans la littérature. **Polyakov [P7]** a été le précurseur de cette méthode, et **Holmes [H5]** a ensuite repris cette idée en proposant de remplacer le remplissage par une bielle diagonale équivalente. L'épaisseur de cette bielle est égale à l'épaisseur du remplissage, et sa largeur est équivalente à 1/3 de la longueur diagonale du remplissage.

$$w = \frac{d_w}{3} \quad (1.9)$$

w : Largeur de la bielle équivalente

d_w : Longueur diagonale du remplissage en maçonnerie

Smith [S11] et **Smith et Carter [S12]** ont ensuite développé cette idée en proposant la première méthode de calcul de la largeur de la diagonale articulée équivalente. Selon les auteurs, cette largeur est fonction de la rigidité relative λ_h du portique et du remplissage. Une équation a été déduite comme suit :

$$w = 0.58 \left(\frac{1}{h_w} \right)^{-0.445} (\lambda_h h_w)^{0.335 d_w \left(\frac{1}{h_w} \right)^{0.064}} \quad (1.10)$$

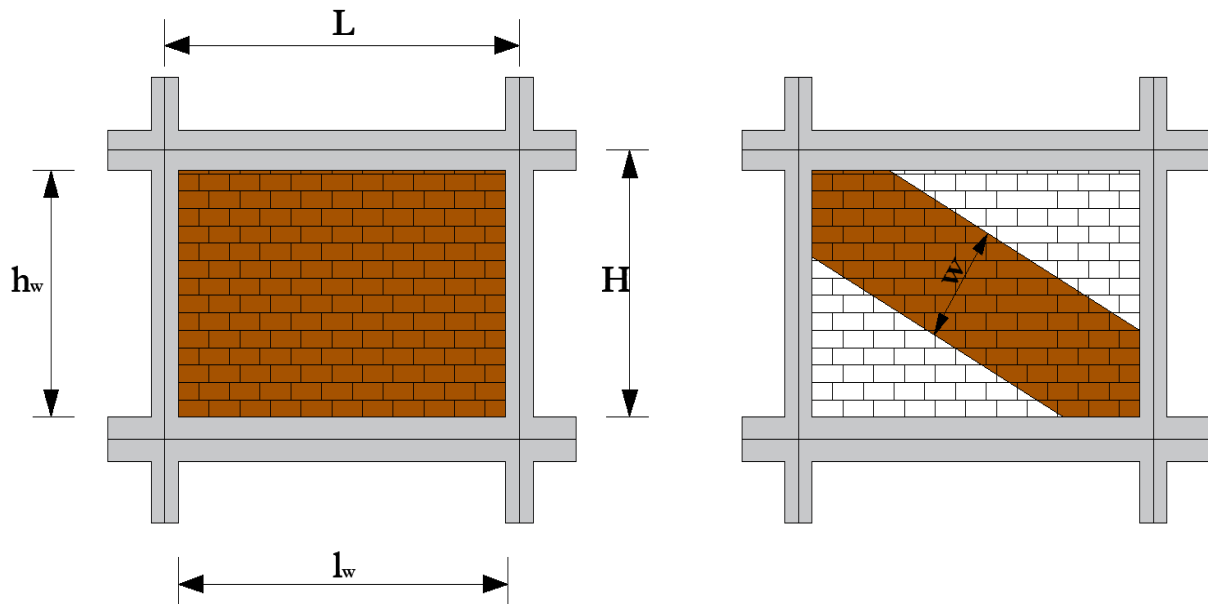


Figure 1.9. Méthode de la bielle équivalente

$$\lambda_b = \sqrt[3]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_w}} \quad (1.11)$$

λ_b : Rigidité relative du remplissage en maçonnerie

E_w : Module d'élasticité de la maçonnerie

t_w : Épaisseur de la maçonnerie.

E_c : Module d'élasticité du béton.

I_c : Inertie des poteaux du portique

h_w : Hauteur du remplissage en maçonnerie

l_w : Longueur du remplissage en maçonnerie

Mainstone [M2] proposa ensuite un modèle basé sur des essais sur portiques en acier avec remplissage en maçonnerie qu'il avait menés :

$$w = 0.175 d_w (\lambda_b h_{col})^{-0.4} \quad (1.12)$$

Ensuite, **Abdul-Kadir [A1]** introduit un autre paramètre, la rigidité relative du remplissage avec les poutres, notée λ_b :

$$\lambda_b = \sqrt[3]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_b I_b h_w}} \quad (1.13)$$

L'auteur proposa une formule pour calculer la largeur de la bielle :

$$w = \frac{\pi}{2} \left(\frac{1}{4\lambda_b^2} + \frac{1}{4\lambda_w^2} \right) \quad (1.14)$$

Liauw et Kwan [L6] proposent une formule basée sur les résultats expérimentaux de Barua et Mallick, en faisant varier les ratios longueur de travée/hauteur d'étage de 1,0 à 1,5 :

$$w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda_b}} \quad (1.15)$$

En négligeant la friction, on obtient :

$$w = \frac{0.86 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda_b}} \quad (1.16)$$

Decanini et Fantin [D10], pour tenir compte de l'état de dégradation de la maçonnerie, proposent les formules suivantes :

$$w = \left(\frac{0.393}{\sqrt{\lambda_b}} + 0.130 \right) d_w \quad \text{Si } \lambda_h > 7.85 \quad (1.17)$$

$$w = \left(\frac{0.748}{\sqrt{\lambda_b}} + 0.085 \right) d_w \quad \text{Si } \lambda_h \leq 7.85 \quad (1.18)$$

Les équations (1.10) et (1.11) sont employées pour les remplissages non fissurés. En ce qui concerne les panneaux fissurés, les auteurs suggèrent les équations (1.12) et (1.13) suivantes :

$$w = \left(\frac{0.470}{\sqrt{\lambda_b}} + 0.040 \right) d_w \quad \text{Si } \lambda_h > 7.85 \quad (1.19)$$

$$w = \left(\frac{0.707}{\sqrt{\lambda_b}} + 0.010 \right) d_w \quad \text{Si } \lambda_h \leq 7.85 \quad (1.20)$$

El-Ouali et al. [E2], quant à eux, proposent deux formules basées sur les résultats de leurs investigations menées sur des portiques en acier avec différents types de remplissages :

Pour le remplissage en briques de béton ou en briques d'argiles :

$$w = 0,135 d_w \lambda_b h_w^{-0.4} \quad (1.21)$$

Pour le remplissage en briques de chaud et sable :

$$w = 0,175 d_w \lambda_b h_w^{-0.4} \quad (1.22)$$

Paulay et Priestley [P4] proposent la formule conservatrice suivante :

$$w = 0.25 d_w \quad (1.23)$$

Bertoldi et al. [B10] proposent la formule suivante :

$$w = \left(\frac{K_1}{\lambda_b} + K_2 \right) d_w \quad (1.24)$$

Tableau 1.11. Valeurs des coefficients du modèle de **Bertoldi et al. [B10]**

	$\lambda_h < 3.14$	$3.14 < \lambda_h < 7.85$	$\lambda_h > 7.85$
K_1	1.300	0.707	0.470
K_2	-0.178	-0.010	0.040

Durani et Luo [D15] proposent les formules suivantes :

$$w = \gamma d_w \sin(2\theta) \quad (1.25)$$

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin(2\theta)} \left(\frac{E_w t_w H^4}{m E_c I_c b_w} \right)^{-0.1} \quad (1.26)$$

$$m = 6 \left(1 + \frac{6 E_c I_b H}{\pi E_c I_c L} \right) \quad (1.27)$$

Récemment, **Huang et al. [H7]** ont développé une formule dérivée du modèle de Mainstone :

$$w = 0.318 d_w (\lambda_h)^{-0.661} \left(\frac{b_w}{l_w} \right)^{-0.871} \quad (1.28)$$

1.5.2. Modèle de la bielle excentrique

En général, le modèle de bielle concentrique est souvent utilisé dans des situations où les effets de la concentration des contraintes locales ne sont pas significatifs, et où une simplification de l'analyse est souhaitée. Cependant, dans des cas où l'interaction entre les éléments de la structure et le remplissage peut entraîner des déformations ou des contraintes importantes, le modèle de bielle excentrique peut offrir une représentation plus réaliste de la situation.

Le règlement **FEMA 273 [F1]** recommande l'utilisation de la bielle excentrique pour prendre en compte l'effet local du remplissage en maçonnerie sur le portique environnant. Des études récentes ont mis en évidence ce phénomène à l'aide d'analyses statiques non linéaires **[K2]** et dynamiques non linéaires **[L15]**. Selon le modèle proposé par le règlement **FEMA 273 [F1]**, les bielles doivent être positionnées à des distances L_{column} des faces des poutres et connectées sous forme de rotules. La valeur de cette distance est déterminée par les équations suivantes :

$$L_{column} = \frac{a}{\cos \theta_{column}} \quad (1.29)$$

$$\tan \theta_{column} = \frac{H - L_{column}}{L} \quad (1.30)$$

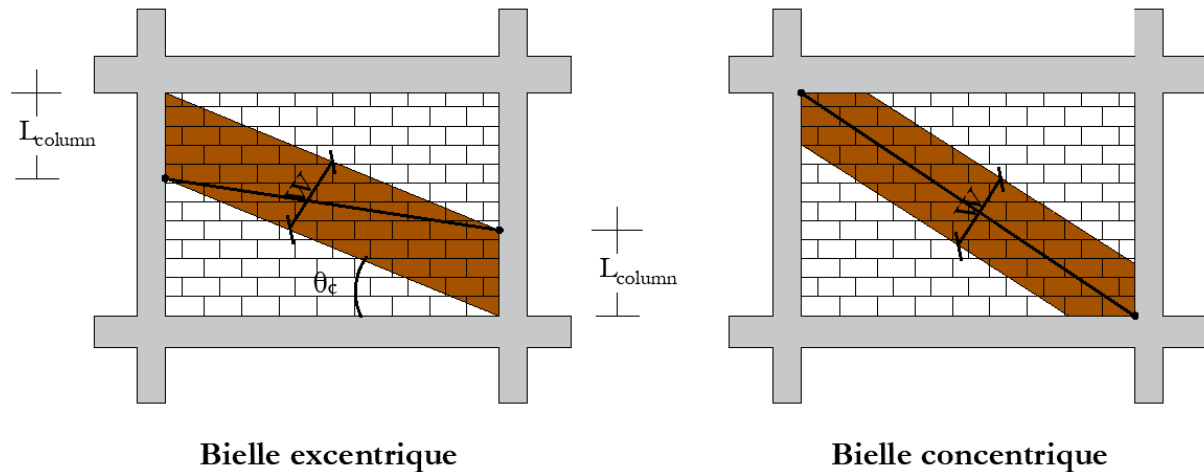


Figure 1.10. Modèle de bielle concentrique versus modèle excentrique

1.5.3. Modèles de bielles multiples

Dans la littérature, plusieurs chercheurs ont avancé des modèles de bielles multiples pour mieux appréhender le comportement des structures. Par exemple, **Furtado et al. [F7]** ont développé un modèle comprenant quatre bielles rigides et un élément central où le comportement non linéaire est concentré.

Chrysostomou et al. [C7] ont proposé un modèle constitué de six bielles, avec trois bielles dans chaque direction de chargement. Dans chaque direction, une bielle est concentrique, tandis que les deux autres sont excentrées, permettant ainsi de prendre en compte l'effet du remplissage en maçonnerie sur le portique.

Leuchars et Scrivener [L4] ont élaboré un modèle à partir d'essais expérimentaux, où le poteau tendu est contreventé par la partie basse du remplissage en maçonnerie. **Crisafulli et Carr [C13]** ont proposé un modèle dans lequel deux bielles simulent le comportement en compression de la maçonnerie, tandis qu'un ressort simule le comportement en cisaillement.

El-Dhakhakhni et al. [E1] ont introduit un modèle à trois bielles, avec une bielle concentrique et deux autres excentrées. L'excentricité des deux bielles diffère en fonction de leur contact avec le poteau ou la poutre. Plus récemment, **Brodsky [B15]** a proposé un modèle à trois bielles, basé sur des essais réalisés sur des portiques en acier.

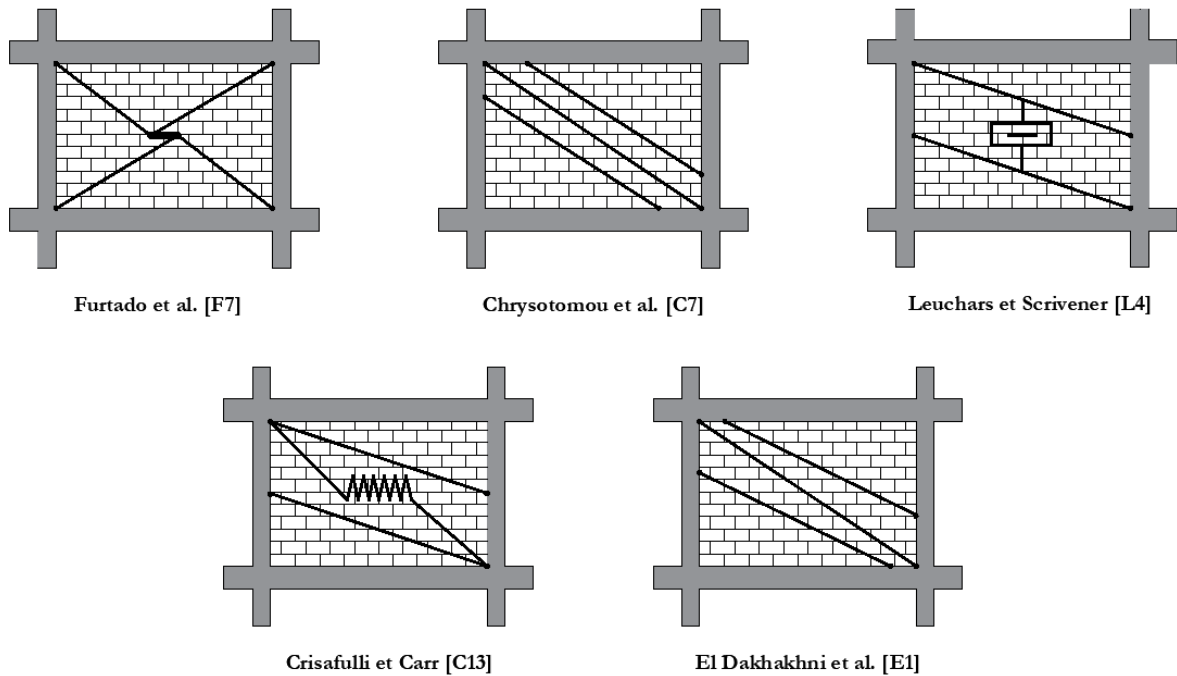


Figure 1.11. Modèles de bielles multiples

1.5.4. Loi de comportement du remplissage en maçonnerie

De nombreuses lois de comportement ont été proposées dans la littérature. Les modèles avancés par **Panagiotakos et Fardis [P3]**, ainsi que par **Bertoldi et al. [B10]**, figurent parmi les plus couramment utilisés. Ces modèles se basent sur des lois quadri-linéaires pour décrire le comportement de la maçonnerie sous chargement latéral.

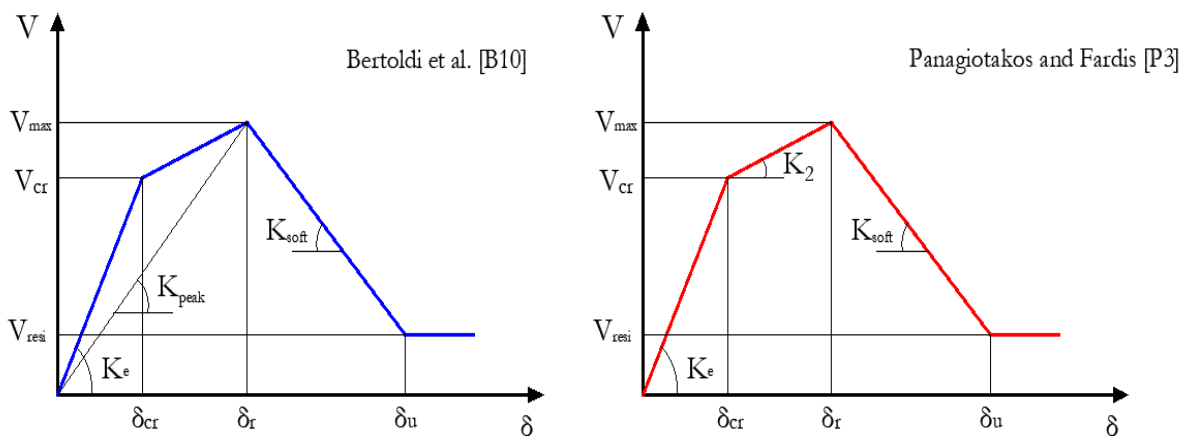


Figure 1.12 : Lois de comportement décrivant le comportement du remplissage en maçonnerie.

Pour le modèle de **Panagiotakos et Fardis [P3]**, les différents paramètres sont calculés de la manière suivante :

$$V_{max} = 1.3 V_{cr} \tag{1.29}$$

$$V_{cr} = f_{wu} t_w l_w \tag{1.30}$$

$$K_1 = \frac{G_w t_w l_w}{h_w} \quad (1.31)$$

$$K_2 = \frac{E_w t_w w}{d_w} \quad (1.32)$$

$$K_{soft} = (0.005 \sim 0.1) K_1 \quad (1.33)$$

$$V_{resi} = (0.05 \sim 0.1) V_{max} \quad (1.34)$$

Pour le modèle de **Bertoldi et al. [B10]**, le calcul de la résistance du remplissage prend en compte quatre modes de ruine possibles : le mode de ruine par compression aux coins (F_{cc}), le mode par traction diagonale (F_{dt}), le mode de ruine par glissement en cisaillement (F_{ss}), et le mode par compression diagonale (F_{dc}). Les différents paramètres sont calculés comme suit :

$$V_{max} = P t_w w \cos \theta \quad (1.35)$$

$$P = \min(F_{dc}, F_{ss}, F_{dt}, F_{cc}) \quad (1.36)$$

$$F_{dc} = \frac{1.16 \tan \theta}{K_1 + K_2 (\lambda_b)} f_{wu} \quad (1.37)$$

$$F_{ss} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) f_{w0} + 0.3 \sigma_0}{(w / d_w)} \quad (1.38)$$

$$F_{dt} = \frac{0.6 f_{wu} + 0.3 \sigma_0}{(w / d_w)} \quad (1.39)$$

$$F_{cc} = \frac{1.12 \sin \theta \cos \theta}{K_1 (\lambda_b)^{-0.12} + K_2 (\lambda_b)^{0.88}} f_{wu} \quad (1.40)$$

Avec :

f_{wu} : Résistance au cisaillement évaluée par compression diagonale

σ_0 : Contrainte verticale induite par les charges gravitationnelles.

f_{w0} : Résistance au cisaillement évaluée par l'essai des triplets (Figure 1.7)

λ_b : Rigidité relative du remplissage en maçonnerie

w : Largeur de la bielle en compression calculée suivant le modèle de **Bertoldi et al. [B10]**

$$K_{peak} = \frac{E_w t_w w}{d_w} \cos^2 \theta \quad (1.41)$$

Pour la rigidité élastique du remplissage, elle est calculée en faisant la somme de la rigidité du portique nu avec celle du remplissage au point de résistance maximale :

$$K_e = K_{fr} + 4 K_{peak} \quad (1.42)$$

$$K_{fr} = \frac{1 + 6\phi}{2 + 3\phi} \frac{12 E_c I_p}{h^3} \quad (1.43)$$

$$\phi = \frac{I_{poutre}}{I_{poteau}} \frac{H}{L} \quad (1.44)$$

E_c représente le module d'élasticité du béton armé, I_{poteau} et I_{poutre} représentent les moments d'inertie du poteau et de la poutre du portique en béton armé, H et L représentent respectivement la hauteur et la longueur de la travée du portique.

$$V_{cr} = 0.8 V_{\max} \tag{1.45}$$

$$V_{\text{resi}} = 0.35 V_{\max} \tag{1.46}$$

En ce qui concerne la rigidité de la partie descendante, les auteurs recommandent un ratio de 2 à 4% de la rigidité K_{peak} .

Plus récemment, **Huang et al. [H7]** ont proposé, pour le modèle quadri-linéaire, les équations suivantes :

$$V_{\max} = 0.003766 f_{wv}^{0.196} t_w^{0.867} d_w^{0.792} \tag{1.47}$$

$$V_{cr} = 0.72 V_{\max} \tag{1.48}$$

$$V_{\text{resi}} = 0.4 V_{\max} \tag{1.49}$$

$$K_e = 0.0143 E_w^{0.618} t_w^{0.694} \left(\frac{b_w}{l_w} \right)^{-1.096} \tag{1.50}$$

$$K_{\text{peak}} = 0.0244 f_{wv}^{0.196} t_w^{0.867} d_w^{0.208} E_w^{0.197} \left(\frac{b_w}{l_w} \right)^{-0.978} \tag{1.51}$$

$$K_{\text{soft}} = -1.273 K_e \left(f_{wv}^{-0.357} t_w^{-0.517} \right) \tag{1.52}$$

D'autres modèles ont été proposés dans la littérature, **Rodrigues et al. [R7]** présentent une loi penta-linéaire (Figure 1.13) inspirée de modèles pour les éléments en béton armé. Ce modèle a été calibré à l'aide de deux essais expérimentaux.

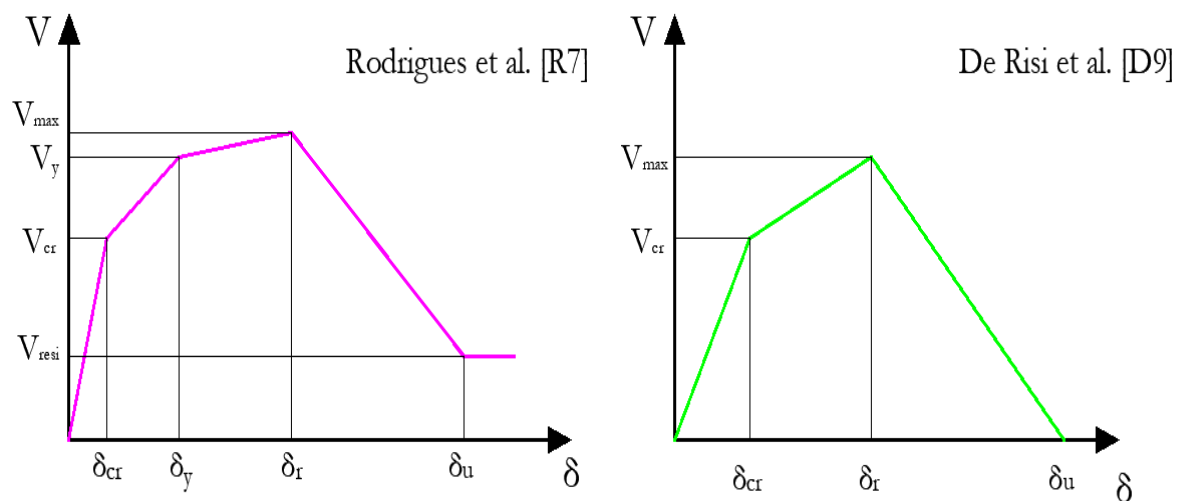


Figure 1.13. Lois de comportement du remplissage sous chargement latéral

De Risi et al. [D9] ont proposé un modèle tri-linéaire (Figure 1.13 (b)) pour décrire le comportement du remplissage en maçonnerie sous chargement horizontal. Ce modèle est basé sur des essais expérimentaux sur de la maçonnerie en argile.

1.6. Conclusion

Une revue de littérature générale a été élaborée, initialement axée sur les diverses méthodes de modélisation de la maçonnerie. Les méthodes de micro-modélisation, bien que chronophages en termes de temps de calcul, sont généralement préférées pour l'analyse du comportement local de la maçonnerie. En ce qui concerne la macro-modélisation du remplissage en maçonnerie, la méthode de la bielle équivalente a été identifiée comme l'approche la plus fréquemment adoptée dans la littérature pour simuler le comportement de ce remplissage.

Ensuite, une présentation des différentes méthodes d'évaluation des caractéristiques de la maçonnerie a été effectuée, incluant la résistance à la compression (f_{wv}), la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise (f_{w0}), et la résistance au cisaillement (f_{wu}). Étant donné que la résistance à la compression est considérée comme la principale propriété mécanique de la maçonnerie, une attention particulière a été portée sur cette propriété et sur ses méthodes d'évaluation. Les divers modèles empiriques destinés à prédire la résistance à la compression, répertoriés dans la littérature, ont été examinés, mettant en lumière l'une des lacunes de ces modèles, à savoir le nombre restreint d'essais utilisés pour leur élaboration. En effet, un modèle élaboré à partir d'une base de données plus étendue offrirait une fiabilité accrue. Parallèlement, différentes lois de comportement pour les remplissages en maçonnerie ont été présentées. Des divergences significatives existent entre ces lois quant à la valeur de la résistance du remplissage en maçonnerie, ainsi que sa rigidité. Pour certains modèles, la résistance dépendra de la résistance au cisaillement (f_{wu}), tandis que pour d'autres, elle dépendra de la résistance à la compression (f_{wv}). En ce qui concerne la rigidité, elle peut dépendre du module d'élasticité (E_w) pour certains modèles et du module de cisaillement (G_w) pour d'autres.

Chapitre 2

Dimensionnement capacitaire des portiques en béton armé

2.1. Introduction

L'un des objectifs de cette thèse est d'évaluer l'influence de la variation du moment résistant au niveau des nœuds poteau-poutre sur le comportement global d'une structure auto-stable en béton armé. Dans ce chapitre, une présentation de la méthode utilisée pour calculer le moment résistant d'une section en béton armé soumise à un moment fléchissant, avec ou sans effort normal, sera effectuée. L'évaluation du comportement global des structures étudiées a été réalisée à l'aide d'analyses pushover, et cette dernière sera également présentée dans ce chapitre.

2.2. Calcul du moment résistant d'une section en béton armé

Dans cette section, nous allons exposer la méthode utilisée pour le calcul du moment résistant d'une section, en béton armé, soumise à un moment fléchissant. La méthodologie adoptée suit les recommandations du **BAEL 91/99 [B1]**.

2.2.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses utilisées pour le calcul du moment résistant sont définies par le **BAEL 91/99 [B1]** et sont énoncées comme suit :

- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les déformations des fibres sont supposées proportionnelles à leur éloignement de la fibre neutre.
- Les sections planes, avant déformation, demeurent planes après déformation.
- Adhérence parfaite entre le béton et les aciers, sans aucun glissement relatif entre eux.
- La déformation du béton comprimé est limitée à 3,5 ‰ pour une section soumise à la flexion simple et à 2 ‰ pour une section en compression uniforme.
- La déformation des aciers tendus est limitée à 10 ‰.

2.2.2. Lois de comportement des matériaux

Pour le calcul du moment résistant d'une section en béton armé, il est nécessaire de définir préalablement les différentes lois de comportement des matériaux qui la composent.

2.2.2.1. Loi de comportement du béton

Dans notre travail, le calcul de la résistance du béton sera effectué conformément aux recommandations du **BAEL 91/99 [B1]**. Ce dernier prend en considération les coefficients partiels de sécurité :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (2.1)$$

f_{bu} : Contrainte maximale à la compression du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

θ : Coefficient de sécurité prenant en compte la durée du chargement.

- $\theta = 1$ si la durée du chargement dépasse les 24 heures

- $\theta = 0.9$ si la durée du chargement est entre 1 heure et 24 heures
- $\theta = 0.85$ si la durée du chargement est inférieure à 1 heure

γ_b : Coefficient partiel de sécurité prenant en compte la situation pour laquelle le calcul est réalisé.

- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle

Le comportement du béton, selon le **BAEL 91/99 [B1]**, suit une loi parabole-rectangle, comme décrit en Figure 2.1.

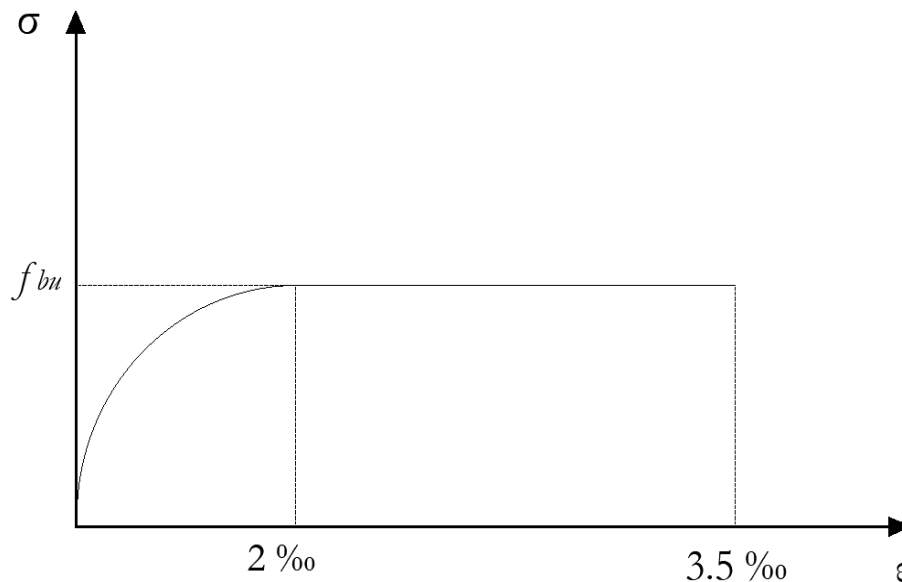


Figure 2.1. Comportement du béton suivant le règlement BAEL 91/99 [B1]

2.2.2.2. Loi de comportement des aciers

La contrainte maximale des armatures est déterminée par la loi :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (2.2)$$

σ_s : Contrainte maximale des aciers

f_e : Contrainte limite élastique des aciers

γ_s : Coefficient partiel de sécurité qui prend en compte la situation pour laquelle le calcul est réalisé

- $\gamma_s = 1.15$ en situation courante
- $\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelle

La loi de comportement des aciers est décrite, en compression et en traction, par le diagramme élasto-plastique parfait représenté en Figure 2.3, qui suit deux paliers. Le premier palier est élastique linéaire :

$$\sigma = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \quad (2.3)$$

Le second est parfaitement plastique avec :

$$\sigma = \sigma_s \quad \varepsilon_s \succ \varepsilon_e \quad (2.4)$$

E_s : Module d'élasticité longitudinale (Module de Young) des aciers est généralement pris égal à 2.10^5 MPa.

ε_s : Déformation des aciers

ε_e : Déformation limite élastique des aciers

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad (2.5)$$

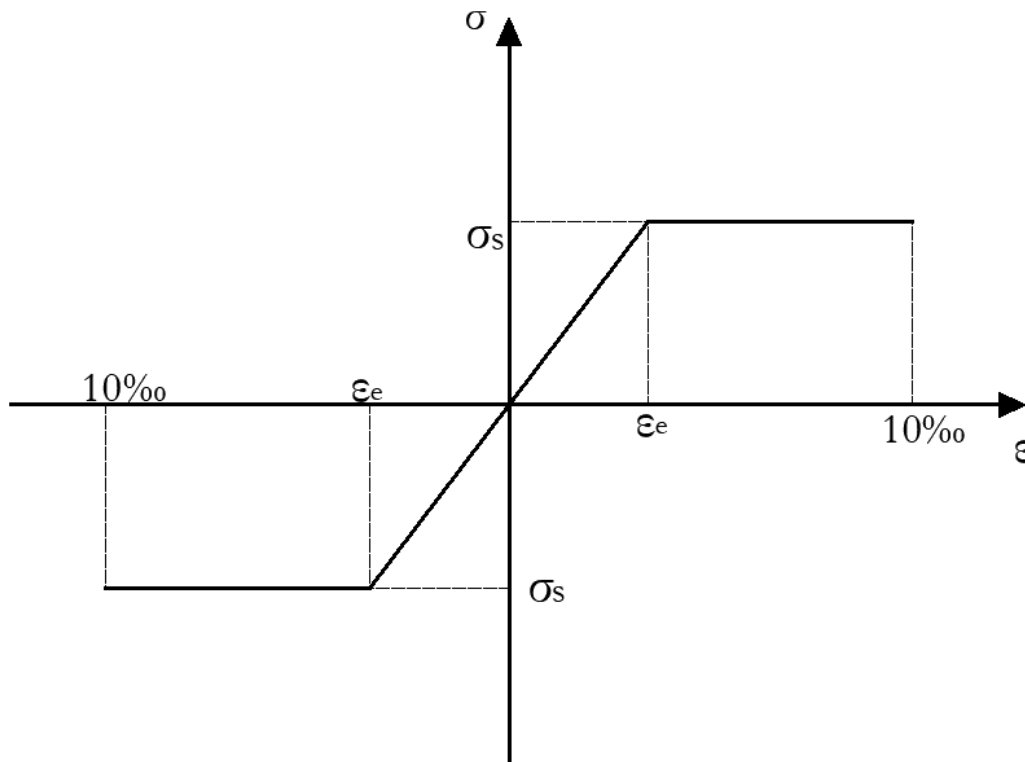


Figure 2.2. Comportement des aciers suivant le règlement BAEL 91/99 [B1]

2.2.3. Calcul du moment résistant pour une section soumise à la flexion composée

2.2.3.1. Règle des pivots

Une section en béton armé atteint un état limite ultime lorsque le diagramme de déformation de cette dernière passe par l'un des trois pivots A, B et C (Figure 2.3). La règle des pivots permet d'utiliser au mieux les matériaux béton et acier.

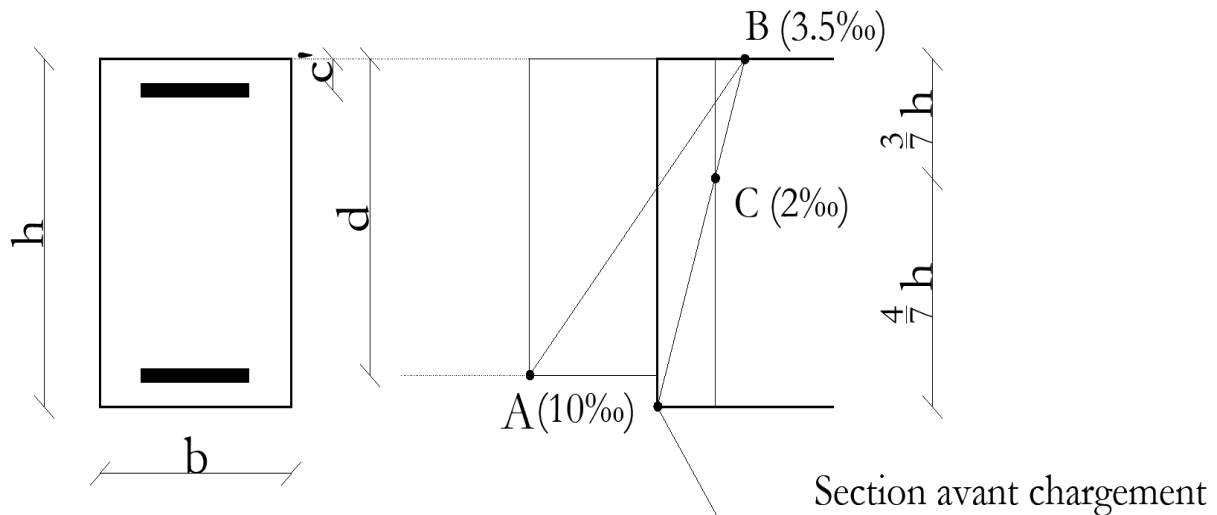


Figure 2.3. Définition des pivots

Pivot A : Dans ce domaine, la section atteint un état limite ultime par un allongement maximal des armatures correspondant à 10 ‰. Dans ce cas, les aciers seront utilisés au mieux. On retrouve cette situation lorsque la section est soumise à un effort de traction simple, flexion simple, ainsi que la flexion composée.

Pivot B : Dans ce domaine, la section atteint un état ultime par un raccourcissement maximal du béton correspondant à 3,5 ‰. Dans cette situation, le béton sera utilisé au mieux. On retrouve ce cas lorsque la section est soumise à une flexion simple ou composée.

Pivot C : Dans ce domaine, la déformation du béton est limitée à 2 ‰. Ce cas est généralement rencontré lorsque la section est soumise à une compression simple ou à une flexion composée.

Dans le cadre de cette étude, l'attention sera portée sur les sections rectangulaires, car c'est la forme des sections des poteaux et poutres des structures étudiées. En tenant compte d'une section en béton armé ($b \times h$) soumise à la flexion composée, doublement armée, une représentation simplifiée des contraintes et déformations de cette dernière peut être illustrée en Figure 2.4.

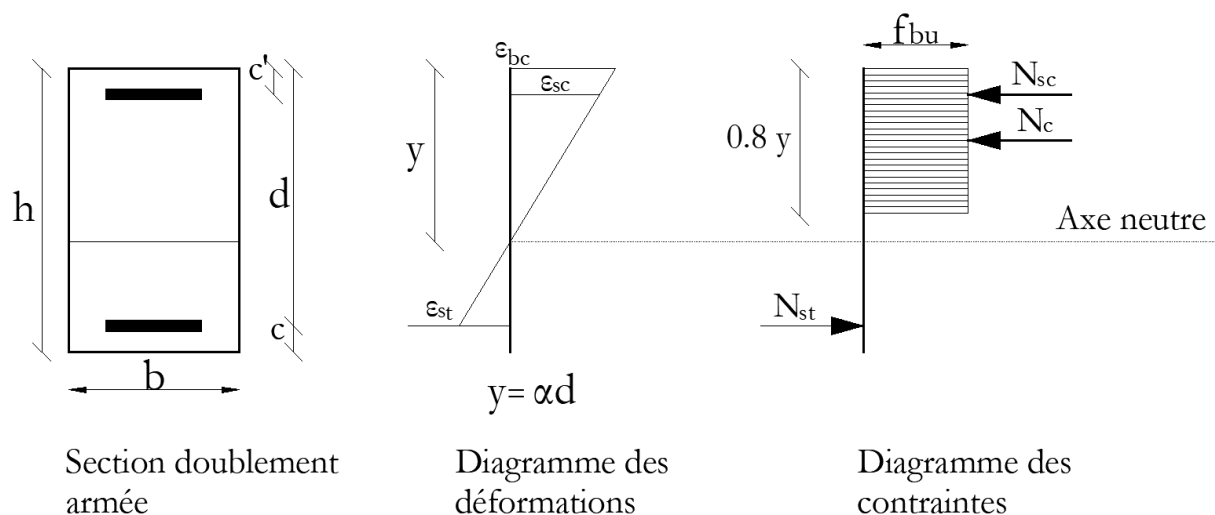


Figure 2.4. Diagrammes des contraintes et déformations d'une section en béton doublement armée

h : Hauteur de la section

b : Largeur de la section

d : Hauteur utile

c : Enrobage des armatures tendues ou les moins comprimées

c' : Enrobage des armatures comprimées

y : Distance entre la fibre extrême et l'axe neutre

α : Constante reliant la hauteur utile d et la coordonnée de l'axe neutre y

ϵ_{sc} : Déformation des armatures comprimées

ϵ_{st} : Déformation des armatures tendues

N_{sc} : Effort repris par les armatures comprimées

N_{st} : Effort repris par les armatures tendues

N : Effort repris par le béton comprimé

2.2.3.2. Equations d'équilibre

Le calcul du moment résistant (en flexion simple et composée) est déterminé à partir des équations d'équilibre des efforts internes agissant sur la section de béton armé, tout en tenant compte des hypothèses émises précédemment. Les équations d'équilibre sont établies par rapport au centre de gravité du béton seul :

L'effort normal ultime que peut reprendre la section de béton armé est :

$$N_{resi} : N_c + N_{sc} - N_{st} \quad (2.6)$$

Le moment ultime que peut reprendre la section :

$$M_{resi} = N_c \left(\frac{h}{2} - 0.4y \right) - N_{st} \left(\frac{h}{2} - c \right) + N_{sc} \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad (2.7)$$

Pour chacun des éléments de la section, nous allons déterminer les efforts ultimes qui peuvent être repris :

a- Effet du béton seul

L'effort normal de compression que peut reprendre le béton seul est déterminé par :

$$N_c = 0.8y \times b \times f_{bu} \quad (2.8)$$

Le moment maximal que le béton seul peut reprendre est :

$$M_c = (0.8y b f_{bu}) \left(\frac{h}{2} - 0.4y \right) \quad (2.9)$$

$$M_c = (0.4y h b f_{bu}) \left(1 - \frac{0.4y}{h} \right) \quad (2.10)$$

Les équations (2.7) et (2.9) peuvent être réutilisées pour obtenir les valeurs de l'effort normal réduit et du moment réduit, qui sont adimensionnels :

$$\nu_c = \frac{N_c}{f_{bu} b h} \quad (2.11)$$

$$\mu_c = \frac{M_c}{f_{bu} b h^2} \quad (2.12)$$

En remplaçant les valeurs de N_c et M_c dans les équations (2.10) et (2.11) on obtient :

$$\nu_c = 0.8 \frac{y}{h} \quad (2.13)$$

$$\mu_c = 0.4 \left(\frac{y}{h} \right) \left[1 - 0.8 \left(\frac{y}{h} \right) \right] \quad (2.14)$$

On peut constater que les deux équations (2.13) et (2.14) sont en fonction de la variable (y/h) qui représente la coordonnée de l'axe neutre.

b- Effet des armatures inférieures

L'effort normal que peuvent reprendre les armatures inférieures est donné par :

$$N_{st} = A_{st} \sigma_s \quad (2.15)$$

$$M_{st} = -N_{st} \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.16)$$

$$\nu_{st} = \left(\frac{\sigma_{st}}{f_{bu}} \right) \left(\frac{A_{st}}{b h} \right) \quad (2.17)$$

$$\mu_{st} = -\nu_{st} \left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2} \right) \quad (2.18)$$

c- Effet des armatures supérieures

$$N_{sc} = A_{sc} \sigma_s \quad (2.19)$$

$$M_{sc} = -N_{sc} \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad (2.20)$$

$$\nu_{sc} = \left(\frac{\sigma_{sc}}{f_{bu}} \right) \left(\frac{A_{sc}}{b h} \right) \quad (2.21)$$

$$\mu_{sc} = \nu_{sc} \left(\frac{1}{2} - \frac{c'}{h} \right) \quad (2.22)$$

2.2.3.3. Capacité globale de la section

Les efforts maximaux que peut reprendre la section de béton armé sont obtenus en faisant la somme des efforts que peuvent reprendre les différents éléments la constituant :

$$\nu_{resi} = \nu_c + \nu_{st} + \nu_{sc}$$

$$\mu_{resi} = \mu_c + \mu_{st} + \mu_{sc}$$

Au final on aura :

$$\mu_{resi} = 0.4 \left(\frac{y}{h} \right) \left[1 - 0.8 \left(\frac{y}{h} \right) \right] + \left[-\nu_{st} \left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2} \right) \right] + \left[\nu_{sc} \left(\frac{1}{2} - \frac{c'}{h} \right) \right] \quad (2.23)$$

$$v_{\text{resi}} = \left[0.8 \frac{y}{h} \right] + \left[\left(\frac{\sigma_{\text{st}}}{f_{\text{bu}}} \right) \left(\frac{A_{\text{st}}}{bh} \right) \right] + \left[\left(\frac{\sigma_{\text{sc}}}{f_{\text{bu}}} \right) \left(\frac{A_{\text{sc}}}{bh} \right) \right] \quad (2.24)$$

Pour la flexion simple, le calcul du moment résistant est simple, mais pour la flexion composée, il est nécessaire d'établir une courbe d'interaction entre le moment et l'effort normal. On doit déduire les équations pour les déformations nous permettant l'interaction entre le moment et l'effort axial. D'après l'hypothèse de proportionnalité des déformations par rapport à leur distance de l'axe neutre, la déformation maximale pour le béton comprimé ϵ_{bc} est égale :

$$\frac{\epsilon_{\text{bc max}}}{y} = \frac{\epsilon_s}{d - y} \quad (2.25)$$

Pour le cas des aciers inférieurs et supérieurs, il convient de faire une distinction pour deux cas :

- Diagramme des déformations passant par le pivot A : Dans ce cas, les aciers tendus A_{st} auront atteint une déformation limite (ϵ_{st}) de 10 ‰. La déformation des aciers comprimés ϵ_{sc} sera :

$$\frac{\epsilon_{\text{sc}}}{\epsilon_{\text{st}}} = \frac{(y - c')}{d - y} \Rightarrow \epsilon_{\text{sc}} = \left(\frac{y - c'}{d - y} \right) \epsilon_{\text{st}} \quad (2.26)$$

- Diagramme des déformations passant par le pivot B : Dans ce cas, le béton aura atteint une déformation limite (ϵ_{bc}) de 3.5 ‰. Les déformations des aciers ϵ_{sc} et ϵ_{st} seront :

$$\frac{\epsilon_{\text{bc}}}{\epsilon_{\text{st}}} = \frac{y}{d - y} \Rightarrow \epsilon_{\text{st}} = \epsilon_{\text{bc}} \left(\frac{d - y}{y} \right) \quad (2.27)$$

$$\frac{\epsilon_{\text{bc}}}{\epsilon_{\text{sc}}} = \frac{y}{y - c} \Rightarrow \epsilon_{\text{sc}} = \epsilon_{\text{bc}} \left(\frac{y}{y - c} \right) \quad (2.28)$$

Afin d'obtenir des équations en fonction des variables géométriques (y/h) :

$$\epsilon_{\text{st}} = \epsilon_{\text{bc}} \times \frac{\left(\frac{d - y}{h} - \frac{y}{h} \right)}{\frac{y}{h}} \quad (2.29)$$

$$\epsilon_{\text{sc}} = \epsilon_{\text{bc}} \times \frac{\left(\frac{y}{h} - \frac{c'}{h} \right)}{\frac{y}{h}} \quad (2.30)$$

Une fois ces valeurs obtenues, on peut passer à l'interaction moment fléchissant-effort normal en suivant les étapes suivantes :

- 1- Calcul des différentes valeurs de ferrailage des structures
- 2- Calcul de la valeur de (y/h)
- 3- Calcul des valeurs de déformation pour les aciers comprimés et tendus ϵ_{sc} et ϵ_{st} suivant les formules (2.29) et (2.30)
- 4- Déduction des valeurs de σ_{st} et σ_{sc} dans les formules (2.3) et (2.4) en fonction des déformations calculées en étape 3.
- 5- Calcul de v_{resi} et μ_{resi}

Les étapes de 2 à 5 sont répétées jusqu'à obtenir une courbe d'interaction, comme illustré en Figure 2.5

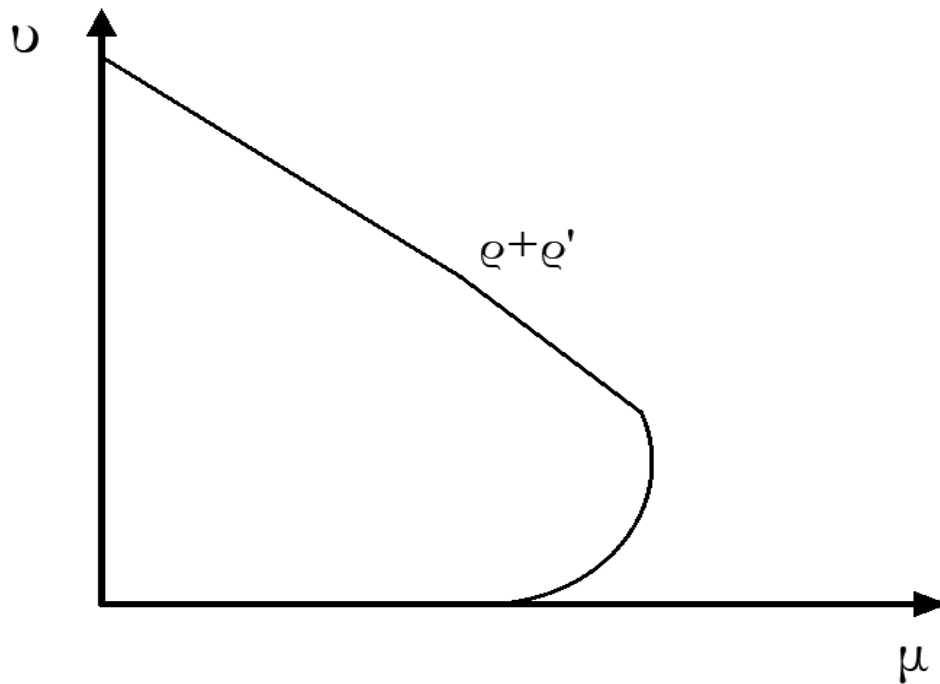


Figure 2.5. Diagramme d'interaction moment fléchissant-effort normal [P6]

ρ et ρ' représentent les quantités d'armatures inférieures et supérieures, respectivement, relatives à la section de béton. Si on reprend l'exemple (Figure 2.5) de la flexion simple pour une section en béton doublement armée ($A_{sc} \neq 0$) en flexion simple, les équations d'équilibre nous donnent :

$$N_{sc} + N_c - N_{st} = 0 \quad (2.31)$$

$$A_{sc} \sigma_{sc} + 0.8 y b f_{bu} - A_{st} \sigma_{st} = 0 \quad (2.32)$$

Le moment résistant par rapport au centre de gravité des aciers tendus est égal à :

$$M_{resi} = 0.8 b d f_{bu} (1 - 0.4\alpha) + A_{sc} \sigma_{sc} (d - c') \quad (2.33)$$

Les étapes à suivre pour le calcul du moment résistant sont les suivantes :

- 1- Calculer le ferrailage (A_{st} et A_{sc}) des éléments structuraux en conformité avec la réglementation en vigueur.
- 2- Saisir les caractéristiques géométriques des sections en béton armé.
- 3- Entrer les propriétés mécaniques des matériaux, à savoir le béton et l'acier.
- 4- Introduire le ferrailage de la section calculée.
- 5- Sélectionner la valeur de α , qui se situe entre 0 et 1.
- 6- Effectuer le calcul des déformations.
- 7- Calculer les contraintes des aciers comprimés.
- 8- Déterminer le moment résistant.

9- Revenir à l'étape 5 jusqu'à l'obtention d'une courbe satisfaisante.

Une fois que la modélisation des structures est réalisée sur ETABS, les sollicitations sont calculées, suivi du calcul de la valeur de α . Par conséquent, la valeur du moment résistant peut être déduite.

2.3. Analyse push-over

2.3.1. Définition et but de l'analyse push-over

Une des méthodes les plus communément utilisées dans l'analyse non-linéaire des structures est l'analyse pushover. Dans cette méthode, un chargement latéral est appliqué le long de la hauteur de la structure. Ce chargement est incrémenté jusqu'à atteindre un déplacement cible au sommet de la structure. L'analyse pushover repose sur l'hypothèse que la réponse de la structure est contrôlée par son premier mode de vibration. La réponse de la structure est obtenue en tenant compte uniquement du premier mode de vibration, en négligeant les modes de vibration supérieurs.

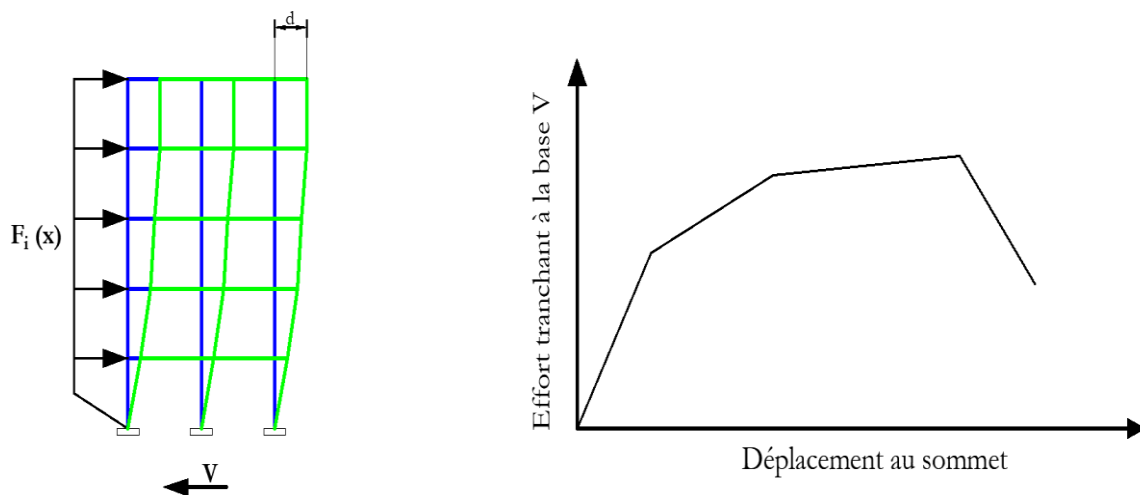


Figure 2.6. Analyse pushover d'une structure

L'analyse permet d'obtenir une courbe appelée « courbe capacité » traduisant le comportement de la structure tout au long de l'analyse. La courbe représente l'évolution de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet. La courbe (Figure 2.6) suit généralement 4 phases [L11] :

Phase 1 : Dans cette partie, la structure est encore dans le domaine linéaire.

Phase 2 : Apparition de dommages mineurs dans la structure.

Phase 3 : Apparition de dommages importants dans la structure.

Phase 4 : Ruine de la structure.

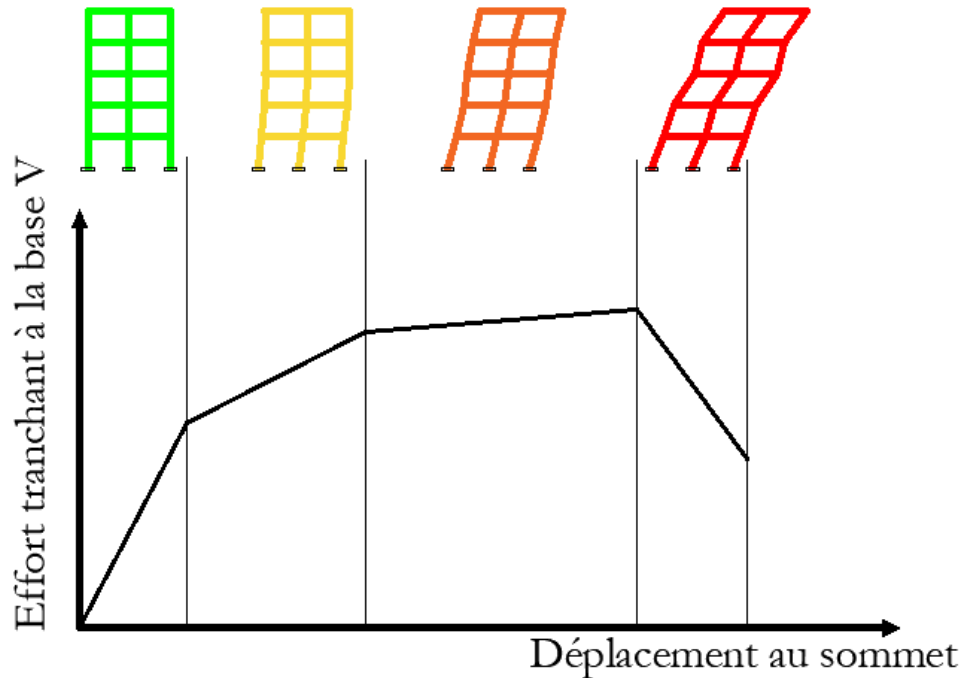


Figure 2.7. Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

L'analyse présente de nombreux avantages, parmi lesquels :

- L'analyse pushover permet de déterminer le comportement réel de la structure.
- Elle permet de déterminer les zones fragiles susceptibles de présenter de grandes déformations.
- Évaluer la résistance de la structure sous chargement latéral.
- Évaluer les zones critiques pour des structures déjà existantes.

2.3.2. Etapes de l'analyse push-over

Afin d'effectuer l'analyse pushover, il y a lieu de suivre un certain nombre d'étapes :

- Dimensionnement de la structure suivant la réglementation en vigueur.
- Modélisation de la structure à l'aide d'un logiciel d'analyse par éléments finis.
- Etablissement et affectation des rotules plastiques au niveau des zones critiques.
- Choix du mode de distribution des charges latérales.
- Etablissement du déplacement cible.
- Application des charges gravitaires.
- Analyse pushover de la structure.
- Extraction de la courbe capacité.

2.3.2.1. Modélisation des rotules plastiques

L'étude de l'effet de la variation du rapport capacitaire repose sur l'analyse non linéaire (pushover) des ossatures en béton armé. Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaires en flexion, tandis que le comportement en cisaillement est considéré comme linéaire, écartant toute plastification par cisaillement. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire des éléments est représenté par l'introduction de rotules plastiques au niveau des sections susceptibles de se plastifier. Ainsi, les déformations inélastiques sont concentrées aux deux extrémités.

La modélisation des bâtiments est effectuée à l'aide du logiciel d'analyse et de conception de bâtiments ETABS 2017 (CSI 2017). Ce logiciel permet de définir différents types de rotules et de les assigner aux zones susceptibles de se plastifier au sein des éléments structuraux. Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte grâce à l'introduction de modèles appropriés représentant les diagrammes moment (M) – rotation (θ) au niveau de leurs extrémités, sur une longueur dénommée longueur plastique.

La Figure 2.8 illustre le diagramme représentant la relation moment-courbure d'une section en béton armé associée à la plastification par flexion pour les poutres et poteaux.

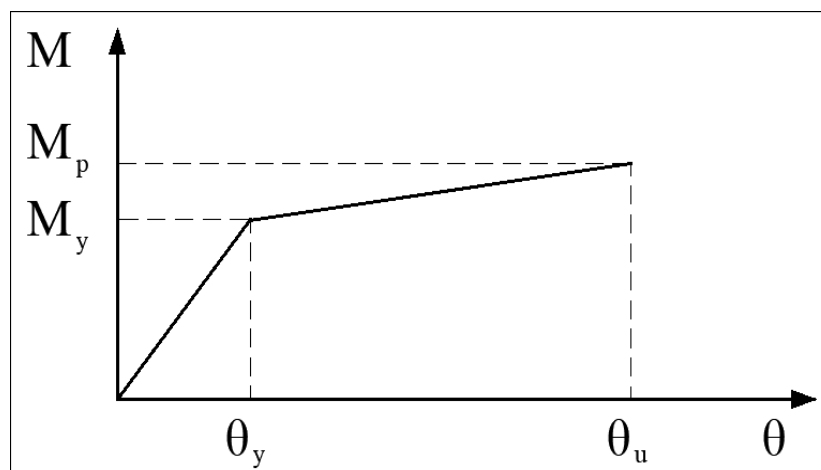


Figure 2.8 : Diagramme moment-rotation associé à la plastification par flexion pour les éléments [F3].

La loi moment-courbure d'une section dépend de ses caractéristiques géométriques, des propriétés mécaniques des matériaux qui la composent, ainsi que du ferrailage longitudinal, transversal et de l'effort normal de la section.

La rotation ultime est calculée en utilisant l'équation suivante :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (3.34)$$

La rotation plastique de la section de béton armé est calculée par :

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (3.35)$$

La longueur de la rotule plastique est déduite conformément au règlement ATC 40 [A16] :

$$L_p = 0.5h \quad (3.36)$$

La rotation élastique limite de la section de béton armé est calculée par :

$$\theta_y = (\phi_y L) / 6 \quad (3.37)$$

La courbure ultime correspond à la défaillance de la section en béton armé, que ce soit par traction des aciers tendus ou par écrasement du béton comprimé.

Pour nos modèles de calcul concernant les poutres, les rotules attribuées sont du type « M3 » pour la flexion. En ce qui concerne les poteaux, les rotules attribuées sont de type « PMM » (couplage effort normal et moment de flexion). Nous utiliserons le règlement **FEMA 356 [F3]** qui définit les points (IO, LS, CP) pour décrire l'état de dégradation des sections, et ainsi déterminer le niveau de pénétration dans le domaine plastique (Figure 2.9).

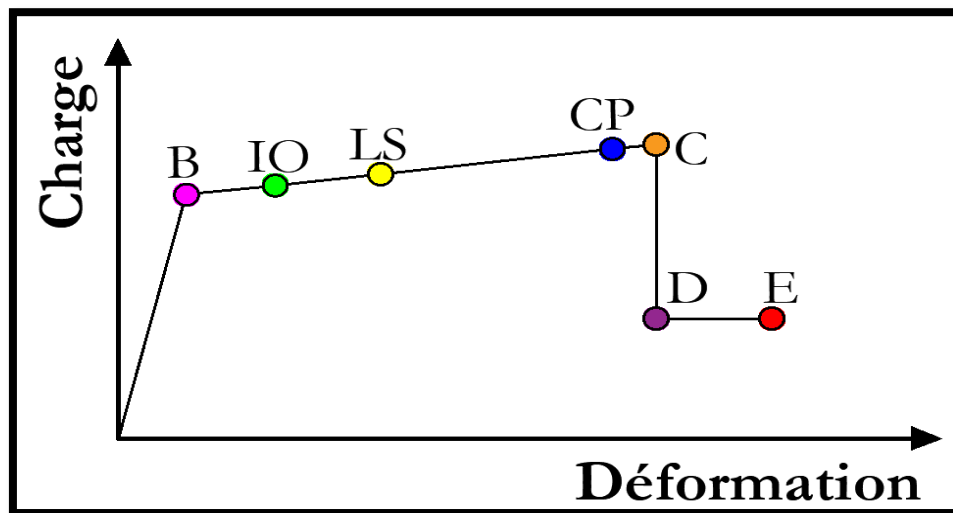


Figure 2.9. Loi de comportement (Force – Déformation) et niveaux de dommages [F3]

La Figure 2.9 est composée de plusieurs points adoptés dans les codes de calcul, permettant ainsi d'apprécier l'analyse non linéaire statique, et qui sont les suivants :

- Le point A représente le point d'origine.
- Le point B correspond à la première plastification.
- Niveau IO (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.
- Niveau LS (Life Safety) : la section a subi des dommages importants pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau CP (Collapse Prevention) : la section a subi d'importantes déformations post-élastiques ; au-delà de ce niveau, la section est susceptible de se rompre.
- Le point C correspond à la capacité ultime de l'analyse pushover.
- Le point D représente la résistance résiduelle de l'analyse.
- Le point E représente la rupture totale de l'élément.

2.3.2.2. Modèle de chargement latéral

L'analyse pushover peut être réalisée de deux manières :

- Analyse en mode "Force contrôlée" :

Ce type d'analyse est utilisé lorsque les charges agissant sur la structure sont connues, préservant ainsi la stabilité structurale. Il est particulièrement adapté aux charges gravitaires, telles que le poids propre de la structure et les charges d'exploitation.

- Analyse en mode "Déplacement contrôlé" :

Pour ce type d'analyse, une charge latérale progressive est appliquée jusqu'à atteindre un déplacement cible, généralement choisi au sommet de la structure. La valeur de ce déplacement est généralement déterminée par le logiciel à l'aide de la formule suivante :

$$\delta_{\text{cible}} = \frac{\text{Hauteur de la structure}}{25} \quad (3.38)$$

Le choix du type de chargement latéral appliqué à la structure est crucial, car l'hypothèse de base de l'analyse pushover est que la réponse de la structure est contrôlée par le premier mode de vibration. Il existe plusieurs types de distributions de chargement latéral pour l'analyse pushover [T6] :

1- Mode de distribution basée sur le mode fondamental

$$F_i = W_i \Phi_{ij} \quad (3.39)$$

F_i : Charge appliquée à l'étage i

W_i : Poids de l'étage i

Φ_{ij} : Elément du vecteur de forme correspondant à l'étage i pour le mode j

2- Distribution triangulaire inversée

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_d \quad (3.40)$$

h_i : Hauteur de l'étage i ($1 \leq i \leq n$)

V_d : Effort tranchant à la base de la structure, il est déterminé par :

$$V_d = S_{Td} W \quad (3.41)$$

S_{Td} : Ordonnée de l'accélération au niveau du spectre de dimensionnement correspondante à la période fondamentale T_d

W : Poids total de la structure

Le règlement **FEMA 356 [F3]** a proposé une loi de distribution similaire :

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_d \quad (3.42)$$

k : Coefficient dépendant de la période fondamentale de la structure. Il est fixé à 1,0 lorsque la période fondamentale de la structure est inférieure à 0,5 seconde, et à 2,0 lorsque cette période est

supérieure à 2,5 secondes. Une interpolation linéaire est réalisée pour déterminer la valeur de k pour les périodes intermédiaires.

3- Distribution uniforme du chargement

$$F_i = W_i \quad (3.43)$$

Dans ce modèle de distribution, les forces appliquées sur chaque étage correspondent au poids respectif de cet étage.

4- Distribution multimodale

Cette méthode a été proposée par **Kunnath [K8]** :

$$F_i = \sum_{j=1}^k \alpha_j \Gamma_j M_i \Phi_{ij} S_a(\xi_j, T_j) \quad (3.44)$$

m représente le nombre de modes pour la structure, avec $1 \leq m \leq k$

α_m : Facteur modificateur utilisé pour réguler l'impact relatif des différents modes inclus dans l'analyse. Il peut prendre des valeurs positives ou négatives.

Γ_m : Facteur de participation modale du mode m

M_i : Masse de l'étage i

Φ_{ij} : Valeur de forme du mode à l'étage i pour le mode j

$S_a(\zeta, T_j)$: Accélération spectrale pour une charge sismique donnée à la fréquence correspondant à la période T et à l'amortissement ζ pour le mode j .

En ce qui concerne les structures étudiées, elles exhibent une répartition régulière des masses et des rigidités ; leur comportement n'est pas affecté par les modes de vibration au-delà du premier mode. La distribution sélectionnée pour cette étude est la distribution uniforme.

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre, la méthode employée pour calculer le moment résistant d'une section en béton armé a été exposée. Il a été démontré que le moment résistant dépend des caractéristiques géométriques de la section, des propriétés mécaniques des matériaux qui la composent, ainsi que du type de sollicitation auquel elle est soumise (présence ou absence d'effort axial). Les équations proposées varient en fonction de la position de l'axe neutre, permettant de prendre en compte différents cas de figure.

Par la suite, une présentation succincte de la méthode pushover a été effectuée. Cette dernière est employée pour évaluer le comportement global des structures étudiées. Le chargement uniforme a été choisi pour l'analyse pushover. Les structures étudiées se caractérisent par une distribution régulière des masses et des rigidités, ce qui permet d'affirmer que les modes de vibration supérieurs n'ont pas d'influence significative sur la réponse des structures.

Chapitre 3

**Analyse statistique et
fiabilité structurelle**

3.1. Introduction

L'investigation rigoureuse des phénomènes, ancrée dans une démarche scientifique, requiert souvent la collecte méticuleuse de données expérimentales. Ces données, une fois recueillies, subissent un traitement approfondi et une analyse méticuleuse afin de développer des modèles mathématiques capables d'anticiper l'évolution du phénomène étudié. Au cœur de cette démarche, les statistiques occupent depuis longtemps une place cruciale. Ce chapitre se donne pour mission d'introduire divers concepts statistiques qui seront ultérieurement mobilisés, mettant en lumière des méthodes telles que l'analyse par régression et différents tests statistiques. En parallèle, nous explorerons l'aspect crucial de la fiabilité des structures, exposant ainsi les différentes méthodes disponibles. La méthode privilégiée dans cette étude, à savoir la méthode par surface de réponse, sera soumise à une discussion, accompagnée de la présentation de l'algorithme spécifique employé pour le calcul de la fiabilité des structures. Les concepts présentés dans ce chapitre trouvent leur synthèse dans des références notables du domaine, notamment [S2] pour la partie statistique et analyse par régression, et [L3] pour celle liée à la fiabilité des structures.

3.2. Mesure de tendance centrale et de dispersion

Lors de l'analyse des données recueillies, il est essentiel de synthétiser la série à l'aide de divers indicateurs tels que la moyenne arithmétique, la médiane et le mode. D'autre part, la mesure de la dispersion, englobant la variance et l'écart-type, permet d'évaluer la variabilité des données autour de la tendance centrale. La compréhension de ces mesures revêt une importance cruciale et constitue une étape fondamentale avant d'approfondir d'autres analyses statistiques.

3.2.1. Moyenne arithmétique

Souvent abrégée simplement comme la moyenne, elle est calculée pour un ensemble d'observations

$x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$. Elle est notée \bar{x} et définie comme :
$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N}$$

La moyenne est une fonction de l'ensemble des observations, cependant, elle présente l'inconvénient d'être sensible aux valeurs extrêmes [S2].

3.2.2. Médiane

La médiane est la valeur qui divise une série croissante en deux parties égales. Elle peut être définie comme la moyenne des valeurs du milieu de la distribution, surtout lorsque la série de données est paire [S14]. Contrairement à la moyenne, la médiane est peu sensible aux valeurs extrêmes. Pour une série de données classées par ordre croissant, la médiane est simplement la valeur centrale lorsque le nombre d'observations est impair, et la moyenne des deux valeurs centrales pour une série avec un nombre pair d'observations. Dans le cas de données groupées en classes, la médiane peut être obtenue par interpolation :

$$M_e = C_i + \left(\frac{\frac{N}{2} - \sum F_i}{f_i} \right) L \quad (3.1)$$

C_i : Borne inférieure de la classe médiane.

N : Effectif total

F_i : Effectif de la classe médiane

L : Longueur de la classe médiane.

Exemple

Soit une série de données : 1, 3, 3, 4, 6, 6, 6, 9, 11, 11, 14, 15, 17, 120.

Calculons la moyenne et la médiane pour cette série.

La moyenne de cette série est de $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{14} n_i}{N} = 16.14$

Pour calculer la médiane, étant donné une série de 14 valeurs, celle-ci sera équivalente à la moyenne des 7^{ème} et 8^{ème} valeurs de cette série. $M_c = \frac{6+9}{2} = 7.5$

En observant la moyenne, on constate que la dernière valeur a eu un impact significatif sur celle-ci, contrairement à la médiane qui n'a pas été influencée par cette valeur extrême.

3.2.3. Le mode

Le mode d'une distribution de données discrètes correspond à la valeur qui apparaît le plus fréquemment dans la série. Reprenons l'exemple précédent : le mode de la série est 6, car cette valeur se répète trois fois dans l'ensemble de la distribution.

3.2.4. L'étendue

L'étendue mesure la différence entre les valeurs extrêmes d'une distribution. Cependant, en tant qu'indicateur instable, elle offre peu d'informations sur la dispersion de la série. Dans l'exemple précédent, l'étendue serait de 119 (120 - 1).

3.2.5. Ecart type et variance

L'écart type, noté s , est un indicateur de la dispersion d'une distribution donnée.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{N}} \quad (3.2)$$

La variance, notée σ^2 , représente le carré de l'écart type. Cependant, que la dispersion soit déterminée par l'écart type ou la variance, elle ne fournit pas une indication précise de la portée de cette dispersion par rapport aux données récoltées. Ces paramètres offrent des informations sur une dispersion absolue des données. Par exemple, un écart de 20 N dans un chargement de 300 kN n'a pas le même impact que sur un chargement de 3 kN. Pour remédier à ce problème, la notion de dispersion relative peut être utilisée. Un paramètre couramment utilisé pour le calcul de la dispersion relative est le coefficient de variation, noté ici (Cov), qui représente le rapport entre l'écart type s et la moyenne \bar{x} . En reprenant l'exemple donné précédemment,

$$s = \sqrt{\frac{(1-16.14)^2 + (3-16.14)^2 + \dots + (120-16.14)^2}{14}} = 30,29 \text{ et Cov} = 187,6 \%$$

3.2.6. Quantiles

Tout comme la médiane, qui divise une série croissante en deux parties égales, les quartiles sont des valeurs (notées Q_1, Q_2, Q_3) qui segmentent cette série en quatre parties égales. Les quartiles sont souvent appelés premier, deuxième et troisième quartile, respectivement. Les déciles sont des valeurs (notées D_1, D_2, \dots, D_9) qui divisent la même série (organisée par ordre croissant) en dix parties égales. Par analogie, les pourcentiles sont des valeurs qui segmentent la série en cent parties égales. Dans l'ensemble, ces différentes valeurs (quartiles, déciles, centiles) permettant la division d'une série en parties égales sont appelées *les quantiles*.

3.3. Relation entre deux variables

3.3.1. Courbes d'ajustement

Les courbes d'ajustement sont des représentations graphiques qui permettent de modéliser la relation entre deux variables. Soit n valeurs issues d'observations de deux variables quelconque X et Y , on aura alors deux vecteurs :

$$X = (x_1 \ x_2 \ x_3 \ \dots \ x_n)$$

$$Y = (y_1 \ y_2 \ y_3 \ \dots \ y_n)$$

En représentant graphiquement les diverses valeurs des deux variables sur un repère orthonormé, on obtient ce que l'on nomme un nuage de points. Il peut arriver que l'on puisse tracer une courbe qui se rapproche du nuage de points, cette courbe est alors désignée comme une courbe d'ajustement. Lorsqu'il s'agit d'une droite, on conclut qu'il existe une relation linéaire entre les deux variables, tandis que si la courbe prend une forme autre qu'une droite, on parle alors de relation non-linéaire.

3.3.2. Equations des courbes d'ajustement

Les équations des courbes d'ajustement constituent une formalisation mathématique de la relation entre deux variables, telle qu'observée dans un ensemble de données. Lorsqu'on entreprend de déterminer la forme de l'équation reliant X et Y , on adopte généralement Y comme variable dépendante et X comme variable explicative. Une des formes les plus simples est celle d'une ligne droite :

$$Y = c_0 + c_1 X \tag{3.3}$$

Avec c_0 et c_1 représentant les différentes constantes à déterminer, cependant, si la relation est non linéaire, l'équation peut adopter une forme plus complexe en fonction de la nature particulière de la courbe d'ajustement.

$$Y = c_0 + c_1 X + c_2 X^2 \tag{3.4}$$

Lorsqu'une courbe en parabole n'est pas adaptée comme courbe d'ajustement, une alternative consiste à utiliser une forme de courbe dont le degré polynomial est supérieur à celui de la parabole. Un exemple de courbe d'ajustement de degré supérieur est la courbe cubique.

$$Y = c_0 + c_1 X + c_2 X^2 + c_3 X^3 \tag{3.5}$$

En utilisant une forme plus générale, on obtiendra la forme polynomiale d'ordre n suivante :

$$Y = c_0 + c_1X + c_2X^2 + \dots + c_nX^n \quad (3.6)$$

D'autres formes d'équations sont utilisées pour des courbes d'ajustement, parmi lesquelles :

Courbe logarithmique :

$$Y = c_0 \text{Ln}(X) + c_1 \quad (3.7)$$

Courbe exponentielle :

$$Y = c_0 c_1^X \quad (3.8)$$

Courbe puissance :

$$Y = c_0 X^{c_1} \quad (3.9)$$

Il existe d'autres formes d'ajustement telles que la courbe de Gompertz, la courbe logistique, etc. (voir [S14]).

3.3.3. Coefficient de corrélation linéaire

C'est une mesure statistique qui évalue la force et la direction d'une relation linéaire entre deux variables. Le coefficient de corrélation, noté r , permet de mesurer le niveau de linéarité entre deux variables aléatoires. Il est déterminé par :

$$r = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{s_x s_y} \quad (3.10)$$

S_x et S_y représentent respectivement les écarts types de X et Y . La valeur de r est comprise entre -1 et 1, où -1 indique une corrélation négative parfaite, 1 indique une corrélation positive parfaite, et 0 indique l'absence de corrélation linéaire.

Il est important de noter que le coefficient de corrélation mesure uniquement la linéarité d'une liaison entre deux variables. Il convient de le considérer uniquement dans des cas spécifiques où l'on a un nuage de points répartis de part et d'autre d'une tendance linéaire. Cependant, il est essentiel de prendre en compte sa sensibilité aux valeurs extrêmes. En raison de cette sensibilité, le coefficient de corrélation n'est pas considéré comme étant "robuste" [S2].

3.4. Théorie de la décision et hypothèse statistique

L'association de la théorie de la décision et des hypothèses statistiques constitue un socle structuré pour tirer des conclusions significatives à partir des données, en guidant les choix méthodologiques et en assurant la validité des résultats statistiques obtenus.

Il est essentiel de noter que le statisticien, lorsqu'il prend des décisions concernant une population en se basant sur un échantillon représentatif, doit évaluer la validité de ces décisions en établissant des hypothèses sur la population étudiée. Ces hypothèses, bien qu'étant susceptibles d'être vraies ou fausses, sont appelées hypothèses statistiques.

3.4.1. Hypothèse nulle (H_0) et hypothèse alternative (H_1)

Dans de nombreux cas, afin de déterminer si un résultat est susceptible d'être vrai, on formule une hypothèse statistique. Par exemple, si l'on souhaite établir s'il existe une différence entre deux processus de production, on émet l'hypothèse qu'il n'y a pas de différence entre les deux procédés. Une telle hypothèse est appelée *hypothèse nulle* et notée H_0 [S14]. Une hypothèse qui diffère de la première est appelée *hypothèse alternative* et notée H_1 .

Un test statistique permet de trancher entre ces hypothèses, mais il comporte un risque d'erreur. Si l'on rejette une hypothèse qui s'avère être vraie dans la réalité, on commet une erreur de première espèce. En revanche, si l'on accepte une hypothèse qui aurait dû être rejetée, on commet une erreur de deuxième espèce. Les tests sont donc établis de manière à minimiser ces erreurs, en fonction d'un seuil de signification déterminé.

3.4.2. Seuil de signification

Le seuil de signification, également connu sous le nom de niveau de significativité et noté α , constitue une mesure statistique essentielle dans les tests statistiques. Il représente le niveau de risque que nous sommes disposés à prendre en rejetant l'hypothèse nulle (H_0). Une valeur fréquemment adoptée pour α est 0.05, ce qui indique un seuil de 5%. En d'autres termes, si le résultat du test statistique suggère une probabilité d'obtenir un tel résultat par pur hasard inférieure à 5%, on peut alors justifier le rejet de l'hypothèse nulle.

3.4.3. Degré de liberté

Le degré de liberté est un concept fondamental en statistique, particulièrement lié aux tests de significativité. Il représente le nombre de valeurs indépendantes ou de choix qui peuvent être faits dans le processus statistique. En statistique, le degré de liberté, noté ν , est défini comme étant égal au nombre d'observations moins le nombre de paramètres.

3.4.4. Tests statistiques

3.4.4.1. Test du Khi-deux (χ^2)

Il existe plusieurs types de tests pour le Khi-deux (χ^2), les deux variantes les plus connues étant le test d'adéquation et le test d'indépendance. Dans le premier, on teste si les valeurs d'une variable aléatoire (observations) sont en adéquation avec les valeurs de la loi de probabilité théorique. Le second vérifie le niveau de dépendance de deux variables aléatoires. Concentrons-nous ici sur le test d'adéquation.

Soient n_1, n_2, \dots, n_k les observations de la variable aléatoire, et e_1, e_2, \dots, e_k les observations théoriques ou espérées, calculées suivant la loi de probabilité testée. N représente l'effectif total. La statistique du χ^2 est calculée comme suit :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} \quad (3.11)$$

Plus la valeur de χ^2 est grande, plus il y a une divergence entre les observations et la loi de distribution testée. L'hypothèse H_0 testée stipule que la variable aléatoire suit une loi de probabilité donnée. Si la valeur calculée de χ^2 est supérieure à une valeur critique, choisie suivant le niveau de signification, alors on rejette H_0 et on conserve l'hypothèse alternative H_1 . Cela indique que les données observées ne suivent pas la distribution spécifiée dans H_0 . En revanche, si la valeur calculée

de χ^2 ne dépasse pas le seuil critique, on ne rejette pas H_0 , suggérant que les données observées ne présentent pas une divergence suffisante pour remettre en question l'hypothèse nulle.

3.4.4.2. Test des variances de Fisher-Snedecor

Le test F est un terme utilisé pour désigner les tests statistiques dans lesquels la statistique du test suit une loi de Fisher. Ces tests sont employés dans divers contextes, tels que les tests d'un modèle de régression ou la comparaison entre les moyennes de plusieurs groupes. Une des variantes du test F est le test de variance de Fisher-Snedecor. Ce test est fréquemment utilisé pour comparer les variances entre deux groupes ou plus. Fondé sur une distribution suivant la loi de Fisher, il permet d'évaluer s'il existe une différence significative entre les variances des groupes. L'hypothèse nulle (H_0) généralement testée stipule qu'il n'y a pas de différence significative dans les variances des groupes, tandis que l'hypothèse alternative (H_1) suggère qu'au moins deux des variances diffèrent de manière significative.

Le calcul de la statistique F se fait comme suit, en supposant k groupes avec n_i la taille de l'échantillon du groupe i et N le nombre total d'observations, en utilisant les paramètres suivants :

SCB : Somme des carrés entre les groupes, représente la variation entre les différents groupes dans le cadre de la statistique F.

$$SCB = \sum_{i=1}^k \frac{n_i (\bar{X}_i - \bar{X})^2}{k-1} \quad (3.12)$$

\bar{X}_i : Moyenne du groupe i

\bar{X} : Moyenne globale

SCI : Somme des carrés à l'intérieur des groupes, mesure la variabilité des données au sein de chaque groupe défini dans le cas de la statistique F.

$$SCB = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (X_{ij} - \bar{X}_i)^2 \quad (3.13)$$

$$F = \frac{SCB / (k-1)}{SCI / (N-k)} \quad (3.14)$$

k - 1 : Degré de liberté pour la variance entre les groupes

N - k : Degré de liberté pour la variance à l'intérieur des groupes

3.4.4.3. Test de Student

Un test de Student englobe l'ensemble des tests statistiques qui suivent la distribution de Student. De nombreuses variantes existent pour ce test statistique, instauré en 1903 par William Gosset sous le pseudonyme de « Student », d'où son nom. Le test-t énonce les hypothèses suivantes concernant les échantillons testés : les données suivent une distribution normale et les variances des échantillons sont égales. Selon la nature des données analysées, plusieurs variantes du test-t sont disponibles :

- Test t indépendant bilatéral avec variances égales : Cette variante est employée pour comparer les moyennes de deux échantillons indépendants.
- Test t pour échantillons appariés : Cette variante est utilisée lorsqu'il existe une dépendance entre les échantillons testés.
- Test t pour un échantillon : Ce test est utilisé lorsque l'objectif est de tester un échantillon et de le comparer à une valeur connue.

Concernant la première variante du test t indépendant bilatéral avec variances égales, l'hypothèse nulle H_0 testée stipule qu'il n'y a pas de différence significative entre les deux échantillons. La statistique du test t dans ce cas est calculée en comparant les moyennes des deux échantillons, prenant en compte la taille des échantillons, la variance, et la corrélation entre les données.

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{v^* \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} \quad (3.15)$$

\bar{X}_1 et \bar{X}_2 : Représentent respectivement les moyennes des échantillons 1 et 2.

n_1 et n_2 : Taille respectives des échantillons 1 et 2.

v^* : Représente l'estimation de la variance commune

$$v^* = \frac{(n_1 - 1)v_1^2 + (n_2 - 1)v_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \quad (3.16)$$

v_1^2 et v_2^2 Représentent les variances respectives des échantillons 1 et 2

La statistique du test t suit une distribution de Student à n_1+n_2-2 degrés de liberté. D'autres variantes du test-t existent, telles que le test-t de Welch, qui suppose une inégalité entre les variances des échantillons testés. De plus, le test-t permet d'évaluer le caractère significatif des coefficients de régression, comme présenté en section 3.5.2.3.

3.5. Analyse par régression

3.5.1. Régression linéaire simple

En statistique, l'analyse par régression implique l'élaboration de formules permettant d'estimer une variable aléatoire, appelée variable dépendante, en utilisant les différentes variables corrélées à celle-ci, appelées variables explicatives.

Considérons deux variables aléatoires, x et y . Lorsque ces variables sont dépendantes et que l'on peut postuler que le phénomène aléatoire représenté par x peut être utilisé pour prédire celui représenté par y , on cherche une formule de prédiction de la variable y en fonction de la variable aléatoire x , de la forme $y = f(x)$ [S2]. La variable x est qualifiée de variable explicative, tandis que y est la variable dépendante. Pour n observations de la variable y , notées (x_i, y_i) , la méthode de régression linéaire simple vise à ajuster ces points afin d'obtenir une droite de la forme :

$$y^* = \beta_0 + \beta_1 x \quad (3.17)$$

La valeur prédite par le modèle, notée y^* , est déterminée afin d'obtenir le meilleur modèle possible en utilisant fréquemment la méthode des moindres carrés. Cette méthode permet d'obtenir les

constantes β_0 et β_1 , et le modèle est construit de manière à minimiser la somme des carrés des écarts entre les valeurs observées (y_i) et les valeurs prédites (y_i^*), c'est-à-dire à minimiser $\sum(y_i - y_i^*)^2$. La méthode élémentaire pour déterminer β_0 et β_1 est la suivante :

$$\sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \beta_0 - \beta_1 x_i)^2 = F(\beta_0, \beta_1) \tag{3.18}$$

Ce minimum est atteint lorsqu'on a : $\frac{\partial F}{\partial \beta_0} = \frac{\partial F}{\partial \beta_1} = 0$

$$\beta_1 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})(x_i - \bar{x})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})} = r \frac{s_x}{s_y} \tag{3.19}$$

$$y^* = \bar{y} + r \frac{s_x}{s_y} (x - \bar{x}) \tag{3.20}$$

Afin de démontrer la validité du modèle de régression, plusieurs tests statistiques sont disponibles pour évaluer la qualité de la régression : le test de Student pour vérifier le caractère significatif du coefficient de régression, le test de Fisher pour évaluer la significativité globale du modèle, et le test de normalité des résidus (test de Shapiro-Wilk).

3.5.2. Régression linéaire multiple

La régression linéaire multiple constitue une extension de la régression linéaire simple, permettant de modéliser la variation de la variable dépendante y en fonction de diverses variables explicatives. Considérons la variable dépendante y ($y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$) pour laquelle nous avons n observations, et le vecteur \mathbf{X} représentant différentes variables explicatives ($x_1, x_2, x_3, \dots, x_p$), supposées linéairement indépendantes. Le modèle théorique s'exprime comme suit :

$$y_i = \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \beta_2 x_{i2} + \dots + \beta_p x_{ip} + \varepsilon_i \tag{3.21}$$

Avec $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ représentant les coefficients de régression à déterminer et ε_i représentant les résidus de la régression, les hypothèses formulées pour la régression multiple sont les suivantes :

- Les résidus sont linéairement indépendants.
- La variance des résidus est constante, c'est-à-dire $\text{Var}(\varepsilon_i) = \sigma^2$.
- Les résidus suivent une loi normale.
- Il n'y a pas de colinéarité parfaite entre les variables explicatives.

En écriture matricielle on aura

$$\begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & \dots & x_{1p} \\ 1 & x_{21} & \dots & \cdot \\ \vdots & \cdot & \dots & \cdot \\ 1 & \cdot & \dots & \cdot \\ 1 & x_{n1} & \dots & x_{np} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_n \end{pmatrix} \tag{3.22}$$

$$\mathbf{y} = \beta \mathbf{X}$$

Les coefficients de régression sont estimés à l'aide de la méthode des moindres carrés, qui vise à minimiser la somme des carrés des résidus. Ainsi, on obtient :

$$\sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*)^2 \quad (3.23)$$

Les résidus sont définis comme la différence entre le modèle y^* et les observations y_i . L'équation (3.23) peut être formulée de la manière suivante :

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \dots + \beta_n x_{in})^2 \quad (3.24)$$

Rechercher le minimum de (3.18) revient à rechercher les solutions de :

$$\frac{\partial (\sum e_i^2)}{\partial \beta_j} = 0 \quad (3.25)$$

Les valeurs des coefficients de régression sont obtenues sous forme du vecteur b selon l'équation suivante :

$$b = (X^t X)^{-1} X^t y \quad (3.26)$$

3.5.2.1. Coefficient de détermination R^2

Le coefficient de détermination R^2 est utilisé pour évaluer la qualité de l'ajustement de y par y^* [S2]. Il facilite l'analyse de la variance de la régression.

$$R^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2 - \sum (y_i - y_i^*)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (3.27)$$

Un R^2 proche de 1 suggère un bon ajustement, indiquant que le modèle explique une grande partie de la variabilité de la variable dépendante. Cependant, il est important de l'interpréter avec prudence et de prendre en compte d'autres critères d'évaluation du modèle pour une analyse complète.

Une alternative consiste à utiliser les paramètres suivants :

SCE : Somme des carrés des résidus, un indicateur mesurant la variabilité expliquée par le modèle de régression. Il est calculé en prenant le carré des résidus, comme suit :

$$SCE = \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*)^2 \quad (3.28)$$

SCT : Somme totale des carrés, représente la variabilité totale de la variable dépendante. Ce paramètre est calculé par :

$$SCT = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (3.29)$$

SCR : Somme des carrés de la régression, représente la variabilité de la variable dépendante expliquée par le modèle de régression. Ce paramètre est calculé par :

$$SCR = \sum_{i=1}^n (y_i^* - \bar{y})^2 \quad (3.30)$$

Le coefficient de détermination est alors calculé comme :

$$R^2 = \frac{SCR}{SCT} \quad (3.31)$$

Dans le cas de l'analyse multiple, le coefficient de détermination R^2 ne prend pas en compte le nombre de variables explicatives (paramètres du modèle). Par conséquent, une modification a été

apportée pour obtenir le coefficient de détermination ajusté, celui-ci est calculé par la formule suivante :

$$\hat{R}^2 = 1 - \frac{(1 - R^2)(n - 1)}{n - p - 1} \quad (3.32)$$

n est le nombre d'observations,

p est le nombre de paramètres du modèle,

R^2 est le coefficient de détermination ordinaire.

Contrairement au coefficient R^2 , le R^2 ajusté a la particularité de diminuer lorsque des variables non significatives sont introduites, ce qui en fait un indicateur plus robuste dans le contexte de la complexité du modèle. En d'autres termes, le R^2 ajusté prend en compte la taille de l'échantillon et pénalise l'ajout de variables qui n'améliorent pas de manière significative la capacité prédictive du modèle.

En analyse de régression multiple, deux tests statistiques sont fréquemment employés : le test F, qui permet de vérifier la validité globale du modèle de régression, et le test de Student, appliqué individuellement aux coefficients de régression (β_i), afin d'évaluer la signification statistique de chacun de ces coefficients.

3.5.2.2. Test du caractère significatif du modèle

Il est courant de recourir au test F pour évaluer un modèle de régression multiple. L'hypothèse testée est la suivante :

$$H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_p = 0$$

La statistique est calculée de la manière suivante :

$$F(p; n - p - 1) = \frac{\frac{SCE}{p}}{\frac{SCT}{n - p - 1}} \quad (3.33)$$

Cette statistique suit une loi de Fisher avec p et $n - p - 1$ degrés de liberté. Si la valeur du test est significativement élevée et que la p -valeur est significativement faible (en dessous du seuil de signification souhaité), alors le modèle contribue de manière significative à expliquer la variabilité de la variable dépendante. Le tableau d'analyse de la variance est présenté comme suit :

Tableau 3.1. Analyse de la variance d'un modèle de régression

Source	DDL	Somme des carrés	Moyenne des carrés	des	F	p valeur
Modèle	p	SCR	SCE / p		Eq. 3.27	$P(F(p; n - p - 1))$
Erreur	$n - p - 1$	SCE	$SCT / n - p - 1$			
Total	$n - 1$	SCT				

3.5.2.3. Test du caractère significatif des coefficients de régression

En analyse de régression multiple, l'évaluation de la signification de l'ensemble des coefficients de régression représente une étape cruciale. Cette évaluation vise à tester l'hypothèse nulle $H_0: \beta_i = 0$ pour chaque coefficient β_i associé à une variable explicative.

Soit b_i le coefficient de régression empirique. On sait que $V(b_i) = \sigma^2[(X^T X)^{-1}]_{ii}$ ou $[(X^T X)^{-1}]_{ii}$ est le terme (j, j) de la matrice $(X^T X)$ [S2]

$$t_{n-p-1} = \frac{b_j - \beta_j}{\sqrt{\sum (y_i - y_i^*)^2 \left[(X^t X)^{-1} \right]_{j,j}}} \sqrt{n-p-1} \quad (3.34)$$

La statistique suit une distribution t de Student avec $n-p-1$ degrés de liberté, où n est le nombre d'observations et p est le nombre de variables explicatives. Le dénominateur représente l'erreur standard du coefficient de régression. Si la valeur du test est suffisamment élevée ($t > t_{crit}$), on rejette l'hypothèse nulle (H_0), maintenant la variable X_j est considérée comme significative dans le modèle de régression.

3.5.2.4. Etude des résidus et observations influentes

L'analyse des résidus et des observations influentes revêt une importance capitale dans l'amélioration du modèle en ajustant les données, et elle sert à repérer d'éventuelles observations aberrantes. Elle constitue également le moyen exclusif de vérifier les hypothèses du modèle, notamment la normalité de la distribution des résidus et la constance de leur variance.

En dénotant par h_i le $i^{\text{ème}}$ terme du projecteur $X(X^T X)^{-1} X^t$, il représente le levier de l'observation i , mesurant ainsi son influence sur la valeur prédite elle-même. Les "Résidus Studentisés" sont utilisés pour évaluer si une observation exerce une influence disproportionnée sur le modèle. Cette mesure est déterminée pour chaque observation par :

$$t_i = \frac{(y_i - y_i^*)}{\sigma \sqrt{1 - h_i}} \quad (3.35)$$

L'écart type des résidus, noté σ , représente la dispersion des résidus dans le modèle de régression. Les résidus Studentisés, quant à eux, devraient généralement avoir une valeur absolue inférieure à 2 [S2]. Une valeur au-delà de cette limite peut suggérer la présence d'une observation aberrante. Un autre indicateur clé est la quantité PRESS (Predicted Residual Error Sum of Squares), qui mesure la somme des erreurs quadratiques de prédiction pour chaque observation exclue successivement du modèle. Cette approche évalue la capacité du modèle à généraliser à de nouvelles données tout en tenant compte de l'influence spécifique de chaque observation. En d'autres termes, la quantité PRESS offre un aperçu de la performance du modèle lorsque chaque point de données est exclu individuellement.

$$\text{PRESS} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{y_i - y_i^*}{1 - h_i} \right)^2 \quad (3.36)$$

La distance de Cook est une mesure fréquemment employée pour évaluer l'influence des observations individuelles sur les résultats d'une régression multiple. Cette métrique évalue l'impact d'une observation spécifique sur les paramètres du modèle lorsqu'elle est exclue de celui-ci. Pour une observation i , la distance de Cook est donnée par :

$$D_i = \frac{\sum_{j=1}^n (y_j^* - y_{(-i)}^*)^2}{p \hat{\sigma}^2} \quad (3.37)$$

$\hat{\sigma}^2$: Estimation de la variance résiduelle du modèle

$y_{(-i)}$: Valeur prédite en excluant la $i^{\text{ème}}$ observation

p : Nombre de paramètres du modèle

Une distance D , supérieure à 1 indique généralement une influence anormale [C9]. Une autre valeur seuil couramment utilisée est $4/(n-p-1)$, où n représente le nombre d'observations et p le degré de liberté [R3].

3.6. Introduction à la fiabilité des structures

Pendant longtemps, les codes de calcul se sont limités à des méthodes basées sur des calculs mécaniques simples, visant à assurer que la résistance de la structure soit supérieure aux diverses sollicitations auxquelles elle pourrait être soumise. Dans cette approche dénommée "déterministe", tous les paramètres représentant les résistances et les sollicitations sont fixés à des valeurs déterminées. Cependant, les informations relatives aux diverses résistances des éléments constitutifs de la structure, ainsi que les charges qui la sollicitent, comportent de nombreuses incertitudes. Pour prendre en compte ces incertitudes, des coefficients de sécurité sont souvent utilisés, consistant à surestimer les sollicitations et à sous-estimer les résistances. Cette méthode traditionnelle conduit fréquemment à un surdimensionnement potentiellement coûteux et non nécessaire.

Dans la démarche fiabiliste, en contraste avec l'approche déterministe, les différents paramètres de dimensionnement sont modélisés en tant que variables aléatoires. Cette approche plus avancée permet de prendre en considération de manière plus précise les incertitudes associées aux résistances et aux sollicitations, offrant ainsi une meilleure estimation de la sécurité structurale sans le surdimensionnement excessif souvent observé dans les méthodes déterministes.

3.6.1. Définitions

De nombreuses définitions ont été avancées pour décrire la fiabilité, dont deux exemples significatifs sont les suivants :

1. « Probabilité pour qu'une pièce primaire, un dispositif ou un équipement complet soit utilisé sans défaillance pendant une période de temps déterminée, dans des conditions opérationnelles spécifiées. » [E5]
2. « La fiabilité est une caractéristique d'un dispositif exprimée par la probabilité qu'il accomplisse une fonction requise dans des conditions données, pendant un temps donné » [A5]

À partir de cette définition, quatre caractéristiques fondamentales de la fiabilité peuvent être déduites :

- Probabilité
- Accomplissement d'une fonction
- Conditions données
- Durée donnée

La notion de probabilité est associée à la fréquence d'un événement, représentée par le nombre de situations favorables sur le nombre total de situations possibles.

En ingénierie civile, l'accomplissement d'une fonction pourrait signifier, par exemple, qu'une structure doit être capable de supporter l'ensemble des charges et surcharges sans subir d'effondrement.

Les conditions données peuvent se référer aux différentes contraintes auxquelles la structure est soumise, ainsi qu'aux conditions d'appui de la structure.

Quant à la durée donnée, elle peut être interprétée de deux manières : d'abord, la durée de construction de la structure, puis, d'un autre point de vue, la durée d'exploitation de la structure.

3.6.2. Variables de base

L'une des principales difficultés rencontrées en analyse fiabiliste réside dans le choix des paramètres incertains, désignés comme variables de base, qui jouent un rôle significatif dans la défaillance potentielle de la structure, ainsi que dans la quantification de leur variabilité [D11].

Ces variables revêtent une importance cruciale pour évaluer la fiabilité d'un système ou d'une structure spécifique. Elles englobent des paramètres tels que les résistances des matériaux, les charges appliquées, et d'autres facteurs qui influent sur la performance de la structure.

L'identification précise et la modélisation adéquate de ces variables sont des éléments essentiels pour une analyse fiabiliste. Cette étape permet de représenter de manière fiable les incertitudes inhérentes aux matériaux, aux procédés de construction, ainsi qu'aux conditions opérationnelles, contribuant ainsi à une évaluation plus précise de la fiabilité structurelle.

3.6.3- Fonction de densité de probabilité et fonction de répartition

Une variable aléatoire, notée X , est définie comme une application de l'espace des échantillons (Ω) dans l'ensemble des nombres réels (\mathbb{R}). Les valeurs prises par cette application représentent les résultats d'une expérience aléatoire. Pour modéliser l'incertitude inhérente à cette expérience, une fonction mathématique peut être employée pour préciser les différentes issues possibles pour X en associant des probabilités à leur réalisation. Cette approche permet de quantifier de manière formelle les chances relatives de chaque résultat, fournissant ainsi une base rigoureuse pour la représentation et l'analyse des phénomènes aléatoires.

La fonction de répartition F_X d'une variable aléatoire, quantifie la probabilité que la variable aléatoire soit inférieure ou égale à une valeur donnée x . Elle représente l'accumulation de probabilités jusqu'à cette valeur. Elle est définie comme une application telle que :

$$F_X(x) = P(X \leq x) \quad (3.38)$$

La fonction de répartition présente les caractéristiques suivantes :

- F_X est monotone et croissante.
- F_X est continue à droite.
- F_X tend vers 0 lorsque x tend vers $-\infty$ et tend vers 1 lorsque x tend vers $+\infty$.

Pour une variable aléatoire continue, elle est associée à une fonction de densité de probabilité f_X définie par :

$$f_X(x) = P(x \leq X \leq x + dx) \quad (3.39)$$

La fonction de densité de probabilité f_X est une fonction qui décrit la distribution des probabilités associées à une variable aléatoire continue. Elle permet de quantifier la probabilité que la variable aléatoire prenne une valeur spécifique dans un intervalle donné. Cette fonction est essentielle pour comprendre la forme et les caractéristiques de la distribution de la variable aléatoire continue. Elle possède les propriétés suivantes :

- $f(x) \geq 0$
- $\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1$

3.6.4. Fonction d'état limite

La fonction d'état limite est définie comme une expression mathématique représentant l'équilibre entre les sollicitations et la résistance d'une structure ou d'un matériau. En fiabilité des structures, elle est fréquemment utilisée pour déterminer la probabilité de ruine d'une structure. Aussi appelée fonction de performance et notée $G(X)$, son intersection avec l'hyperplan des variables définit la frontière entre le domaine de sécurité (D_s) et le domaine de ruine (D_f). Conformément à la convention, on établit le domaine de sûreté (D_s) et le domaine de ruine (D_f) de \mathbb{R}^K de la manière suivante :

$$D_s = \{ \{X\} \in \mathbb{R}^K, G(\{X\}) > 0 \} \quad (3.40)$$

$$D_f = \{ \{X\} \in \mathbb{R}^K, G(\{X\}) \leq 0 \} \quad (3.41)$$

La courbe représentant $G(x) = 0$ est appelée courbe d'état limite, comme illustré dans la Figure 3.1. Dans un contexte plus général, la fonction d'état limite peut se présenter sous la forme $G = R - S$, où R est une variable aléatoire représentant la résistance et S est une variable aléatoire représentant la sollicitation.

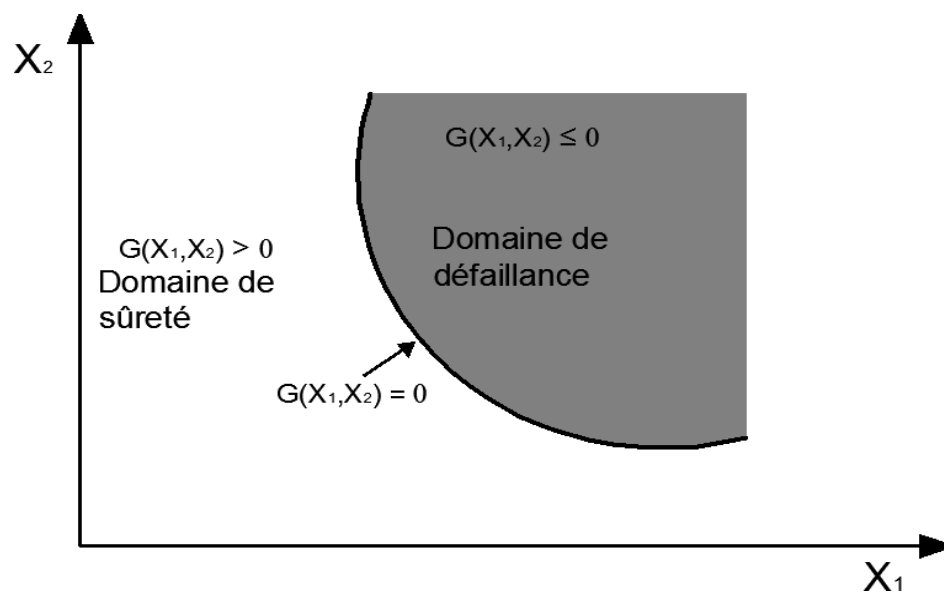


Figure 3.1 : Schématisation de la courbe d'état limite dans le cas de deux variables aléatoires.

3.6.5. Probabilité de défaillance

Dans le cadre général où la fonction de performance est définie par la soustraction entre la résistance (R) et la sollicitation (S), le scénario de défaillance correspond à la situation où la sollicitation excède la résistance. La mesure de la défaillance est alors exprimée par la probabilité associée à l'événement $\{R - S \leq 0\}$, soit :

$$P_f = Prob(\{G(X) \leq 0\}) \quad (3.42)$$

Le scénario inverse serait celui où la résistance est supérieure à la sollicitation $\{R - S > 0\}$. On définit alors la fiabilité comme le complément de la probabilité de défaillance :

$$P_R = 1 - P_f \quad (3.43)$$

$$P_R = Prob(\{G(X) > 0\}) \quad (3.44)$$

La fiabilité utilise comme mesure l'estimation d'une probabilité. Le niveau de risque acceptable dépendra de plusieurs facteurs, et le Tableau 3.2 est fréquemment cité dans les documents relatifs aux constructions civiles.

Tableau 3.2. Ordre de grandeur de probabilités cibles en construction [L3].

N ^b moyen de personnes mises en danger	Conséquences économiques		
	Sans gravité	Graves	Très graves
Petit (< 0.1)	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}
Moyen	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
Grand (> 10)	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

3.6.6- Indice de fiabilité

L'indice de fiabilité, souvent noté β , constitue une mesure utilisée en fiabilité des structures pour évaluer la sécurité d'un système, prenant en considération les incertitudes liées aux charges, aux matériaux et à d'autres variables influençant le comportement structurel. Divers types d'indices de fiabilité sont répertoriés dans la littérature. Certains des premiers développements peuvent être attribués à des chercheurs tels que Rjanitzyne en 1950 en Union soviétique, dont les travaux ont jeté les bases de la théorie de la fiabilité structurelle. En 1970, Cornell a joué un rôle significatif dans la formalisation et la promotion de concepts clés liés à la fiabilité structurelle [L3]. D'autres indices ont été proposés par la suite, tels que l'indice de Hasofer et Lind en 1974 ainsi que l'indice généralisé de Ditlevsen en 1979. Les indices de Rjanitzyne-Cornell et celui de Hasofer et Lind sont les plus utilisés en fiabilité des structures.

3.6.6.1. Indice de Rjanitzyne-Cornell

L'indice de fiabilité mesure la distance entre la médiane de la fonction de performance et la courbe limite de défaillance. Il est généralement exprimé comme l'inverse du coefficient de variation de la

variable de marge (Z), où Z représente la différence entre la résistance (R) et la sollicitation (S). Cet indice est obtenu à partir de la moyenne (m_z) et de l'écart type (σ_z) de la variable de marge.

$$\beta_c = \frac{m_z}{\sigma_z} \quad (3.45)$$

β_c est une grandeur adimensionnelle exprimée par la distance entre la valeur moyenne m_z et la surface de rupture ($Z=0$). La Figure 3.2 illustre que cet indice représente le nombre d'écart types nécessaires pour s'éloigner de la moyenne m_z en direction de l'état limite ($Z=0$).

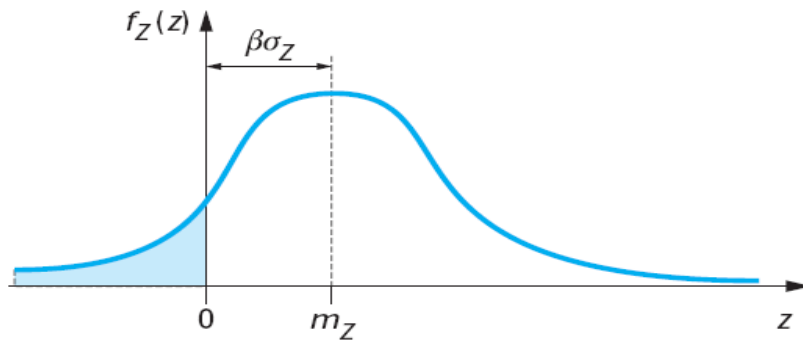


Figure 3.2. Représentation de l'indice de Cornell [L3]

Considérons un cas simple où nous avons une fonction d'état limite linéaire comportant deux variables, une résistance (R) et une sollicitation (S). La variable de marge (Z) est définie comme la différence entre la résistance et la sollicitation :

$$Z = R - S \quad (3.46)$$

La moyenne et l'écart-type de Z , qui représente la différence entre deux variables aléatoires normales indépendantes, sont obtenus grâce à la propriété de la somme de variables aléatoires normales.

$$\begin{aligned} m_z &= m_R - m_S \\ \sigma_z &= \sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2} \end{aligned} \Rightarrow \beta_c = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2}} \quad (3.47)$$

Où : m_R et m_S sont les moyennes respectives de la résistance (R) et de la sollicitation (S), et σ_R et σ_S représentent leurs écarts types respectifs.

En cas de corrélation entre les variables, il est important de noter que :

$$\sigma_z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \operatorname{cov}[R, S] \quad (3.48)$$

Si les variables R et S suivent des distributions gaussiennes, la variable Z est également gaussienne, et la probabilité de défaillance est donnée par :

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz = \frac{1}{\sigma_z \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^0 \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{z - m_z}{\sigma_z}\right)^2\right) dz \quad (3.49)$$

Et, en posant : $u = \frac{x - m_x}{\sigma_x}$

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\beta_i} \exp\left(\frac{-u^2}{2}\right) du = \Phi(-\beta_i) \quad (3.50)$$

Où : Φ représente la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. La transformation $z \rightarrow u$ introduit la variable u , qui suit une distribution gaussienne avec une moyenne nulle et un écart type unitaire ($\sigma = 1$).

La validité de l'indice de Rjanitzyne et Cornell est strictement limitée aux cas d'états limites linéaires et en présence de variables gaussiennes [L3]. Pour dépasser cette limitation, l'indice de Hasofer-Lind peut être utilisé comme une alternative.

3.6.6.2. Indice de Hasofer-Lind

Dans le cadre de cette étude, l'analyse fiabiliste des structures auto-stables sera abordée dans le chapitre 5. L'indice de Hasofer-Lind sera utilisé en raison de sa capacité à résoudre le problème lié à la non-invariance. Hasofer et Lind ont proposé une approche consistant à effectuer un changement de variables physiques dans l'espace des variables gaussiennes centrées et réduites, qui sont statistiquement indépendantes.

$$X_i \rightarrow U_i \text{ vecteur gaussien } \mathcal{N}(0,1), \mu_{U_i} = 0, \sigma_{U_i} = 1, \rho_{ij} = 0, \forall i, \forall j \quad (3.51)$$

La transformation de l'espace physique à l'espace normé s'opère selon le processus suivant :

$$u = \frac{x - m_x}{\sigma_x} \quad (3.52)$$

Cette transformation a pour objectif de maintenir la linéarité de l'état limite. Lorsqu'il s'agit de variables non corrélées suivant une loi quelconque, le principe de cette transformation réside dans l'établissement de l'égalité des fonctions de répartition :

$$\Phi(u) = F_X(x) \Rightarrow x \rightarrow u = \Phi^{-1}(F_X(x)) \quad (3.53)$$

3.6.7. Définition de l'indice de fiabilité exacte et invariant

L'indice de fiabilité, désigné par β_{HL} , est une métrique de la fiabilité qui fournit une estimation de la probabilité de défaillance. Il se caractérise par la distance euclidienne entre l'origine de l'espace normalisé et la surface de l'état limite, symbolisée par la distance entre l'origine O et le point p^* . Cette mesure est obtenue en résolvant le problème de minimisation suivant :

$$\beta_{HL} = \|u^*\| \quad (3.54)$$

$$\beta_{HL} = \min_{g\{x_i(u_j)\} \leq 0} \sqrt{\{u\}^T \{u\}} \quad (3.55)$$

Sous contrainte $g(X) \leq 0$

P^* représente le point de défaillance le plus probable, étant le point de l'espace normalisé qui réalise cette minimisation. L'indice β_{HL} est considéré comme positif si le point d'origine réside dans le domaine de sûreté, sinon il est négatif.

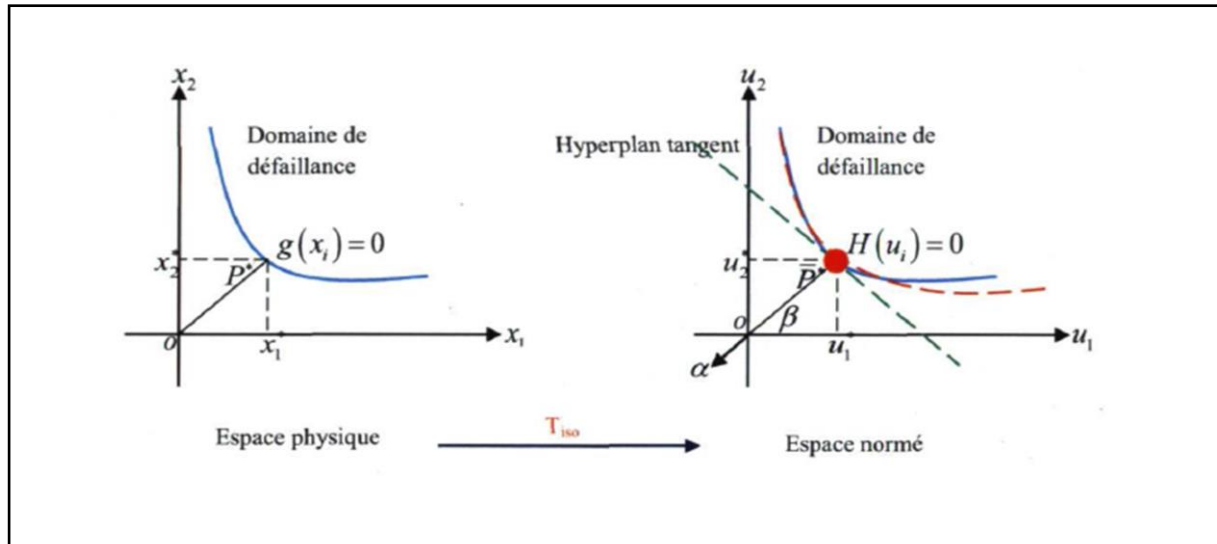


Figure 3.3. Représentation du Point de conception [L3]

Le point P^* est proportionnel au vecteur unitaire α^* , qui est le vecteur des cosinus directeurs normal à la surface de défaillance en u^* , formulé comme suit :

$$u^* = \beta_{HL} \cdot \alpha^* \tag{3.56}$$

Le point u^* est déterminé comme la limite d'une séquence $u^{(1)}, u^{(2)}, \dots, u^{(m)}, \dots$. Le vecteur unitaire normal à la surface de défaillance définie par $H(u)$ au point $u^{(m)}$ est noté $a^{(m)}$. Le vecteur $a^{(m)}$ est parallèle au vecteur gradient en $u^{(m)}$ et est dirigé vers le domaine de défaillance :

$$\alpha^{(m)} = - \frac{\nabla H(u^{(m)})}{\|\nabla H(u^{(m)})\|} \tag{3.57}$$

3.7. Recherche du point de conception

3.7.1. Détermination

Le point de conception, également appelé point de défaillance le plus probable, est situé sur la surface de l'état limite où la densité de probabilité de U est maximale. Il est également défini comme le point de la surface d'état limite le plus proche de l'origine :

$$\beta_{HL} = \min_{g\{x_i(u_j)\} \leq 0} \sqrt{\{u\}^T \{u\}} \tag{3.58}$$

Sous contrainte $H(u) \leq 0$

Dans cette étude, le problème de minimisation sous contraintes sera résolu en utilisant l'algorithme de Rackwitz-Fiessler. Cet algorithme constitue une adaptation d'une méthode d'optimisation de premier ordre au problème de recherche du point de conception.

3.7.2. Algorithmes d'optimisation de Rackwitz-Fiessler pour la détermination de β_{HL}

Il existe divers algorithmes pour résoudre les problèmes d'optimisation, cependant, dans la pratique, l'algorithme de Rackwitz-Fiessler est souvent privilégié en raison de sa simplicité et de ses performances robustes. L'algorithme Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HL-RF) représente une adaptation d'un algorithme d'optimisation de premier ordre spécifiquement conçu pour le problème de recherche du point de conception.

Cet algorithme est particulièrement efficace pour minimiser la distance entre le point courant et la surface de l'état limite, contribuant ainsi au calcul de l'indice de fiabilité dans le domaine de la fiabilité structurelle, notamment dans le cadre de la méthode FORM.

Comparé à l'algorithme de Hasofer-Lind, l'algorithme HL-RF présente une amélioration significative. Alors que l'algorithme de Hasofer-Lind suppose que les variables de base sont gaussiennes et non corrélées, l'algorithme HL-RF est plus général et ne comporte aucune restriction concernant ces variables de base. Cela le rend applicable à un éventail plus large de situations. L'algorithme spécifique utilisé dans ce contexte est décrit dans [L3].

Les hypothèses considérées dans l'algorithme sont les suivantes :

- ✓ La fonction d'état limite H admet un gradient au point de coordonnée u .
- ✓ Le gradient $\nabla H(u)$ est non nul en tout point de l'hyper-surface d'état limite.

Pour déterminer le point de conception, on se place dans l'espace normé en un point $P^{(k)}$ de coordonnée $\{u\}^{(k)}$, point origine de l'itération (k). Ce point n'appartient pas nécessairement à la contrainte, et $H(u)$ peut être différent de zéro. Le développement en série de Taylor de la fonction d'état limite $H(u)$ autour du point $P^{(k)}$ donne :

$$H(u) = H(u^{(k)}) + \langle \nabla H(u) \rangle_{u^{(k)}} \left(\{u\} - \{u\}^{(k)} \right) + O\left(\{u\} - \{u\}^{(k)} \right)^2 \quad (3.59)$$

L'équation de l'hyper-plan tangent à $H(u)$ en $\{u\}^{(k)}$:

$$\langle \nabla H(u) \rangle_{u^{(k)}} \{u\} + c = 0 \quad (3.60)$$

Avec $\nabla H(u^{(k)})$ le gradient de $H(u)$ au point $P^{(k)}$. On définit alors $P^{(k+1)}$ par :

$$H(u^{(k+1)}) = H(u^{(k)}) + \langle \nabla H(u) \rangle_{u^{(k)}} \left(\{u\}^{(k+1)} - \{u\}^{(k)} \right) = 0 \quad (3.61)$$

En divisant l'équation par la norme $\|\nabla H(u^{(k)})\|$ et en introduisant les cosinus directeurs de H en $P^{(k)}$ on obtient :

$$\frac{H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}} + \langle \alpha \rangle^{(k)} \left(\{u\}^{(k+1)} - \{u\}^{(k)} \right) = 0 \quad (3.62)$$

Il vient :

$$\langle u \rangle^{(k+1)} \{ \alpha \}^{(k)} = \langle u \rangle^{(k)} \{ \alpha \}^{(k)} - \frac{H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}} \quad (3.63)$$

Avec $\alpha^{(k)} = \frac{\nabla H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}}$ le vecteur des cosinus directeurs (ou le vecteur du gradient normalisé) de H en $P^{(k)}$.

A la limite quand $k \rightarrow \infty$ $d(u^{(k)}) = \beta$ et $\{u\} = -\beta\{a\}$ si l'algorithme est convergent. A l'itération (k) , posons :

$$\{u\}^{(k+1)} = -\beta^{(k)} \cdot \{ \alpha \}^{(k)} \Rightarrow \beta^{(k)} = -\langle u \rangle^{(k+1)} \cdot \{ \alpha \}^{(k)} \quad (3.64)$$

Ce qui conduit à la relation itérative donnant l'indice de fiabilité :

$$\beta^{(k)} = -\langle u \rangle^{(k)} \{ \alpha \}^{(k)} + \frac{H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}} \quad (3.65)$$

L'algorithme de recherche de l'indice de fiabilité s'arrête lorsque la norme $\|\{u\}^{(k+1)} - \{u\}^{(k)}\| \leq \varepsilon$.

Et $\{u\}^{(k+1)}$, est déduit en remplaçant l'équation (3.65) dans (3.64) par :

$$\{u\}^{(k)} = \left(\langle u \rangle^{(k)} \{ \alpha \}^{(k)} \right) \{ \alpha \}^{(k)} - \frac{H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}} \{ \alpha \}^{(k)} \quad (3.66)$$

Résumé de l'Algorithme Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HL-RF) :

L'algorithme HL-RF peut être décrit par les étapes suivantes :

1. **Initialisation** : Choisir un point de départ noté $\{u\}^{(0)}$.
2. **Évaluation de la fonction d'état-limite** : Calculer $H(u^{(k)})$, la fonction d'état-limite au point actuel.
3. **Calcul du gradient et direction de descente** : Déterminer le gradient de l'état-limite $\{\nabla H(u)\}^{(k)}$ et sa norme $\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}$. Ensuite, calculer le vecteur de direction $\{a\}^{(k)}$ selon la formule : $a^{(k)} = \frac{\nabla H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u)\|_{u^{(k)}}}$
4. **Calcul de l'indice de fiabilité** : Estimer l'indice de fiabilité $\beta(k)$ pour l'itération actuelle.
5. **Mise à jour des coordonnées** : Calculer le point pour la prochaine itération $\{u\}^{(k+1)}$.
6. **Test de convergence** : Vérifier la convergence en utilisant un critère préétabli (par exemple, $\|\{u\}^{(k+1)} - \{u\}^{(k)}\| \leq \varepsilon$). Si le critère est satisfait, arrêter l'algorithme. Sinon, incrémenter k ($k = k + 1$) et retourner à l'étape 2.

Organigramme de Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HL-RF) :

L'organigramme de Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HL-RF), est décrit ci-dessous :

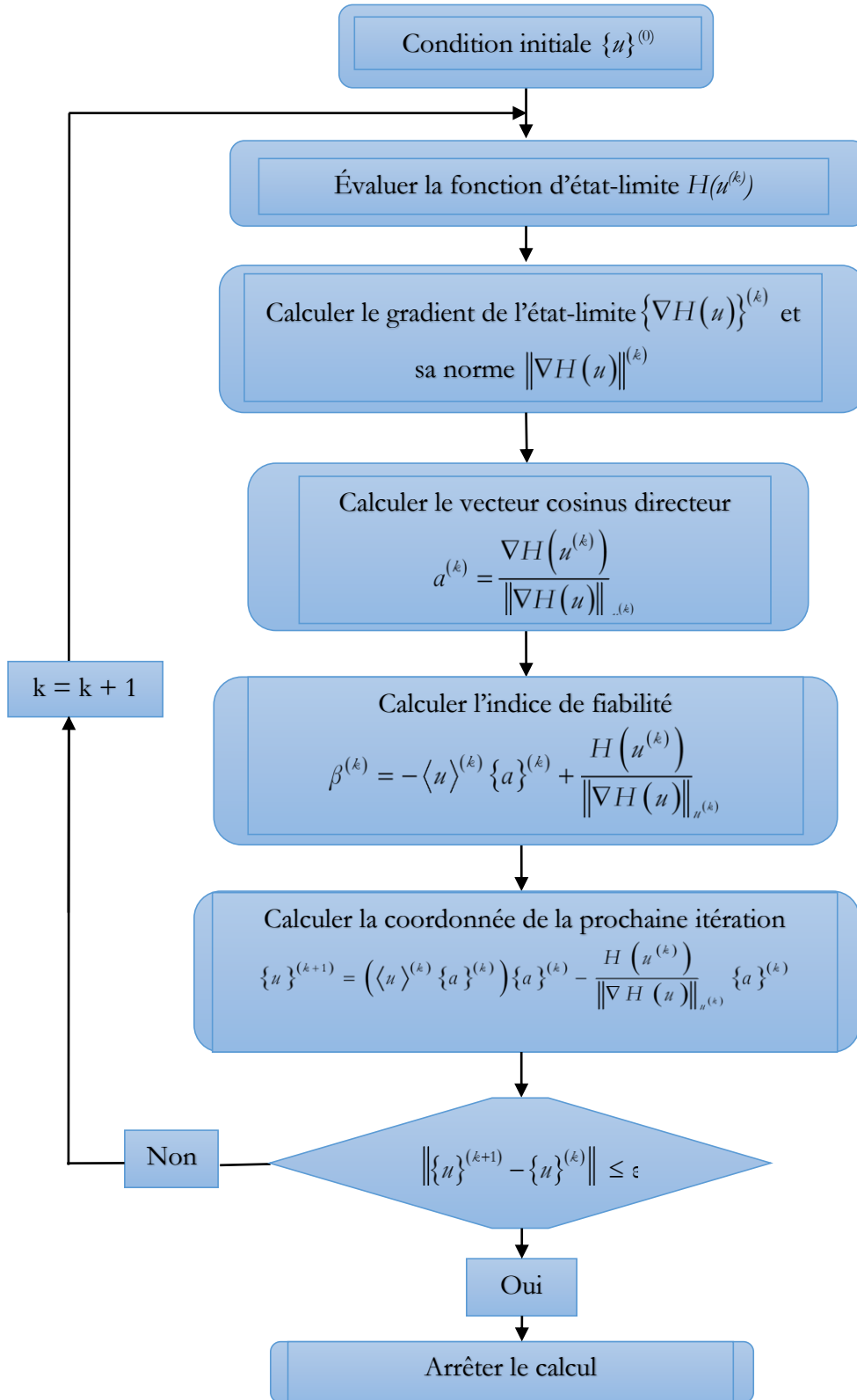


Figure 3.4. Organigramme d'Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HL-RF) [B6]

3.8. Couplage mécano-fiabiliste

Les méthodes fiabilistes sont conçues pour calculer la probabilité d'occurrence d'un mode de défaillance spécifique. Elles partent du principe que la fonction de performance, reflétant le comportement mécanique du système, est définie. Cependant, dans de nombreux problèmes mécaniques, l'expression analytique de cette fonction de performance en fonction des variables aléatoires n'est souvent pas explicitée. Pour remédier à cette limitation, il est essentiel d'intégrer les modèles mécaniques aux modèles fiabilistes. Cette intégration est désignée par le terme « couplage mécano-fiabiliste ».

Dans ce cadre, les rôles principaux du modèle mécanique sont d'évaluer la fonction de performance et de calculer les gradients nécessaires. Parallèlement, les modèles fiabilistes se concentrent sur l'estimation de l'indice de fiabilité et sur le calcul de la probabilité de défaillance du modèle mécanique en question. Cette approche conjointe permet une analyse plus robuste et complète, en tenant compte à la fois des aspects mécaniques et des incertitudes inhérentes au processus d'évaluation de la fiabilité.

Pour mettre en œuvre ce couplage mécano-fiabiliste, il existe trois méthodes principales de pilotage, comme indiqué dans la référence [L3] :

Couplage Direct : Dans cette approche, le code fiabiliste sollicite directement le code élément fini à chaque fois qu'il est nécessaire de calculer $G(X_i)$. Cette méthode permet une interaction étroite entre les deux codes, garantissant une évaluation précise de la fonction de performance à chaque itération.

Couplage par Surface de Réponse : Cette méthode repose sur l'utilisation d'un plan d'expériences numériques pour établir une approximation explicite de la fonction de performance $G(X_i)$. Elle vise à construire une surface de réponse qui modélise la relation entre les entrées et la sortie de manière simplifiée, facilitant ainsi les calculs fiabilistes.

Couplage par Optimisation : Dans cette méthode, le calcul de l'indice de fiabilité β est traité comme un problème d'optimisation. Ce problème est résolu en utilisant les procédures d'optimisation intégrées dans le code élément fini. Cette approche permet d'exploiter les capacités avancées d'optimisation des codes élément fini pour une évaluation efficace de la fiabilité.

Chacune de ces méthodes de couplage mécano-fiabiliste offre des avantages et des inconvénients spécifiques. Le choix de la méthode la plus appropriée dépend grandement des exigences uniques du problème à étudier ainsi que des ressources disponibles. Pour les besoins de cette étude en particulier, nous opterons pour le couplage par surface de réponse.

3.9. Méthode par surface de réponse

Dans la méthode par surface de réponse, l'état limite d'un système est modélisé par une surface, communément appelée "surface de réponse". L'objectif principal est de substituer la fonction d'état limite, qui décrit la défaillance de la structure mais n'est pas disponible sous une forme explicite dans l'espace des variables physiques $g(x)$ ou normées $H(u)$, par une fonction explicite équivalente. Cette substitution permet l'application des différentes méthodes d'analyse de la fiabilité.

Concrètement, cette fonction explicite équivalente est obtenue en utilisant des techniques statistiques ou d'approximation pour modéliser la relation entre les variables d'entrée et la sortie

(l'état limite). Par cette modélisation, la complexité de la fonction d'état limite originale est réduite, rendant ainsi les analyses de fiabilité plus gérables et moins coûteuses en termes de calculs. Cette approche est particulièrement utile dans les situations où la fonction d'état limite est fortement non-linéaire ou implique des simulations numériques complexes.

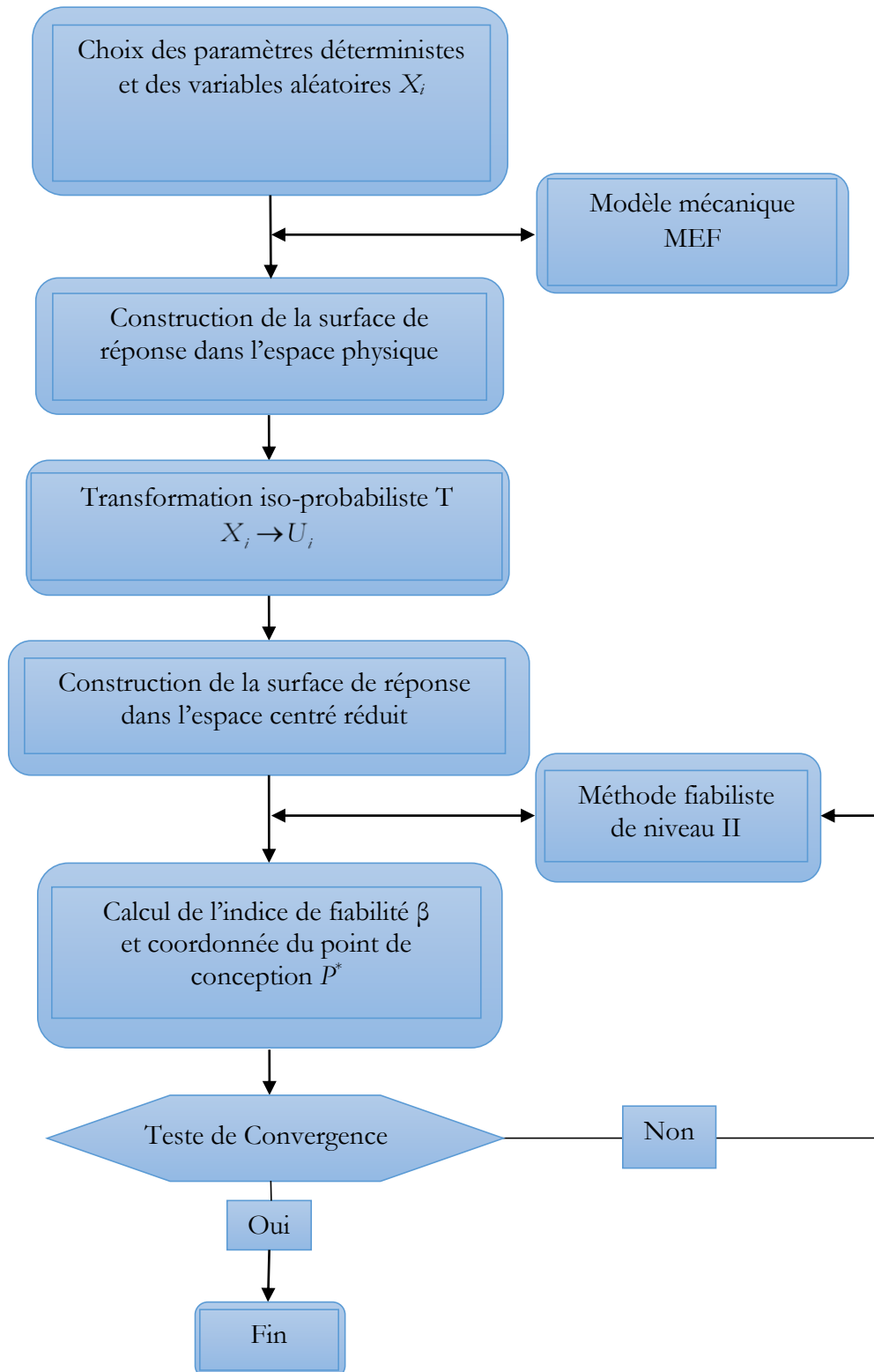


Figure 3.5. Organigramme du couplage mécano-fiabiliste par surface de réponse [B6]

3.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons introduit divers concepts clés en analyse statistique. La méthode de régression, un outil puissant pour les modèles prédictifs, sera employée pour développer notre modèle empirique dans le chapitre 6. Dans ce cadre, les différentes variables explicatives seront examinées à l'aide du test de Student, tandis que l'ensemble du modèle sera évalué grâce à la statistique de Fisher. Il est essentiel, lors de l'élaboration du modèle, de prendre en compte l'influence de chaque observation. À cette fin, l'utilisation des résidus Studentisés et de la distance de Cook sera cruciale pour identifier les valeurs potentiellement aberrantes.

La fiabilité des structures est un aspect crucial dans le secteur de la construction. Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous avons examiné diverses méthodes d'analyse de fiabilité. Notre attention s'est portée sur la méthode de couplage mécano-fiabiliste, et plus spécifiquement sur la "méthode par surface de réponse", pour l'évaluation de la fiabilité des structures.

Dans le chapitre 5, nous approfondirons cette étude en examinant l'influence du ratio capacitaire sur les structures auto-stables en béton armé. Nous utiliserons l'algorithme décrit dans cette section pour calculer l'indice de fiabilité. Ce processus nous permettra d'obtenir les divers indices de fiabilité pour les structures étudiées et de déterminer les probabilités de défaillance associées. Cette approche méthodique est essentielle pour assurer la sécurité et la durabilité des constructions en béton armé.

Chapitre 4

Constitution d'une base de données expérimentale

4.1. Introduction

L'étude du comportement de la maçonnerie peut être abordée de deux manières principales : par analyse numérique ou par des essais expérimentaux. Cependant, pour valider l'analyse numérique, une confirmation expérimentale est nécessaire, ce qui confère à l'approche expérimentale un avantage en termes de fiabilité quant à la compréhension du comportement de la maçonnerie. Dans cette perspective, nous avons rassemblé deux bases de données provenant d'essais expérimentaux publiés dans la littérature. La première base de données concerne des essais de compression uniaxiale sur de la maçonnerie, regroupant 260 valeurs moyennes issues de 1133 essais individuels. La seconde base de données comprend des essais effectués sur des portiques en béton armé avec un remplissage en maçonnerie, soumis à un chargement latéral. Pour cette étude, nous avons collecté 160 essais expérimentaux sur des portiques en béton armé, à un étage et une travée, avec remplissage en maçonnerie. L'objectif est de mener une analyse statistique approfondie sur la résistance et la rigidité du remplissage en maçonnerie.

4.2. Base de données d'essais de compression pour la maçonnerie

L'importance de différencier les résultats des essais sur murettes et sur prismes est mise en évidence par des études récentes, notamment celles de [C3] et [T4], qui ont montré que les essais sur murettes tendent à afficher des résistances inférieures par rapport aux essais sur prismes. Cette observation soulève des questions clés concernant la validité et l'applicabilité des modèles empiriques actuels pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie dans différentes conditions d'essai.

Dans ce chapitre, nous établirons une base de données expérimentale intégrant les deux types d'essais – sur murettes et sur prismes – avec l'objectif d'évaluer de manière critique les performances des modèles empiriques existants. Cette démarche permettra non seulement de comparer les modèles entre eux dans un cadre expérimental mixte, mais aussi de comprendre comment les différences dans les méthodologies d'essai peuvent influencer les prédictions de résistance.

Cette analyse comparative est essentielle pour affiner les outils de prédiction et garantir leur fiabilité dans divers contextes d'application. En identifiant les forces et les faiblesses des modèles actuels dans les deux scénarios d'essai, il sera possible d'apporter des recommandations plus ciblées et précises pour la conception et l'évaluation des structures en maçonnerie, contribuant ainsi à l'amélioration des normes et pratiques dans le domaine de la construction.

4.2.1. Essais de compression sur prisme

La base de données récoltée contient 197 valeurs moyennes issues de 896 essais individuels. Les différentes références utilisées, les résistances ainsi que les types d'unités en maçonnerie sont résumés dans le Tableau 4.1 suivant :

Tableau 4.1. Récapitulatif des références pour les essais sur prisme

Références	Type d'unité en maçonnerie	f_b (MPa)	f_m (MPa)
Basha & Kaushik [B4]	- Brique en cendres volantes	5.7	[6.9 - 21.6]
Caldeira et al. [C2]	- Brique creuse en béton	[16.3 - 45.6]	[5.6 - 18.3]
Calderón et al. [C3]	- Brique creuse en argile	[19.5 - 22.3]	[7.57 - 27.98]
Ferreti et al. [F4]	- Brique en béton cellulaire autoclave	3.1	7
Gumaste et al. [G5]	- Briques montées sur table - Briques coupée en fil	[5.7 - 23]	[0.86 - 12.21]
Kaushik et al. [K3]	- Briques solide en argile	[16.1 - 28.9]	[3.1 - 20.6]
Lumantarna et al. [L16]	- Briques solide en argile	[8.5 - 43.4]	[0.69 - 23.2]
McNary, & Abrams [M5]	- Briques solide en argile	[69.8 - 101.7]	[3.4 - 52.6]
Monteagudo et al. [M9]	- Briques solide en argile	59.8	22.9
Padalu & Singh [P1]	- Briques solide en argile	26.16	14.75
Singhal & Rai [S10]	- Briques solide en argile	[21.9 - 40]	8.5
Singh & Munjal [S9]	- Briques solide en argile - Briques solide en béton	[8.24 - 16.71]	[12.66 - 20.85]
Thaickavil & Thomas [T3]	- Brique pressée stabilisée au ciment - Brique solide en argile	[4.56 - 6.68]	[13.6 - 35.5]
Thambo & Dhanasekar [T4]	- Brique solide en argile - Brique de terre comprimée	[3.8 - 15.8]	[3.98 - 6.46]
Wang et al. [W1]	- Brique solide en argile	8.4	32.6
Zhou et al. [Z4]	- Brique creuse en béton	[23.15 - 36.75]	[5.6 - 13.73]

Dans les essais composant cette base de données, différents matériaux ont été utilisés. Parmi eux, 96 valeurs moyennes, représentant 48,73 % de l'ensemble, proviennent d'essais sur de la brique en argile solide. Les briques creuses en béton représentent 36 valeurs moyennes, soit 18,27 % des essais. Pour les briques pressées stabilisées au ciment, on compte 30 valeurs moyennes, équivalant à 15,23 % des essais. Les briques creuses en argile ont été testées dans 12 essais, formant 6,09 % de la base de données. Chaque catégorie suivante – briques montées sur table, briques coupée au fil – comprend 6 valeurs moyennes, représentant 3,04 % chacune. Les briques en terre comprimée ont donné lieu à 4 valeurs moyennes, soit 2,03 % des essais. Enfin, les briques en cendre volante

et les briques en béton solide ont chacune été testées dans 3 essais, représentant 1,5 % chacun, tandis qu'une seule valeur moyenne a été obtenue pour les briques en béton cellulaire autoclave, constituant 0,5 % des essais. Le Tableau 4.2 résume ces différentes valeurs.

Tableau 4.2. Répartition des différents types d'unités en maçonnerie pour les essais sur prisme

Type d'unité en maçonnerie	Nombre d'essais	Ratio sur l'ensemble des essais (%)
Brique solide en argile	96	48.73
Brique creuse en béton	36	18.27
Brique pressée stabilisée au ciment	30	15.23
Brique creuse en argile	12	6.09
Briques montées sur table	6	3.05
Briques coupée au fil	6	3.05
Brique en terre comprimée	4	2.03
Brique en cendre volante	3	1.52
Brique en béton solide	3	1.52
Brique en béton cellulaire autoclave	1	0.51
Somme	197	100

En ce qui concerne les résistances des matériaux, il est observé dans le Tableau 4.1 que les résistances des briques varient de 3.1 MPa à 101.7 MPa. Concernant le mortier, les résistances s'échelonnent de 0.69 MPa à 52.6 MPa. La répartition du nombre d'essais en fonction de la résistance des briques, ainsi que celle du mortier, est illustrée respectivement dans les Figures 4.1 et 4.2.

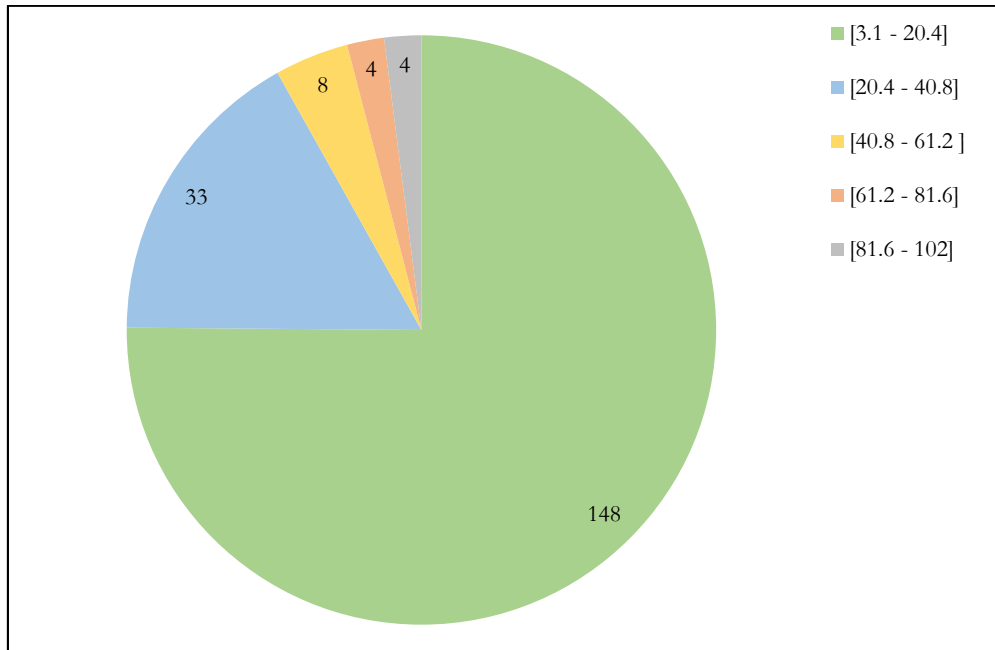


Figure 4.1. Distribution du nombre d'essais sur prismes en fonction de la résistance des briques

A partir de la Figure 4.1 on peut voir que les résistances des briques sont réparties de la sorte ;

- 75.2% des briques présentent une résistance comprise entre 3.1 et 20.4 MPa.
- 16.75 % des briques présentent une résistance comprise entre 20.4 et 40.8 MPa.
- 4.06 % des briques présentent une résistance comprise entre 40.8 et 61.2 MPa.
- 2.03% des briques présentent une résistance comprise entre 61.2 et 81.6 MPa.
- 2.03% des briques présentent une résistance comprise entre 81.6 et 102 MPa.

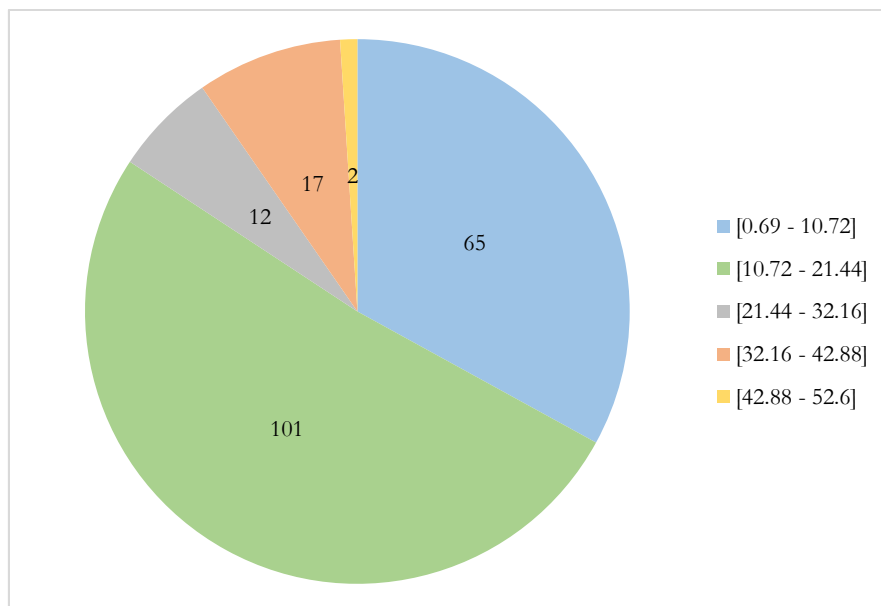


Figure 4.2. Distribution du nombre d'essais sur prismes en fonction de la résistance du mortier

A partir de la Figure 4.2 on peut voir que les résistances des mortiers sont réparties de la sorte ;

- 32.99% des mortiers présentent une résistance comprise entre 0.69 et 10.72 MPa.
- 51.27 % des mortiers présentent une résistance comprise entre 10.72 et 21.44 MPa.
- 6.09 % des mortiers présentent une résistance comprise entre 21.44 et 32.16 MPa.
- 8.63 % des mortiers présentent une résistance comprise entre 32.16 et 42.88 MPa.
- 1.01 % des mortiers présentent une résistance comprise entre 42.88 et 52.6 MPa.

L'impact du rapport entre la résistance de l'unité en maçonnerie (f_b) et la résistance du mortier (f_m) a été examiné. **Reddy et al. [R4]** soulignent que la résistance à la compression de la maçonnerie est influencée non seulement par ce rapport, mais aussi par le rapport des modules d'élasticité (E_b / E_m). Le règlement brésilien **ABNT NBR 15961-1 [B12]** préconise d'utiliser un mortier dont la résistance maximale ne dépasse pas 70% de celle des unités en maçonnerie, spécifiquement pour les briques en béton creuses. De leur côté, **Costigan & Pavia [C11]**, à travers des essais expérimentaux, ont constaté que l'augmentation de la résistance du mortier n'impacte pas de manière significative la résistance à la compression de la maçonnerie. En outre, **Kaushik et al. [K3]** signalent que si la résistance du mortier est égale ou supérieure à celle de la brique, cela pourrait entraîner une diminution de l'estimation de la résistance à la compression de la maçonnerie.

Dans la base de données collectée, qui porte sur des essais de compression sur prisme, le ratio f_b/f_m varie de 0.128 à 29.91. La distribution du nombre d'essais se présente comme suit : 16 essais, soit 8.12 % du total, ont un ratio dans l'intervalle [0.128 ; 0.2], 82 essais (représentant 41.63 % du total) se situent dans l'intervalle [0.2 ; 1], 83 essais (soit 42.13 %) sont dans l'intervalle [1 ; 5], et 16 essais (également 8.12 % du total) se trouvent dans l'intervalle [5 ; 29.91].

4.2.2. Essais de compression sur murette

La base de données collectée comprend 63 valeurs moyennes, dérivées de 223 essais individuels. Les références utilisées, les résistances mesurées, ainsi que les matériaux employés sont récapitulés dans le Tableau 4.3 ci-dessous :

Tableau 4.3. Récapitulatif des références pour les essais sur murettes

Références	Type d'unité en maçonnerie	f_b (MPa)	f_m (MPa)
Bennett et al. [B5]	- Brique creuse en argile	35.6	16.7
Bergami [B7]	- Brique creuse en argile	23.39	[11.72 - 23.49]
Bustos-García et al. [B16]	- Brique solide en argile	45	5.2
Calderón et al. [C3]	- Brique creuse en argile	19.5	11.2
Cavaleri et al. [C5]	- Brique solide en calcarénite	[4.07 - 37.68]	[3.06 - 9.89]

	- Brique creuse en argile		
	- Brique creuse en béton		
Da Porto et al. [D3]	- Brique creuse en argile	13.5	19.9
Da Porto et al. [D4]	- Brique creuse en argile	[23.49 - 25.15]	[11.51 - 17.68]
Esposito et al. [E7]	- Brique creuse en argile	[16 - 25]	[6.11 - 7.24]
	- Brique en silicate de calcium		
Ferreti et al. [F4]	- Brique en béton cellulaire autoclave	3.1	7
Furtado et al. [F6]	- Brique creuse en béton	[1.5 - 3.25]	[5.54 - 13.5]
	- Brique creuse en argile		
Gumaste et al. [G5]	- Briques montées sur table	[5.7 - 23]	[0.86 - 12.21]
	- Briques coupée au fil		
Monteagudo et al. [M9]	- Brique solide en argile	59.8	22.9
Morandi et al. [M10]	- Brique creuse en argile	8.64	7.68
Penava et al. [P5]	- Brique creuse en argile	14.5	5.02
Radovanović et al. [R1][R2]	- Brique creuse en argile	[3.26 - 6.51]	[8.2 - 23.9]
	- Brique creuse en béton		
Silva et al. [S8]	- Brique creuse en argile	14.05	10.38
Thamboo & Dhanasekar [T4]	- Brique creuse en argile	[3.8 - 15.8]	[3.98 - 6.46]
	- Brique de terre comprimée		
Veríssimo-Anacleto et al. [V3]	- Brique en pierre	36.49	6.73
Wang et al. [W1]	- Brique solide en argile	8.4	32.6
Wu et al. [W3]	- Brique en schiste creux et gangue de charbon	5.55	5.34
Zovkić [Z5]	- Brique en béton cellulaire autoclave	[2.12 - 13.21]	[4.04 - 13.89]
	- Brique creuse en argile		
	- Brique creuse en béton		

Le Tableau 4.4 récapitule les types d'unités en maçonnerie utilisés dans les essais sur murettes, répartis comme suit :

- Briques en argile creuses : 23 valeurs (36.5% du total des essais sur murettes).
- Briques en argile solide : 10 valeurs (15.87% du total des essais).
- Briques en béton creuses : 6 valeurs (9.52% du total des essais).
- Briques montées sur table : 6 valeurs (9.52% du total des essais).
- Briques en terre comprimée : 5 valeurs (7.94% du total des essais).
- Briques en pierre : 3 essais (4.76% du total des essais).

- Briques coupées au fil : 3 essais (4.76% du total des essais).
- Briques en silicate de calcium, briques en calcarénite, et béton cellulaire autoclavé : 2 essais chacun (3.17% du total des essais pour chaque type de matériau).
- Brique en schiste creux et gangue de charbon : 1 valeur (1.59% du total des essais).

Tableau 4.4. Répartition des différents types d'unités en maçonnerie pour les essais sur murette

Type d'unité en maçonnerie	Nombre d'essais	Ratio (%)
Brique en argile creuse	23	36.5
Brique en argile solide	10	15.87
Brique creuse en béton	6	9.52
Brique montées sur table	6	9.52
Brique en terre comprimée	5	7.94
Brique en pierre	3	4.76
Brique coupée au fil	3	4.76
Brique en silicate de calcium	2	3.18
Brique en calcarénite	2	3.18
Brique en béton cellulaire autoclave	2	3.18
Brique en schiste creux et gangue de charbon	1	1.59
Total	63	100

D'après les données du Tableau 4.3, il est observé que les résistances des briques varient entre 1.5 MPa et 45 MPa. Quant au mortier, ses résistances s'étendent de 0.86 MPa à 32.6 MPa. Les distributions du nombre d'essais en fonction de la résistance des briques et du mortier sont présentées respectivement dans les Figures 4.3 et 4.4.

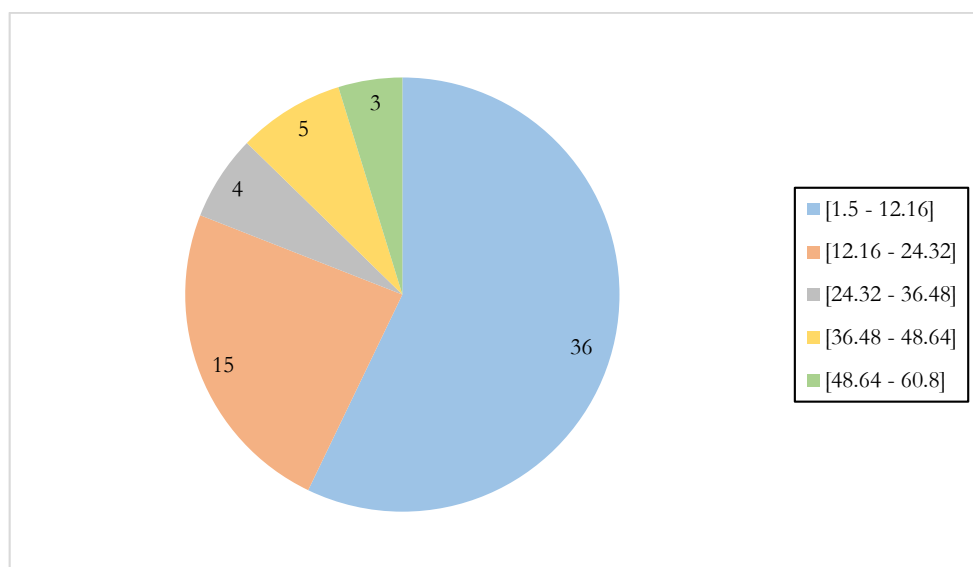


Figure 4.3. Distribution du nombre d'essais sur murettes en fonction de la résistance des briques

D'après la Figure 4.3, la répartition des résistances des briques est comme suit :

- 57.14 % des briques ont une résistance située entre 1.5 et 12.16 MPa.
- 23.81 % des briques présentent une résistance dans l'intervalle de 12.16 à 24.32 MPa.
- 6.35 % des briques se situent dans la plage de résistance de 24.32 à 36.48 MPa.
- 7.94 % des briques affichent une résistance entre 36.48 et 48.64 MPa.
- 4.76 % des briques ont une résistance comprise entre 48.64 et 60.8 MPa.

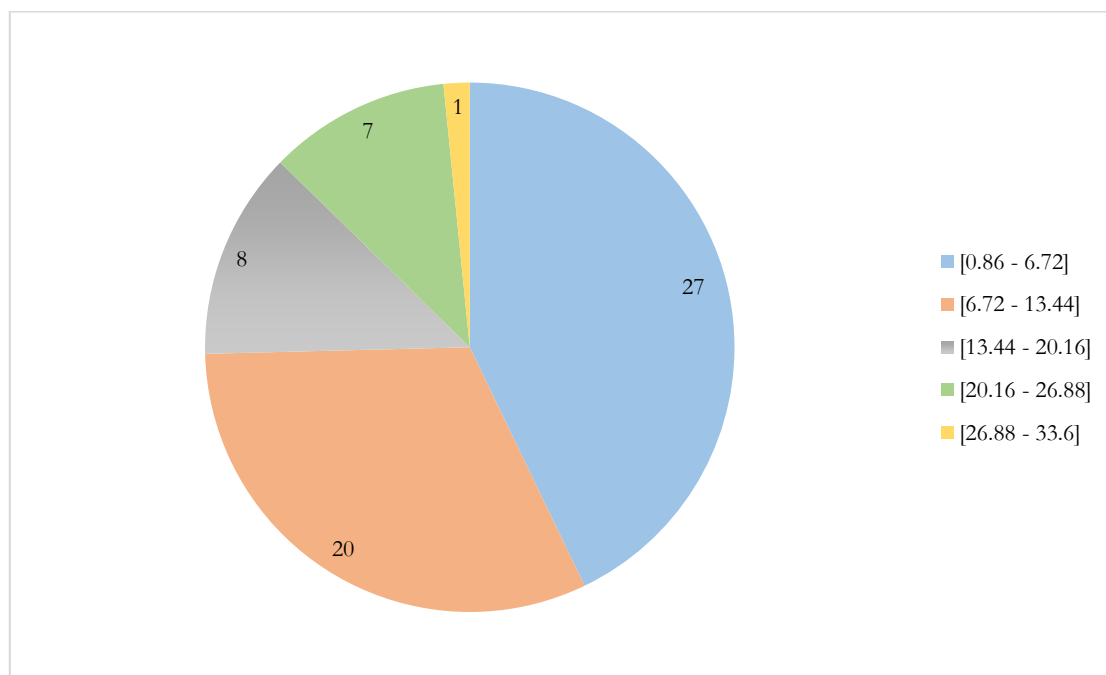


Figure 4.4. Distribution du nombre d'essais sur murettes en fonction de la résistance des mortiers

D'après la Figure 4.4, la répartition des résistances des mortiers est la suivante :

- 42.86 % des mortiers ont une résistance située entre 0.86 et 6.72 MPa.
- 31.75 % des mortiers présentent une résistance dans l'intervalle de 6.72 à 13.44 MPa.
- 12.70 % des mortiers affichent une résistance entre 13.44 et 20.16 MPa.
- 11.10 % des mortiers ont une résistance comprise entre 20.16 et 26.88 MPa.
- 1.59 % des mortiers présentent une résistance entre 26.88 et 33.6 MPa.

En ce qui concerne le ratio f_b / f_m dans les essais de compression sur murette, il varie de 0.11 à 8.65. La répartition du nombre d'essais selon ce ratio est la suivante :

- 13 essais présentent un ratio entre 0.11 et 0.5, représentant 20.63 % du total des essais.
- 13 essais affichent un ratio dans l'intervalle de 0.5 à 1, constituant également 20.63 % des essais.
- 31 essais ont un ratio entre 1 et 5, ce qui correspond à 49.20 % de l'ensemble des essais.
- Enfin, 6 essais présentent un ratio entre 5 et 8.65, représentant 9.52 % des essais.

4.3. Essais sur portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie

Le second axe d'intérêt de cette étude se focalise sur le comportement des remplissages en maçonnerie pour les portiques en béton armé soumis à un chargement latéral. Dans cette recherche, 160 essais expérimentaux, répertoriés dans la littérature, concernant des portiques à un étage et une travée en béton armé avec remplissage en maçonnerie, ont été analysés. Cette collecte vise à réaliser une étude statistique détaillée sur la résistance et la rigidité de ces remplissages en maçonnerie.

4.3.1. Présentation de la base de données expérimentale

Les références des essais collectés, le type de chargement appliqué, ainsi que le nombre d'essais réalisés sont indiqués dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5. Références des essais collectés sur les portiques en béton armé avec remplissage

	Références des essais	Type de chargement	Nombre d'essais
1	Akhoundi et al. [A6]	Cyclique quasi-statique	6
2	Alwashali et al. [A8]	Cyclique quasi-statique	5
3	Basha et Kaushik [B3]	Cyclique quasi-statique	9
4	Bergami et Nuti [B8]	Cyclique quasi-statique	2
5	Butenweg et al. [B17]	Cyclique quasi-statique	3
6	Cavaleri et Di Trapani [C4]	Cyclique quasi-statique	12
7	Colangelo F. [C8]	Pseudo-dynamique	11
8	Da porto et al. [D5]	Cyclique quasi-statique	6

9	Dautaj et al. [D6]	Cyclique quasi-statique / monotone	7
10	Essa Tawfik et al. [E8]	Cyclique quasi-statique	3
11	Gazic et Sigmund [G3]	Cyclique quasi-statique	11
12	Huang et al. [H8]	Cyclique quasi-statique	4
13	Kakaletsis et al. [K1]	Cyclique quasi-statique	4
14	Layadi et al. [L1]	Monotone	2
15	Maidiawati et al. [M1]	Cyclique quasi-statique	3
16	Mehrabi et Shing [M6]	Cyclique quasi-statique	13
17	Misir et al. [M7]	Cyclique quasi-statique	2
18	Misir et al. [M8]	Cyclique quasi-statique	5
19	Morandi et al. [M11]	Cyclique quasi-statique	5
20	Schwarz et al. [S5]	Cyclique quasi-statique	7
21	Sigmund et Penava [S7]	Cyclique quasi-statique	9
22	Suzuki et al. [S16]	Cyclique quasi-statique	4
23	Tekeli et Aydin [T2]	Cyclique quasi-statique	9
24	Van et Lau [V1]	Cyclique quasi-statique / Monotone	4
25	Verdame et al. [V2]	Cyclique quasi-statique	2
26	Zhai et al. [Z1]	Cyclique quasi-statique	3
27	Zovkić et al. [Z5]	Cyclique quasi-statique	9
Nombre total des essais collectés			160

Comme indiqué dans le Tableau 4.6, notre base de données comprend 160 essais, issus de plus de 28 articles scientifiques. Concernant le type de chargement des essais collectés, le chargement monotone a été inclus. En effet, selon **Van et Lau [V1]**, en termes de résistance, les portiques avec remplissage en maçonnerie ne montrent pas de différence significative entre les chargements cycliques et monotones. Toutefois, pour ce qui est de la rigidité, une différence notable est observée : les portiques sous chargement cyclique présentent des rigidités supérieures à ceux soumis à des chargements monotones. Par conséquent, pour le calcul des résistances, les deux types de chargement ont été intégrés. En revanche, pour le calcul des rigidités, les essais sous chargement monotone ont été exclus. En ce qui concerne le chargement pseudo-dynamique, cette étude

suppose qu'il n'y a pas de différence significative entre les chargements cyclique et pseudo-dynamique en termes de résistance et de rigidité, ce qui constitue une des limites de cette recherche.

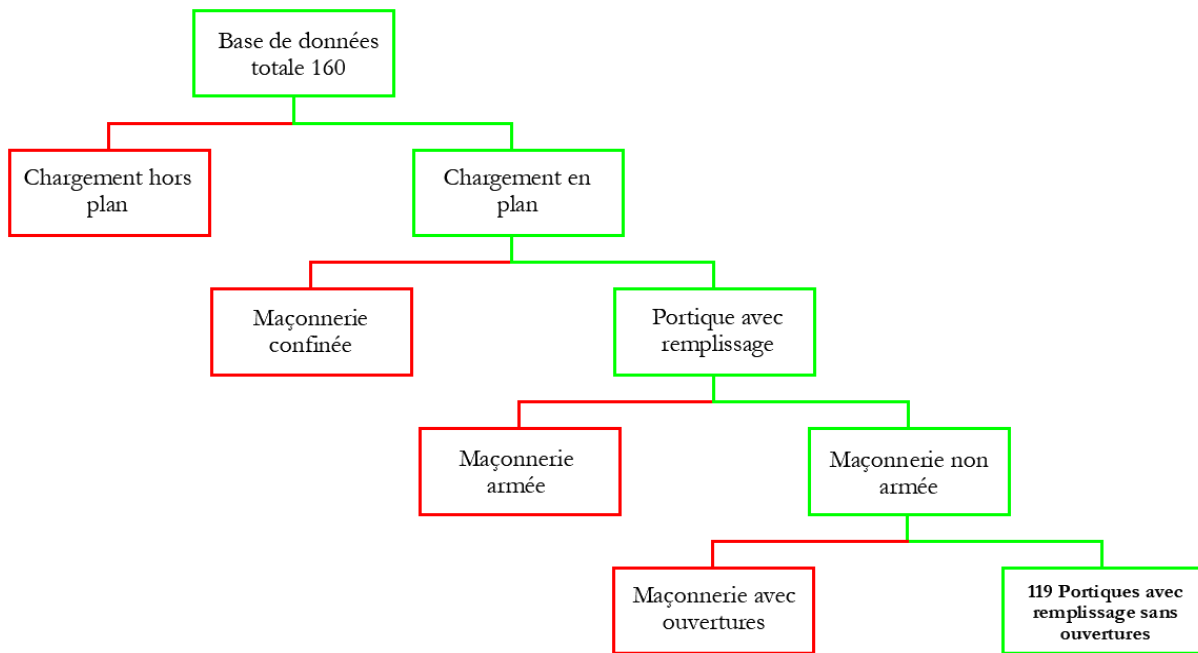


Figure 4.5. Résumé de la base de données sur les portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie collectés

Sur les 160 essais initialement collectés, certains ont été exclus de notre analyse. Les critères d'exclusion comprenaient les essais axés sur le chargement hors plan, ceux réalisés avec de la maçonnerie confinée, ainsi que les essais sur des remplissages en maçonnerie renforcés ou comportant des ouvertures. Après cette sélection rigoureuse, 119 essais ont été conservés pour constituer la base de données finale. La Figure 4.5 fournit un résumé des essais sélectionnés.

Les essais sélectionnés couvrent différents types de remplissages en maçonnerie : 45,45% utilisent des briques en argile creuses, 16,53% des briques pleines en argile, 13,22% des briques en béton creuses, 7,44% des briques en cendre volante, 5,78% des briques en béton solide et un même pourcentage pour les briques en béton autoclave, 3,30% pour les briques en Calcareinite, 1,65% pour les briques creuses en céramique, et 0,82% pour les briques en pierre ponce. Le Tableau 4.6 présente un résumé des différents types de remplissages en maçonnerie inclus dans la base de données.

Tableau 4.6. Types d'unités en maçonnerie utilisées dans la base de données étendue

Types d'unités en maçonnerie	Nombre d'essais
Brique creuse en argile	53

Brique solide en argile	20
Brique creuse en béton	16
Brique solide en béton	7
Briques en béton autoclave	7
Briques en Calcarénite	4
Briques en cendre volantes	9
Briques creuses en céramique	2
Briques en pierre ponce.	1
Total	119

4.3.2. Présentation des paramètres des essais récoltés

Parmi les 119 essais expérimentaux sélectionnés, certaines références de notre base de données ne comprennent pas d'essai sur portique nu. En conséquence, la courbe force-déplacement correspondante n'est pas disponible dans ces cas. Des auteurs tels que **Alwashali et al. [A9]** ont recours à une loi bilinéaire pour simuler le comportement du portique nu. Cependant, cette méthode nécessite une calibration numérique. En tenant compte de cette limitation, seulement 81 essais remplissaient les critères pour être inclus dans notre analyse finale. Les différents types d'unités en maçonnerie utilisés sont répertoriés dans le Tableau 4.7.

Tableau 4.7. Types d'unités de maçonnerie utilisées dans la base de données réduite

Type d'unité en maçonnerie	Nombre d'essais
Brique creuse en argile	41
Brique solide en argile	13
Brique creuse en béton	7
Brique solide en béton	4
Brique en béton cellulaire autoclave	7
Brique en cendres volantes	6
Brique en céramique creuse	2
Brique en pierre ponce	1
Total	81

Parmi les essais expérimentaux restants, 41 utilisent des briques en argile creuse, représentant 48,27 % de l'ensemble. Ces essais se divisent en deux catégories : 11 essais avec des briques creuses orientées horizontalement et 30 essais avec des briques creuses orientées verticalement. Les essais

avec des briques en argile solide sont au nombre de 13, constituant 17,24 % de la base de données. Pour les briques creuses en béton, 7 essais ont été inclus, représentant 8,05% de l'ensemble ; contrairement aux briques creuses en argile, ces briques ont toujours les trous orientés verticalement. En ce qui concerne les briques en béton solide, 4 essais ont été retenus, soit 4,6% du total. Il y a également 6 essais utilisant des briques en cendre volante, ce qui équivaut à 10,34% de la base de données. Enfin, 7 essais impliquent des briques en béton cellulaire autoclave (8,05%), 2 essais sur des briques creuses en céramique (2,3%), et un essai sur de la brique en pierre ponce (1,15%). Les paramètres géométriques des différents essais sont détaillés dans le Tableau 4.8.

Tableau 4.8. Principaux paramètres géométriques des données collectées

	Paramètres du portique				Paramètres du remplissage			
	H (mm)	L (mm)	I _b (mm ³)	I _c (mm ³)	h _w (mm)	l _w (mm)	t _w (mm)	d _w (mm)
Min	760	1000	9.982 x10 ⁶	8.33 x10 ⁶	705	900	44	1357.4
Max	3125	4570	9705.2 x10 ⁶	1250.5 x10 ⁶	2950	4220	365	5148.8
Moyenne	1644.9	2180	594 x10 ⁶	170.08 x10 ⁶	1482.2	2021.6	128	2516
Ecart type	557.3	761.9	1787 x10 ⁶	270.8 x10 ⁶	487.6	711.4	74.2	834.8
COV (%)	33.88	34.94	300.9	159.2	32.9	35.19	58.02	33.18

D'après le Tableau 4.8, la base de données rassemblée montre une large variété de caractéristiques géométriques pour les essais récoltés. En ce qui concerne la hauteur des portiques, les valeurs varient de 760 mm à 3125 mm. La distribution de ces hauteurs est la suivante : 12 portiques, soit 16.09% de la base de données, ont des hauteurs allant de 760 mm à 1280 mm ; 50 portiques, correspondant à 62.07% de la base, présentent des hauteurs de 1280 mm à 1920 mm. Par ailleurs, 8 portiques (9.20% de la base) ont des hauteurs situées entre 1920 mm et 2560 mm. Enfin, 11 portiques, représentant 12.64% de la base de données, affichent des hauteurs de 2560 mm à 3125 mm.

En ce qui concerne la largeur des portiques, la répartition est comme suit : 19 portiques, soit 25.29% de la base de données, présentent des largeurs variant de 1000 mm à 1720 mm. Ensuite, 43 portiques, représentant 52.87% de la base, ont des largeurs allant de 1720 mm à 2440 mm. Par ailleurs, 10 portiques, soit 11.49% de la base, affichent des largeurs de 2440 mm à 3160 mm. 5 portiques, correspondant à 5.75% de la base, présentent des largeurs de 3160 mm à 3880 mm. Enfin, 4 portiques, représentant 4.60% de la base de données, ont des largeurs de 3880 mm à 4570 mm.

Les caractéristiques géométriques des poutres et des poteaux des portiques sont exprimées en termes de moments d'inertie, calculés par rapport à l'axe de rotation passant par le centre de gravité de chaque élément. Il est à noter que les valeurs relevées présentent une grande variabilité, avec un coefficient de variation atteignant 300% pour les poutres et 159.2% pour les poteaux. Cette large dispersion des valeurs souligne la diversité des configurations structurelles étudiées dans notre base de données.

En ce qui concerne les remplissages en maçonnerie, les hauteurs varient considérablement, s'étendant de 705 mm à 2950 mm. La répartition de ces hauteurs est détaillée comme suit :

- 12 remplissages affichent des hauteurs entre 705 mm et 1200 mm, représentant 16.09% de l'ensemble de la base de données.
- Une majorité, soit 50 remplissages, présentent des hauteurs allant de 1200 mm à 1800 mm, constituant ainsi 62.07% de la base de données.
- 12 remplissages se situent dans la plage de hauteur de 1800 mm à 2400 mm, représentant 13.79% de la base de données.
- Finalement, 7 remplissages ont des hauteurs entre 2400 mm et 2950 mm, ce qui équivaut à 8.05 % de la base de données.

Les largeurs des remplissages en maçonnerie dans notre base de données varient de manière significative, allant de 900 mm à 4220 mm. Cette variation est distribuée comme suit :

- 24 remplissages en maçonnerie présentent des largeurs entre 900 mm et 1720 mm, représentant 33.33% de l'ensemble de la base de données. Cette catégorie inclut donc un tiers des cas étudiés, indiquant une préférence commune pour des largeurs modérées.
- La majorité des cas, soit 44 essais, concernent des remplissages avec des largeurs allant de 1720 mm à 2580 mm. Cette plage représente 51.72% de la base de données, soulignant que plus de la moitié des remplissages étudiés se situent dans cette gamme de largeurs.
- 9 remplissages en maçonnerie ont des largeurs entre 2580 mm et 3440 mm, ce qui constitue 10.35% de la base de données. Cette catégorie représente une minorité significative, indiquant une utilisation moins fréquente de telles largeurs dans les constructions étudiées.
- Enfin, les remplissages avec des largeurs entre 3440 mm et 4220 mm sont les moins courants, ne représentant que 4.60% de la base de données avec seulement 4 essais.

Les épaisseurs des remplissages en maçonnerie de notre étude varient considérablement, allant de 44 mm à 365 mm. Cette diversité se répartit de la manière suivante dans notre base de données :

- 13 remplissages présentent des épaisseurs entre 44 mm et 74 mm, ce qui correspond à 17.24% de l'ensemble des cas. Cette catégorie, bien qu'étant une minorité, représente une part significative des essais, indiquant une utilisation notable de remplissages relativement minces.
- La majorité des cas, avec 53 essais, concerne des remplissages d'une épaisseur allant de 74 mm à 148 mm. Ce groupe constitue 65.51% de la base de données, soulignant une préférence marquée pour des épaisseurs modérées dans les constructions étudiées.

- 5 remplissages ont des épaisseurs entre 148 mm et 222 mm, représentant 5.75% des cas. Cette plage, bien que minoritaire, montre une utilisation occasionnelle de remplissages plus épais.
- Les remplissages d'une épaisseur allant de 222 mm à 296 mm sont encore moins courants, ne constituant que 4.60% de la base de données avec 4 essais.
- Enfin, 6 essais présentent des remplissages avec des épaisseurs entre 296 mm et 365 mm. Cette catégorie représente 6.90% de la base de données, indiquant une présence non négligeable de remplissages assez épais.

Durant la collecte des données expérimentales, de nombreuses informations, notamment celles liées aux propriétés mécaniques du remplissage en maçonnerie, n'ont pas été spécifiées par les auteurs. Cela concerne particulièrement le module d'élasticité du remplissage (E_w), la résistance au cisaillement (f_{wu}), la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise (f_{w0}) et, dans certains cas, la résistance à la compression du remplissage en compression (f_{wv}). Pour pallier ce manque, les équations (1.7) et (1.8) ont été utilisées respectivement pour f_{wu} et f_{w0} . Pour f_{wv} , l'équation (6.2) a été choisie. En ce qui concerne E_w , une discussion est menée en section 6.2.1 pour expliquer la valeur de $E_w = 560f_{wv}$ adoptée par cette étude afin de compléter les valeurs manquantes. Enfin, pour G_w , la relation $G_w = 0.4 E_w$ a été retenue.

Tableau 4.9 : Synthèse des principales propriétés mécaniques issues des données collectées

	Paramètres du portique			Paramètres du remplissage			
	f_{c28} (MPa)	E_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{wv} (MPa)	f_{wu} (MPa)	E_w (MPa)	G_w (MPa)
Min	20	15700	338	0.73	0.04	508.2	203.3
Max	65	40151	620	18.5	1.225	9520	5760
Moyenne	29.1	29074	489.5	4.8	0.453	3365.6	1606
Ecart type	9.94	5307.9	86.9	3.70	0.27	2413.8	1373.5
COV (%)	34.16	18.26	17.75	7.71	59.81	71.72	85.52

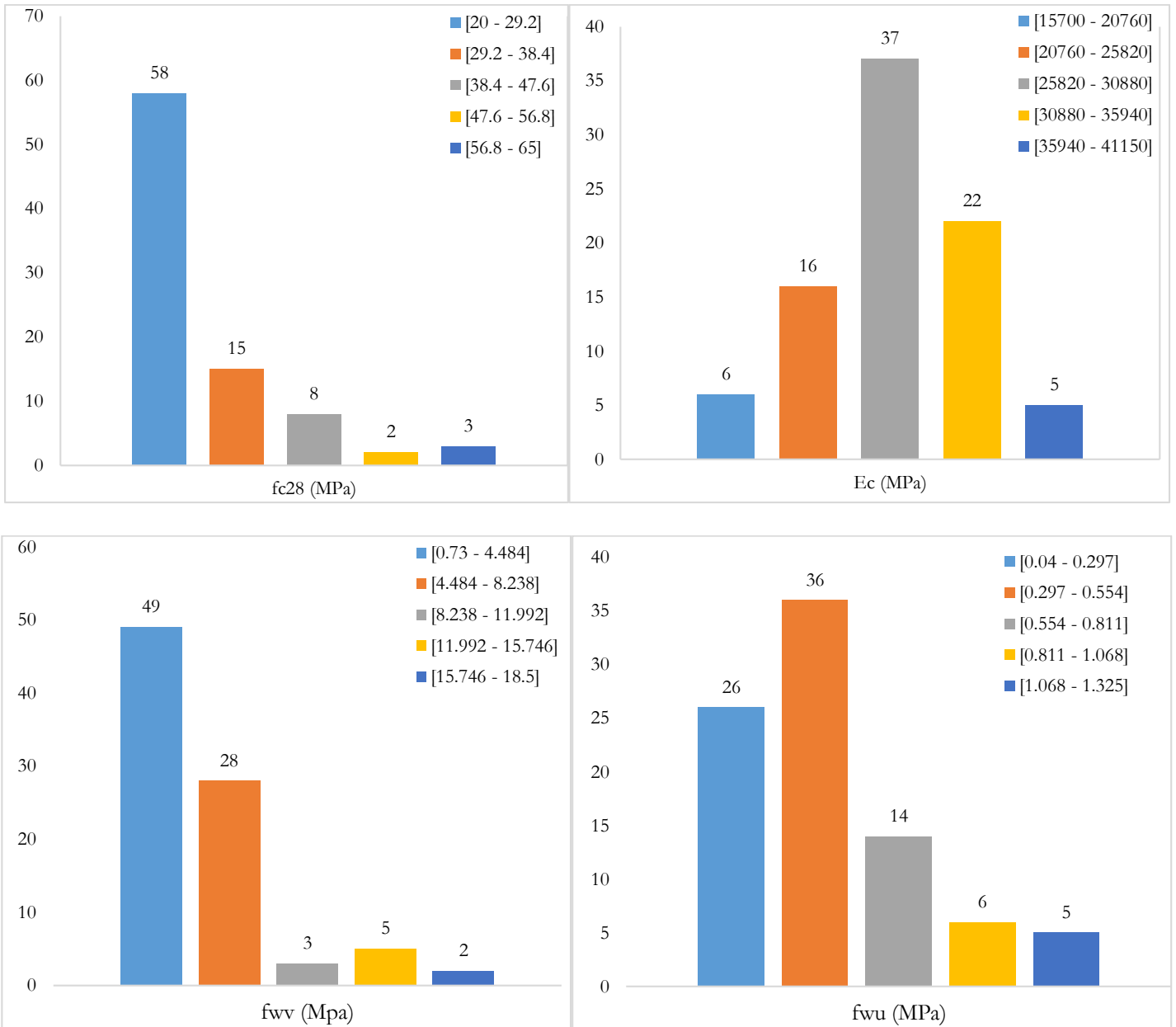


Figure 4.6. Répartition des essais selon les propriétés mécaniques des portiques et des murs en maçonnerie

4.3.4. Méthodologie suivie pour le calcul des réponses du remplissage

Dans cette étude, la méthodologie adoptée consiste à soustraire, pour chaque essai, la réponse du portique en béton armé avec remplissage, en terme de force latérale en fonction du déplacement, et la réponse du portique nu. Cette approche a été précédemment appliquée dans diverses recherches, comme en témoignent les études menées par **Bergami [B7]**, **Hak et al. [H1]**, **Liberatore et al. [L8]**, **De Risi et al. [D9]**, **Morandi et al. [M11]** ainsi que **Bergami & Nuti [B8]**.

Lorsqu'un portique avec remplissage est soumis à un chargement monotone, le chargement s'effectue dans une seule direction, et par conséquent, la réponse du portique suit également une

trajectoire unidirectionnelle. En revanche, pour un essai sous chargement cyclique, la courbe enveloppe est dérivée des différents cycles de chargement et de déchargement. La méthode appliquée pour cette analyse est illustrée à l'aide d'un exemple dans la Figure 4.7.

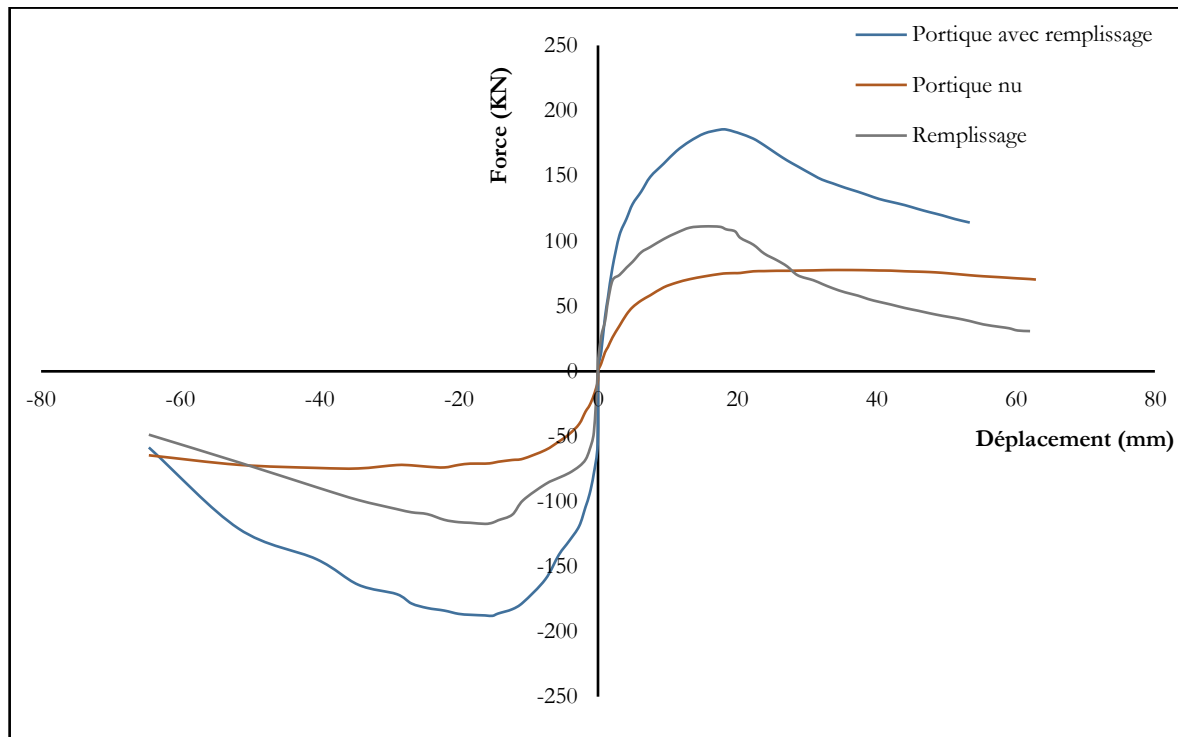


Figure 4.7 : Méthodologie appliquée pour le calcul de la réponse du remplissage en maçonnerie (Test Ft1 [B8])

Une fois la réponse du remplissage calculée, nous obtenons une courbe caractérisée par deux directions, comme illustré dans la Figure 4.7. Pour déterminer la résistance et la rigidité du remplissage, le calcul est relativement simple dans le cas d'un essai avec un chargement monotone. En revanche, pour un essai sous chargement cyclique, nous utiliserons une moyenne des réponses du remplissage dans les deux directions. Cette approche méthodologique a été proposée par **De Risi et al. [D9]**. Un exemple de ce calcul est présenté dans la Figure 4.8.

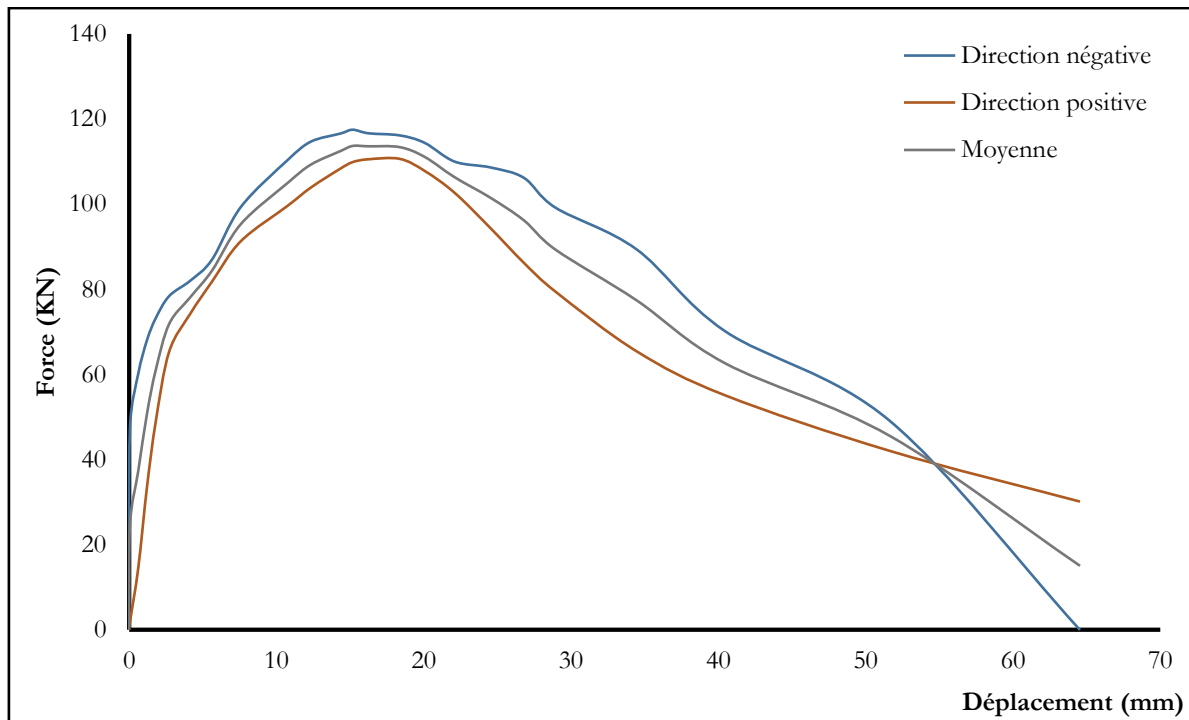


Figure 4.8. Calcul de la réponse moyenne du remplissage en maçonnerie

Après avoir calculé la réponse du remplissage en maçonnerie, un lissage de la courbe sera effectué pour obtenir une courbe tri-linéaire, comme le montre la Figure 4.9.

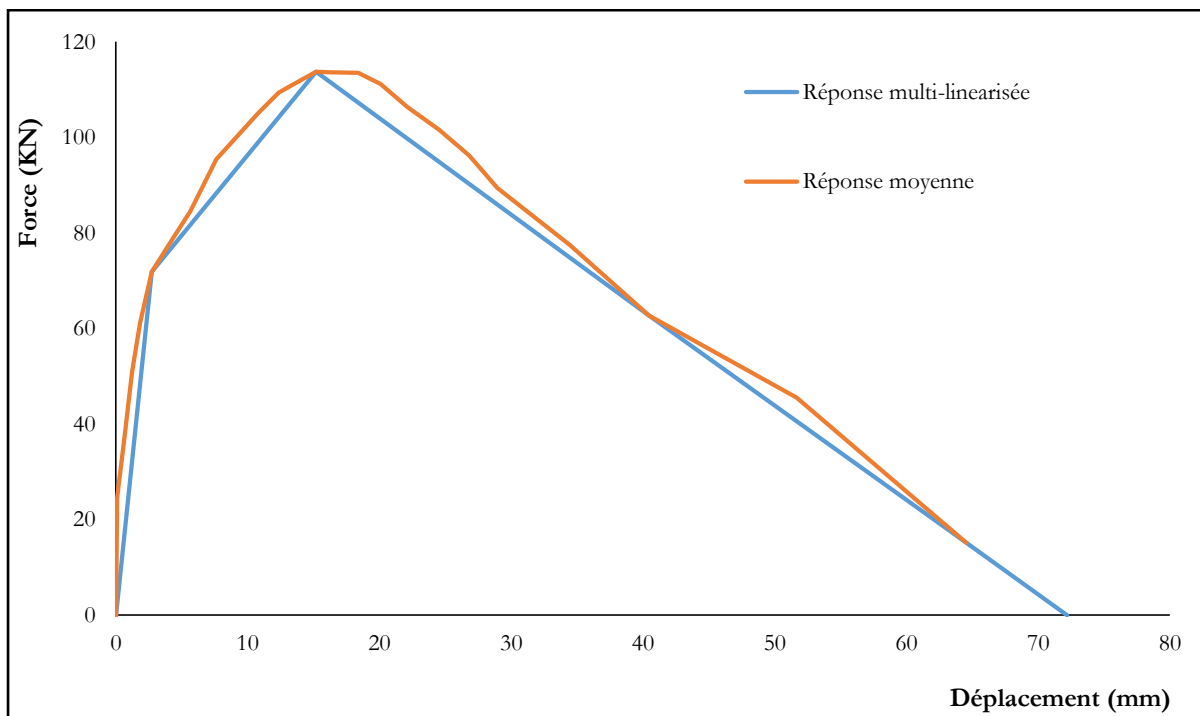


Figure 4.9. Exemple de lissage de la courbe du remplissage en maçonnerie

Les différents paramètres de la loi de comportement tri-linéaire proposée par **De Risi et al. [D9]**, illustrée dans la Figure 4.10, seront déterminés en utilisant une régression linéaire multiple. La forme générale des équations décrivant la résistance et la rigidité des remplissages se présente comme suit :

$$Ln(Y) = a_0 + a_1 Ln(X_1) + a_2 Ln(X_2) + \dots + a_n Ln(X_n) \quad (4.1)$$

Dans cette équation, Y représente la variable dépendante liée au remplissage, c'est-à-dire la rigidité et la résistance, tandis que x_1, x_2, \dots, x_n sont les variables explicatives qui influencent cette variable dépendante. Cette approche a été utilisée par **Huang et al. [H7]** pour déterminer les paramètres de la loi quadri-linéaire appliquée à la bielle équivalente. Une fois l'équation définie, une transformation utilisant la fonction exponentielle sera appliquée afin d'extraire la valeur spécifique du paramètre recherché :

$$Y = e^{a_0} X_1^{a_1} X_2^{a_2} X_3^{a_3} \dots X_n^{a_n} \quad (4.2)$$

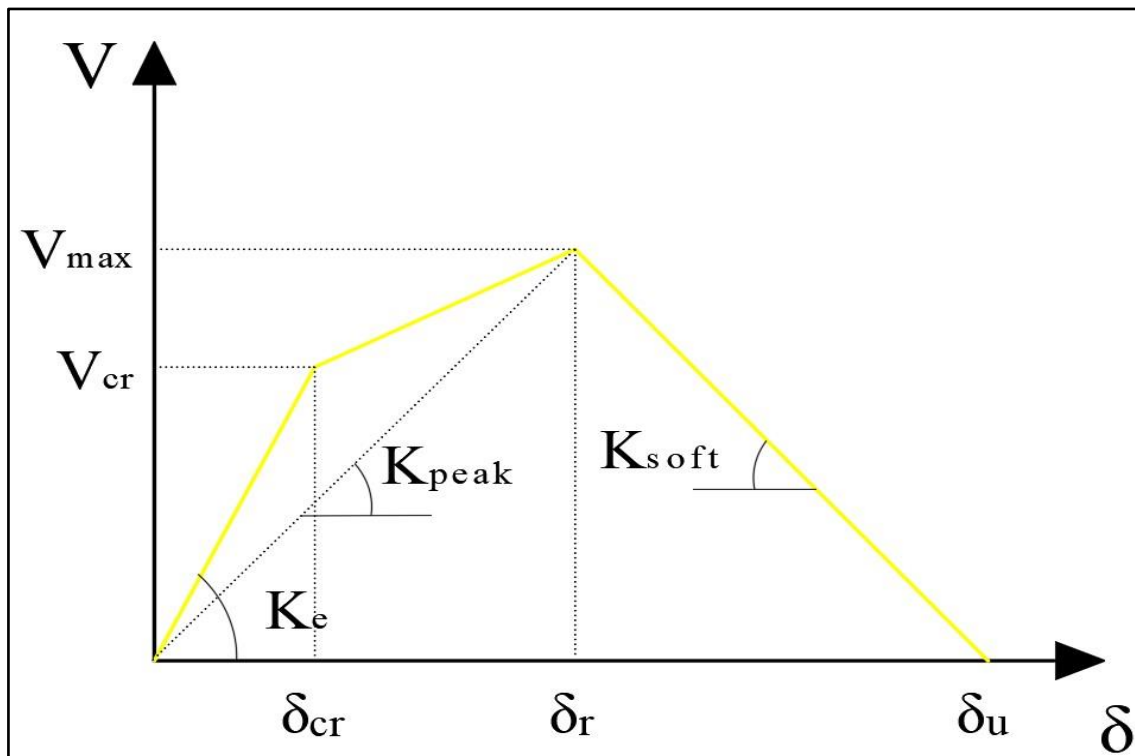


Figure 4.10. Loi de comportement du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral [D9]

Dans cette étude, les différents paramètres constituant la loi de comportement du remplissage vont être déterminés, à savoir : V_{max} , V_{crack} , K_e , K_{peak} , et K_{soft} .

V_{\max} (Charge Maximale) : Il s'agit de la force maximale que le remplissage peut supporter avant de céder. Ce paramètre est crucial, car il indique la limite ultime de la capacité portante du remplissage.

V_{crack} (Charge de Fissuration) : Ce paramètre représente la force à laquelle les premières fissures apparaissent dans le remplissage, marquant le début de la dégradation structurelle.

K_e (Rigidité Initiale) : La rigidité initiale correspond à la pente de la courbe force-déplacement avant l'apparition des premières fissures. Elle est essentielle pour comprendre le comportement initial du remplissage sous charge.

K_{peak} (Rigidité au Pic) : C'est la rigidité calculée au point de charge maximale (V_{\max}), représentant la capacité du remplissage à résister à des charges élevées.

K_{soft} (Rigidité Post-Pic) : Cette valeur indique la rigidité du remplissage sur la pente descendante de la courbe après le point de charge maximale, reflétant la capacité du matériau à maintenir une certaine intégrité structurelle même après avoir atteint son pic de charge.

4.4. Conclusion

Une première base de données expérimentale hétérogène a été constituée, comprenant des essais de compression uniaxiale sur différents types de maçonnerie. La diversité des propriétés mécaniques des échantillons recueillis permet de couvrir un large éventail de types de maçonnerie rencontrés à travers le monde. À partir de cette base de données, deux modèles empiriques seront développés pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie. Ces modèles seront établis grâce à des analyses de régression, en concevant un modèle spécifique pour chaque type d'essai : l'essai sur prisme et l'essai sur murette. La performance de ces modèles sera ensuite comparée à celle d'autres modèles empiriques déjà présentés dans le Tableau 1.8.

Pour les essais de portiques en béton armé avec remplissage, la méthodologie employée pour analyser la réponse du remplissage en maçonnerie a déjà été présentée. Dans le but de linéariser les relations non linéaires entre les variables dépendantes et les variables explicatives, une transformation logarithmique sera appliquée aux différents paramètres calculés. Cette transformation consiste à convertir les valeurs en utilisant le logarithme, ce qui a pour effet de compresser les valeurs élevées tout en étendant les plus faibles, conduisant ainsi à une distribution des données plus homogène et plus proche d'une distribution normale.

Chapitre 5

Couplage mécano-
fiabiliste pour
l'évaluation du ratio
capacitaire

5.1. Introduction

Dans le cadre de cette étude sur le comportement des structures auto-stables, ce chapitre se consacre à une analyse comparative. Nous commencerons par examiner l'influence de la variation du ratio capacitaire en adoptant d'abord une approche déterministe. Ensuite, nous utiliserons un couplage mécano-fiabiliste pour calculer les différentes probabilités de ruine des structures. Cette étude prendra en considération les recommandations de la réglementation algérienne relatives au dimensionnement des portiques en béton armé. Il est important de noter que les diverses études mentionnées dans la section 1.2 se basent sur les codes parasismiques spécifiques de chaque auteur. Ce chapitre vise à déterminer si les recommandations du règlement algérien sont adéquates pour garantir un mécanisme de ruine global satisfaisant.

5.2. Formation des mécanismes de ruine des structures auto-stables

L'article 7.6.2 du règlement parasismique algérien **RPA99/2003 [R5]** énonce ce qui suit : « Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux » En d'autres termes, la condition de résistance imposée par les normes parasismiques, spécifiquement exprimée dans l'article 7.6.2 du **RPA99/2003 [R5]**, se présente comme suit :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|) \quad (5.1)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 (|M'_w| + |M'_e|) \quad (5.2)$$

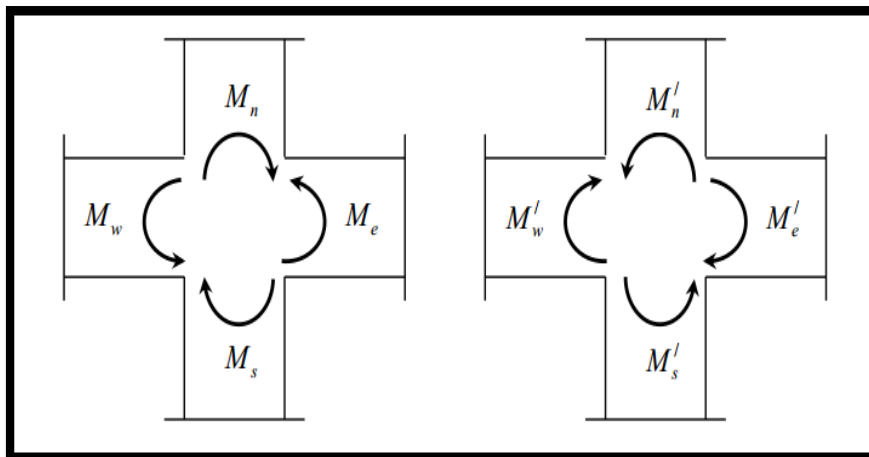


Figure 5.1. Illustration du dimensionnement d'un nœud poteau-poutre [R5].

Selon l'article 3.4/A.1.a du règlement parasismique algérien **RPA99/2003 [R5]**, il existe trois restrictions de hauteur pour les structures auto-stables en béton armé, variant selon les zones sismiques :

- En zone I, les bâtiments ne doivent pas excéder cinq niveaux ou une hauteur de dix-sept mètres.
- En zone IIa, la limite est fixée à quatre niveaux ou quatorze mètres.
- Enfin, en zones IIb et III, les constructions sont limitées à trois niveaux ou onze mètres.

5.3. Etude de l'influence de la variation du ratio capacitaire

5.3.1. Procédure suivie dans le couplage mécano-fiabiliste

La démarche adoptée dans cette étude comporte plusieurs étapes clés. Initialement, nous utilisons un modèle mécanique via le logiciel ETABS 2017 pour évaluer l'impact du ratio capacitaire et identifier la valeur critique où le mécanisme de ruine évolue vers un mécanisme global. Ensuite, nous employons la méthode de couplage mécano-fiabiliste par surface de réponse pour calculer les différentes probabilités de ruine des structures.

Dans le cadre de ce couplage, après avoir généré les courbes force-déplacement, la première étape consiste à sélectionner les variables aléatoires appropriées, qui sont dans ce cas les forces et les déplacements. Une transformation iso-probabiliste est alors appliquée aux variables sélectionnées. La fonction d'état limite est approximée par une fonction polynomiale basée sur la nouvelle courbe obtenue. La prochaine étape implique l'application de l'algorithme indiqué dans la Figure 3.4 pour le calcul de l'indice de fiabilité Hasofer-Lind. En considérant la fonction de distribution cumulative Φ de la distribution normale standard, la probabilité de ruine est ensuite calculée selon la formule : $P_f = \Phi(-\beta)$. La figure suivante fournit un résumé schématique de l'approche mécano-fiabiliste adoptée pour cette étude :

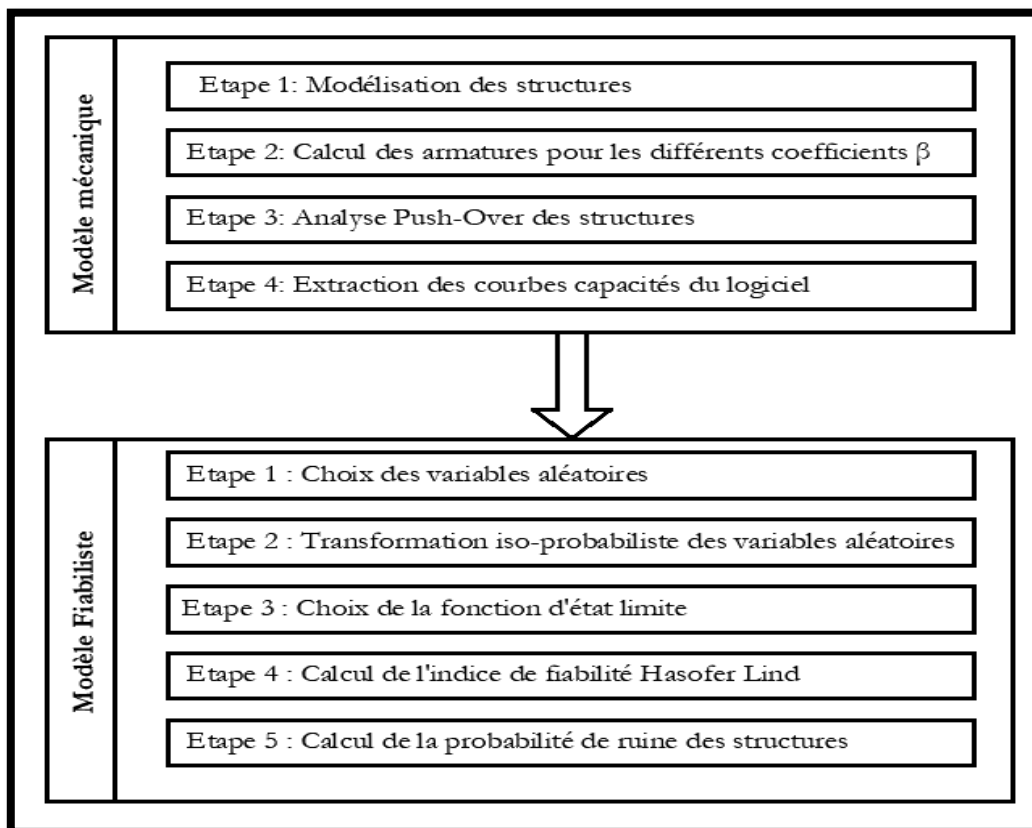


Figure 5.2. Approche utilisée dans cette étude pour le couplage mécano-fiabiliste

5.3.2. Dimensionnement des structures

Dans cette étude, nous examinons trois structures idéalisées, toutes doublement symétriques, composées d'ossatures en béton armé résistant aux moments. Chacune de ces structures est constituée de quatre travées, tant longitudinales que transversales, comme illustré dans la Figure 5.3. Les dimensions des poteaux et des poutres, déterminées après vérification des exigences réglementaires, sont présentées dans le Tableau 5.1.

Ces ossatures en béton armé ont été initialement conçues conformément au code de béton aux états limites **BAEL99 [B1]** et au règlement parasismique algérien **RPA 99/2003 [R5]**. Les calculs pour le chargement statique ont été basés sur une analyse linéaire élastique, réalisée à l'aide du logiciel d'analyse et de conception de bâtiments ETABS 2017 (CSI 2017).

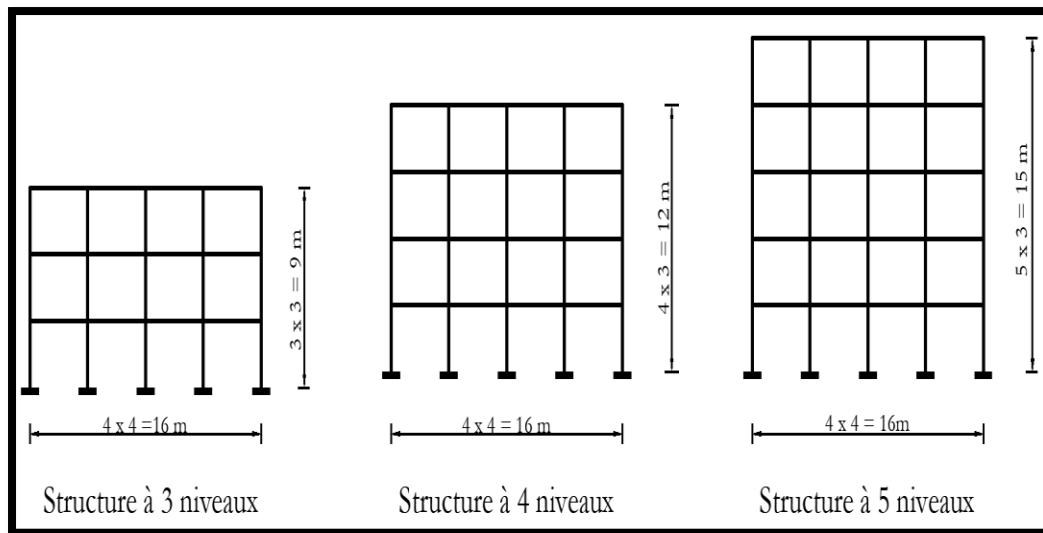


Figure 5.3. Illustration des modèles d'ossatures sélectionnés pour l'analyse.

En ce qui concerne le respect des normes réglementaires, les détails des vérifications effectuées sont présentés dans l'Annexe 1. Il est à noter que toutes les exigences réglementaires ont été soigneusement vérifiées pour chacune des trois structures étudiées.

Tableau 5.1. Dimensions des sections des poutres et des poteaux des structures étudiées

	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
Structure à 5 niveaux	40x40	40 x 35	40 x 35
Structure à 4 niveaux	35x35	35 x 30	35 x 30
Structure à 3 niveaux	30x30	30 x 30	30 x 30

Lors du dimensionnement des poteaux pour cette étude, il a été décidé de ne pas modifier la section sur toute la hauteur de la structure. Concernant les planchers, ils seront conçus en corps creux (16+4). Les charges permanentes G (attribuables au poids propre des éléments de construction) et les surcharges d'exploitation Q ont été estimées conformément au **DTR B.C. 2.2 [D14]**, avec $G = 5,23 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

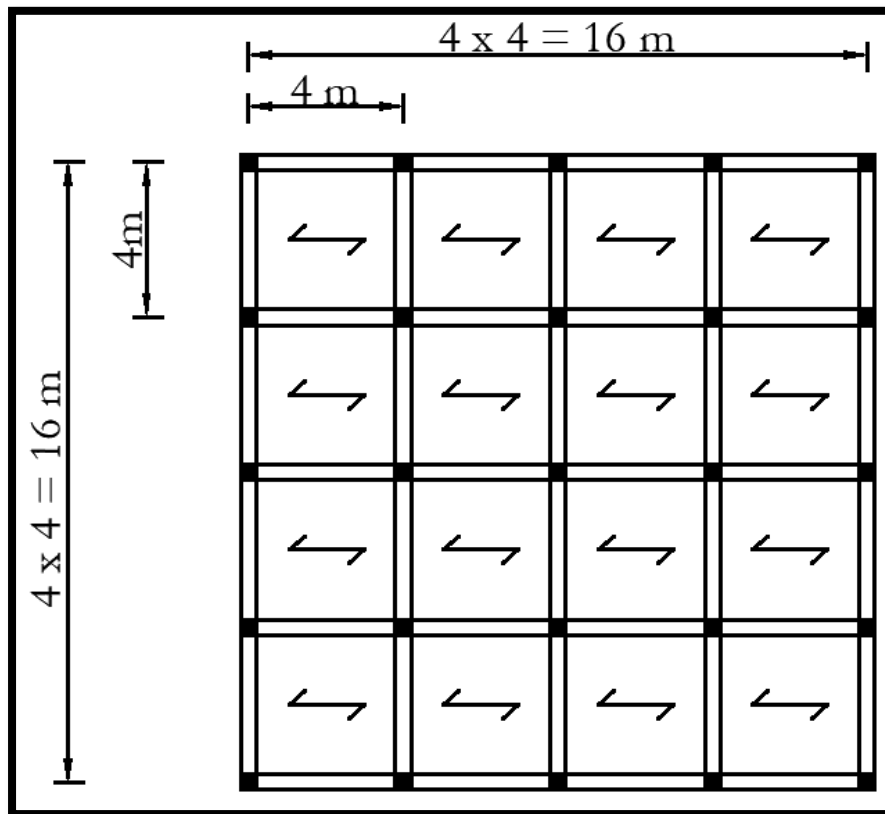


Figure 5.4. Vue des structures étudiées

Les propriétés mécaniques du béton et de l'acier utilisés sont définies selon les articles A.2.1,21 et A.2.2,1 du **BAEL 99 [B1]** respectivement. Ces propriétés sont résumées dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2. Propriétés mécaniques des matériaux utilisés pour les structures étudiées.

Caractéristiques mécaniques du béton		
f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_{b0} (MPa)
25	2.1	32164.20
Caractéristiques mécaniques des aciers		
Nature de l'acier	Limite d'élasticité σ_e (MPa)	Module d'élasticité E (MPa)
Haute adhérence	400	200000

Suite au lancement de l'analyse et à la réalisation des différentes vérifications conformément à la réglementation parasismique **RPA99/2003 [R5]**, une évaluation sous charges gravitaires et sismiques a été menée en suivant les combinaisons d'actions prescrites. Cette étape a permis de déterminer les armatures longitudinales et transversales nécessaires dans les poutres et les poteaux. Il était également essentiel de calculer les moments résistants pour ces éléments afin de s'assurer de la conformité avec l'article 7.6.2 du **RPA99/2003 [R5]**, en particulier au niveau des différents portiques.

Après dimensionnement des structures, les portiques illustrés en Figure 5.4 seront modélisés pour cette étude. Pour les portiques étudiés, la variation des moments résistants est principalement obtenue par l'augmentation du moment résistant des poteaux. Cette augmentation est réalisée grâce à l'accroissement des sections d'armatures. Les détails des sections d'armatures utilisées pour chaque structure sont soigneusement indiqués dans les Tableaux 5.3 à 5.5.

Tableau 5.3. Détail des sections d'armatures pour la structure (1)

Armatures des poutres (cm ²)	Moment résistant des poutres (kN.m)	Armatures des poteaux (cm ²)	Moment résistant des poteaux (kN.m)	Ratio capacitaire
9.24	66.23	14.8	79.53	1.2
9.24	66.23	17.336	92.83	1.4
9.24	66.23	19.864	106.14	1.6
9.24	66.23	22.4	119.43	1.8
9.24	66.23	24.936	132.62	2.0
9.24	66.23	29.976	158.97	2.4
9.24	66.23	32.56	172.47	2.6
9.24	66.23	35.12	185.9	2.8
9.24	66.23	37.6	198.75	3.0
9.24	66.23	40.136	212.04	3.2
9.24	66.23	42.664	225.2	3.4

Tableau 5.4. Section d'armature pour la structure (2)

Armatures des poutres (cm ²)	Moment résistant des poutres (kN.m)	Armatures des poteaux (cm ²)	Moment résistant des poteaux (kN.m)	Ratio capacitaire
9.24	56.93	14.8	68.38	1.2
9.24	56.93	17.336	79.77	1.4
9.24	56.93	19.864	91.14	1.6
9.24	56.93	22.4	102.49	1.8
9.24	56.93	24.936	113.89	2.0
9.24	56.93	27.493	125.38	2.2
9.24	56.93	30.024	136.67	2.4
9.24	56.93	32.56	148	2.6
9.24	56.93	35.12	159.47	2.8
9.24	56.93	37.656	170.83	3.0
9.24	56.93	40.216	182.21	3.2
9.24	56.93	42.744	193.58	3.4
9.24	56.93	45.336	205.15	3.6

Tableau 5.5. Section d'armature pour la structure (3)

Armatures des poutres (cm ²)	Moment résistant des poutres (kN.m)	Armatures des poteaux (cm ²)	Moment résistant du poteau (kN.m)	Ratio capacitaire
9.24	47.79	14.824	57.26	1.2
9.24	47.79	17.413	66.96	1.4
9.24	47.79	19.973	76.54	1.6
9.24	47.79	22.533	86.09	1.8
9.24	47.79	25.088	95.63	2.0
9.24	47.79	27.653	105.15	2.2
9.24	47.79	30.208	114.71	2.4
9.24	47.79	32.8	124.39	2.6
9.24	47.79	35.336	133.85	2.8
9.24	47.79	37.896	143.38	3.0
9.24	47.79	40.48	153	3.2

5.3.3. Comparaison des mécanismes de rupture sur les différentes structures étudiées

Une analyse de poussée progressive, ou analyse « Pushover », a été réalisée pour évaluer la performance sismique des différentes ossatures en béton armé. Cette approche a permis une évaluation ciblée de leur capacité à résister aux sollicitations sismiques. À la suite de cette analyse statique non-linéaire, une comparaison des résultats a été effectuée pour les trois structures. Les Figures 5.4 à 5.6 illustrent les mécanismes de ruine observés pour un portique isolé de chacune des structures. Elles mettent également en évidence les zones où se développent les rotules plastiques, conformément aux critères de ruine définis.

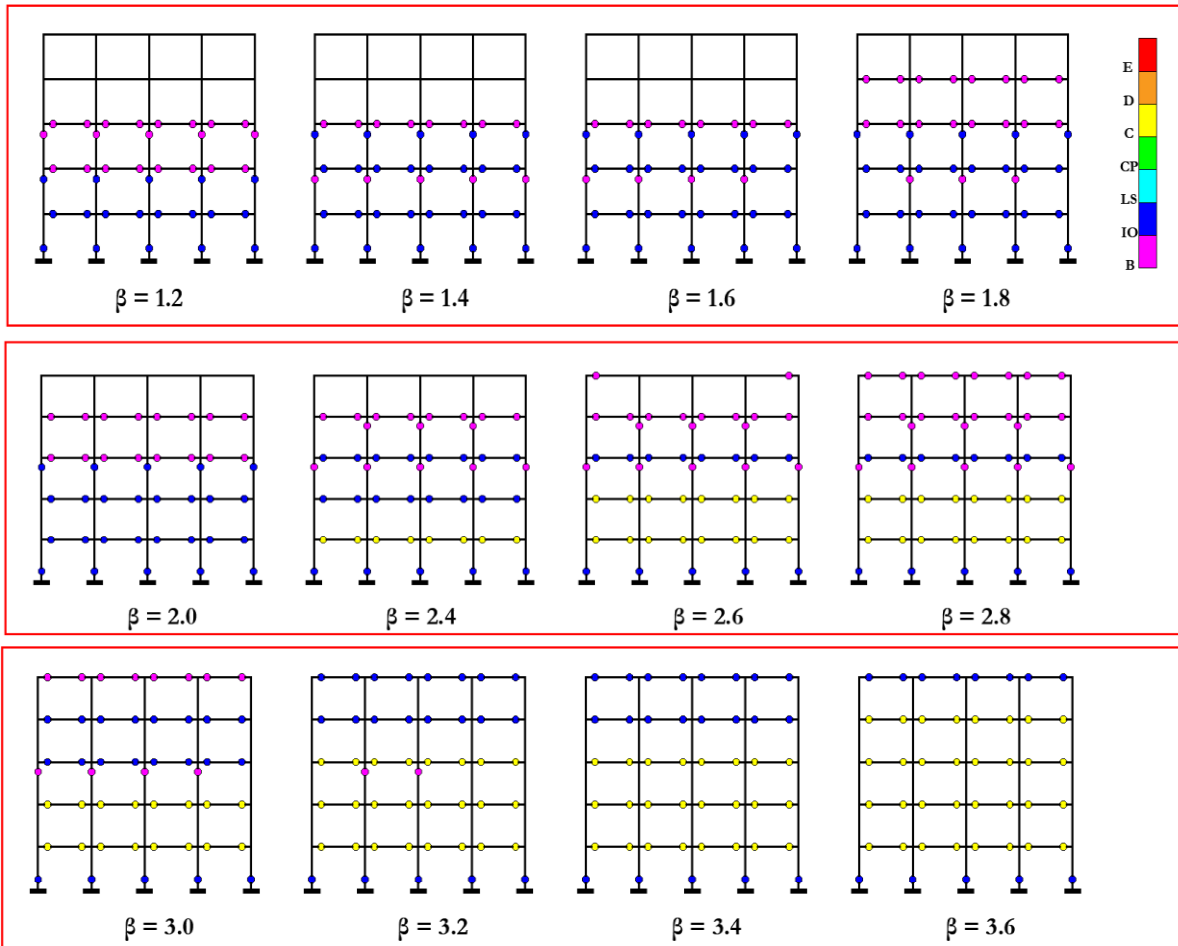
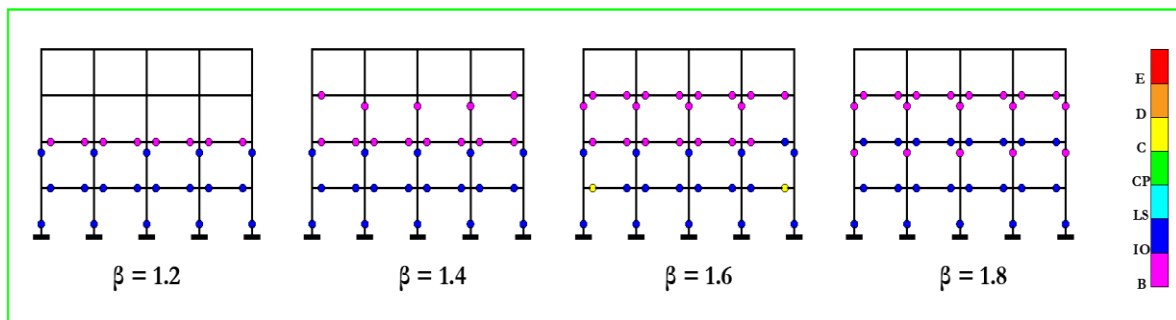


Figure 5.5. Mécanisme de ruine de la structure (01).



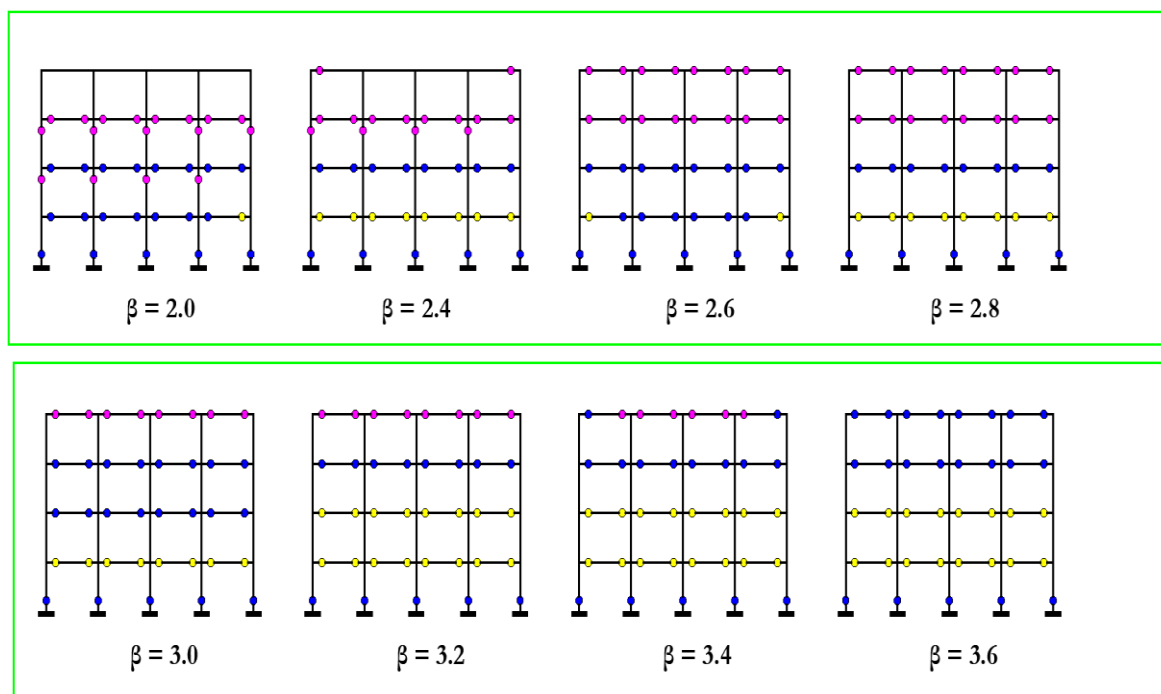


Figure 5.6. Mécanisme de ruine de la structure (02).

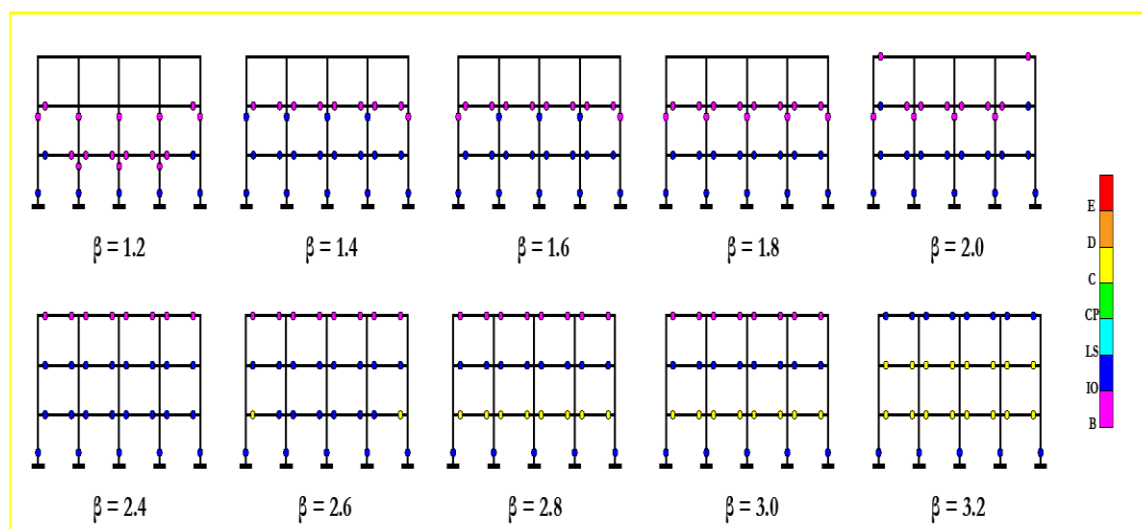


Figure 5.7. Mécanisme de ruine de la structure (03).

Il est observé que l'augmentation du coefficient β influence significativement le mécanisme de ruine : à mesure que β augmente, le mécanisme tend à s'étendre vers les niveaux supérieurs, réduisant la formation de rotules plastiques au niveau des poteaux et les favorisant dans les poutres. Pour un β de 1.2, proche de la recommandation de la réglementation **RPA 99/2003 [R5]**, des rotules plastiques apparaissent tant au niveau des poteaux à la base qu'aux étages supérieurs, indiquant un mécanisme plastique intermédiaire plutôt que global. En augmentant le coefficient β au-delà de 1.2, les rotules plastiques commencent à disparaître des poteaux, se manifestant davantage aux étages supérieurs au niveau des poutres. Un mécanisme plastique global est atteint à un ratio β de 3.4 et 3.6 pour les structures (01 et 02), tandis que pour la structure (03), ce seuil est légèrement inférieur, il est égal à 3.2. En deçà de ces valeurs, les mécanismes observés sont intermédiaires, avec des rotules plastiques présentes dans les poteaux ou un nombre limité d'étages.

Les Figures 5.5 à 5.7 indiquent que le ratio β de 1.25, recommandé par le **RPA 99/2003 [R5]**, n'assure pas un mécanisme plastique global, ce qui serait préférable pour une meilleure répartition des dommages sur la hauteur de la structure et une réduction des dommages au niveau des poteaux, susceptibles de causer la ruine de l'ossature en béton armé. Des travaux de recherche antérieurs, tels que ceux de **Murty et al. [M14]**, suggèrent qu'un ratio capacitair supérieur à 3 est nécessaire pour des structures faiblement élancées afin d'atteindre un mécanisme de ruine global. Cependant, **Haselton et al. [H2]** ont trouvé qu'un ratio capacitair de 2.0 suffisait pour des structures faiblement élancées.

5.3.4. Comparaison des courbes de capacité et des ductilités obtenues

Cette partie de l'étude se concentre sur la comparaison des courbes de capacité et de la ductilité globale pour les trois portiques en béton armé, en considérant divers coefficients β . Les Figures 5.8 à 5.10 illustrent cette comparaison en détaillant les variations observées dans les courbes de capacité, qui résultent des analyses statiques non-linéaires (Pushover) appliquées sur les structures avec chacun des coefficients β spécifiés.

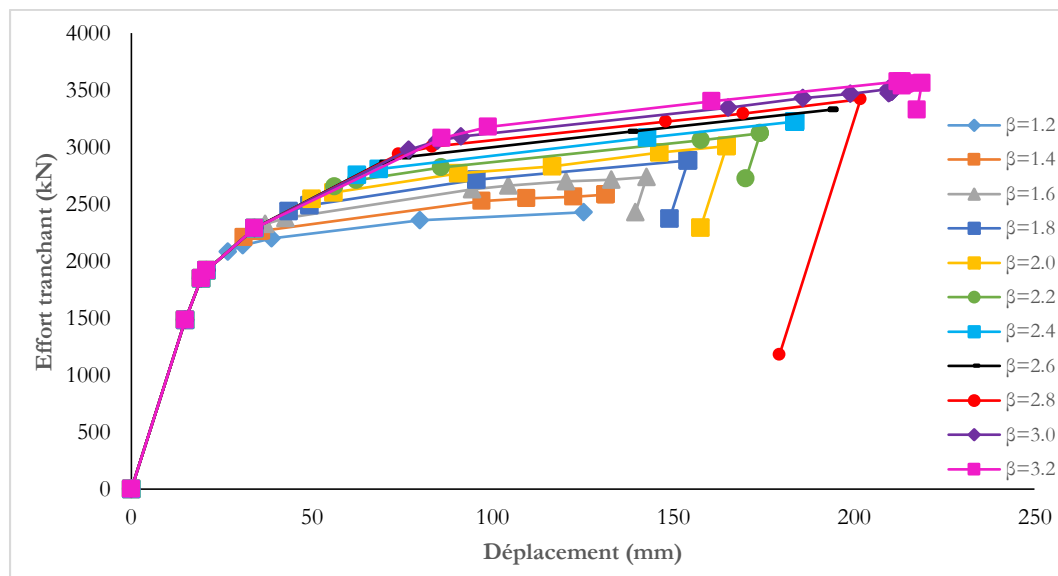


Figure 5.8. Courbes capacité de la structure (01) avec les différents coefficients β .

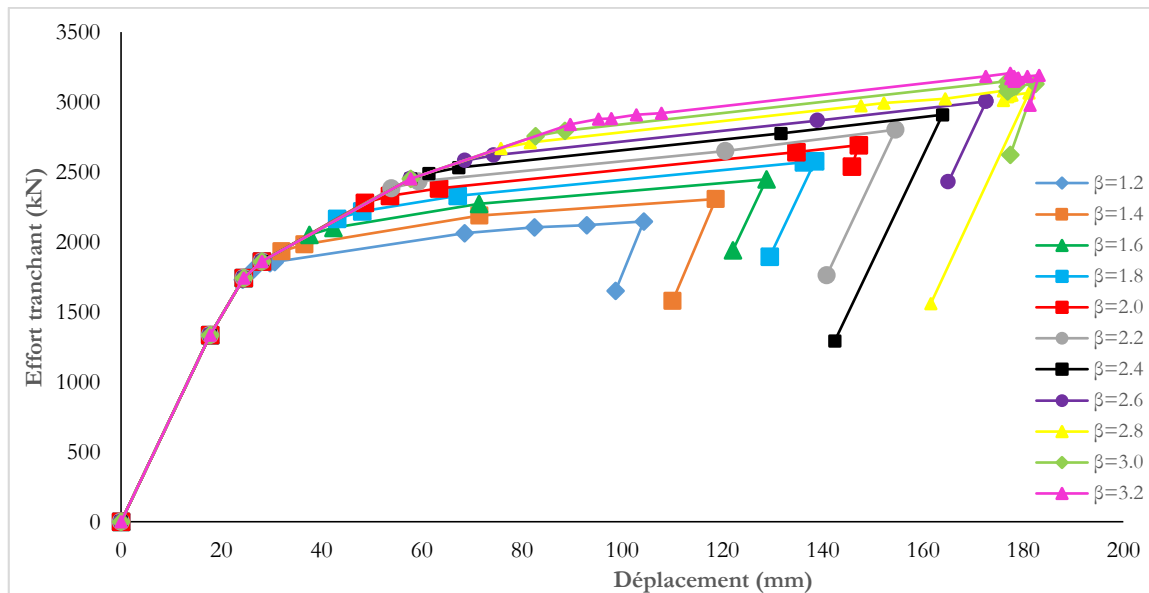


Figure 5.9. Courbes capacité de la structure (02) avec les différents coefficients β .

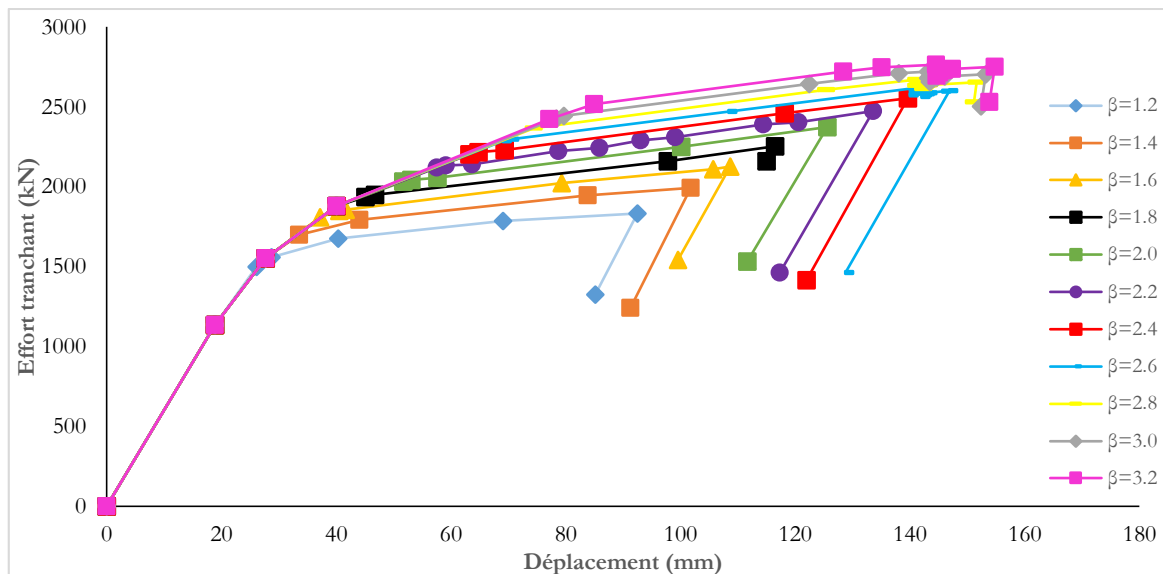


Figure 5.10. Courbes capacité de la structure (03) avec variation du coefficient β .

Une augmentation notable de la capacité portante et de la ductilité des structures est observée avec l'accroissement du ratio des moments résistants poteaux/poutres. Toutes les courbes présentent une phase élastique similaire, indiquant que la variation du ratio β n'influence pas le comportement élastique de la structure, une conclusion également tirée par **Wongpakdee et Leelataviwat [W2]**. Concernant la structure (1), elle présente une rigidité élastique égale à 99106 kN/m, cette valeur est constante pour toutes les valeurs du coefficient capacitaire. La structure (2) présente une rigidité élastique égale à 75104 kN/m, qui est elle aussi constante avec l'augmentation du ratio capacitaire. Pour la structure (3), on constate une rigidité élastique, constante pour l'ensemble des valeurs de β , égale à 60337 kN/m. Au-delà de cette limite élastique, les structures manifestent un comportement divergent. Une augmentation du coefficient β entraîne une amélioration de la capacité portante et de la ductilité (Figure 5.11).

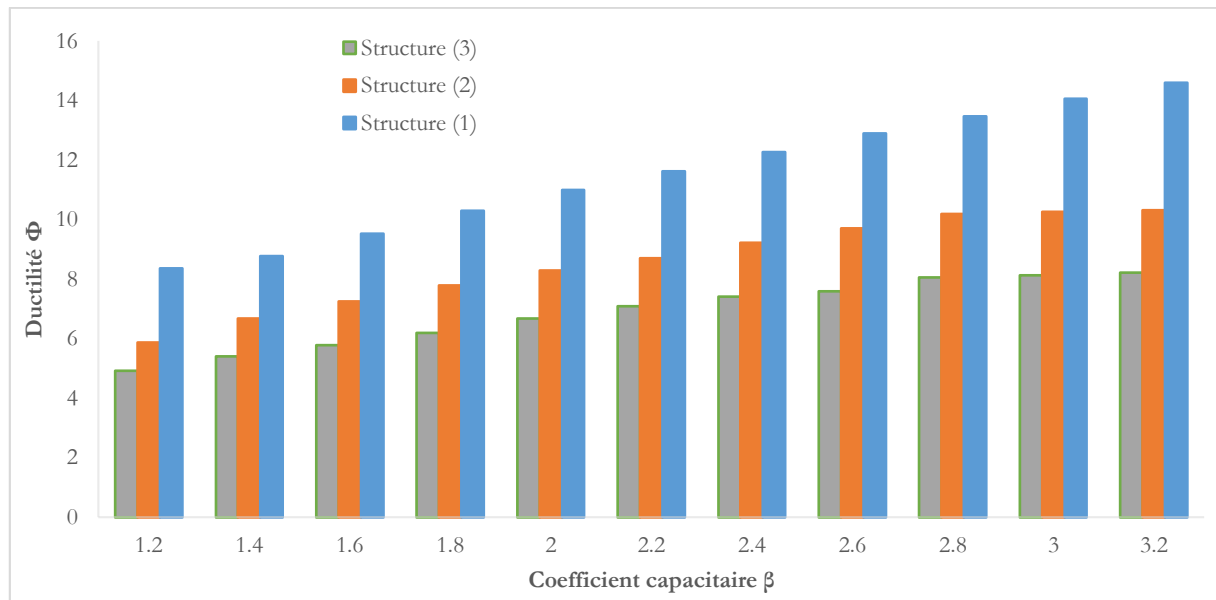


Figure 5.11. Ductilité globale des structures avec variation du coefficient β .

Le Tableau 5.6 détaille pour chaque coefficient β les déplacements et efforts tranchants maximaux observés.

Tableau 5.6. Valeurs maximales obtenues lors des analyses push over

Structure (01)										
Valeurs de β	$\beta = 1.2$	$\beta = 1.4$	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.8$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.4$	$\beta = 2.6$	$\beta = 2.8$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.2$
Effort (kN)	2430.7	2583.1	2737.3	2882.8	3009.9	3223.8	3325.8	3422.3	3508.4	3576.4
Déplacement (mm)	125.1	131.4	142.5	154.1	164.7	183.7	193.2	201.8	210.5	218.7
Structure (02)										
Valeurs de β	$\beta = 1.2$	$\beta = 1.4$	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.8$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.4$	$\beta = 2.6$	$\beta = 2.8$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.2$
Effort (kN)	2147.9	2308.1	2448.3	2577.1	2692.9	2909.5	3005.5	3082.7	3149.4	3207.4
Déplacement (mm)	104.3	118.6	128.8	138.5	147.2	163.9	172.6	181.2	182.4	183.2
Structure (03)										
Valeurs de β	$\beta = 1.2$	$\beta = 1.4$	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.8$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.4$	$\beta = 2.6$	$\beta = 2.8$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.2$
Effort (kN)	1831.8	1992.9	2126.2	2254.9	2373.5	2554.5	2612.4	2670.3	2718.6	2764.6
Déplacement (mm)	92.5	101.8	108.7	116.5	125.5	139.6	142.7	151.6	153.2	154.7

5.3.5. Déplacements inter-étages

Afin d'examiner l'impact de la variation du ratio capacitaire β sur le comportement global des structures, les déplacements inter-étages ont été calculés pour chacune des trois structures. La distribution de ces déplacements est présentée et résumée dans les Figures 5.12 à 5.15.

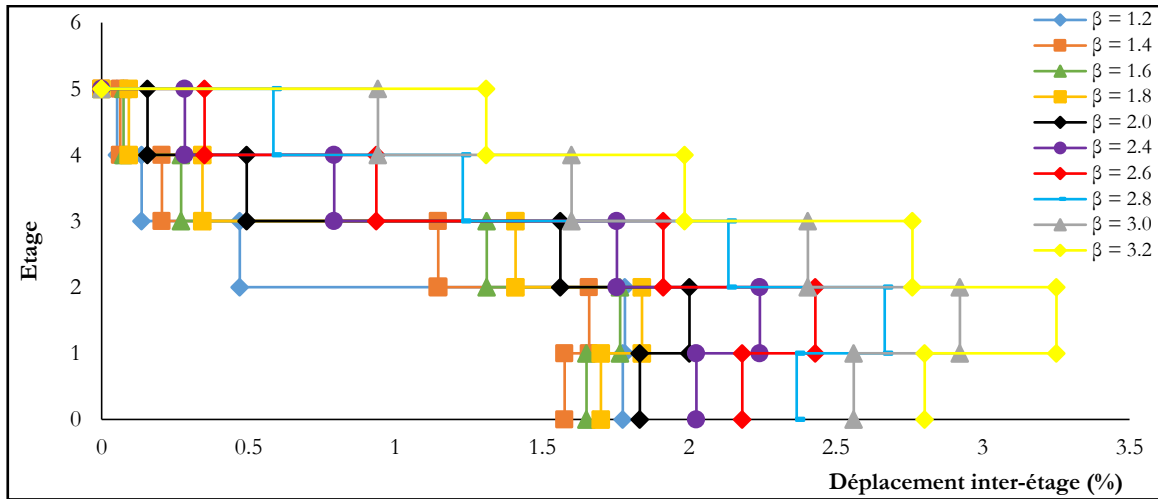


Figure 5.12. Déplacements inter-étages pour la structure (1)

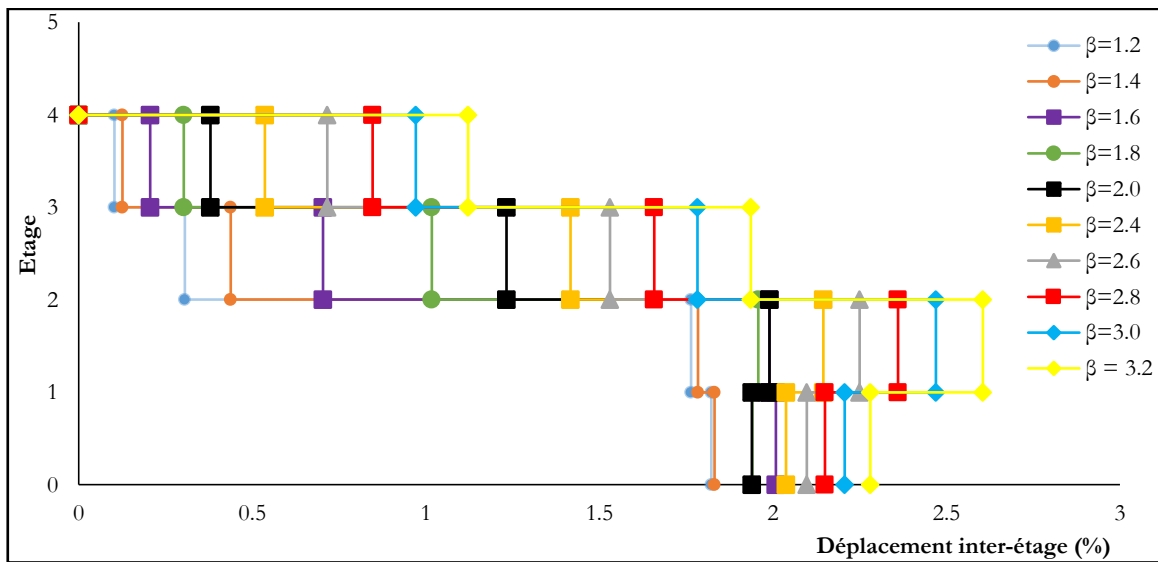


Figure 5.13. Déplacements inter-étages pour la structure (2)

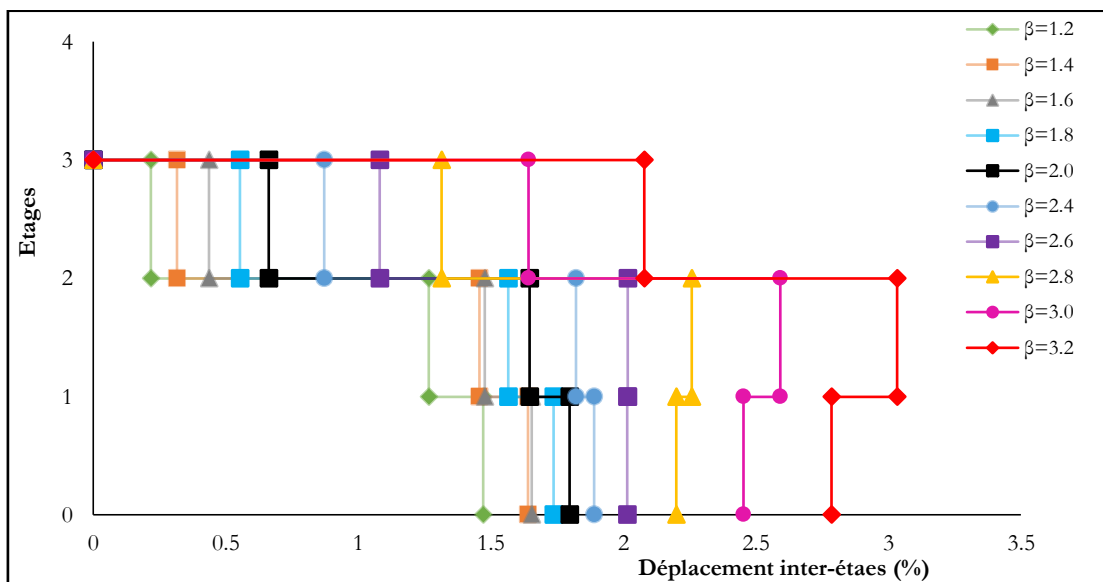


Figure 5.14. Déplacements inter-étages pour la structure (3)

Nous observons que l'augmentation du ratio capacitaire entraîne une hausse du déplacement inter-étage pour les structures. Plus spécifiquement, une augmentation significative du déplacement inter-étage aux niveaux supérieurs est également notable. Cette situation résulte du fait que l'accroissement du ratio capacitaire favorise une répartition des dommages plus équilibrée. En effet, l'augmentation du nombre d'étages impliqués dans le mécanisme de ruine des structures auto-stables se traduit par une diminution du déplacement aux étages inférieurs et une augmentation à ceux supérieurs.

Pour illustrer cet effet, prenons l'exemple de la structure (2) : l'augmentation du ratio capacitaire de 1.2 jusqu'à 2.0 induit un changement dans le déplacement inter-étage maximal du premier niveau jusqu'au second étage. Une augmentation progressive des déplacements inter-étages des étages supérieurs peut être constatée à mesure que l'on augmente le ratio capacitaire β . Concernant la structure (3), un changement dans la distribution des déplacements inter-étages maximaux peut aussi être remarqué : le déplacement maximal est transféré progressivement, avec l'augmentation du ratio capacitaire, du premier étage jusqu'au second niveau. Le déplacement inter-étage maximal dans les étages supérieurs augmente de manière significative, rapprochant le déplacement des étages supérieurs aux étages inférieurs. Quant à la structure (1), on constate que la distribution du déplacement inter-étage reste la même, où le déplacement maximal se produit au niveau du second étage. Cependant, on observe une forte augmentation du déplacement inter-étage maximal pour les étages supérieurs, notamment au niveau du dernier niveau, à mesure que le ratio capacitaire augmente. On peut constater un rapprochement significatif entre le déplacement inter-étage du premier et du dernier étage.

5.3.6. Probabilité de ruine des structures

Une transformation iso-probabiliste des variables aléatoires a été réalisée, et les fonctions d'état limite ont été déterminées, permettant ainsi le calcul des indices de fiabilité. Les valeurs obtenues pour ces indices, accompagnées des probabilités de défaillance correspondantes et des valeurs du ratio β , ont été extraites de l'analyse fiabiliste des trois structures. Tous ces résultats sont synthétisés dans le Tableau 5.7.

Tableau 5.7. Valeurs des différents indices de fiabilité et de probabilité de défaillance obtenues.

Structure (01)										
Valeurs de β	$\beta = 1.2$	$\beta = 1.4$	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.8$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.4$	$\beta = 2.8$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.2$	
Indice de fiabilité	1.3649	1.6319	1.9728	2.2543	2.6387	3.2971	3.6866	3.92865	4.11114	
P_f	0.08615	0.05135	0.02426	0.01208	0.004161	4.88E-04	1.13E-04	4.77E-05	2.00E-05	
Structure (02)										
Valeurs de β	$\beta = 1.2$	$\beta = 1.4$	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.8$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.4$	$\beta = 2.8$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.2$	
Indice de fiabilité	1.4226	1.7436	2.2122	2.4247	2.9350	3.4620	3.7849	4.07454	4.26531	
P_f	0.0774	0.04061	0.01347	0.00766	0.0016	2.68E-04	7.68E-05	2.38E-05	9.61E-06	
Structure (03)										
Valeurs de β	$\beta = 1.2$	$\beta = 1.4$	$\beta = 1.6$	1.8	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.4$	$\beta = 2.6$	$\beta = 2.8$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.2$
Indice de fiabilité	1.5646	1.8571	2.4049	3.0467	3.2841	3.7112	3.8629	4.04532	4.24503	4.4447
P_f	0.05884	0.03164	8.08E-03	0.003183	5.11E-04	1.03E-04	5.59E-05	2.74E-05	1.05E-05	4.09E-06

À partir des informations fournies dans le Tableau 5.7, nous avons pu estimer la probabilité de ruine pour les structures dans l'intervalle de ratios β allant de 1.2 à 2.8. Il est particulièrement remarquable que la structure (03) affiche des indices de fiabilité supérieurs comparativement aux autres modèles étudiés. Cette supériorité semble principalement liée à de meilleures performances des structures moins élancées dans ce modèle spécifique. En détail, pour les systèmes structurels

(01), (02) et (03), nous observons une variation de l'indice de fiabilité allant respectivement de 1.36 à 3.68, de 1.42 à 3.78, et de 1.56 à 3.86. De plus, l'évolution de la probabilité de ruine en fonction du ratio β pour ces structures est illustrée dans la Figure 5.14.

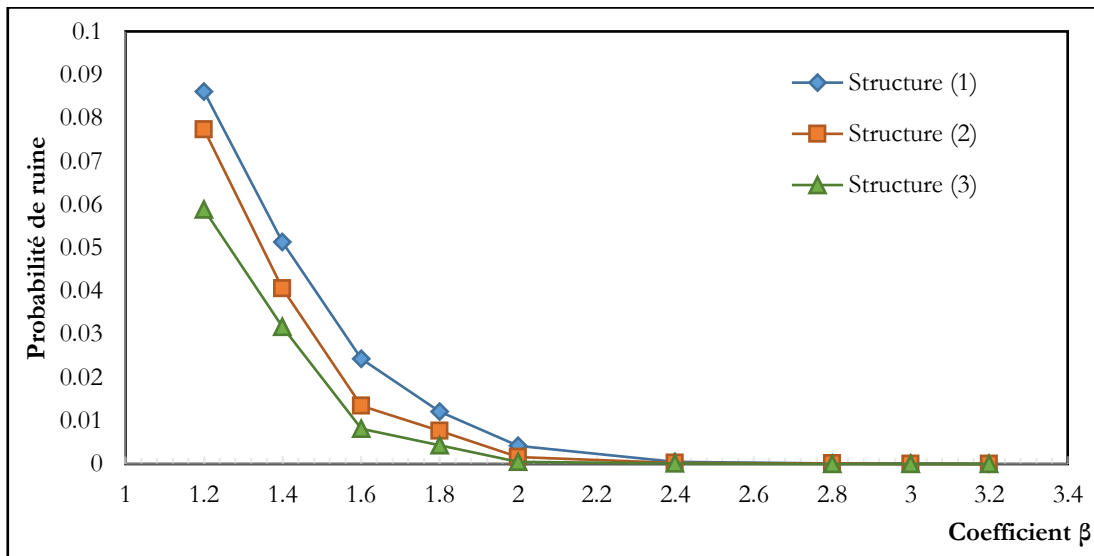


Figure 5.15. Courbes de probabilité de défaillance des trois structures avec variation du ratio β .

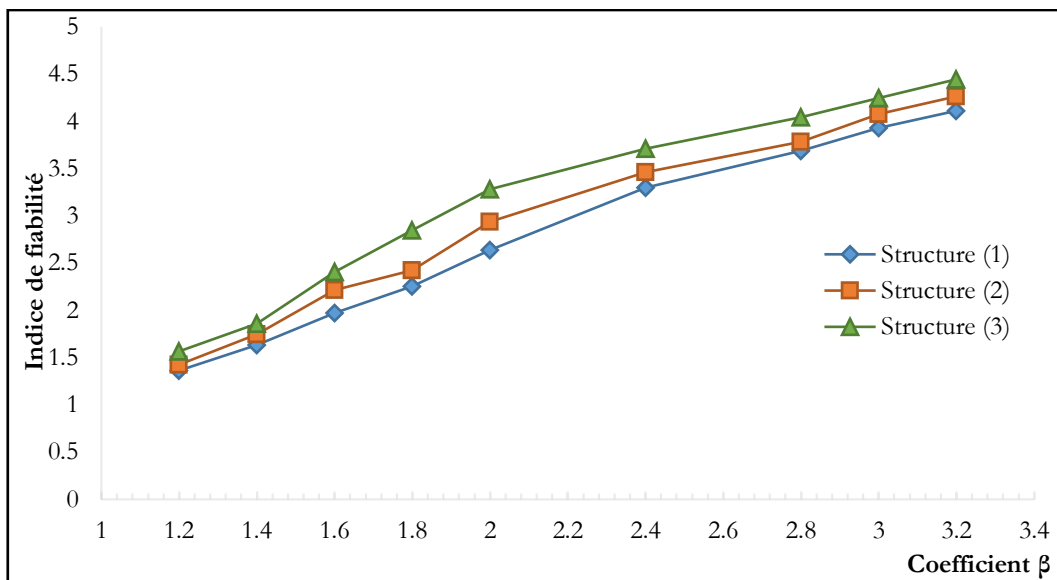


Figure 5.16. Courbes des indices de fiabilité des trois structures avec variation du ratio β .

Les probabilités de défaillance des trois structures sont précisément estimées sur une gamme étendue, allant de 10^{-5} à 10^{-1} . Nous observons une corrélation notable entre la probabilité de ruine et deux facteurs principaux : la variation du coefficient β et la hauteur de la structure. De manière spécifique, une augmentation du coefficient β entraîne une réduction de la probabilité de ruine. De même, une diminution de la hauteur de la structure est associée à une baisse de cette probabilité. Ce phénomène se reflète également dans l'indice de fiabilité : il apparaît que la fiabilité des structures s'accroît avec l'augmentation du ratio capacitaire β et diminue avec la hauteur des structures. La probabilité de ruine observée pour un ratio β de 1.2, qui est proche de la recommandation du règlement **RPA 99/2003 [R5]**, s'écarte significativement du critère de sécurité requis (Tableau 3.2).

Pour remédier à cela, il est constaté qu'une augmentation du ratio β réduit de façon plus rationnelle la probabilité de défaillance. À la lumière des résultats de notre étude fiabiliste, nous recommandons un coefficient $\beta \geq 2,0$. Avec ce coefficient, la probabilité de ruine pour les trois structures analysées est inférieure à 10^{-3} [L3]. Bien que l'adoption d'un coefficient élevé, permettant à la structure d'atteindre un mécanisme plastique global, puisse entraîner des coûts supplémentaires pour les entreprises de construction, une étude fiabiliste s'avère être une alternative judicieuse. Cette recommandation trouve écho dans la littérature ; par exemple, **Dooley et Bracci [D12]** préconisent une valeur minimale de 2.0 pour prévenir les mécanismes de ruine d'étage. De même, **Zuo et al. [Z6]** suggèrent des valeurs comprises entre 1.8 et 2.4, basées sur des analyses dynamiques non linéaires.

5.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur le dimensionnement capacitaire des nœuds poteau-poutre, en examinant spécifiquement les structures auto-stables en béton armé faiblement élancées, conformément à la réglementation algérienne. Cette étude a permis de tirer plusieurs conclusions importantes.

Une analyse déterministe initiale a révélé que, conformément aux prescriptions du **RPA 99/2003 [R5]**, l'augmentation du ratio capacitaire améliore la résistance et la ductilité globale des structures auto-stables en béton armé. Notamment, un coefficient β plus élevé augmente le nombre de niveaux dans le mécanisme de ruine, principalement en réduisant la formation de rotules plastiques au niveau des poteaux. Il apparaît que les structures auto-stables nécessitent un rapport entre le moment résistant des poteaux sur celui des poutres supérieur à trois, une conclusion qui rejoint les découvertes de **Murty et al. [M14]**.

En adoptant une approche de couplage mécano-fiabiliste, basée sur la méthode par surface de réponse, il a été démontré que la probabilité de ruine des structures diminue avec l'augmentation du ratio capacitaire β . Cette baisse est plus marquée avec la réduction du nombre d'étages dans les structures étudiées. Afin d'assurer une fiabilité structurelle minimale, il s'avère nécessaire de dimensionner les structures auto-stables avec un ratio capacitaire d'au moins 2.0. Cette valeur critique tend à augmenter avec le nombre d'étages des structures.

Chapitre 6

Evaluation de la
résistance et de la
rigidité du
remplissage en
maçonnerie

6.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons exploré le dimensionnement capacitaire, en mettant l'accent sur le principe du poteau fort - poutre faible. Ce chapitre se penche sur le comportement des remplissages en maçonnerie, dont l'introduction entraîne de nombreux changements structuraux. Plusieurs questions relatives à ce système demeurent sans réponse, limitant ainsi son utilisation. **P.G. Asteris [A12]** souligne que la redistribution des forces due à l'interaction entre le portique et le remplissage peut conduire à des dommages imprévisibles au sein du portique. Ces dommages ont également été observés par **Y.P. Yuen et J.S. Kuang [Y1]**, qui remettent en question la viabilité du principe du poteau fort et de la poutre faible. Dans cette partie, nous allons nous intéresser à l'évaluation de la résistance à la compression de la maçonnerie. Nous comparerons deux méthodes d'évaluation rapportées dans la littérature et évaluerons la performance des modèles présentés au chapitre 1 pour la prédiction de la résistance à la compression selon ces deux méthodes. Enfin, nous utiliserons une analyse par régression multiple pour proposer des équations adaptées à une loi de comportement sélectionnée dans la littérature existante

6.2. Evaluation de la résistance à la compression de la maçonnerie

6.2.1. Evaluation du module d'élasticité E_w

Suite à l'analyse des essais présentés dans le chapitre 4, nous avons constaté que de nombreux chercheurs n'ont ni évalué ni mentionné le module d'élasticité (E_w) de la maçonnerie testée. Sur l'ensemble des essais examinés, seulement 157 ont rapporté la valeur de E_w de la maçonnerie. Ces essais se divisent en deux catégories : 47 concernent des murettes et 110 des prismes.

Une analyse statistique des essais sur murette indique une moyenne de $E_w = 1080 f_{wv}$ (avec un coefficient de variation (Cov) de 75,66 %), une valeur assez proche des recommandations de **Eurocode 6 [E9]**, qui se base sur des essais réalisés sur des murettes. En ce qui concerne les essais sur prisme, la moyenne obtenue est de $E_w = 540 f_{wv}$ (Cov = 49,73 %), ce qui est proche des recommandations du **FEMA 306 [F2]**.

Étant donné que le coefficient de variation, notamment pour les murettes, est assez élevé, l'utilisation d'une simple moyenne pour déterminer la rigidité pourrait entraîner des erreurs significatives. Il est donc impératif de prendre en compte cette variabilité dans les analyses futures.

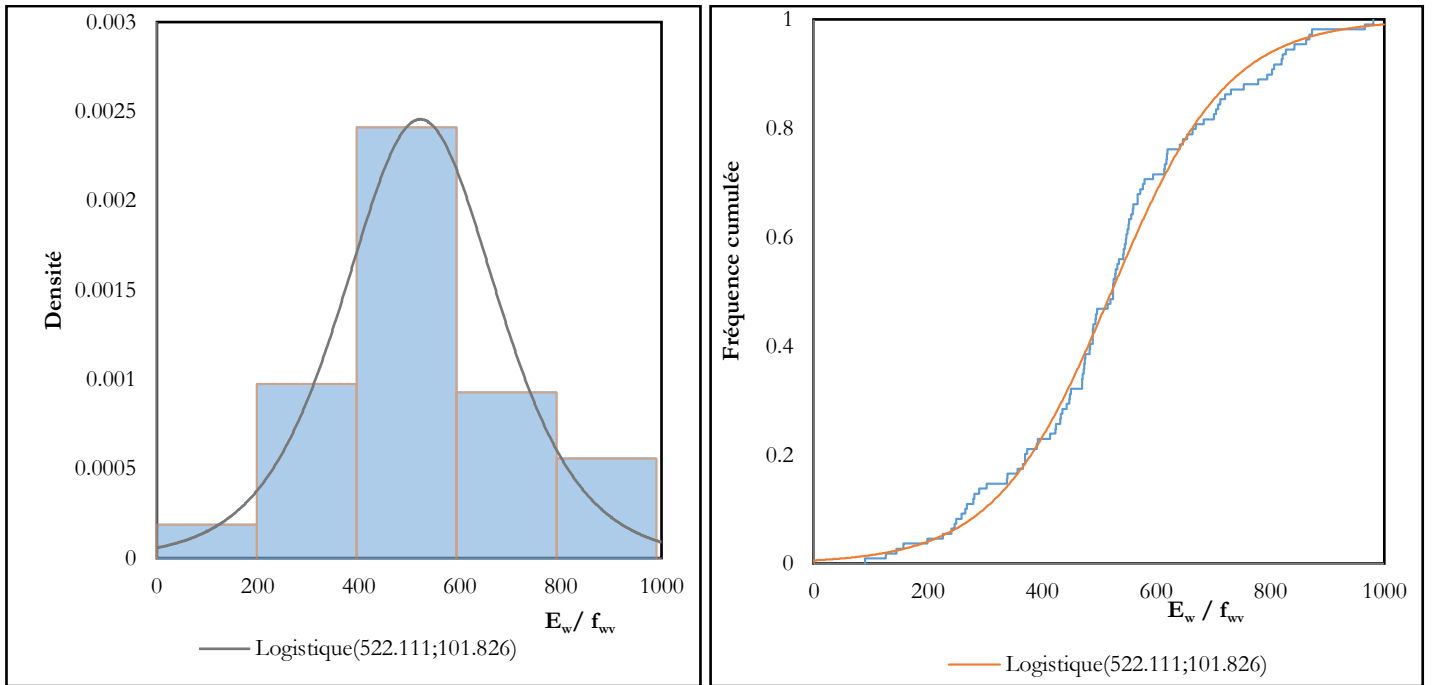


Figure 6.1. Distribution des valeurs du ratio (E_w/f_{wv}) issues des essais sur prisme

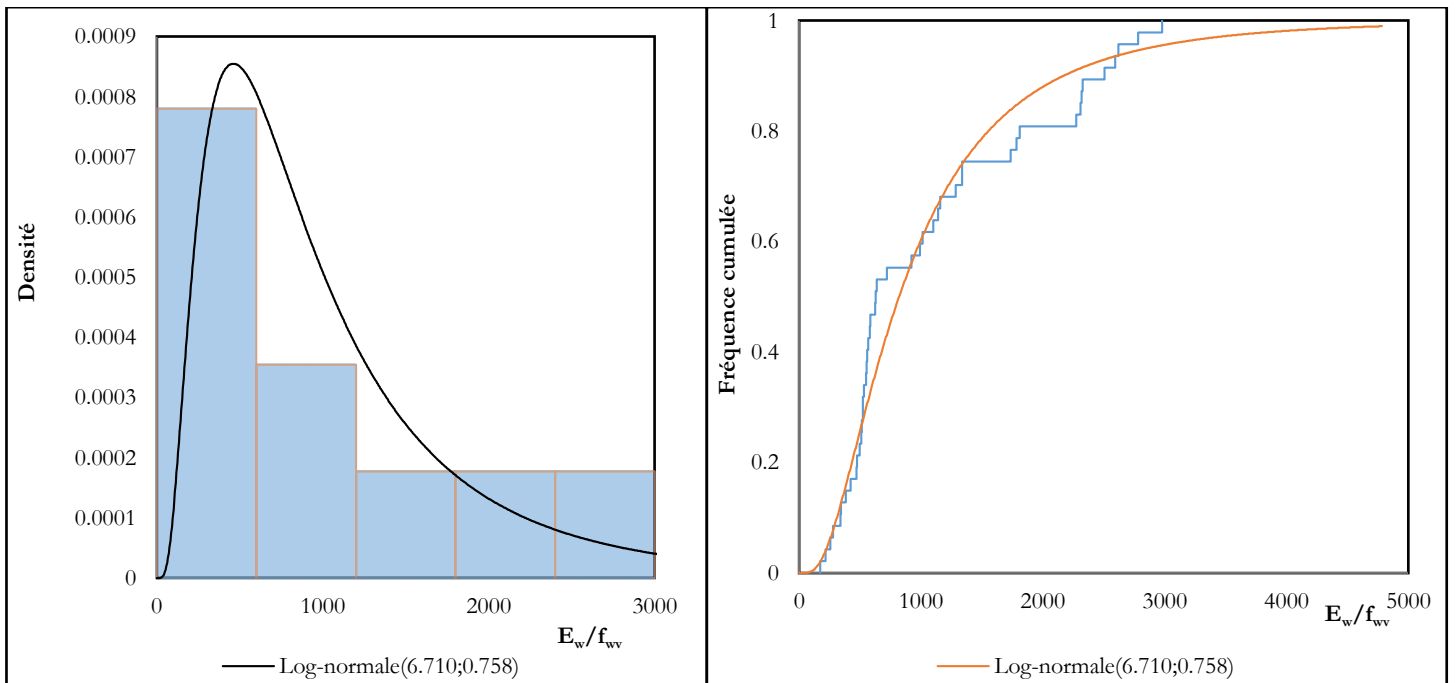


Figure 6.2. Distribution des valeurs du ratio (E_w/f_{wv}) issues des essais sur murette

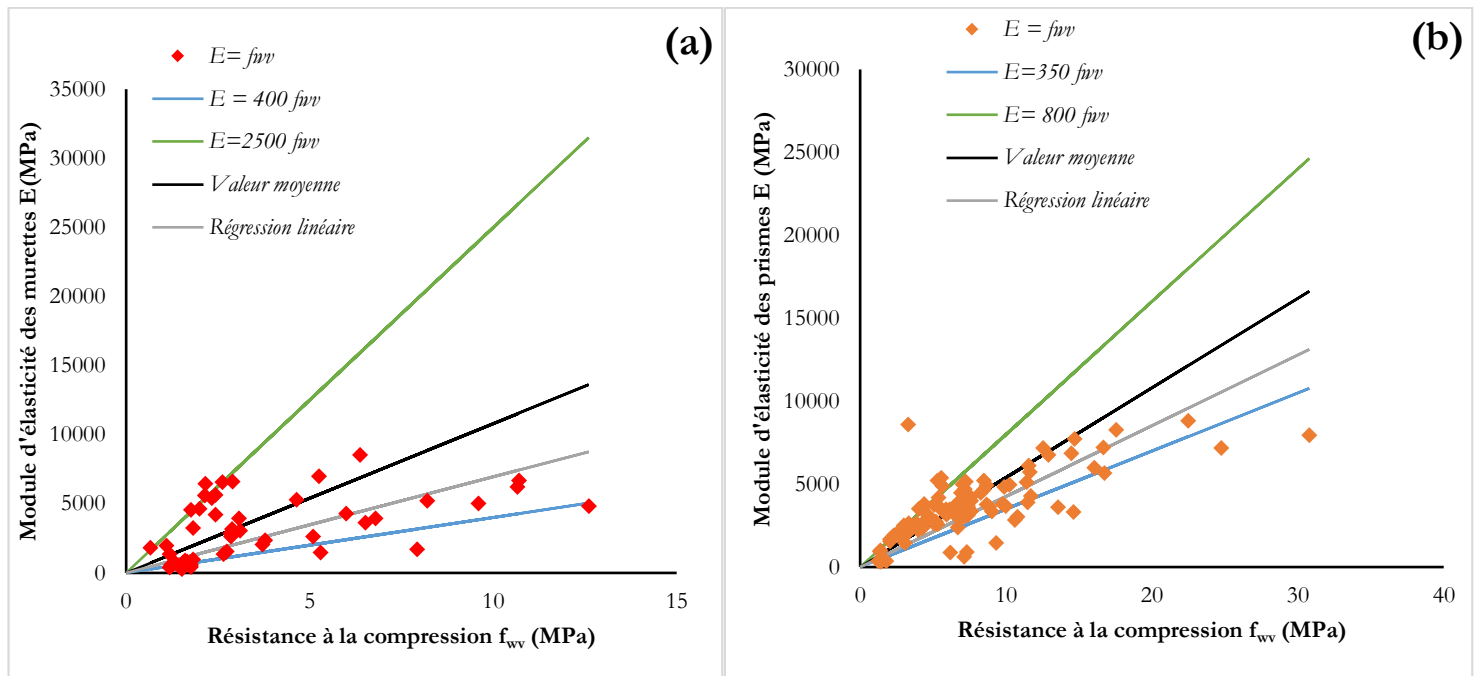


Figure 6.3. Comparaison de la distribution des valeurs du ratio E_w/f_{wv} : (a) essais sur murette, (b) essais sur prisme

Pour les deux types d'essais, les unités de maçonnerie sont principalement constituées de briques creuses en argile, de briques pleines en argile et de briques creuses en béton. Les essais sur prisme sont principalement réalisés avec des briques pleines en argile, tandis que les essais sur murette utilisent principalement des briques creuses en argile. Dans les essais recueillis, le module d'élasticité a été calculé en utilisant différentes méthodes. Par exemple, certains auteurs ont suivi les directives de l'**Eurocode 6 [E9]**, qui suggère de déterminer le module d'élasticité comme le module sécant à $1/3 f_{wv}$. D'un autre côté, le **MSJC 2013 [M12]** propose de calculer le module sécant entre les points $0,05 f_{wv}$ et $0,3 f_{wv}$, d'autres chercheurs ont utilisé le calcul du module tangent initial. Un autre facteur contribuant à ces disparités est la variation des techniques expérimentales utilisées, telles que la vitesse de chargement et l'instrument de mesure de la déformation [C2]. Dans le cadre de notre étude, nous nous concentrons exclusivement sur les différences entre les méthodologies expérimentales, en particulier en ce qui concerne les types spécifiques d'essais utilisés. Comme le montre la Figure 6.3 (a), la plage de valeurs du rapport E_w/f_{wv} est beaucoup plus étendue dans les essais sur murettes que dans les essais sur prismes, comme illustré à la Figure 6.3 (b). Les murettes présentent des valeurs allant de 400 à 2500, tandis que les prismes ont une plage plus restreinte de 350 à 800, malgré un plus grand nombre d'essais réalisés. Suite à une analyse par régression linéaire, nous avons obtenu des valeurs de 695 ($R^2 = 68\%$) pour les murettes et de 426 ($R^2 = 87\%$) pour les prismes. En ce qui concerne le module d'élasticité, nous pouvons supposer que cette variation entre les essais sur prismes et sur murettes est imputable à la variation géométrique du type d'essai. Cependant, deux études ont été rapportées (**Thamboo et Dhanasekar [T4]** et **Calderón et al. [C3]**) avec des résultats contradictoires. Cette divergence dans les résultats des essais de rigidité semble aller au-delà de simples ajustements de la géométrie des essais. La raison principale de ce phénomène pourrait être attribuée à la gamme diversifiée des propriétés mécaniques trouvées dans la maçonnerie à travers le monde.

Cette étude, fondée sur une base de données hétérogène, révèle que les essais sur prisme présentent un module d'élasticité (E_w) généralement inférieur à celui observé dans les essais sur murette.

Cependant, il est nécessaire de mener des essais expérimentaux supplémentaires sur diverses configurations de maçonnerie pour confirmer si, de manière systématique, les tests sur prismes affichent des valeurs inférieures comparativement aux tests sur murettes. Pour les besoins de cette étude, nous avons choisi d'adopter une valeur moyenne dérivée des résultats de régressions linéaires pour les deux types d'essais. Cette valeur, $E_w = 560 f_{wv}$, se trouve être en accord avec de nombreuses recommandations établies dans la littérature spécialisée.

6.2.2. Prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie

En se basant sur la base de données expérimentales collectées et détaillées dans le chapitre 4, une analyse par régression non linéaire a été effectuée. Cette analyse avait pour objectif de dériver des équations de la forme : $f_{wv} = K f_b^\alpha f_m^\beta$, conformément aux recommandations de l'**Eurocode 6 [E9]**. À partir de cette analyse, les équations (6.1) et (6.2) ont été établies pour prédire respectivement la résistance à la compression des essais réalisés sur prisme et sur murette :

$$f_{wv} = 0.168 f_b^{1.05} f_m^{0.236} \quad (6.1)$$

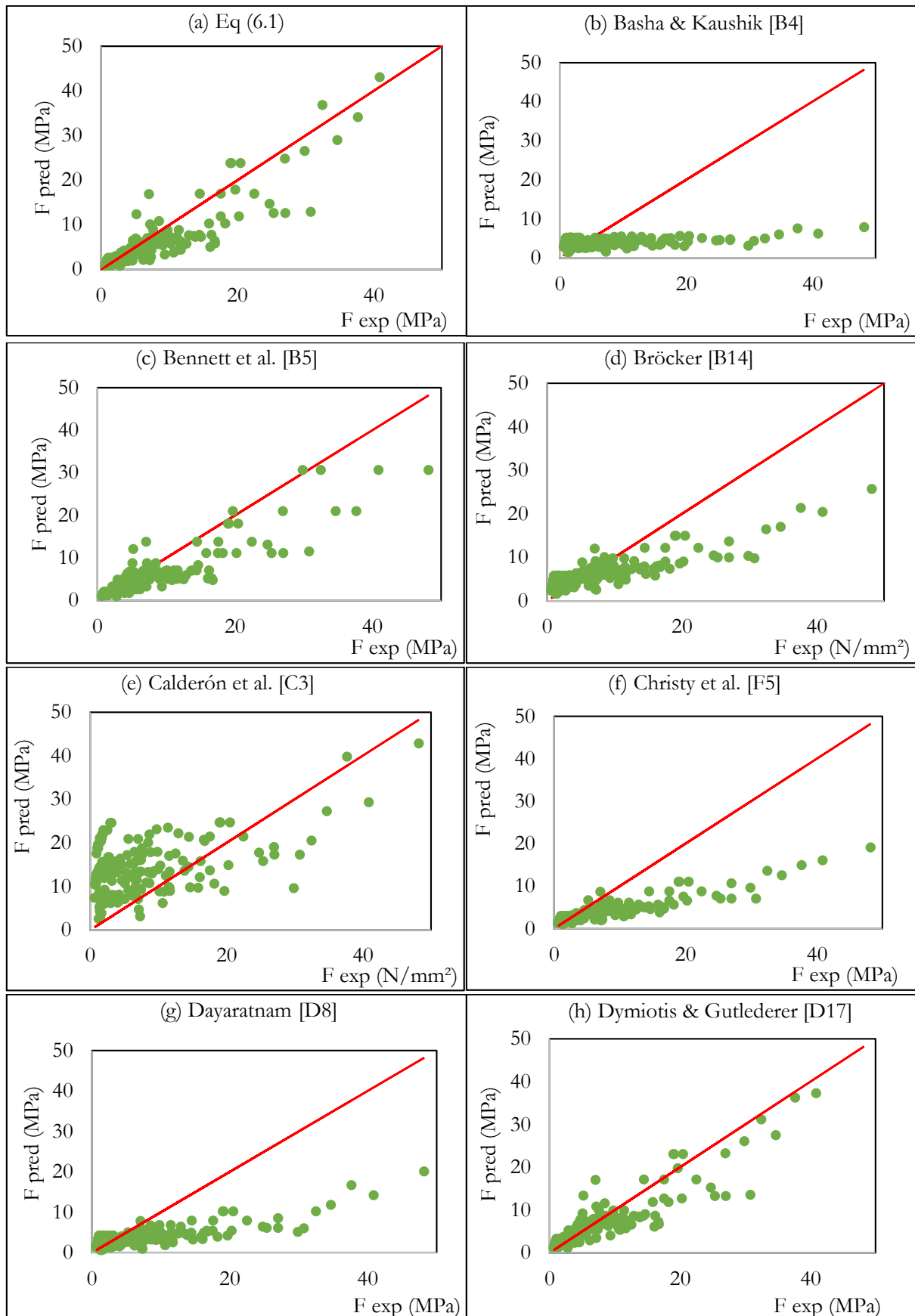
$$f_{wv} = 0.765 f_b^{0.697} f_m^{0.014} \quad (6.2)$$

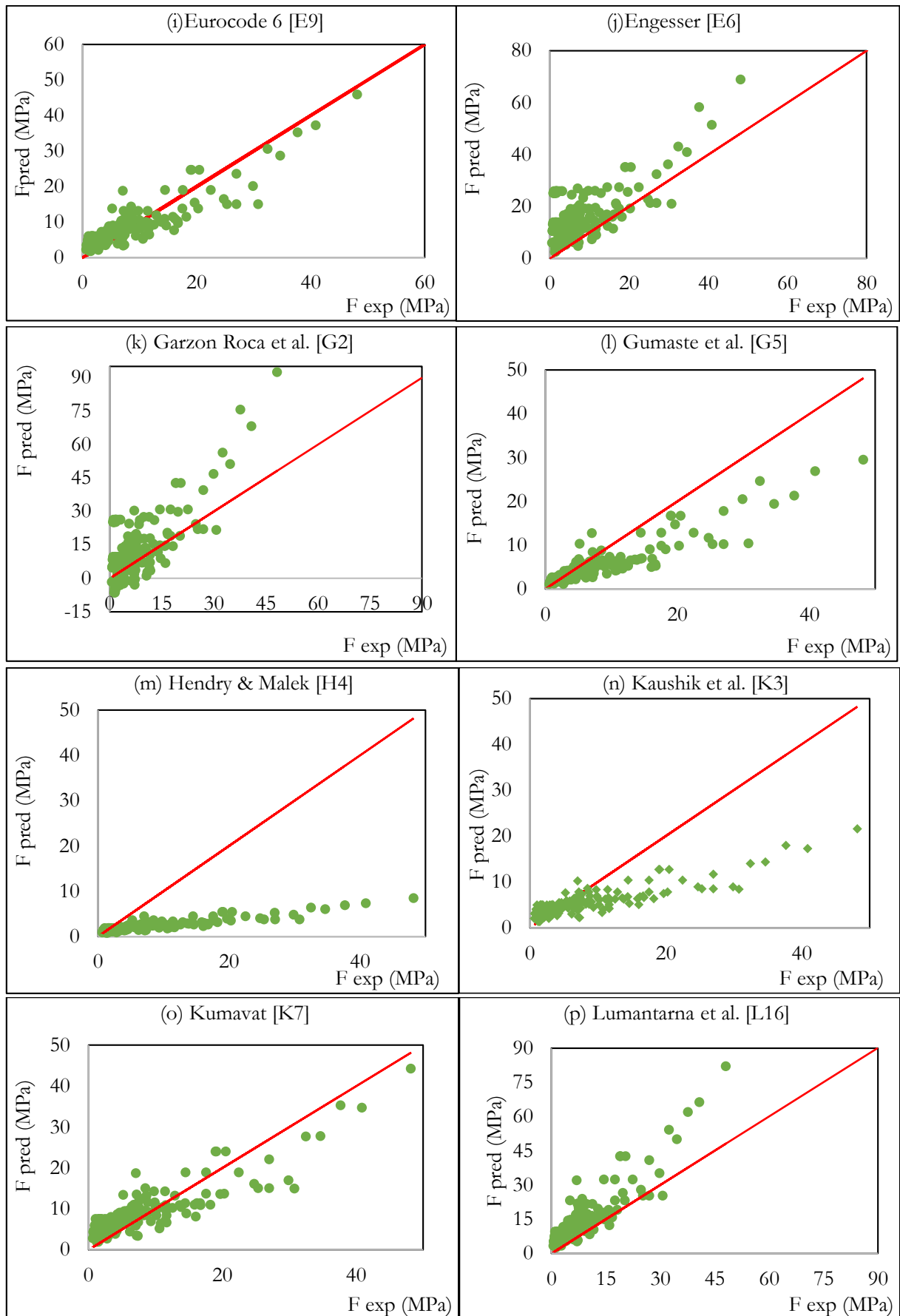
Jusqu'à présent, les recherches portant sur la prédiction de la résistance de la maçonnerie se sont majoritairement concentrées sur des essais réalisés uniquement sur prismes, comme le soulignent les travaux de **[P1]** et **[T3]**. Cependant, il apparaît qu'une lacune significative existe dans la littérature : l'absence d'études comparatives évaluant la performance des différentes équations de prédiction de la résistance de la maçonnerie à la fois pour les essais sur prismes et sur murettes.

Cette lacune est d'autant plus remarquable que les observations de **[T4]** et **[C3]** suggèrent des différences potentiellement importantes entre les résultats obtenus avec ces deux méthodes d'essai. En effet, la compréhension de ces différences et de leur impact sur la précision des modèles de prédiction est cruciale pour l'amélioration des méthodes de conception et d'évaluation de la maçonnerie dans le secteur de la construction.

Ainsi, une étude comparative détaillée, analysant et confrontant les performances des modèles de prédiction pour les deux types d'essais, semble non seulement judicieuse mais également nécessaire pour combler cette lacune. Une telle étude pourrait fournir des informations précieuses pour l'élaboration de recommandations plus précises et fiables en matière de conception de structures en maçonnerie.

Dans cette section, nous procédons à l'évaluation de 18 modèles empiriques destinés à déterminer la résistance à la compression. Cette évaluation se fait selon deux méthodes distinctes : l'une basée sur les essais sur prisme et l'autre sur les essais sur murette. Nous comparerons et analyserons ces modèles pour déterminer leur performance dans chacune des méthodes :





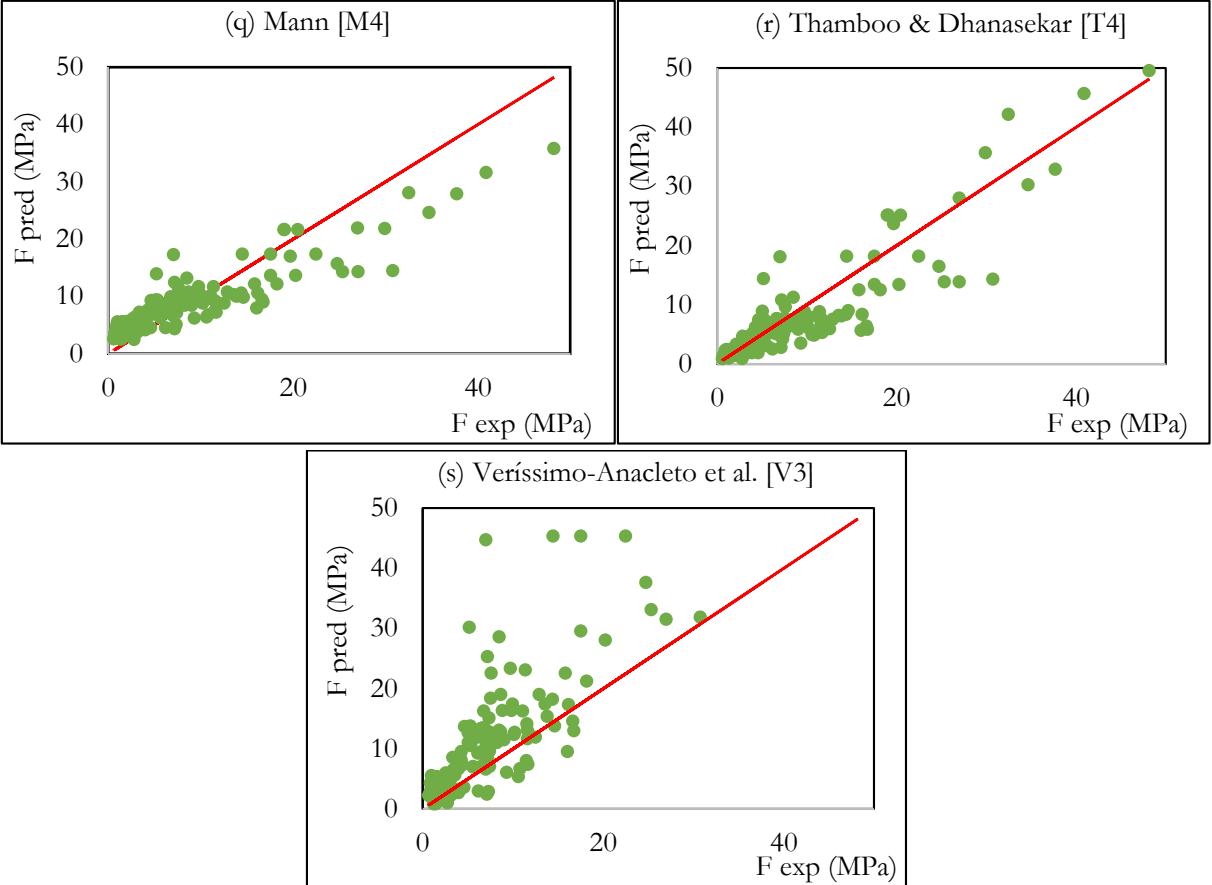
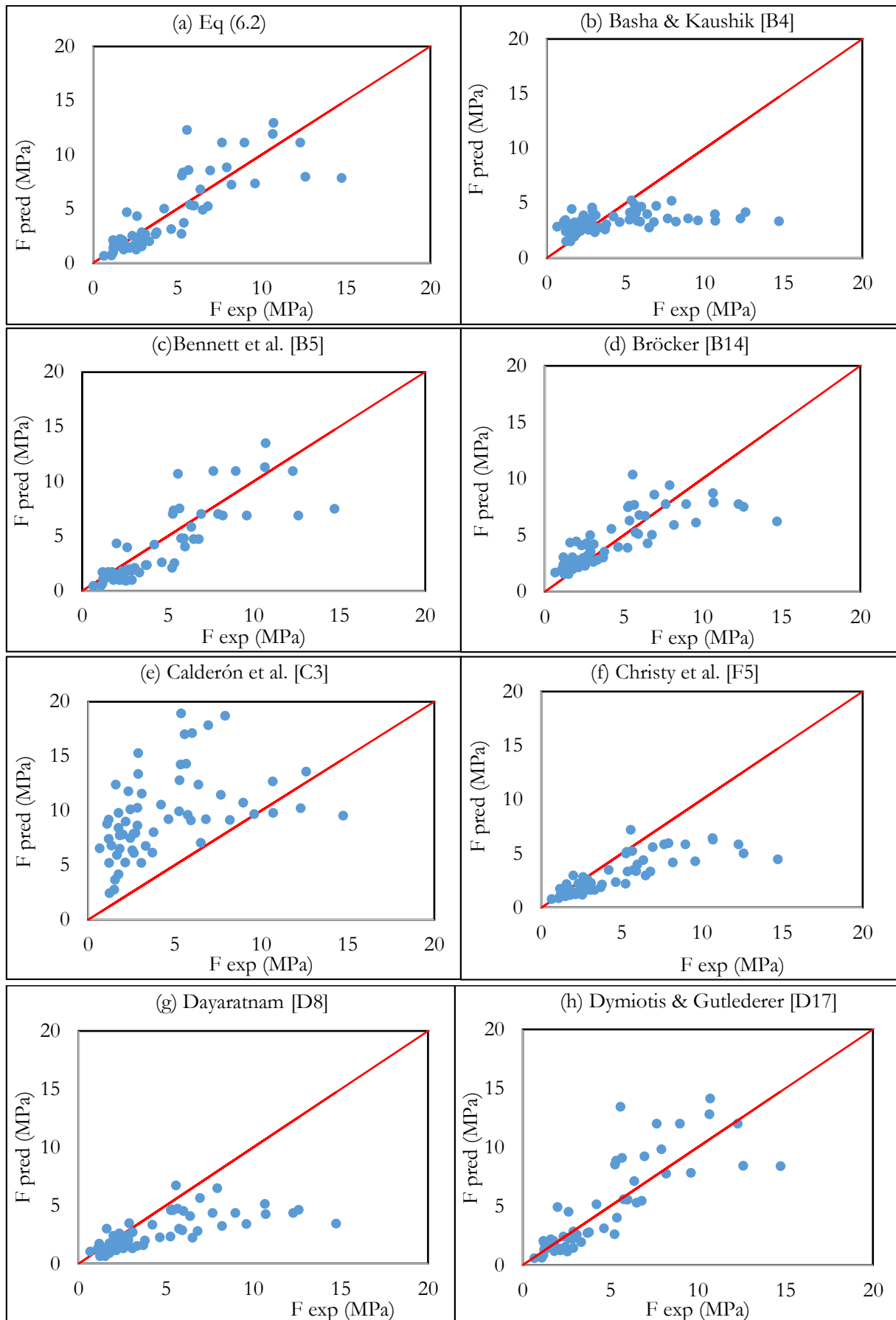
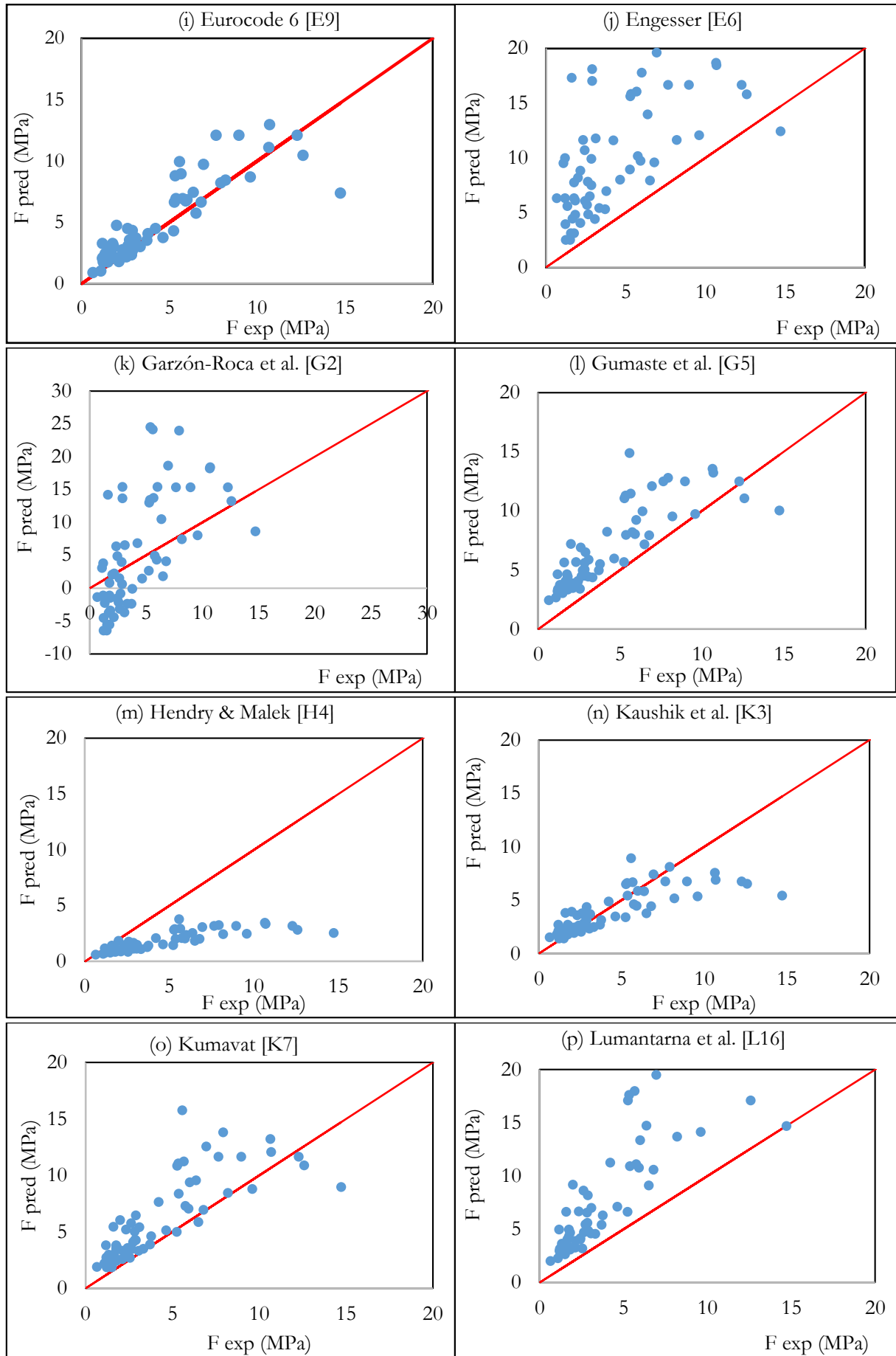


Figure 6.4. Comparaison de la performance des modèles empiriques pour les essais sur prisme





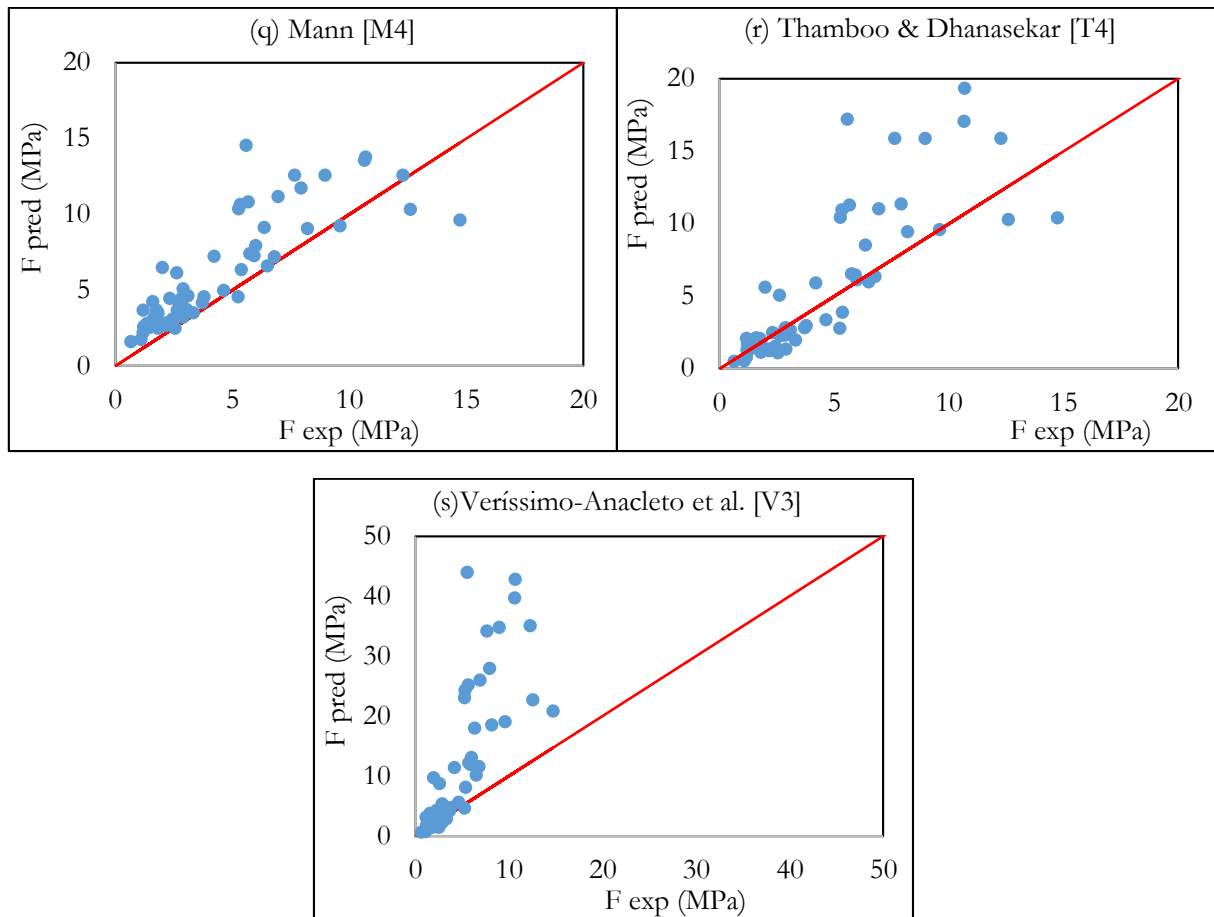


Figure 6.5. Comparaison de la performance des modèles empiriques pour les essais sur murette

Pour chacun des graphiques présentés dans les Figures 6.4 et 6.5, la ligne diagonale illustre une correspondance parfaite entre les prédictions du modèle empirique et les valeurs expérimentales. Les différents points dispersés sur le graphique représentent les résultats obtenus pour chacun des modèles. Un point situé sous la diagonale indique une sous-estimation de la résistance par le modèle, tandis qu'un point au-dessus de la diagonale signale une surestimation. Afin de faciliter la comparaison entre les différents modèles, des paramètres statistiques ont été calculés pour chacun. Les résultats de ces calculs sont présentés dans les Tableaux 6.1 et 6.2, détaillant les performances des modèles pour les essais sur prismes et sur murettes, respectivement.

Pour évaluer la performance des différents modèles empiriques, nous commencerons par calculer le ratio ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) pour chaque essai. Cette étape sera suivie par la détermination de la valeur moyenne du ratio ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) sur l'ensemble des tests, ainsi que les valeurs extrêmes, à savoir le minimum ($\text{Min } F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) et le maximum ($\text{Max } F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$). Cependant, étant donné que la valeur moyenne peut être influencée par ces valeurs extrêmes, nous estimerons également la valeur médiane du ratio ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) pour l'ensemble des données.

De plus, plusieurs autres paramètres statistiques seront calculés pour une analyse plus complète. Ceux-ci incluent l'écart-type (S), le coefficient de variation (COV), l'écart absolu moyen (MAD), l'erreur quadratique moyenne (RMSE), l'erreur absolue moyenne en pourcentage (MAPE) et l'erreur moyenne en pourcentage (MPE). Ces mesures nous aideront à fournir une évaluation détaillée et précise de la performance des modèles.

Tableau 6.1. Évaluation de la performance des modèles empiriques à l'aide des essais sur prisme

Model	Moyenne (F_{pred}/F_{exp})	Médiane (F_{pred}/F_{exp})	Min (F_{pred}/F_{exp})	Max (F_{pred}/F_{exp})	SD	Cov (%)	MAD	MPE	MAPE	RMSE
Eq. (6.1)	1.09	0.98	0.31	2.75	0.48	44.8	2.20	8.65	38.6	3.55
Basha & Kaushik [B4]	1.49	0.75	0.11	5.45	1.41	93.9	5.17	49.8	108	8.34
Bennett et al. [B5]	0.94	0.86	0.28	2.30	0.41	42.8	2.56	-5.48	34.3	4.38
Bröcker [B14]	1.69	1.12	0.32	5.55	1.26	74.6	3.57	69.2	97.8	5.48
Calderón et al. [C3]	4.96	2.37	0.32	18.8	4.70	94.6	8.56	396	405	9.92
Christy et al. [F5]	0.95	0.72	0.23	2.82	0.61	64.0	3.89	-4.52	52.4	6.61
Dayaratnam [D8]	1.07	0.69	0.13	4.07	0.86	80.2	4.32	7.56	69.7	7.04
Dymiotis & Gutleiderer [D17]	1.21	1.09	0.38	3.16	0.55	45.5	2.13	21.4	44.7	3.36
Eurocode 6 [E9]	1.90	1.47	0.47	5.83	1.20	62.8	2.96	90.6	104	3.68
Engesser [E6]	5.15	2.49	0.66	27.1	5.31	103	9.04	415	418	10.9
Garzón-Roca et al. [G2]	3.39	2.00	-5.19	27.0	4.98	147	8.05	239	309	11.1
Gumaste et al. [G5]	1.03	0.88	0.31	2.62	0.51	49.8	2.83	2.79	42.1	4.73
Hendry & Malek [H4]	0.60	0.43	0.12	1.76	0.42	69.3	5.09	-39.7	51.8	8.58
Kaushik et al. [K3]	1.38	0.97	0.27	4.81	1.11	74.7	3.74	48.1	85.2	6.05
Kumavat [K7]	2.21	1.54	0.45	7.23	1.54	69.8	3.52	121	133	4.19
Lumatarna et al. [L16]	2.97	2.31	0.73	9.06	1.80	60.4	6.23	197	199	7.97
Mann [M4]	2.86	2.09	0.65	9.08	1.89	65.9	5.10	186	189	5.97
Thamboo & Dhanasekar [T4]	1.06	0.97	0.31	2.76	0.44	41.7	2.19	5.63	35.1	3.52
Veríssimo-Anacleto et al. [V3]	1.88	1.66	0.34	6.33	0.99	52.4	5.05	88.3	98.3	12.4

Tableau 6.2. Évaluation de la performance des modèles à l'aide des essais sur murette

Model	Moyenne (F_{pred}/F_{exp})	Médiane (F_{pred}/F_{exp})	Min (F_{pred}/F_{exp})	Max (F_{pred}/F_{exp})	SD	Cov (%)	MAD	MPE	MAPE	RMSE
Eq. (6.2)	1.13	1.00	0.50	2.52	0.42	36.9	1.11	13.0	30.8	1.71
Basha & Kaushik [B4]	0.63	0.62	0.28	0.99	0.15	24.4	2.12	15.7	54.2	3.17
Bennett et al. [B5]	0.85	0.76	0.33	2.17	0.37	43.7	1.39	-14.2	33.1	1.94
Bröcker [B14]	1.26	1.19	0.42	2.71	0.50	39.8	1.43	26.1	40.9	2.07
Calderón et al. [C3]	3.10	2.51	0.65	9.94	1.94	62.7	5.49	210	212	6.39
Christy et al. [F5]	0.75	0.69	0.30	1.49	0.26	34.6	1.66	-25.3	31.5	2.56
Dayaratnam [D8]	0.73	0.67	0.23	1.86	0.32	44.7	1.92	-27.2	36.8	2.99
Dymiotis & Gutleiderer [D17]	1.02	0.93	0.43	2.45	0.42	41.7	1.37	2.03	31.9	2.06
Eurocode 6 [E9]	1.26	1.18	0.50	2.77	0.40	31.8	1.17	26.4	33.8	1.76
Engesser [E6]	3.13	2.62	0.84	10.8	2.09	66.7	6.24	213	214	7.65
Garzón-Roca et al. [G2]	0.67	0.78	-5.28	8.85	2.45	365	5.43	-32.6	183	6.84
Gumaste et al. [G5]	1.89	1.75	0.68	3.93	0.71	37.2	2.63	89.6	91.1	3.11
Hendry & Malek [H4]	0.48	0.45	0.17	1.00	0.18	37.2	2.67	-51.6	51.6	3.70
Kaushik et al. [K3]	1.11	1.05	0.37	2.37	0.44	40.0	1.35	11.3	33.6	2.13
Kumavat [K7]	1.63	1.50	0.61	3.41	0.60	37.1	2.11	63.0	65.8	2.86
Lumatarna et al. [L16]	2.26	2.10	0.99	4.69	0.81	35.9	4.83	125	125	6.41
Mann [M4]	2.14	1.95	0.86	4.23	0.76	35.8	4.03	113	114	5.13
Thamboo & Dhanasekar [T4]	1.13	1.00	0.42	3.08	0.55	48.8	1.87	12.9	39.1	3.09
Veríssimo-Anacleto et al. [V3]	2.05	1.52	0.56	7.87	1.39	67.7	6.60	105	113	11.4

Les Tableaux 6.1 et 6.2 résument les performances de 17 équations empiriques présentées dans le chapitre 1. Pour les essais sur prisme, il est notable que l'équation (6.1) et celle de **Thamboo & Dhanasekar [T4]** se distinguent par leurs excellentes performances, notamment en termes de valeur médiane de $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$. Elles sont suivies de près par les modèles de **Dymiotis et Gutleiderer [D17]** et de **Kaushik et al. [K3]**. Le modèle de **Bröcker [B14]** affiche également une valeur médiane de $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$ proche de 1,00. Cependant, il convient de noter que les modèles de **Dymiotis et Gutleiderer [D17]** et de **Bröcker [B14]** présentent des coefficients de variation (COV %) relativement élevés par rapport aux autres modèles, ce qui peut affecter leur fiabilité.

En termes de valeur moyenne de $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$, le modèle de **Gumaste et al. [G5]** se distingue par une valeur très proche de 1.00, indiquant une bonne précision globale. Cependant, il convient de noter une tendance à sous-estimer la résistance pour des valeurs de f_{wv} supérieures à 20 MPa, comme illustré sur la Figure 6.4 (l). Une observation similaire s'applique au modèle de **Dayaratnam [D8]**, qui montre une sous-estimation de la résistance pour des valeurs f_{wv} dépassant 15 MPa, visible sur la Figure 6.4 (g). Par ailleurs, les équations de **Christy et al. [F5]** ainsi que de **Bennett et al. [B5]** affichent également des valeurs moyennes de $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$ très proches de 1.00, ce qui témoigne de leur précision. En outre, ces modèles se caractérisent par des paramètres statistiques MAPE et MPE parmi les plus faibles des équations étudiées, ce qui souligne leur fiabilité et leur constance dans la prédiction de la résistance.

Il est intéressant de noter que, bien que l'équation de **Christy et al. [F5]** montre globalement une bonne précision, elle tend à sous-estimer la résistance de la maçonnerie pour des valeurs de f_{wv} supérieures à 20 N/mm². Cette tendance est mise en évidence par la Figure 5.4 (f), on observe également une valeur médiane $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$ significativement inférieure à 1.00, indiquant une sous-estimation notable. D'autre part, l'équation de **Hendry & Malek [H4]** se révèle particulièrement conservatrice, sous-estimant fortement les résistances avec une valeur moyenne de $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$ à seulement 0.60. Il présente le plus faible indice d'erreur (MPE) parmi les modèles analysés. La Figure 6.4 (m) illustre clairement cette sous-estimation, avec une majorité des points se situant en dessous de la ligne diagonale.

Les équations proposées par **Engesser [E6]**, **Calderón [C3]**, et **Garzón-Roca et al. [G2]** tendent à surestimer de manière significative la résistance de la maçonnerie. Cette tendance est mise en évidence par les valeurs moyennes élevées de $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$ observées pour ces modèles, qui figurent parmi les plus hautes dans l'ensemble des modèles étudiés. Cette surestimation est également reflétée par des indicateurs d'erreurs tels que le RMSE, le MPE et le MAPE, qui sont nettement supérieurs à ceux des autres modèles. Cette observation est clairement visible dans la Figure 6.4 (j) pour le modèle de **Engesser [E6]**, dans la Figure 6.4 (e) pour le modèle de **Calderón [C3]**, et dans la Figure 6.4 (k) pour le modèle de **Garzón-Roca et al. [G2]**. Il est également à noter que **Thaickavil & Thomas [T3]** ont confirmé cette tendance de surestimation dans leurs propres analyses, en particulier pour les modèles de **Engesser [E6]** et **Garzón-Roca et al. [G2]**.

Notamment, le modèle proposé par l'**Eurocode 6 [E9]** se distingue par une surestimation marquée de la résistance. En effet, la moyenne et la médiane du ratio $(F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}})$ pour ce modèle sont considérablement supérieures à 1.00, indiquant une tendance générale à la surestimation. Cette surestimation est d'autant plus notable que les paramètres MAPE (Mean Absolute Percentage Error) et MPE (Mean Percentage Error) sont élevés, suggérant une incohérence systématique entre les prédictions du modèle et les résultats expérimentaux observés. Dans certains cas extrêmes, ce

modèle prédit une résistance jusqu'à près de six fois supérieure à celle mesurée expérimentalement. Cette tendance à la surestimation n'est pas isolée à l'Eurocode 6, puisque les modèles de **Veríssimo-Anacleton et al. [V3]**, **Mann [M4]** et **Kumavat [K7]** présentent également une surestimation notable de la résistance à la compression.

Dans le cadre des essais sur murettes, l'équation (6.2), ainsi que les modèles proposés par **Bennett et al. [B5]**, **Dymiotis & Gutleiderer [D17]**, **Kaushik et al. [K3]** et **Thamboo & Dhanasekar [T4]**, se distinguent par leurs performances, offrant les meilleures correspondances en termes de rapport moyen ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$). Cependant, le modèle de **Bennett et al. [B5]** présente une valeur médiane de ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) significativement inférieure à 1.00, indiquant ainsi une tendance à sous-estimer la résistance à la compression de la maçonnerie. De manière similaire, le modèle de **Christy et al. [F5]** montre une sous-estimation marquée de la résistance pour les essais sur murailles, comme en témoigne une valeur médiane de ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) nettement inférieure à 1.00, accompagnée d'un paramètre RMSE relativement élevé par rapport aux autres modèles.

En outre, les modèles de **Lumatarna et al. [L16]** et **Calderón et al. [C3]** tendent à surestimer de façon notable la résistance, une observation également faite lors des essais sur prismes. En revanche, l'équation de **Garzón-Roca et al. [G2]** montre une sous-estimation significative de la résistance dans les essais sur murailles, contrairement aux résultats observés dans les essais sur prismes, où elle tend à surestimer la résistance.

6.3. Evaluation des paramètres de la loi de comportement

Suite à l'extraction des courbes caractérisant les remplissages en maçonnerie à partir des divers essais expérimentaux décrits dans le chapitre 4, les valeurs obtenues pour les résistances et les rigidités sont présentées respectivement dans les Figures 6.6 et 6.7.

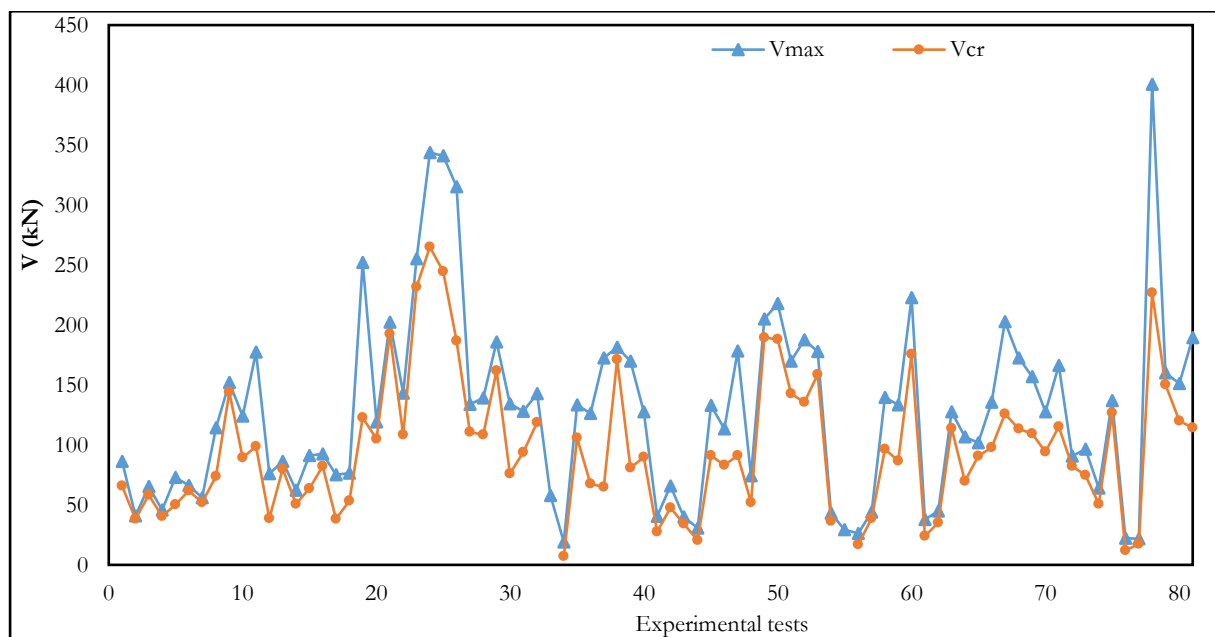


Figure 6.6. Valeurs des résistances obtenues pour les remplissages en maçonnerie

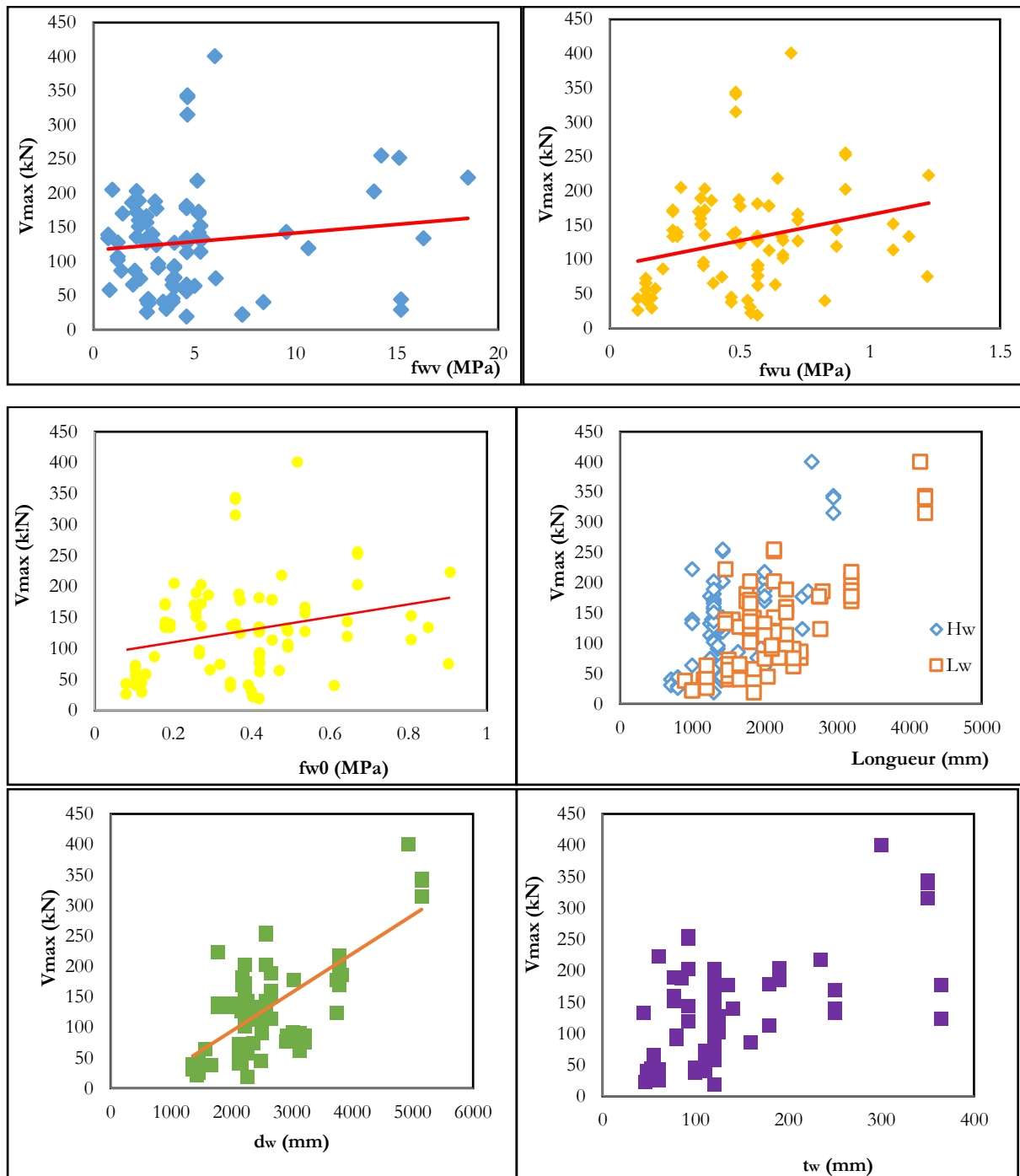


Figure 6.8. Evolution de V_{max} suivant les caractéristiques étudiées

Les paramètres susceptibles d'influencer la résistance du remplissage en maçonnerie ont été pris en compte. Une analyse par régression multiple sera réalisée à l'aide du logiciel statistique XLSTAT incorporé dans Excel. La méthodologie suivie consistera à adopter une approche par pas à pas [S2], en suivant la méthodologie descendante pour déterminer les variables pertinentes expliquant la variabilité de la résistance du remplissage en maçonnerie. À chaque régression, la variable présentant la plus grande p-value selon le test t de Student sera éliminée. Ce processus sera répété jusqu'à l'obtention des variables explicatives. Un intervalle de confiance à 95 % sera visé. Les Tableaux 6.3 jusqu'au Tableau 6.6 résument de manière concise les analyses réalisées. La variance

du modèle global sera également évaluée à travers le test de Fisher pour déterminer son niveau de significativité.

Tableau 6.3. Résultats de l'analyse sur les variables initiales sélectionnées influençant V_{\max}

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observée	p value
Ln (h_w)	-0.713	1.465	-0.487	0.628
Ln (l_w)	1.567	2.249	0.697	0.488
Ln (d_w)	-0.142	3.695	-0.038	0.969
Ln (f_{wv})	0.106	0.086	1.228	0.223
Ln (f_{wu})	-0.294	0.391	-0.752	0.454
Ln (f_{wo})	0.446	0.415	1.075	0.286
Ln (t_w)	0.498	0.173	2.883	0.005

Dans ce premier essai, il apparaît que la variable Ln(d_w) a la plus grande valeur-p (p-value) parmi les variables sélectionnées. Elle sera donc éliminée pour les étapes suivantes du processus.

Tableau 6.4. Résultats de la seconde analyse sur les variables sélectionnées influençant V_{\max}

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observée	p value
Ln (h_w)	-0.768	0.333	-2.309	0.024
Ln (l_w)	1.481	0.301	4.914	<0.0001
Ln (f_{wv})	0.106	0.086	1.236	0.220
Ln (f_{wu})	-0.299	0.371	-0.806	0.423
Ln (f_{wo})	0.450	0.396	1.138	0.259
Ln (t_w)	0.498	0.171	2.903	0.005

Dans ce deuxième cycle, il est à noter que la variable Ln(f_{wu}) affiche une valeur-p (p-value) nettement plus élevée que celles des autres variables. Elle sera donc exclue du processus.

Tableau 6.5. Résultats de la troisième analyse sur les variables sélectionnées influençant V_{\max}

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observée	p value
Ln (h_w)	-0.825	0.324	-2.542	0.013
Ln (l_w)	1.477	0.301	4.911	<0.0001
Ln (f_{wv})	0.108	0.085	1.270	0.208
Ln (f_{wo})	0.141	0.096	1.473	0.145
Ln (t_w)	0.527	0.167	3.150	0.002

Pour ce troisième cycle, la variable Ln(f_{wv}) affiche la plus grande valeur-p (p-value) parmi les variables sélectionnées. Elle sera donc retirée du modèle.

Tableau 6.6. Résultats de la dernière analyse sur les variables sélectionnées influençant V_{\max}

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observée	p value
Ln (h_w)	-0.788	0.324	-2.429	0.017

$\ln(l_w)$	1.491	0.302	4.942	<0.0001
$\ln(f_{wo})$	0.184	0.090	2.042	0.045
$\ln(t_w)$	0.441	0.153	2.871	0.005

Les variables de cette dernière analyse affichent toutes une p-value inférieure à 5 %, assurant ainsi un intervalle de confiance de 95 %. De plus, le modèle dans son ensemble a été analysé en utilisant le test de Fisher, ce qui a mené à l'élaboration du Tableau 6.7.

Tableau 6.7. Analyse de la variance du modèle pour la résistance du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	4	21.144	25.530	2.00×10^{-13}
Erreur	76	15.736		
Total	80	36.880		

L'analyse de l'influence des diverses observations est illustrée dans la Figure 6.9, en se basant sur les résidus Studentisés et la distance de Cook.

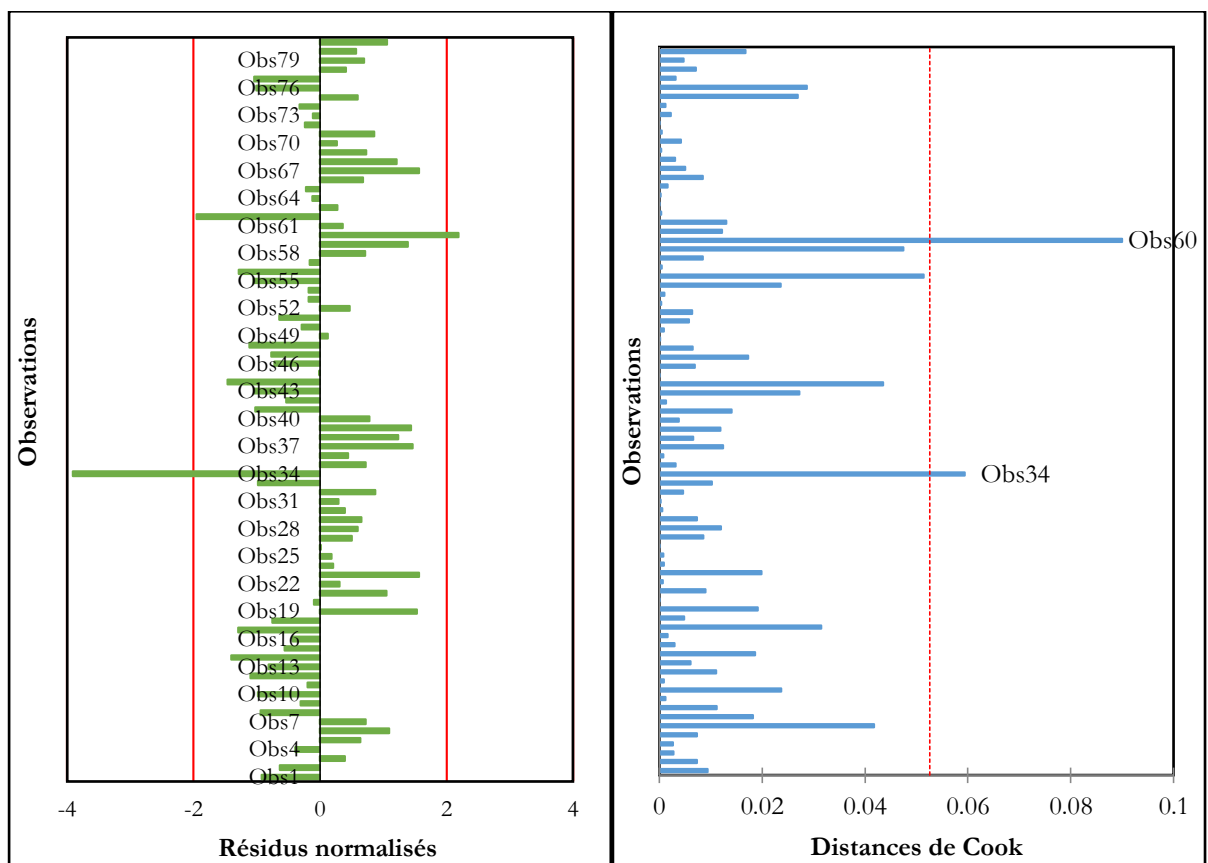


Figure 6.9. Analyse de l'influence des observations

Il est observable que certaines observations exercent une influence disproportionnée par rapport aux autres. Par ailleurs, l'application du test de normalité de Shapiro-Wilk produit les résultats suivants :

- W (statistique de test) = 0.962

- Valeur-p = 0.0163

L'hypothèse nulle (H_0) testée postule que les résidus suivent une distribution normale. Étant donné la valeur-p obtenue, l'hypothèse nulle est rejetée. Ainsi, nous adoptons l'hypothèse alternative (H_a) : les résidus ne suivent pas une loi normale.

Suite à l'élimination des observations jugées " aberrantes ", le modèle réajusté est établi comme suit :

$$V_{\max} = 0.057 h_w^{-0.827} l_w^{1.500} f_{w0}^{0.159} t_w^{0.494} \quad (6.3)$$

Après suppression des observations, le test de Shapiro-Wilk est reconduit pour obtenir les valeurs :

- W (statistique de test) = 0.978
- Valeur-p = 0.180

Étant donné la valeur-p obtenue, qui est supérieure au seuil de signification fixé (5%), on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle.

Une évaluation de la performance de l'équation a été réalisée en la comparant aux résultats expérimentaux, et les résultats de cette évaluation sont présentés dans la Figure 6.10.

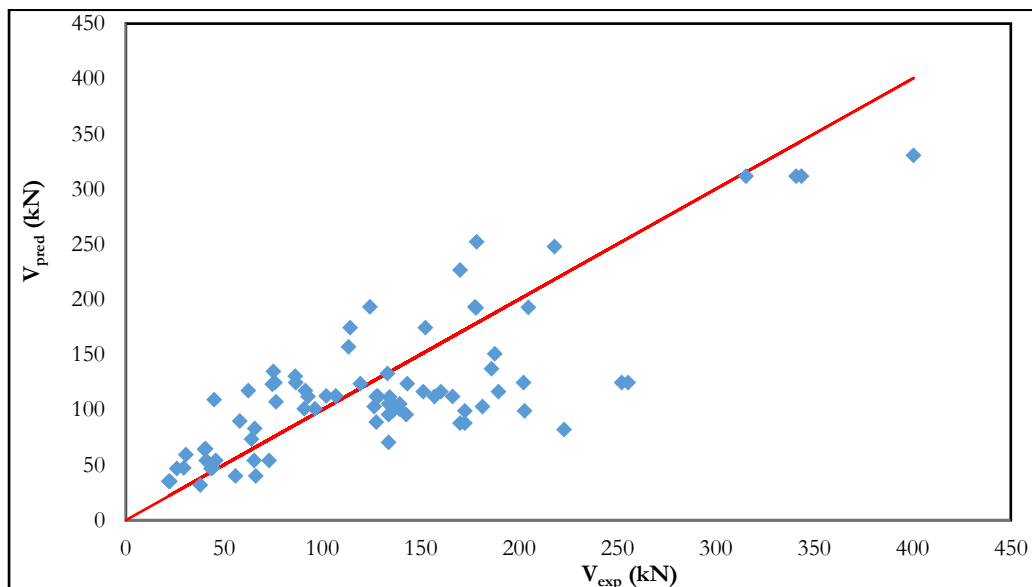


Figure 6.10. Evaluation de la performance du modèle empirique proposé pour V_{\max}

La résistance du remplissage dépendra des caractéristiques géométriques (h_w , l_w , t_w) ainsi que de ses propriétés mécaniques (f_{w0}). Cela diffère des conclusions de **Huang et al. [H7]**, qui ont constaté que la résistance du remplissage dépend davantage de sa résistance en compression (f_{wv}). Cette divergence peut s'expliquer par la méthode utilisée : **Huang et al. [H7]** ont employé la méthode de la bielle équivalente pour élaborer leur modèle, laquelle agit uniquement en compression. En revanche, dans le cadre de notre étude, le modèle a été élaboré à partir de données expérimentales. Afin d'évaluer la performance du modèle proposé, nous effectuons une comparaison avec les résultats obtenus à l'aide de l'équation proposée par **Huang et al. [H7]**, ainsi qu'avec celle de **Panagiotakos et Fardis [P3]**.

Tableau 6.8. Comparaison de la performance de l'équation proposée avec celles présentes dans la littérature.

Paramètre statistique	Equation (6.3)	Huang et al. [H7]	Panagiotakos and Fardis [P3]
Moyenne (V_{pred}/V_{exp})	1.03	1.18	1.52
Médiane (V_{pred}/V_{exp})	0.97	1.03	1.24
Max (V_{pred}/V_{exp})	1.88	3.16	6.08
Min (V_{pred}/V_{exp})	0.35	0.32	0.22
Ecart type (SD)	0.39	0.53	1.10
Cov (%)	37.4	45.1	72.5
MAD	37.0	54.1	113
RMSE	48.2	81.4	193
MAPE (%)	32.2	42.1	83.6
MPE (%)	3.58	17.6	51.7

À partir du Tableau 6.8, il est observable que le modèle proposé par cette étude présente les paramètres statistiques les plus performants en comparaison avec les deux autres modèles sélectionnés pour la comparaison. Plus particulièrement, l'équation (6.3) affiche une moyenne (F_{pred} / F_{exp}) se rapprochant au mieux de la valeur optimale (1.00). L'équation de **Huang et al. [H7]** fournit également une estimation solide de la résistance du remplissage, avec une valeur médiane également proche de (1.00). En termes d'écart quadratique moyen (RMSE), l'équation (6.3) se distingue avec le résultat le plus favorable, suivi par l'équation de **Huang et al. [H7]**. En revanche, l'équation de **Panagiotakos et Fardis [P3]** présente le plus grand écart quadratique moyen. On note également que l'équation (6.3) présente des valeurs moins dispersées par rapport aux autres équations, qui affichent des écarts types significativement plus élevés, parfois jusqu'à deux fois supérieurs. Le modèle de **Panagiotakos et Fardis [P3]** a tendance à largement surestimer la résistance du remplissage en maçonnerie, Avec des valeurs atteignant jusqu'à 6 fois la valeur expérimentale, cette tendance a également été soulignée par **De Risi et al. [D9]**. De plus, ce modèle exhibe des valeurs fortement dispersées, en particulier un coefficient de variation nettement supérieur à celui des autres modèles.

6.3.2. Rigidité élastique du remplissage en maçonnerie

Plusieurs paramètres ont été sélectionnés pour établir une relation permettant d'expliquer l'évolution de la rigidité élastique du remplissage en maçonnerie. Un large éventail de paramètres géométriques et mécaniques a été pris en compte. La Figure 6.11 illustre l'évolution de la rigidité du remplissage en maçonnerie en fonction des essais expérimentaux collectés, suivant les différents paramètres sélectionnés.

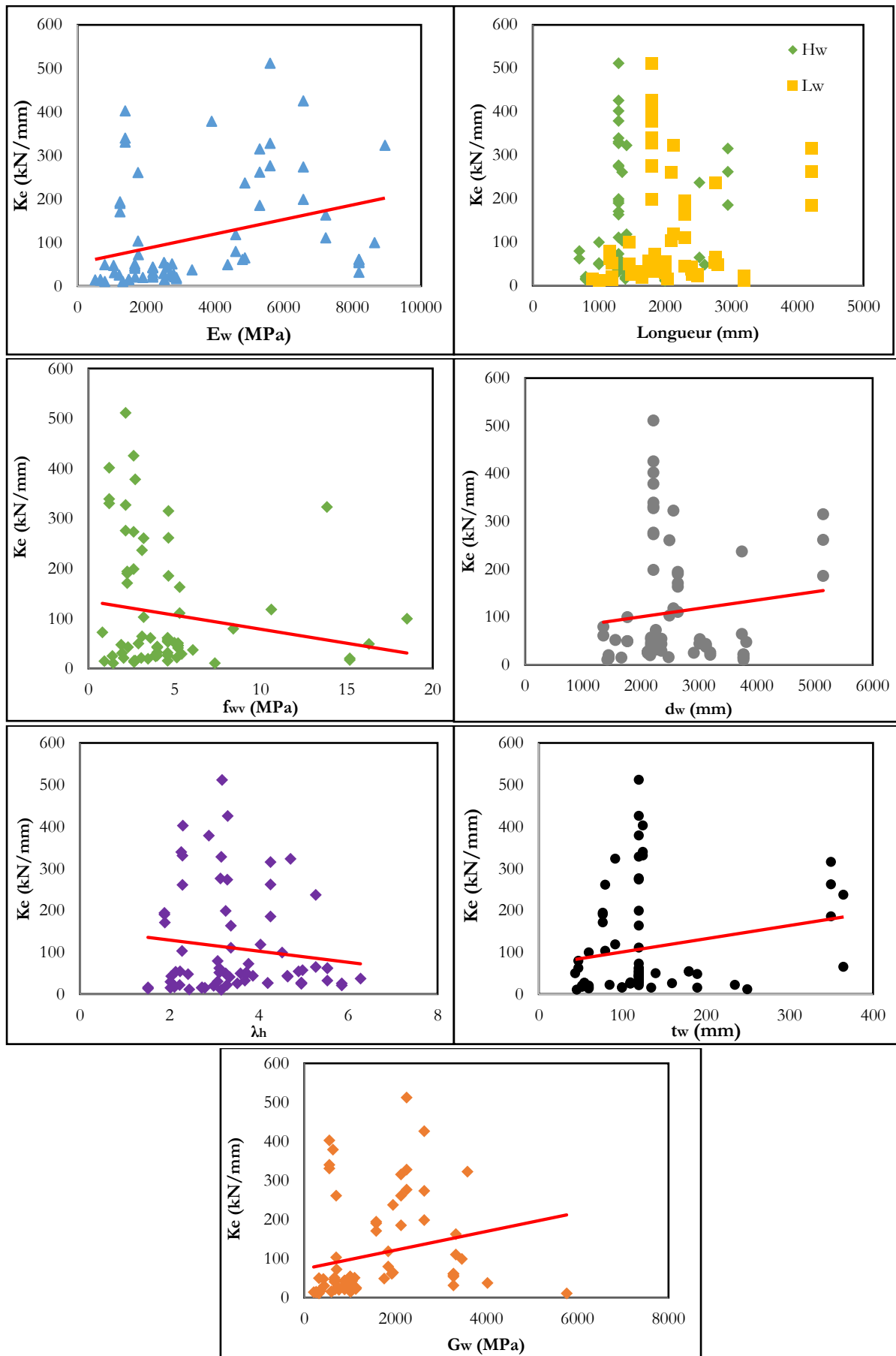


Figure 6.11. Évolution de la rigidité initiale du remplissage suivant les paramètres sélectionnés

En suivant la même approche que celle utilisée pour évaluer la résistance du remplissage en maçonnerie, les paramètres susceptibles d'influencer la rigidité élastique du remplissage ont été pris en compte. Les résultats obtenus lors des étapes de sélection des variables pertinentes sont indiqués dans les Tableaux 6.9 à 6.14

Tableau 6.9. Résultats de l'analyse sur les variables initialement sélectionnées influençant K_e

Variables	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
$\text{Ln}(h_w)$	6.154	3.085	1.995	0.050
$\text{Ln}(l_w)$	8.985	4.151	2.164	0.034
$\text{Ln}(d_w)$	-15.005	7.095	-2.115	0.038
$\text{Ln}(f_{wv})$	-0.619	0.200	-3.098	0.003
$\text{Ln}(E_w)$	0.934	0.272	3.436	0.001
$\text{Ln}(t_w)$	0.242	0.351	0.691	0.492
$\text{Ln}(G_w)$	0.355	0.220	1.612	0.112
$\text{Ln}(\lambda_h)$	-1.517	0.509	-2.982	0.004

On observe que la variable $\text{Ln}(t_w)$ présente la p-value la plus élevée (0.492), ce qui suggère qu'elle sera éliminée lors du processus de sélection.

Tableau 6.10. Résultats de la seconde analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e

Variables	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
$\text{Ln}(h_w)$	6.079	3.071	1.980	0.052
$\text{Ln}(l_w)$	8.812	4.127	2.135	0.037
$\text{Ln}(d_w)$	-14.484	7.026	-2.061	0.043
$\text{Ln}(f_{wv})$	-0.669	0.185	-3.606	0.001
$\text{Ln}(E_w)$	0.987	0.260	3.801	0.000
$\text{Ln}(G_w)$	0.323	0.215	1.507	0.137
$\text{Ln}(\lambda_h)$	-1.487	0.505	-2.945	0.004

Dans cette seconde étape, il est notable que la variable $\text{Ln}(G_w)$ présente une p-value qui dépasse le seuil de signification fixé à 5 %. En conséquence, elle sera éliminée au cours de cette étape du processus de sélection des variables.

Tableau 6.11. Résultats de la troisième analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e

Variables	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
$\text{Ln}(h_w)$	5.086	3.028	1.680	0.098
$\text{Ln}(l_w)$	7.833	4.114	1.904	0.061
$\text{Ln}(d_w)$	-12.510	6.969	-1.795	0.077
$\text{Ln}(f_{wv})$	-0.695	0.186	-3.726	0.000
$\text{Ln}(E_w)$	1.240	0.200	6.187	<0.0001
$\text{Ln}(\lambda_h)$	-1.343	0.500	-2.683	0.009

Dans cette troisième analyse, il est notable que la variable $\text{Ln}(h_w)$ présente la p-value la plus élevée, dépassant le seuil de 5 % établi initialement. Par conséquent, elle sera exclue du modèle.

Tableau 6.12. Résultats de la quatrième analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
$\text{Ln}(l_w)$	1.456	1.608	0.906	0.368
$\text{Ln}(d_w)$	-1.175	1.766	-0.666	0.508
$\text{Ln}(f_{wv})$	-0.742	0.187	-3.971	0.000
$\text{Ln}(E_w)$	1.166	0.198	5.884	<0.0001
$\text{Ln}(\lambda_h)$	-0.909	0.434	-2.092	0.040

Dans cette quatrième étape, il est à noter que la variable $\text{Ln}(d_w)$ affiche la p-value la plus élevée, dépassant ainsi le seuil de signification. En conséquence, elle sera retirée du modèle.

Tableau 6.13. Résultats de la cinquième analyse sur les variables sélectionnées influençant K_e

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
$\text{Ln}(l_w)$	0.451	0.305	1.479	0.144
$\text{Ln}(f_{wv})$	-0.718	0.177	-4.051	0.000
$\text{Ln}(E_w)$	1.281	0.178	7.194	<0.0001
$\text{Ln}(\lambda_h)$	-1.167	0.333	-3.509	0.001

Dans cette étape, la variable $\text{Ln}(l_w)$ présente la plus grande valeur-p (p-value), laquelle dépasse le seuil de significativité. Par conséquent, elle sera retirée du modèle.

Tableau 6.14. Résultats de la dernière analyse par régression sur les variables sélectionnées influençant la rigidité élastique du remplissage

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
$\text{Ln}(f_{wv})$	-0.791	0.172	-4.601	<0.0001
$\text{Ln}(E_w)$	1.305	0.179	7.297	<0.0001
$\text{Ln}(\lambda_h)$	-1.107	0.333	-3.325	0.001

Dans la dernière analyse, il est à noter que les p-values des trois variables sont significativement inférieures au seuil initialement fixé à 5%. Ainsi, ces variables seront conservées dans le modèle. Par ailleurs, une évaluation globale du modèle est réalisée à l'aide du test de Fisher, dont les résultats sont exposés dans le Tableau 6.15.

Tableau 6.15. Analyse de la variance du modèle pour K_e

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	3	37.173	18.871	4.82×10^{-9}
Erreur	69	45.306		
Total	72	82.479		

L'étude de l'influence des observations individuelles sur le modèle est illustrée dans la Figure 6.12.

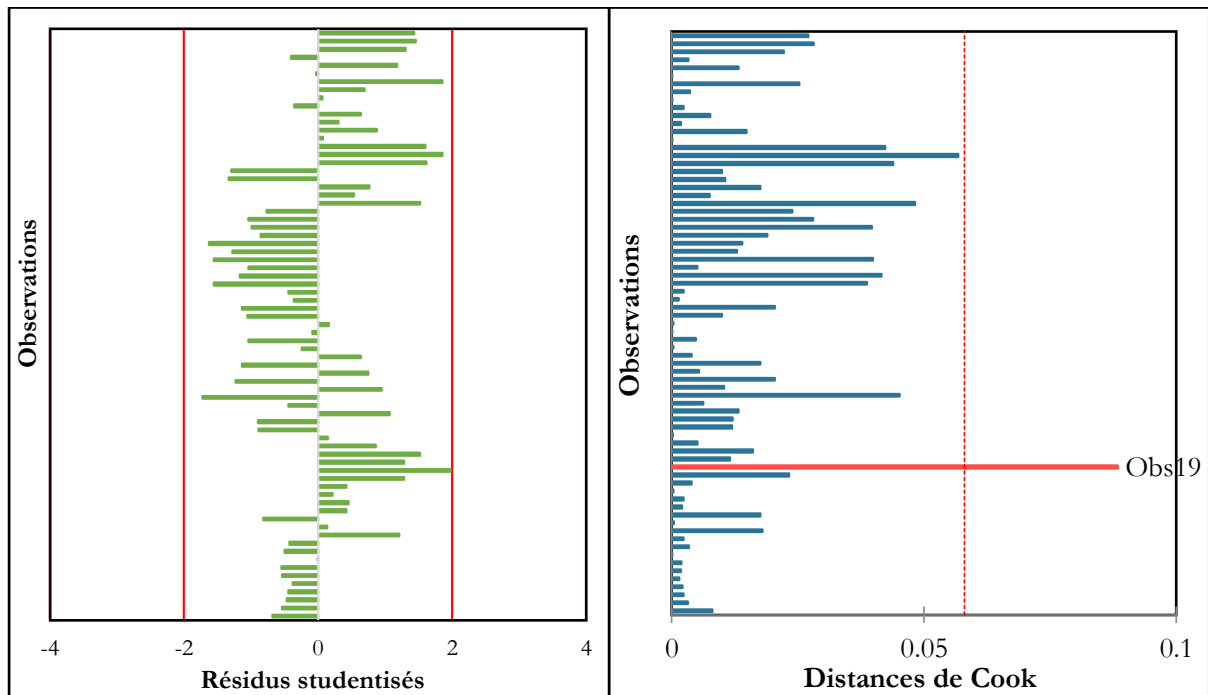


Figure 6.12. Analyse de l'influence des observations

L'analyse de la normalité de la distribution des résidus, effectuée via le test de Shapiro-Wilk, révèle les résultats suivants : W (statistique de test) = 0.959 et une valeur- p de 0.018. Par conséquent, l'hypothèse nulle (H_0), qui postule que les résidus suivent une loi normale, est rejetée. Nous adoptons donc l'hypothèse alternative (H_a), selon laquelle les résidus ne se conforment pas à une distribution normale.

Après avoir écarté les observations considérées comme “ aberrantes ”, le modèle final a été établi. L'équation résultante se présente sous la forme suivante :

$$K_e = 0.028 f_{wv}^{-0.852} E_w^{1.277} \lambda_h^{-1.109} \quad (6.4)$$

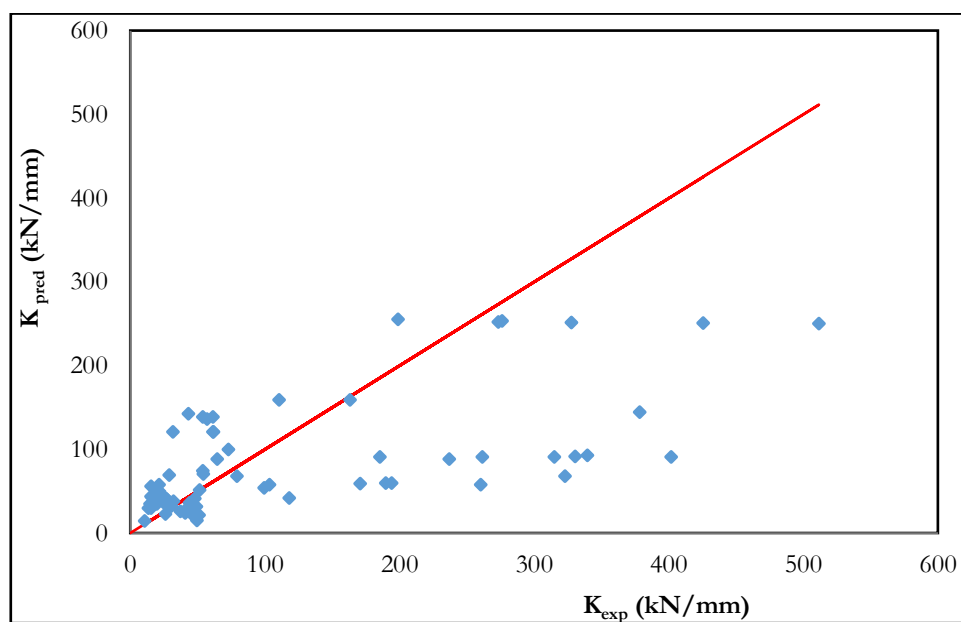
Les résultats du test de Shapiro-Wilk indiquent les mêmes valeurs, ce qui suggère que l'hypothèse selon laquelle les résidus suivent une loi normale est rejetée.

On observe que la rigidité élastique du remplissage dépend des propriétés mécaniques (f_{wv} , E_w) déterminées à l'aide d'essais en compression (voir chapitre 1). Il est également notable que parmi ces caractéristiques, le module d'élasticité est le paramètre le plus influent. Dans la littérature, **Saneinejad & Hobbs B. [S1]** ont établi une relation entre la résistance à la compression et la rigidité du remplissage en maçonnerie à travers l'équation de la largeur de la bielle, tandis que **Huang et al. [H7]** ont démontré une corrélation entre la rigidité post-élastique et la résistance à la compression de la maçonnerie. Il convient de noter que la valeur de la rigidité du remplissage dépend également de la rigidité relative entre le portique et le remplissage, comme recommandé par **Smith [S11]**. Une comparaison est effectuée avec les formules proposées dans la littérature :

Tableau 6.16. Comparaison des équations pour prédire la rigidité K_e

Paramètre statistique	Equation (6.4)	Huang et al. [H7]	Panagiotakos and Fardis [P3]
Médiane (K_{pred}/K_{exp})	1.03	0.99	2.82
Moyenne (K_{pred}/K_{exp})	1.21	1.30	4.44
Min (K_{pred}/K_{exp})	0.18	0.10	0.24
Max (K_{pred}/K_{exp})	3.48	5.54	24.2
Ecart type (SD)	0.83	1.12	4.73
Coefficient de variation (%)	68.6	86.2	106
MAD	62.9	70.9	195
RMSE	98.9	119	290
MAPE (%)	68.4	74.2	354
MPE (%)	21.5	30.5	343

On constate que la formule avancée dans cette étude présente des paramètres statistiques supérieurs à celles répertoriées dans la littérature et utilisées comme référence. Notamment, on observe une surestimation très significative de la rigidité du remplissage pour l'équation de **Panagiotakos et Fardis [P3]**, atteignant jusqu'à 24 fois celle trouvée expérimentalement, avec une moyenne presque 5 fois supérieure à la moyenne. De plus, cette équation présente des valeurs nettement plus dispersées que les autres formules. En revanche, l'équation proposée par **Huang et al. [H7]** montre de bien meilleurs résultats que celle de **Panagiotakos et Fardis [P3]**, avec un écart quadratique moyen très bas, proche de la valeur de l'équation élaborée dans cette étude. Cela s'explique notamment par le recours des auteurs à une vaste base de données pour élaborer leur modèle, contrairement à **Panagiotakos et Fardis [P3]**.

**Figure 6.13.** Evaluation de la performance du modèle pour l'évaluation de K_e

6.3.3. Rigidité du remplissage au pic de la résistance

Deux méthodes peuvent être employées pour déterminer l'équation de la rigidité du remplissage au pic de résistance. La première implique la sélection des divers paramètres susceptibles d'expliquer la variation de cette rigidité. Dans ce contexte, les Tableaux 6.17 et 6.18 présentent respectivement les résultats de l'analyse régressive initiale et finale pour identifier les variables pertinentes. La seconde méthode consiste à établir, à l'aide d'une régression linéaire, une relation entre la rigidité élastique du remplissage et celle au pic de résistance. Les deux approches ont été utilisées pour obtenir les équations (6.5) et (6.6) :

Tableau 6.17. Résultats de l'analyse sur les variables initiales sélectionnées influençant K_{peak}

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
Ln (h_w)	1.295	3.334	0.389	0.699
Ln (l_w)	4.779	4.486	1.065	0.291
Ln (d_w)	-6.690	7.668	-0.872	0.386
Ln (f_{wv})	-0.857	0.216	-3.970	0.000
Ln (E_w)	0.885	0.294	3.013	0.004
Ln (t_w)	0.109	0.379	0.286	0.776
Ln (G_w)	0.121	0.238	0.509	0.613
Ln (λ_h)	-0.918	0.550	-1.669	0.100

Tableau 6.18. Résultats de la dernière analyse par régression sur les variables sélectionnées influençant la rigidité au pic du remplissage (K_{peak})

Variabes	Valeur	Erreur standard	t observé	p value
Ln (l_w)	4.860	1.357	3.151	0.002
Ln (d_w)	-5.637	1.332	-3.396	0.001
Ln (f_{wv})	-0.942	0.196	-4.593	<0.0001
Ln (E_w)	0.768	0.165	5.082	<0.0001

Tableau 6.19. Analyse de la variance du modèle pour la rigidité K_{peak}

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	4	21.144	25.530	2.00×10^{-13}
Erreur	76	15.736		
Total	80	36.880		

$$K_{\text{peak}} = 117.3 l_w^{4.86} d_w^{-5.636} f_{wv}^{-0.942} E_w^{0.786} \quad (6.5)$$

$$K_{\text{peak}} = 0.155 K_e \quad (6.6)$$

L'équation (6.6) offre des informations sur le niveau de perte de raideur initiale du remplissage au pic de résistance. Nous pouvons notamment constater, d'après les données recueillies, une perte

de 84,5% de la raideur initiale. Afin d'évaluer la performance des deux équations, une comparaison est effectuée avec les données expérimentales collectées, en plus d'une comparaison avec les modèles présents dans la littérature :

Tableau 6.20. Comparaison des équations de la rigidité (K_{peak})

Paramètre statistique	Equation (6.5)	Equation (6.6)	Huang et al. [H7]
Moyenne ($K_{\text{pred}}/K_{\text{exp}}$)	1.37	1.00	0.30
Min ($K_{\text{pred}}/K_{\text{exp}}$)	0.18	0.18	0.03
Max ($K_{\text{pred}}/K_{\text{exp}}$)	5.93	4.78	1.12
Ecart type (SD)	1.26	1.19	0.21
Coefficient de variation (%)	92.1	91.3	81.7
MAD	12.0	13.4	15.2
RMSE	28.7	26.2	21.9
MAPE (%)	77.2	67.5	74.3
MPE (%)	37.3	0.43	-74.0

L'équation de **Huang et al. [H7]** présente, quant à elle, une sous-estimation de la rigidité au pic, avec une moyenne ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) égale à 0,5 et une erreur moyenne MPE de -56,67%. Il est important de noter que cette formule affiche un écart type relativement bas par rapport aux autres équations, et même un écart quadratique moyen RMSE inférieur à celui de l'équation (6.5). Cette dernière, avec une moyenne ($F_{\text{pred}}/F_{\text{exp}}$) égale à l'unité et une erreur moyenne MPE proche de 5%, présente toutefois un écart type et un coefficient de variation assez élevés. En revanche, l'équation (6.6) présente de meilleurs paramètres statistiques en termes d'écart type et de coefficient de variation par rapport à l'équation (6.5). Elle affiche également les meilleures valeurs en termes d'erreurs moyennes MPE et d'écart quadratique moyen RMSE parmi les équations étudiées. C'est cette dernière qui sera retenue pour l'évaluation de la rigidité au pic de résistance

6.3.4. Rigidité de la branche descendante (K_{soft})

Les différentes valeurs obtenues en termes de (K_{soft}/K_e) pour la base de données expérimentale collectée sont présentées dans la Figure 6.14.

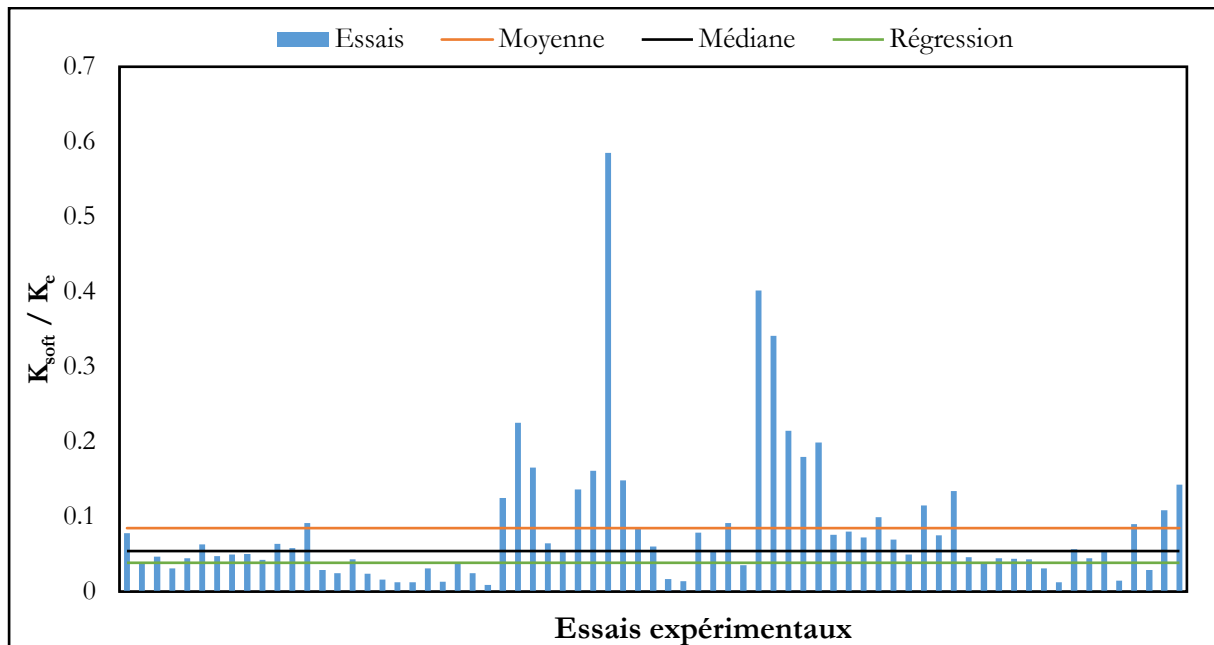


Figure 6.14. Valeurs du ratio (K_{soft}/K_e) pour la base de données expérimentale.

Dans l'ensemble des courbes obtenues, certaines d'entre elles ne présentent pas de branche descendante (déplacement réduit). Pour ce qui est des autres courbes (69 essais), les valeurs expérimentales pour la rigidité élastique (K_{soft}) varient entre une valeur minimale de $0.009 K_e$ et une valeur maximale de $0.58 K_e$. La valeur moyenne est de $0.0845 K_e$, et la valeur médiane est de $0.0542 K_e$. Toutefois, il est important de noter que ces valeurs présentent un coefficient de variation très élevé (Cov 110 %). Une régression linéaire a été réalisée afin d'obtenir une relation entre la rigidité élastique et celle de la partie descendante (K_{soft}), exprimée comme suit :

$$K_{\text{soft}} = -0.03849 K_e \quad (6.7)$$

Pour la branche descendante, certains auteurs ont proposé des formules, comme rapporté par **Noh et al. [N6]**, pour le modèle de **Panagiotakos et Fardis [P3]**. Ces auteurs recommandent un coefficient situé entre 0.5 et 10 % de la rigidité élastique du remplissage, **Liberatore [L7]** suggère une valeur comprise entre 2 et 4 % de la rigidité au pic (K_{peak}). **De Risi et al. [D9]** ont observé des valeurs pour le rapport ($K_{\text{soft}}/K_{\text{peak}}$) allant de 0.06 à 0.54, avec une valeur moyenne de 0.19, présentant un coefficient de variation de 64%.

6.3.5. Résistance pré-fissuration du remplissage en maçonnerie (V_{cr})

Pour la résistance pré-fissuration du remplissage en maçonnerie, une relation avec la résistance maximale peut être établie à partir des données collectées. Les valeurs obtenues pour V_{cr} varient de $0.37 V_{\text{max}}$ à $0.95 V_{\text{max}}$. **De Risi et al. [D9]** ont observé des valeurs allant de 0.26 à 0.96 V_{max} , ce qui semble être proche des résultats de cette étude. La moyenne des valeurs trouvées est de $0.75 V_{\text{max}}$. Les valeurs obtenues sont résumées dans la Figure 6.15.

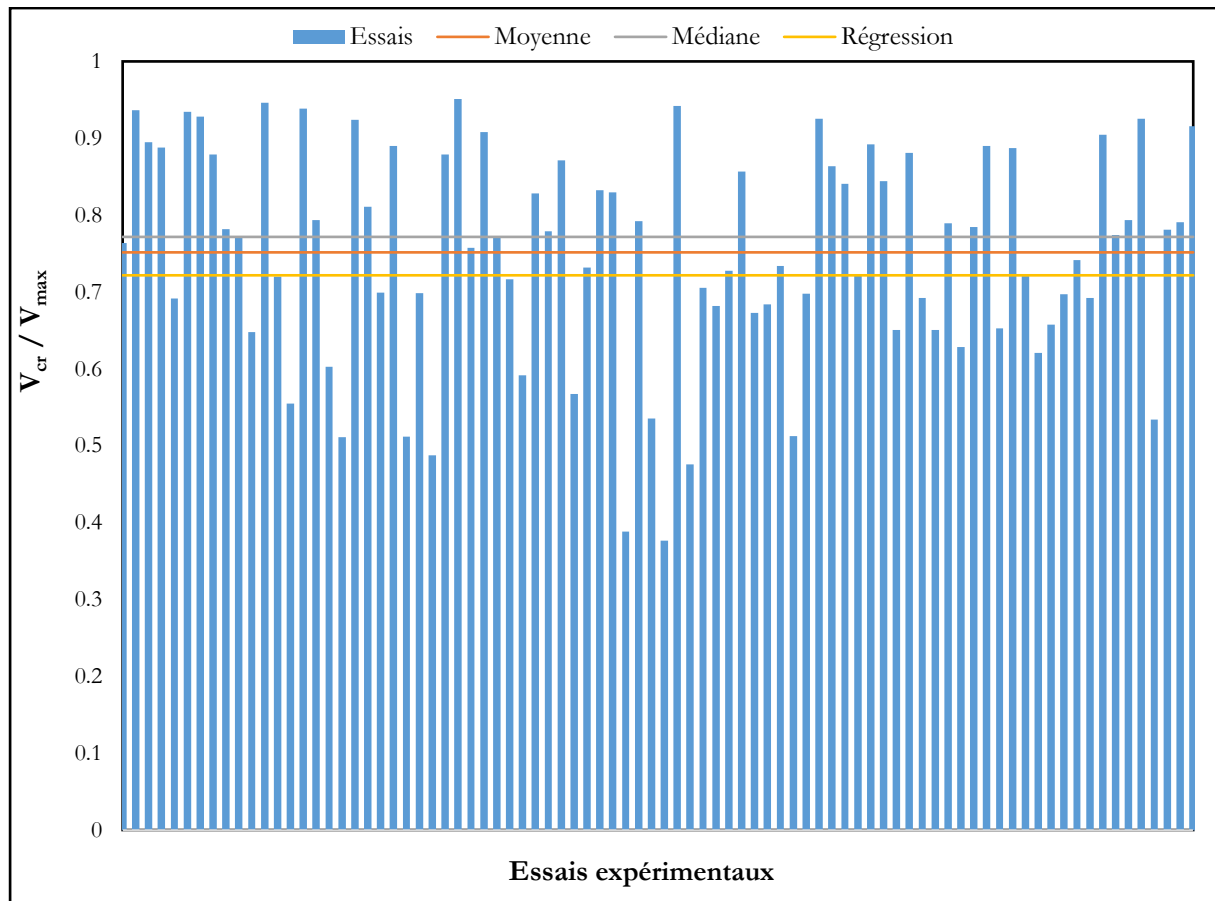


Figure 6.15. Valeurs du ratio (V_{cr}/V_{max}) pour la base de données expérimentale.

A l'aide d'une régression linéaire, l'équation suivante peut être proposée :

$$V_{crack} = 0.722 V_{max} \quad (6.8)$$

Cette équation est identique à celles proposées par **De Risi et al. [D9]** ainsi que par **Huang et al. [H7]**, ce qui peut démontrer sa pertinence. Un résumé des équations proposées pour le modèle de comportement du matériau de remplissage en maçonnerie est présenté dans le Tableau 6.21.

Tableau 6.21. Résumé des équations proposées

Paramètre	Equation
Résistance maximale	$V_{max} = 0.057 h_w^{-0.827} I_w^{1.500} f_{w0}^{0.159} t_w^{0.494}$
Résistance pré-fissuration	$V_{crack} = 0.722 V_{max}$
Rigidité élastique	$K_e = 0.028 f_{wv}^{-0.852} E_w^{1.277} \lambda_h^{-1.109}$
Rigidité au pic de résistance	$K_{peak} = 0.155 K_e$
Rigidité de la branche descendante	$K_{soft} = -0.03849 K_e$

6.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous abordons la prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie, en prenant en compte le type d'essais réalisés : l'essai sur prisme et l'essai sur murette. À partir des données relatives au module d'élasticité, une comparaison a été établie entre les valeurs obtenues. Il a été observé que les résultats des essais sur murette présentent des valeurs supérieures à celles des essais sur prisme. Cela contraste avec les tendances indiquées par des études antérieures. Par conséquent, des recherches supplémentaires sont nécessaires, impliquant d'autres types d'unités de maçonnerie, pour confirmer ou infirmer une tendance générale.

Par la suite, deux modèles empiriques ont été proposés pour prédire la résistance à la compression, un pour chaque type d'essai. La performance de ces modèles, ainsi que celle de 17 autres modèles empiriques, a été évaluée à l'aide de plusieurs paramètres statistiques. Les modèles que nous avons proposés ont affiché des résultats satisfaisants. Pour chaque type d'essai, les modèles les plus performants ont été identifiés.

En partant d'une base de données initiale comprenant 160 essais expérimentaux, un sous-ensemble de ces données a été spécifiquement choisi pour développer une loi de comportement pour le remplissage en maçonnerie. Nous avons procédé à l'extraction des réponses des différents remplissages issus des essais recueillis. Les paramètres de la loi tri-linéaire, qui décrit le comportement du remplissage en maçonnerie, ont été calculés. Cette analyse a été réalisée à travers une régression multiple. L'étude a révélé que :

- En termes de résistance maximale, il a été observé que la résistance latérale du remplissage en maçonnerie était davantage liée à la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise (f_{w0}) qu'à leur résistance à la compression (f_{wv}). De plus, il a été observé que la variable (L_w) présente la plus grande influence sur la résistance maximale (V_{max}).
- En termes de rigidité initiale, il a été constaté que la rigidité élastique du remplissage en maçonnerie était fortement influencée par le module d'élasticité (E_w) de la maçonnerie, tel que déterminé par des essais de compression. De plus, il a été démontré que la rigidité relative avait une influence significative sur la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie.
- Dans le cadre de cette étude, nous avons proposé différentes équations définissant les paramètres de la loi de comportement tri-linéaire du remplissage en maçonnerie. La comparaison de ces équations avec celles déjà existantes dans la littérature a permis de mettre en évidence la pertinence et la fiabilité des équations proposées

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de cette étude, trois portiques en béton armé ont été analysés. Les hauteurs de ces structures ont été choisies conformément aux recommandations du RPA 99/2003. Des analyses Pushover ont été effectuées pour obtenir les courbes de capacité de ces structures. Ensuite, à l'aide d'un couplage mécano-fiabiliste utilisant la méthode par surface de réponse, les indices de fiabilité ainsi que les probabilités de ruine des structures ont été calculés. Plusieurs conclusions importantes ont été déduites :

Il apparaît que les recommandations des différents codes internationaux relatives au coefficient capacitaire sont insuffisantes pour garantir la formation d'un mécanisme de ruine global. Pour y parvenir, un ratio capacitaire supérieur à trois (3) est nécessaire.

Concernant la fiabilité des portiques en béton armé soumis à un chargement latéral, un ratio capacitaire d'au moins 2.0 est requis. Cette recommandation est spécifiquement adaptée aux structures conçues selon la réglementation algérienne.

L'évaluation de la résistance à la compression de la maçonnerie a constitué un axe majeur de notre travail, où nous avons exploré différentes méthodes, notamment les essais sur prisme et les essais sur murette. Pour ce faire, nous avons constitué une base de données expérimentale composée de 260 valeurs moyennes, dérivées de 1133 essais de compression de la maçonnerie. Cette base de données inclut deux types d'essais : les essais sur prisme et les essais sur murette.

Deux modèles empiriques ont été développés pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie, un modèle distinct pour chaque type d'essai. Par ailleurs, notre étude a pris en compte 17 modèles empiriques présents dans la littérature. Une comparaison approfondie a été réalisée pour évaluer la performance de ces différents modèles. Il ressort de cette comparaison que les modèles proposés dans notre étude affichent d'excellentes performances pour la prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie.

Parmi les modèles existants, ceux de **Thamboo et Dhanasekar [T4]** se distinguent également par leurs bonnes performances, tant pour les essais sur prisme que sur murette. Les modèles de **Bennett et al. [B5]** ainsi que ceux de **Dymiotis et Gutleiderer [D17]** sont particulièrement performants pour les essais sur prisme. Enfin, pour les essais sur murette, les modèles de **Kaushik et al. [K3]**, **Bröcker [B14]** et **Dymiotis & Gutleiderer [D17]** sont plus recommandés.

Parallèlement, une base de données expérimentale complémentaire a été constituée, se concentrant sur des essais de portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, soumis à différents types de chargement latéral. Ces chargements incluaient des modes monotones, cycliques quasi-statiques et pseudo-dynamiques. La base de données, élaborée à partir de 160 essais expérimentaux, a servi à extraire les réponses expérimentales des remplissages en maçonnerie. Suite au lissage des courbes obtenues, nous avons calculé les différents paramètres de la loi tri-linéaire, telle qu'établie dans la littérature existante, par le biais d'analyses par régression multiples.

Pour la résistance des remplissages en maçonnerie, il a été établi qu'elle est étroitement liée aux caractéristiques mécaniques, notamment la résistance initiale au cisaillement des joints d'assise (f_{w0}), ainsi qu'aux paramètres géométriques. Concernant la rigidité initiale de ces remplissages, nous avons trouvé qu'elle dépendait significativement du module d'élasticité de la maçonnerie (E_w), de sa résistance à la compression (f_{wv}), et également du paramètre adimensionnel (λ_h).

Il est également ressorti de notre étude qu'au point de résistance maximale, les remplissages en maçonnerie subissaient une perte de raideur équivalant à 85 % de leur rigidité initiale. En outre, une analyse comparative des équations que nous avons proposées avec celles existant dans la littérature a révélé une performance supérieure de notre modèle pour la prédiction de la résistance et de la rigidité des remplissages en maçonnerie.

L'un des aspects limitatifs de cette étude réside dans le traitement des chargements pseudo-dynamiques et cycliques. Ces types de chargement ont été considérés comme ayant un impact négligeable sur la résistance et la rigidité des remplissages en maçonnerie. Des recherches complémentaires dans ce domaine sont nécessaires pour apporter des précisions supplémentaires à ce sujet.

Un autre élément non pris en compte dans notre étude est la résistance relative entre le remplissage en maçonnerie et la structure du portique. Des travaux antérieurs ont montré que la présence d'un remplissage fort conduit souvent à une rupture des poteaux par cisaillement. Une piste de recherche future pourrait être l'intégration d'un paramètre de résistance relative dans l'analyse.

De plus, pour les divers essais recueillis, différentes méthodes d'évaluation ont été utilisées pour déterminer les propriétés mécaniques de la maçonnerie, telles que le module d'élasticité (E_w) et la résistance au cisaillement (f_{wu}). Il est apparu que certaines de ces méthodes peuvent surévaluer la résistance ou la rigidité de la maçonnerie. Par conséquent, une harmonisation des méthodes d'évaluation serait bénéfique pour renforcer la fiabilité des modèles empiriques. Ce point constitue une orientation importante pour les recherches futures.

Plusieurs autres pistes de recherche prometteuses découlent de cette thèse, notamment :

1. Il serait intéressant d'utiliser l'analyse dynamique non-linéaire pour déterminer le coefficient capacitair optimal des structures auto stables en béton armé, en tenant compte de la charge axiale. Cela permettrait une évaluation plus précise et adaptée aux différents scénarios structurels.
2. Les structures étudiées dans cette thèse présentent une régularité dans la distribution des rigidités entre les étages. Une perspective de recherche serait d'examiner comment une irrégularité dans cette distribution affecte le ratio capacitair, en particulier dans des structures plus complexes.
3. Bien que cette étude ait pris en compte la résistance des briques et du mortier conformément à l'Eurocode 6, il est nécessaire de réaliser des analyses plus approfondies pour identifier d'autres paramètres influençant la résistance à la compression.
4. La base de données expérimentale utilisée dans cette étude présente une certaine hétérogénéité en termes de remplissages. Une perspective de recherche serait de développer un modèle basé sur un ensemble d'essais utilisant des remplissages homogènes, pour une analyse plus cohérente.
5. Bien que le modèle empirique proposé pour le remplissage en maçonnerie ait montré de bonnes performances avec les données actuelles, il est essentiel de le tester et de le valider avec d'autres données expérimentales pour garantir sa fiabilité.
6. Dans cette thèse, nous nous sommes intéressés au comportement du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral. Une perspective de recherche consisterait à employer

l'analyse par régression multiple pour évaluer la résistance et la rigidité du complexe portique en béton armé avec remplissage.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [A1] **Abdul-Kadir, M. R.** Structural behaviour of masonry infill panels in framed structures. 1974. Thèse de doctorat. Université de Edinburgh.
- [A2] **Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., & Gillie, M.** Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, 2017, vol. 151, p. 349-365.
- [A3] **ACI 318-11.** Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-11).
- [A4] **ACI 318-71.** Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-71) and commentary (ACI 318R-71).
- [A5] **AFNOR NF. 13306,** " Terminologie de la maintenance" (ancienne norme NF X60-010), Ed. *Afnor, Paris*, 2001.
- [A6] **Akhoundi, F., Vasconcelos, G., Lourenço, P., Silva, L. M., Cunha, F., & Figueiro, R.** In-plane behavior of cavity masonry infills and strengthening with textile reinforced mortar. *Engineering Structures*, 2018, vol. 156, p. 145-160.
- [A7] **Ali, S. S., & Page, A. W.** Finite element model for masonry subjected to concentrated loads. *Journal of structural engineering*, 1988, vol. 114, no 8, p. 1761-1784.
- [A8] **Alwashali, H., Sen, D., Jin, K., & Maeda, M.** Experimental investigation of influences of several parameters on seismic capacity of masonry infilled reinforced concrete frame. *Engineering Structures*, 2019, vol. 189, p. 11-24.
- [A9] **Alwashali, H., Torihata, Y., Jin, K., & Maeda, M.** Experimental observations on the in-plane behaviour of masonry wall infilled RC frames ; focusing on deformation limits and backbone curve. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2018, vol. 16, p. 1373-1397.
- [A10] **Aref, A. J., & Dolatshahi, K. M.** A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures. *Computers & Structures*, 2013, vol. 120, p. 9-23.
- [A11] **AS 4456.4,** Methods of determining compressive strength of masonry units. Standards Australia, Sydney, NSW, Australia, 2003.
- [A12] **Asteris, P. G.** A method for the modelling of infilled frames (Method of Contact Points. In : *Proc., 11th World Conf. on Earthquake Engrg.* 1996.

- [A13] Asteris, P. G., Argyropoulos, I., Cavaleri, L., Rodrigues, H., Varum, H., Thomas, J., & Lourenço, P. B. Masonry compressive strength prediction using artificial neural networks. In : *Transdisciplinary Multispectral Modeling and Cooperation for the Preservation of Cultural Heritage: First International Conference, TMM_CH 2018, Athens, Greece, October 10–13, 2018, Revised Selected Papers, Part II 1*. Springer International Publishing, 2019. p. 200-224.
- [A14] ASTM, C. Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms. *ASTM: West Conshohocken, PA*, 2003.
- [A15] ASTM, E. 519-02. Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. *ASTM International, West Conshohocken, PA*, 2002.
- [A16] ATC-40. Applied Technology Council, Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit Of Concrete Buildings, Report ATC-40, (Redwood City: ATC-40), 1996.
- [B1] BAEL, N. (91). Révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Fascicule, 91, vol. 62.
- [B2] Barua, H. K., and S. K. Mallick. Behaviour of mortar infilled steel frames under lateral load. *Building and Environment*, 1977, vol. 12, no 4, p. 263-272.
- [B3] Basha, S. H., & Kaushik, H. B. Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. *Engineering Structures*, 2016, vol. 111, p. 233-245.
- [B4] Basha, S. H., & Kaushik, H. B. Evaluation of nonlinear material properties of fly ash brick masonry under compression and shear. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2015, vol. 27, no 8, p. 04014227.
- [B5] Bennett, R. M., Boyd, K. A., & Flanagan, R. D. Compressive properties of structural clay tile prisms. *Journal of Structural Engineering*, 1997, vol. 123, no 7, p. 920-926.
- [B6] Benyahi, K. *Homogénéisation périodique et fiabilité des éléments de structures (application aux matériaux composites)*. Thèse de doctorat. Université de Tizi Ouzou-Mouloud Mammeri.
- [B7] Bergami, A. V. Implementation and experimental verification of non linear models for masonry infilled rc frames. *Diss. Ph. D Thesis*, 2008.
- [B8] Bergami, A. V., & Nuti, C. Experimental tests and global modeling of masonry infilled frames. *Earthquakes and Structures*, 2015, vol. 9, no 2, p. 281.

- [B9] **Bertero, V. V., & Shah, H. C.** *El-Asnam Algeria Earthquake Oktober 10, 1980: A Reconnaissance and Engineeringreport*. EERI, 1983.
- [B10] **Bertoldi, S. H., Decanini, L. D., & Gavarini, C.** Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato : confronto sperimentale e numerico. *Atti del*, 1993, vol. 6, no Oct, p. 815-824.
- [B11] **Bolhassani, M., Hamid, A. A., Lau, A. C., & Moon, F.** Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages. *Construction and Building Materials*, 2015, vol. 83, p. 159-173.
- [B12] **Brazilian Association of Technical Standards, NBR 15961-1:** Structural masonry – Concrete blocks – Part 1: Design. Rio de Janeiro, 2011, 42.
- [B13] **Brignola, A., Frumento, S., Lagomarsino, S., & Podestà, S.** Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test. *International Journal of Architectural Heritage*, 2008, vol. 3, no 1, p. 52-73.
- [B14] **Bröcker, O.** Die auswertung von tragfähigkeitsversuchen an gemauerten wänden. *Betonstein-Zeitung*, 1963, vol. 10, p. 19-21.
- [B15] **Brodsky, A.** A micro–macro modelling methodology for the analysis of infilled frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2021, vol. 19, p. 2161-2184.
- [B16] **Bustos-García, A., Moreno-Fernández, E., Zavalis, R., & Valivonis, J.** Diagonal compression tests on masonry wallets coated with mortars reinforced with glass fibers. *Materials and Structures*, 2019, vol. 52, p. 1-13.
- [B17] **Butenweg, C., Marinković, M., & Salatić, R.** Experimental results of reinforced concrete frames with masonry infills under combined quasi-static in-plane and out-of-plane seismic loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2019, vol. 17, no 6, p. 3397-3422.
- [C1] **Cagurangan, C. K.** *Effects of Strong-Column Weak-Beam Ratios on Collapse Capacities of Tall Reinforced Concrete Moment Frame Structures*. 2015. Thèse de doctorat. UC Berkeley.
- [C2] **Caldeira, F. E., Nalon, G. H., de Oliveira, D. S., Pedroti, L. G., Ribeiro, J. C. L., Ferreira, F. A., & de Carvalho, J. M. F.** Influence of joint thickness and strength of mortars on the compressive behavior of prisms made of normal and high-strength concrete blocks. *Construction and Building Materials*, 2020, vol. 234, p. 117419.

- [C3] Calderón, S., Sandoval, C., Araya-Letelier, G., & Aguilar, V. A detailed experimental mechanical characterization of multi-perforated clay brick masonry. *Journal of Building Engineering*, 2023, vol. 63, p. 105505.
- [C4] Cavaleri, L., & Di Trapani, F. Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, vol. 65, p. 224-242.
- [C5] Cavaleri, L., Papia, M., Macaluso, G., Di Trapani, F., & Colajanni, P. Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. *Materials and structures*, 2014, vol. 47, p. 239-262.
- [C6] Chrysostomou, C. Z. *Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames*. Cornell University, 1991.
- [C7] Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2002, vol. 2, no 03, p. 335-353.
- [C8] Colangelo, F. Pseudo-dynamic seismic response of reinforced concrete frames infilled with non-structural brick masonry. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2005, vol. 34, no 10, p. 1219-1241.
- [C9] Cook, R. D., & Weisberg, S. Criticism and influence analysis in regression. *Sociological methodology*, 1982, vol. 13, p. 313-361.
- [C10] Corradi, M., Borri, A., & Vignoli, A. Experimental study on the determination of strength of masonry walls. *Construction and building materials*, 2003, vol. 17, no 5, p. 325-337.
- [C11] Costigan, A., & Pavía, S. Influence of the mechanical properties of lime mortar on the strength of brick masonry. In : *Historic Mortars: Characterisation, Assessment and Repair*. Dordrecht : Springer Netherlands, 2012. p. 359-372.
- [C12] Crisafulli, F. J. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. 1997. Thèse de doctorat. Université Canterbury.
- [C13] Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 2007, vol. 40, no 2, p. 69-77.
- [C14] CSA S304.1, Design of masonry structures, Canadian Standards Association, Ontario, Canada, 2004.

- [D1] D'Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., and de Miranda, S. Modeling strategies for the computational analysis of unreinforced masonry structures: review and classification. *Archives of computational methods in engineering*, 2020, vol. 27, p. 1153-1185.
- [D2] D'Altri, A. M., de Miranda, S., Castellazzi, G., & Sarhosis, V. A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels. *Computers & Structures*, 2018, vol. 206, p. 18-30.
- [D3] Da Porto, F., Donà, M., Verlato, N., & Guidi, G. Experimental testing and numerical modeling of robust unreinforced and reinforced clay masonry infill walls, with and without openings. *Frontiers in Built Environment*, 2020, vol. 6, p. 591985.
- [D4] Da Porto, F., Garbin, E., Modena, C., & Valluzzi, M. R. Failure modes for in plane loaded masonry walls made with thin layer mortar. In : *10th Canadian Masonry Symposium, Banf, Alberta*. 2005.
- [D5] Da Porto, F., Guidi, G., Dalla Benetta, M., & Verlato, N. Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry walls. In : *12th Canadian masonry symposium*. Vancouver, Canada, 2013. p. 2-5.
- [D6] Dautaj, A. D., Kadiri, Q., & Kabashi, N. Experimental study on the contribution of masonry infill in the behavior of RC frame under seismic loading. *Engineering Structures*, 2018, vol. 165, p. 27-37.
- [D7] Davidovici, V. Séisme de BOUMERDES–21 mai 2003. *Rapport préliminaire du Ministère de l'Habitat, Rapport de Mission, Dynamique Concept*, 2003, vol. 23.
- [D8] Dayaratnam, P. *Brick and reinforced brick structures*. South Asia Books, 1987.
- [D9] De Risi, M. T., Del Gaudio, C., Ricci, P., & Verderame, G. M. In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. *Engineering Structures*, 2018, vol. 168, p. 257-275.
- [D10] Decanini, L. D., & Fantin, G. E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. *Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, 1986, vol. 2, p. 817-836.
- [D11] Dehmous, H. *Fiabilité et micromécanique des matériaux composites : application à la passerelle de Laroin*. 2007. Thèse de doctorat. Toulouse, INPT.

- [D12] Dooley, K. L., & Bracci, J. M. Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames. *Structural Journal*, 2001, vol. 98, no 6, p. 843-851.
- [D13] Drysdale, R. G., & Hamid, A. A. Tensile strength of brick masonry. *International Journal of Masonry Construction*, 1982, vol. 2, no 4, p. 172-177.
- [D14] DTR, B. C. 2.2. Charges permanentes et charges d'exploitations. *Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique*, 1988.
- [D15] Durrani, A. J., & Luo, Y. H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. In : *Proceedings from the NCEER workshop on seismic response of masonry infills*. 1994. p. 1-8.
- [D16] Durrani, A. J., & Zerbe, H. E. Seismic resistance of R/C exterior connections with floor slab. *Journal of Structural Engineering*, 1987, vol. 113, no 8, p. 1850-1864.
- [D17] Dymiotis, C., & Gutleiderer, B. M. Allowing for uncertainties in the modelling of masonry compressive strength. *Construction and building materials*, 2002, vol. 16, no 8, p. 443-452.
- [E1] El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 2003, vol. 129, no 2, p. 177-185.
- [E2] El-Ouali, T., Houde, J., & Tinawi, R. Comportement d'un cadre rempli soumis à un chargement cyclique : modélisation pour une analyse dynamique non linéaire. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1991, vol. 18, no 6, p. 1013-1023.
- [E3] EN 1052-1. "Methods of test for masonry—part 1 : determination of compressive strength." *European Committee for Standardization* (1998).
- [E4] EN, BS. Design of masonry structures—General rules for reinforced and unreinforced masonry structures NA to BS EN 1996-1-1 : 2005 UK National Annex to. *Eurocode 6—Design of masonry structures—General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, 1996, p. 1996-2.
- [E5] Encyclopédique. Dictionnaire. Larousse. 2001.
- [E6] Engesser, F. Über weitgespannte wölbbbrücken. *Zeitschrift für Architekturs und Ingenieurwesen*, 1907, vol. 53, p. 403-440.
- [E7] Esposito, R., Messali, F., & Rots, J. G. Tests for the characterization of replicated masonry and wall ties. *Delft University of Technology, Delft*, 2016.

- [E8] Essa, A. S. A. T., Badr, M. R. K., & El-Zanaty, A. H. Effect of infill wall on the ductility and behavior of high strength reinforced concrete frames. *HBRC Journal*, 2014, vol. 10, no 3, p. 258-264.
- [E9] Eurocode 6, Design of masonry structures, Part 1-1 : General rules for buildings reinforced and unreinforced masonry, CEN (European Committee of Standardization), Brussels, Belgium, 2005.
- [E10] Eurocode 8. Design for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings”, European standard EN 1998-1, European Committee for Standardization(CEN), Brussels.
- [F1] FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*, 1997, p. 2-12.
- [F2] FEMA-306. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States, 1998.
- [F3] FEMA-356. Federal Emergency Management Agency, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). Washington, DC : Federal Emergency Management Agency, 2000, vol. 7, no 2.
- [F4] Ferretti, D., Michelini, E., & Rosati, G. Mechanical characterization of autoclaved aerated concrete masonry subjected to in-plane loading : Experimental investigation and FE modeling. *Construction and Building Materials*, 2015, vol. 98, p. 353-365.
- [F5] Freeda Christy, C., Tensing, D., & Mercy Shanthi, R. Experimental study on axial compressive strength and elastic modulus of the clay and fly ash brick masonry. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 2013, vol. 4, no 4, p. 134-141.
- [F6] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. Mechanical properties characterization of different types of masonry infill walls. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 2020, vol. 14, p. 411-434.
- [F7] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2016, vol. 45, no 4, p. 507-524.
- [G1] Ganesan, T. P., & Ramamurthy, K. Behavior of concrete hollow-block masonry prisms under axial compression. *Journal of structural engineering*, 1992, vol. 118, no 7, p. 1751-1769.

- [G2] **Garzón-Roca, J., Marco, C. O., & Adam, J. M.** Compressive strength of masonry made of clay bricks and cement mortar: Estimation based on Neural Networks and Fuzzy Logic. *Engineering Structures*, 2013, vol. 48, p. 21-27.
- [G3] **Gazić, G., & Sigmund, V.** Cyclic testing of single-span weak frames with masonry infill. *Gradevinar*, 2016, vol. 68, no 08, p. 617-633.
- [G4] **Gökdemir, H., & Günaydin, A.** Investigation of strong column–weak beam ratio in multi-storey structures. *Anadolu University Journal of Science and Technology A-Applied Sciences and Engineering*, 2018, vol. 19, no 2, p. 242-252.
- [G5] **Gumaste, K. S., Nanjunda Rao, K. S., Venkatarama Reddy, B. V., & Jagadish, K. S.** Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression. *Materials and structures*, 2007, vol. 40, p. 241-253.
- [H1] **Hak, S., Morandi, P., & Magenes, G.** Evaluation of infill strut properties based on in-plane cyclic tests. *Gradevinar*, 2013, vol. 65, no 6, p. 509-521.
- [H2] **Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S., & Chou, J. H.** Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: Assessment of ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 2011, vol. 137, no 4, p. 481-491.
- [H3] **Hassanli, R., El Gawady, M., & Mills, J.** Effect of Dimensions on the Compressive Strength of Concrete Masonry Prisms. *Advances in Civil Engineering Materials*, 2015, vol. 4, no 1, p. 175-201.
- [H4] **Hendry, A. W., & Malek, M. H.** Characteristic compressive strength of brickwork walls from collected test results. *MASONRY INT. Masonry Int.*, 1986, no 7, p. 15.
- [H5] **Holmes, M.** Combined loading on infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1963, vol. 25, no 1, p. 31-38.
- [H6] **Holmes, M.** Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of civil Engineers*, 1961, vol. 19, no 4, p. 473-478.
- [H7] **Huang, H., Burton, H. V., & Sattar, S.** Development and utilization of a database of infilled frame experiments for numerical modeling. *Journal of Structural Engineering*, 2020, vol. 146, no 6, p. 04020079.
- [H8] **Huang, Q., Guo, Z., & Kuang, J. S.** Designing infilled reinforced concrete frames with the ‘strong frame-weak infill’ principle. *Engineering Structures*, 2016, vol. 123, p. 341-353.

- [I1] **IS 13920: 2016.** Ductile design and detailing of reinforced concrete structure subjected to seismic force. Bureau of Indian Standard (BIS), 2016.
- [J1] **Jallouf, S. G.** Approche probabiliste du dimensionnement contre le risque de rupture. Thèse de doctorat. Université Paul Verlaine-Metz, 2006.
- [K1] **Kakaletsis, D. J., Karayannis, C. G., & Panagopoulos, G. K.** Effectiveness of rectangular spiral shear reinforcement on infilled R/C frames under cyclic loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 2011, vol. 15, no 8, p. 1178-1193.
- [K2] **Kareem, K. M., & Güneyisi, E. M.** Effect of masonry infill wall configuration and modelling approach on the behaviour of RC frame structures. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2019, vol. 44, p. 4309-4324.
- [K3] **Kaushik, H.B., Rai, D.C., Jain, S.K.** Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. *Journal of materials in Civil Engineering*, 2007, vol. 19, no 9, p. 728-739.
- [K4] **Khalaf, F. M.** Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms. *Magazine of Concrete Research*, 1996, vol. 48, no 175, p. 95-101.
- [K5] **King, G. J. W., and P. C. Pandey.** The analysis of infilled frames using finite elements. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1978, vol. 65, no 4, p. 749-760.
- [K6] **Kuang, J. S., & Yuen, Y. P.** Simulations of masonry-infilled reinforced concrete frame failure. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering and Computational Mechanics*, 2013, vol. 166, no 4, p. 179-193.
- [K7] **Kumavat, H. R.** An experimental investigation of mechanical properties in clay brick masonry by partial replacement of fine aggregate with clay brick waste. *Journal of The Institution of Engineers (India) : Series A*, 2016, vol. 97, p. 199-204.
- [K8] **Kunnath, S. K.** Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2004, vol. 19, no 4, p. 246-259.
- [K9] **Kuntz, G. L., & Browning, J.** Reduction of Column Yielding During Earthquakes for Reinforced Concrete Frames. *Structural Journal*, 2003, vol. 100, no 5, p. 573-580.
- [L1] **Layadi, I., Messabhia, A., Plassiard, J. P., & Olivier, P. L. E.** The effect of masonry infill walls on the reinforced concrete frames behavior under lateral load. *Journal of Materials and Engineering Structures « JMES »*, 2020, vol. 7, no 1, p. 125-140.

- [L2] **Lefebvre, K.** Étude du comportement sous charges latérales des ossatures de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, construites avant les années 1960. Thèse de doctorat. École de technologie supérieure, 2012.
- [L3] **Lemaire, M., Chateaufneuf, A., & Mitteau, J. C.** Fiabilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique, Edit. *Hermès Paris. Cote : Rez-de-chaussée*, 2005.
- [L4] **Leuchars, J. M., and J. C. Scrivener.** Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 1976, vol. 9, no 2, p. 122-131.
- [L5] **Liauw, T. C.** An approximate method of analysis for infilled frames with or without opening. *Building science*, 1972, vol. 7, no 4, p. 233-238.
- [L6] **Liauw, T. C., and K. H. Kwan.** PLASTIC THEORY OF NON INTEGRAL INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1983, vol. 75, no 3, p. 379-396.
- [L7] **Liberatore, L.** Approches innovantes en termes d'énergie et de déplacement pour l'évaluation de la réponse sismique des structures multi-degrés de liberté. 2001.
- [L8] **Liberatore, L., Noto, F., Mollaioli, F., & Franchin, P.** In-plane response of masonry infill walls: Comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. *Engineering Structures*, 2018, vol. 167, p. 533-548.
- [L9] **Liu, J.** The effect of height-to-thickness ratio on the compressive strength of concrete masonry. 2012. Thèse de doctorat. Université de Windsor.
- [L10] **Lotfi, H. R., & Shing, P. B.** Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of structural engineering*, 1994, vol. 120, no 1, p. 63-80.
- [L11] **Lounaci, L.** Analyse non linéaire d'un réservoir surélevé par la méthode PUSHOVER. 2016. Thèse de Magistère. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
- [L11] **Lourenço, P. J. B. B.** Computational strategies for masonry structures. 1997. Thèse de doctorat. Université de technologie de Delft.
- [L12] **Lourenço, P. B., & Rots, J.** Analysis of masonry structures with interface elements. *Rep. No. 03-21-22-0*, 1994, vol. 1.
- [L13] **Lourenço, P. B., & Rots, J. G.** Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of engineering mechanics*, 1997, vol. 123, no 7, p. 660-668.

- [L14] Louzai, A., & Abed, A. Concentric versus eccentric strut models in the seismic response of masonry infilled reinforced concrete frame structures using nonlinear dynamic analysis. *Natural Hazards*, 2021, vol. 106, p. 2111-2137.
- [L15] Lumantarna, R., Biggs, D. T., & Ingham, J. M. Uniaxial compressive strength and stiffness of field-extracted and laboratory-constructed masonry prisms. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2014, vol. 26, no 4, p. 567-575.
- [M1] Maidiawati, & Sanada, Y. R/C frame–infill interaction model and its application to Indonesian buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017, vol. 46, no 2, p. 221-241.
- [M2] Mainstone, R. J. On the stiffness and strength of infilled frames. *Proc Inst Civil Eng*, 1971, vol. 49, p. 57.
- [M3] Mallick, D. V., & Severn, R. T. The behaviour of infilled frames under static loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1967, vol. 38, no 4, p. 639-656.
- [M4] Mann, W. Statistical evaluation of tests on masonry by potential functions. In : *Sixth international brick masonry conference*. 1982.
- [M5] McNary, W. S., & Abrams, D. P. Mechanics of masonry in compression. *Journal of Structural Engineering*, 1985, vol. 111, no 4, p. 857-870.
- [M6] Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads: analytical modeling. In : *Proc., NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry, San Francisco*. 1994.
- [M7] Misir, I. S., Ozcelik, O., Girgin, S. C., & Kahraman, S. Experimental work on seismic behavior of various types of masonry infilled RC frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 2012, vol. 44, no 6, p. 763-774.
- [M8] Misir, I. S., Ozcelik, O., Girgin, S. C., & Yucel, U. The behavior of infill walls in RC frames under combined bidirectional loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 2016, vol. 20, no 4, p. 559-586.
- [M9] Monteagudo, S. M., Casat, M. J., & Gálvez, J. C. Influence of the bed joint thickness on the bearing capacity of the brick masonry under compression loading: an ultrasound assessment. *Revista de la Construcción. Journal of Construction*, 2015, vol. 14, no 1, p. 9-15.
- [M10] Morandi, P., Hak, S., & Magenes, G. In-plane experimental response of strong masonry infills. In : *9th international masonry conference*. 2014. p. 7-9.

- [M11] **Morandi, P., Hak, S., & Magenes, G.** Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frames with strong masonry infills. *Engineering Structures*, 2018, vol. 156, p. 503-521.
- [M12] **MSJC (Masonry Standards Joint Committee).** Building code requirements for masonry structures. 2013.
- [M13] **Murthi, P., Bhavani, M., Musthaq, M. S., Jauhar, M. O., & Devi, V. R.** Development of relationship between compressive strength of brick masonry and brick strength. *Materials Today: Proceedings*, 2021, vol. 39, p. 258-262.
- [M14] **Murty, C. V. R., Goswami, R., Vijayanarayanan, A. R., & Mehta, V.** Earthquake behaviour of buildings. *Gujarat State Disaster Management Authority, Gandhinagar*, 2012, vol. 53, p. 79.
- [N1] **Nasiri, E., & Liu, Y.** Development of a detailed 3D FE model for analysis of the in-plane behaviour of masonry infilled concrete frames. *Engineering Structures*, 2017, vol. 143, p. 603-616.
- [N2] **Nasiri, E., & Liu, Y.** The out-of-plane behaviour of concrete masonry infills bounded by reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 2019, vol. 184, p. 406-420.
- [N3] **New Zealand Standards Association.** NZS 3101 Code of Practice for the Design of Concrete Structures (Parts 1 & 2) 1982 and 1995. *Standards Association of New Zealand, Wellington*.
- [N4] **Nie, X., Zhang, S., Jiang, T., & Yu, T.** The strong column–weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures : A literature review. *Advances in Structural Engineering*, 2020, vol. 23, no 16, p. 3566-3591.
- [N5] **Ning, N., Qu, W., & Ma, Z. J.** Design recommendations for achieving “strong column-weak beam” in RC frames. *Engineering Structures*, 2016, vol. 126, p. 343-352.
- [N6] **Noh, N. M., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S.** Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 2017, vol. 150, p. 599-621.
- [P1] **Padalu, P. K. V. R., & Singh, Y.** Variation in compressive properties of Indian brick masonry and its assessment using empirical models. In : *Structures*. Elsevier, 2021. p. 1734-1753.
- [P2] **Page, A. W.** Finite element model for masonry. *Journal of the Structural Division*, 1978, vol. 104, no 8, p. 1267-1285.
- [P3] **Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N.** Seismic response of infilled RC frames structures. In : *11th world conference on earthquake engineering*. 1996.

- [P4] Paulay, T., & Priestley, M. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York : Wiley, 1992.
- [P5] Penava, D., Radić, I., Gazić, G., & Sigmund, V. Mechanical properties of masonry as required for the seismic resistance verification. *Tehnički vjesnik*, 2011, vol. 18, no 2, p. 273-280.
- [P6] Perchat, J., & Roux, J. PRATIQUE DU BAEL 91-COURS AVEC EXERCICES CORRIGES. 1993.
- [P7] Polyakov, S. Masonry infilled framed buildings, an investigation into the strength and stiffness of masonry infilling. 1956.
- [R1] Radovanović, Ž., Grebović, R. S., Dimovska, S., Serdar, N., Vatin, N., & Murgul, V. The mechanical properties of masonry walls-Analysis of the test results. *Procedia engineering*, 2015, vol. 117, p. 865-873.
- [R2] Radovanović, Ž., Sinđić Grebović, R., Dimovska, S., Serdar, N., Vatin, N., & Murgul, V. Testing of the mechanical properties of masonry walls—Determination of compressive strength. *Applied Mechanics and Materials*, 2015, vol. 725, p. 410-418.
- [R3] Rakotomalala, R. Pratique de la régression linéaire multiple. *Diagnostic et selection de variables*, 2011.
- [R4] Reddy, B. V., Lal, R., & Rao, K. N. Influence of joint thickness and mortar-block elastic properties on the strength and stresses developed in soil-cement block masonry. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2009, vol. 21, no 10, p. 535-542.
- [R5] Règlement Parasismique Algérien, Algerian seismic code. National Center for Applied Research in Earthquake Engineering, RPA99, Algiers, Algeria, 2003.
- [R6] Rilem, T. C. LUM B6 Diagonal tensile strength tests of small wall specimens, 1991. *RILEM Recommendations for the testing and use of constructions materials*, 1994, p. 488-489.
- [R7] Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. Simplified macro-model for infill masonry panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 2010, vol. 14, no 3, p. 390-416.
- [R8] RPS. LE REGLEMENT DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE. *Ministère de l'ATUHE, Secrétariat d'État à l'Habitat, Rabat, Maroc. Report RPS2000*, 2001.
- [S1] Saneinejad, A., & Hobbs, B. Inelastic design of infilled frames. *Journal of structural engineering*, 1995, vol. 121, no 4, p. 634-650.
- [S2] Saporta, G. *Probabilités, analyse des données et statistique*. Editions technip, 2006.

- [S3] Sarangapani, G., Venkatarama Reddy, B. V., & Jagadish, K. S. Brick-mortar bond and masonry compressive strength. *Journal of materials in civil engineering*, 2005, vol. 17, no 2, p. 229-237.
- [S4] Sarhat, S. R., & Sherwood, E. G. The prediction of compressive strength of ungrouted hollow concrete block masonry. *Construction and Building Materials*, 2014, vol. 58, p. 111-121.
- [S5] Schwarz, S., Hanaor, A., & Yankelevsky, D. Z. Experimental response of reinforced concrete frames with AAC masonry infill walls to in-plane cyclic loading. In : *Structures*. Elsevier, 2015. p. 306-319.
- [S6] Segura, J., Pelà, L., Saloustros, S., & Roca, P. Experimental and numerical insights on the diagonal compression test for the shear characterisation of masonry. *Construction and Building Materials*, 2021, vol. 287, p. 122964.
- [S7] Sigmund, V., & Penava, D. Influence of openings, with and without confinement, on cyclic response of infilled RC frames : an experimental study. *Journal of Earthquake Engineering*, 2014, vol. 18, no 1, p. 113-146.
- [S8] Silva, L. M., Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. Innovative systems for earthquake-resistant masonry infill walls: Characterization of materials and masonry assemblages. *Journal of Building Engineering*, 2021, vol. 39, p. 102195.
- [S9] Singh, S. B., & Munjal, P. Bond strength and compressive stress-strain characteristics of brick masonry. *Journal of Building Engineering*, 2017, vol. 9, p. 10-16.
- [S10] Singhal, V., & Rai, D. C. Suitability of half-scale burnt clay bricks for shake table tests on masonry walls. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2014, vol. 26, no 4, p. 644-657.
- [S11] Smith, B. S. Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Division*, 1966, vol. 92, no 1, p. 381-404.
- [S12] Smith, B. S., & Carter, C. A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the institution of civil engineers*, 1969, vol. 44, no 1, p. 31-48.
- [S13] Sousa, R., Sousa, H., & Guedes, J. Diagonal compressive strength of masonry samples—experimental and numerical approach. *Materials and Structures*, 2013, vol. 46, p. 765-786.
- [S14] Spiegel, M. R., & Stephens, L. J. *Statistique. Ediscience*, 2002.
- [S15] Sudarsana I. K., Budiwati, I. A. M., Aditya, P. W., “Effect of column to beam strength ratio on performance of reinforced concrete frames”, Proceedings of the International Conference on Engineering Technology and Industrial Application, The 1st ICETIA 2014.

- [S16] Suzuki, T., Choi, H., Sanada, Y., Nakano, Y., Matsukawa, K., Paul, D., Paulat, G., & Binici, B. Experimental evaluation of the in-plane behaviour of masonry wall infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2017, vol. 15, p. 4245-4267.
- [T1] TEC 2007. Regulations on structures constructed in disaster regions. *Ministry of Public Works and Settlement*, 2007.
- [T2] Tekeli, H., & Aydin, A. An experimental study of the seismic behavior of infilled RC frames with opening. *Scientia Iranica*, 2017, vol. 24, no 5, p. 2271-2282.
- [T3] Thaickavil, N. N., & Thomas, J. Behaviour and strength assessment of masonry prisms. *Case Studies in Construction Materials*, 2018, vol. 8, p. 23-38.
- [T4] Thamboo, J. A., & Dhanasekar, M. Correlation between the performance of solid masonry prisms and wallettes under compression. *Journal of Building Engineering*, 2019, vol. 22, p. 429-438.
- [T5] Thamboo, J. A., Dhanasekar, M., & Yan, C. Effects of joint thickness, adhesion and web shells to the face shell bedded concrete masonry loaded in compression. *Australian Journal of Structural Engineering*, 2013, vol. 14, no 3, p. 291-302.
- [T6] Themelis, S. *Pushover analysis for seismic assessment and design of structures*. 2008. Thèse de doctorat. Heriot-Watt University.
- [T7] Tsai, K. C., Hsiao, C. P., & Bruneau, M. Overview of building damages in 921 Chi-Chi earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 2000, vol. 2, no 1, p. 93-108.
- [U1] Uday Vyas, C. V., & Venkatarama Reddy, B. V. Prediction of solid block masonry prism compressive strength using FE model. *Materials and structures*, 2010, vol. 43, p. 719-735.
- [V1] Van, T. C., & Lau, T. L. Experimental evaluation of reinforced concrete frames with unreinforced masonry infills under monotonic and cyclic loadings. *International Journal of Civil Engineering*, 2021, vol. 19, p. 401-419.
- [V2] Verderame, G. M., Ricci, P., De Risi, M. T., & Del Gaudio, C. Experimental assessment and numerical modelling of conforming and non-conforming RC frames with and without infills. *Journal of Earthquake Engineering*, 2022, vol. 26, no 2, p. 573-614.
- [V3] Veríssimo-Anacleto, J., Ludovico-Marques, M., & Neto, P. An empirical model for compressive strength of the limestone masonry based on number of courses—An experimental study. *Construction and Building Materials*, 2020, vol. 258, p. 119508.

- [V4] Vijayanarayanan, A. R., Goswami, R., & Murty, C. V. R., Simple linear elastic static analysis procedure to attain desired collapse mechanism for moment resisting frames. In : *16th World Conference on Earthquake, Santiago Chile*. 2017.
- [W1] Wang, X., Lam, C. C., & Iu, V. P. Characterization of mechanical behaviour of grey clay brick masonry in China. *Construction and Building Materials*, 2020, vol. 262, p. 119964.
- [W2] Wongpakdee, N., & Leelataviwat, S. Influence of column strength and stiffness on the inelastic behavior of strong-column-weak-beam frames. *Journal of Structural Engineering*, 2017, vol. 143, no 9, p. 04017124.
- [W3] Wu, J., Bai, G. L., Wang, P., & Liu, Y. Mechanical properties of a new type of block made from shale and coal gangue. *Construction and Building Materials*, 2018, vol. 190, p. 796-804.
- [Y1] Yuen, Y. P., & Kuang, J. S. Nonlinear response and failure mechanism of infilled RC frame structures under biaxial seismic excitation. In : *15th World Conference on Earthquake Engineering*. 2012.
- [Z1] Zhai, C., Kong, J., Wang, X., & Chen, Z. Experimental and finite element analytical investigation of seismic behavior of full-scale masonry infilled RC frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 2016, vol. 20, no 7, p. 1171-1198.
- [Z2] Zhai, C., Wang, X., Kong, J., Li, S., & Xie, L. Numerical simulation of masonry-infilled RC frames using XFEM. *Journal of Structural Engineering*, 2017, vol. 143, no 10, p. 04017144.
- [Z3] Zhang, C., & Tao, M. X. Strong-column-weak-beam criterion for reinforced concrete frames subjected to biaxial seismic excitation. *Engineering Structures*, 2021, vol. 241, p. 112481.
- [Z4] Zhou, Q., Wang, F., & Zhu, F. Estimation of compressive strength of hollow concrete masonry prisms using artificial neural networks and adaptive neuro-fuzzy inference systems. *Construction and Building Materials*, 2016, vol. 125, p. 417-426.
- [Z5] Zovkić, J. *Comportement des ossatures en béton armé avec remplissage sous l'action des tremblements de terre*. 2013. Thèse de doctorat. Josip Juraj Strossmayer, Université d'Osijek. Faculté de génie civil et d'architecture d'Osijek. (En polonais)
- [Z6] Zuo, Z., Gong, M., Sun, J., & Zhang, H. Seismic performance of RC frames with different column-to-beam flexural strength ratios under the excitation of pulse-like and non-pulse-like ground motion. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2021, vol. 19, no 12, p. 5139-5159.

Annexe I

Vérification des
exigences du RPA
99/2003

Annexe I. Vérification des exigences du RPA 99/2003

Toutes les structures étudiées sont implantées en zone III selon le zonage sismique du RPA 99/2003 et sont classées dans le groupe 2. Le coefficient de comportement est de $R=5$ et le facteur de qualité est de $Q=1.00$, le site d'implantation est un site meuble classé S3.

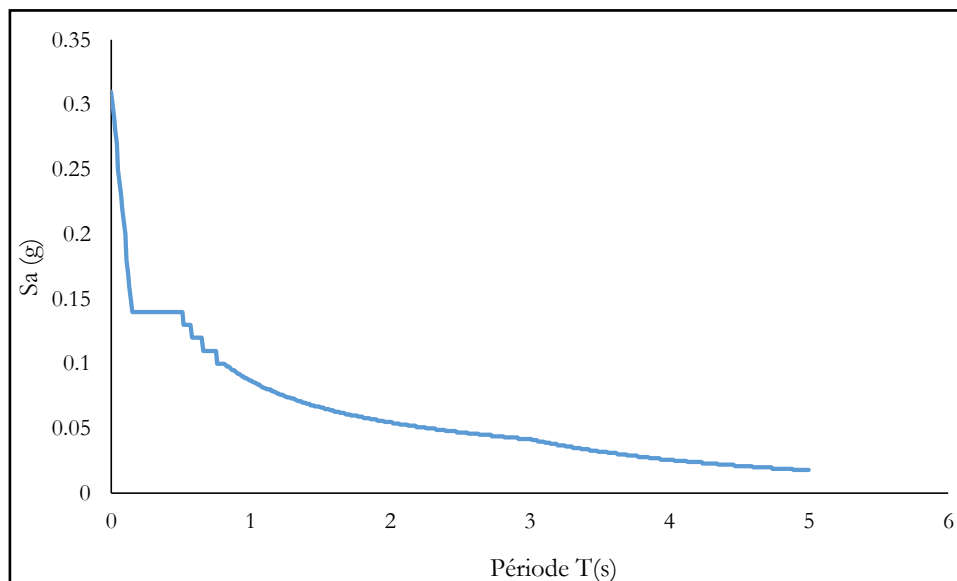


Figure I.1. Spectre de réponse pour le dimensionnement des structures étudiées

I.1. Structure à cinq niveaux

I.1.1. Participations modales

Tableau I.1. Comportement dynamique de la structure

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUY	
1	0.379	0.764	0.0392	0	0.764	0.0392	Trans X-X
2	0.378	0.04	0.7845	0	0.804	0.8237	Trans Y-Y
3	0.349	0.0196	0.0008	0	0.8236	0.8246	Torsion
4	0.122	0.0777	0.0253	0	0.9013	0.8499	
5	0.121	0.0252	0.0805	0	0.9265	0.9304	

Le nombre de modes à prendre en considération est 5 modes. Car les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes. Suivant les recommandations de l'article 4.3.4 du RPA 99/2003

I.1.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V_x (\text{MSE}) = V_y (\text{MSE}) = \frac{ADQ}{R} w = \frac{0.25(2.34)1.0}{5} \times (4378.22) = 512.25 \text{ kN}$$

$$0.8V_x = 0.8V_y = 409.8 \text{ kN}$$

$$V_{x \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 488,55 \text{ kN} / V_{y \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 459,22 \text{ kN}$$

L'article 4.3.6 stipule : « La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée »

A partir des résultats obtenus, on conclut que cette condition est vérifiée.

I.1.3. Vérification vis-à-vis du renversement

Elle se traduit par la vérification dans les 2 sens (longitudinal et transversal) de la condition :

$$M_s \geq 1.5 M_r \quad (\text{Art 4.4.1 du RPA 99/2003})$$

M_s : Moments stabilisant. Egal à $W^*(L/2)$

M_r : Moment renversant obtenu de l'analyse du logiciel ETABS.

$$M_{r,x} = 534,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{r,y} = 530,46 \text{ KN.m}$$

Comme la structure est doublement symétrique alors : $M_{s,x} = M_{s,y} = 4378.22 \times (16/2) = 35025.76 \text{ kN.m}$

On constate que la condition est largement vérifiée.

I.1.4. Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\theta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art. 7.4.3 du RPA 99/2003}).$$

N_d : Effort normal.

B_c : Dimensions du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton en compression.

$$N_d = 274.606 \text{ KN}$$

$$\theta = \frac{274.61 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,068$$

La condition est donc vérifiée.

I.1.5. Déplacements Inter-étages

L'article 4.43 nous indique la façon de calculer les déplacements horizontaux de chaque étage via la formule suivante :

$$\delta^k = \mathbf{R} \delta_{ek}$$

Et l'article 5.10 stipule : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. »

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \text{ (Art. 5.10 RPA 99/2003)}$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \text{ (Art. 5.10 RPA 99/2003)}$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 H \text{ avec } H : \text{Hauteur d'étage}$$

Tableau I.2. Vérification des déplacements inter-étages

Niveau	δ_{ex}^k [mm]	δ_{ey}^k [mm]	R	δ_x^k [mm]	δ_y^k [mm]	Δ_{ex} [mm]	Δ_{ey} [mm]	$\overline{\Delta_k}$ [mm]	Condition vérifiée (Oui/Non)
5	8.905	8.563	5	44.525	42.815	4.26	4.225	30.6	Oui
4	8.053	7.718	5	40.265	38.59	7.885	7.745	30.6	Oui
3	6.476	6.169	5	32.38	30.845	10.95	10.7	30.6	Oui
2	4.286	4.029	5	21.43	20.145	12.545	12.135	30.6	Oui
1	1.777	1.602	5	8.885	8.01	8.885	8.01	30.6	Oui

A partir des résultats obtenus on constate que la condition est vérifiée.

I.1.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ est un effet non linéaire qui se produit dans chaque structure ou éléments sont soumis à des charges axiales. Le RPA 99/2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

- $\theta_k < 0.10$: Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_k}$
- $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \text{ (Art. 5.9 RPA 99/2003)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : Hauteur de l'étage k.

Tableau I.3. Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	Sens x-x					Sens y-y			
	P(KN)	Δ_k (mm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_k	Δ_k (mm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_k
5	863.64	4.26	434666.5	3679.1	0.008	4.225	437761.4	3648.8	0.008
4	1727.28	7.885	841067.6	13619.6	0.016	7.745	847528.8	13377.7	0.015
3	2590.92	10.95	1163929	28370.5	0.02	10.7	1172992	27722.8	0.019
2	3454.56	12.545	1384635	43337.4	0.03	12.135	1395515	41921.08	0.03
1	4378.22	8.885	1494978	38900.4	0.02	8.01	1507114	35069.5	0.02

La condition est vérifiée, $\Delta_k < 0.10$, l'effet P- Δ peut être négligé.

I.2. Structure à 4 niveaux

I.2.1. Participations modales

Tableau I.4. Comportement dynamique de la structure

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U _x	U _y	R _z	SumUX	SumUY	
1	0.342	0.7981	0.006	0.0397	0.7981	0.006	Trans X-X
2	0.341	0.0061	0.8313	0.0001	0.8042	0.8374	Trans Y-Y
3	0.315	0.0319	0.0001	0.7932	0.836	0.8374	Torsion
4	0.11	0.0905	0.0139	0.0032	0.9266	0.8513	
5	0.11	0.0136	0.0949	0.0002	0.9401	0.9462	

Le nombre de modes à prendre en considération est 5 modes. Car les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes. Suivant les recommandations de l'article 4.3.4 du RPA 99/2003

I.2.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V_x (\text{MSE}) = V_y (\text{MSE}) = \frac{ADQ}{R} w = \frac{0.25 (2.34) 1.0}{5} \times (2944.6) = 344.52 \text{ kN}$$

$$0.8V_x = 0.8V_y = 275.62 \text{ kN}$$

$$V_{x \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 171.65 \text{ kN} / V_{y \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 174.00 \text{ kN}$$

L'article 4.3.6 du RPA 99/2003 stipule : « La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée »

A partir des résultats obtenus, on conclut que cette condition n'est pas vérifiée.

En cas de non satisfaction de cette condition le RPA 99/2003 exige : « Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,..) dans le rapport $0,8V/V_t$.

Après majoration de l'effort sismique on obtient :

$$V_{x \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 275.62 \text{ kN} / V_{y \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 279.4 \text{ kN}$$

La condition est donc est faite.

I.2.3. Vérification vis-à-vis du renversement

Elle se traduit par la vérification dans les 2 sens (longitudinal et transversal) de la condition :

$$M_s \geq 1.5 M_r \quad (\text{Art 4.4.1 du RPA 99/2003})$$

M_s : Moments stabilisant. Egal à $W^*(L/2)$

M_r : Moment renversant obtenu de l'analyse du logiciel ETABS.

$$M_{r,x} = 2421.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{r,y} = 2389.7 \text{ KN.m}$$

Comme la structure est doublement symétrique alors : $M_{s,x} = M_{s,y} = 2944.6 \times (16/2) = 23556.8 \text{ kN.m}$

On constate que la condition est largement vérifiée.

I.2.4. Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art. 7.4.3 du RPA 99/2003}).$$

N_d : Effort normal.

B_c : Dimensions du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton en compression.

$$N_d = 274.606 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{187.0 \times 10^3}{350 * 350 \times 25} = 0,061$$

La condition est donc vérifiée.

I.2.5. Déplacements Inter-étages

L'article 4.43 nous indique la façon de calculer les déplacements horizontaux de chaque étage via la formule (4.19) :

$$\delta^k = \mathbf{R} \delta_{ek}$$

Et l'article 5.10 stipule : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. »

$$\delta_x^k = \mathbf{R} \cdot \delta_{ex}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\delta_y^k = \mathbf{R} \cdot \delta_{ey}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003})$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 H \quad \text{avec } H : \text{Hauteur d'étage}$$

Tableau I.5. Vérification des déplacements inter-étages

Niveau	δ_{ex}^k [mm]	δ_{ey}^k [mm]	R	δ_x^k [mm]	δ_y^k [mm]	Δ_{ex} [mm]	Δ_{ey} [mm]	$\overline{\Delta_k}$ [mm]	Condition vérifiée (Oui/Non)
1	1.614	1.434	5	8.07	7.17	8.07	7.17	30.6	Oui
2	3.74	3.463	5	18.7	17.315	10.63	10.145	30.6	Oui

3	5.368	5.031	5	26.84	25.155	8.14	7.84	30.6	Oui
4	6.235	5.872	5	31.175	29.36	4.335	4.205	30.6	Oui

A partir des résultats obtenus on constate que la condition est vérifiée.

I.2.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ est un effet non linéaire qui se produit dans chaque structure ou éléments sont soumis à des charges axiales. Le RPA 99/2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

- $\theta_k < 0.10$: Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_k}$
- $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \quad (\text{Art. 5.9 RPA 99/2003})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : Hauteur de l'étage k.

Tableau I.6. Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	Sens x-x					Sens y-y			
	P(KN)	Δ_k (mm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_k	Δ_k (mm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_k
1	724.66	8.07	286538.4	5848.01	0.020	7.17	290092.9	5195.8	0.018
2	1449.3	10.63	559337.4	15406.1	0.027	10.145	566661.5	14703.15	0.026
3	2174	8.14	749402.6	17696.4	0.023	7.84	759337.5	17044.16	0.022
4	2944.6	4.335	843397.2	12764.8	0.015	4.205	854931.6	12382.04	0.014

La condition est vérifiée, l'effet P- Δ peut être négligé.

I.3. Structure à 3 étages

I.3.1. Participations modales

Tableau I.7. Comportement dynamique de la structure

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U _x	U _y	R _z	SumUX	SumUY	
1	0.296	0.794	0.0071	0.0624	0.794	0.0071	Trans X-X
2	0.295	0.0071	0.8469	0.0001	0.8012	0.854	Trans Y-Y

3	0.27	0.0511	0.0001	0.786	0.8523	0.8541	Torsion
4	0.095	0.0941	0.0133	0.0044	0.9464	0.8674	
5	0.095	0.013	0.1004	0.0002	0.9594	0.9678	

Le nombre de modes à prendre en considération est 5 modes. Car les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes. Suivant les recommandations de l'article 4.3.4 du RPA 99/2003

I.3.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V_x(\text{MSE}) = V_y(\text{MSE}) = \frac{A.D.Q}{R} .w = \frac{0.25 \times 2.34 \times 1.0}{5} \times (1642.4241) = 192.16 \text{ kN}$$

$$0.8 V(\text{MSE}) = 153.73 \text{ kN}$$

$$V_{x \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 181.04 \text{ kN} / V_{y \text{ analytique}} (\text{ETABS}) = 185.05 \text{ KN}$$

L'article 4.3.6 stipule : « La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée »

A partir des résultats obtenus, on conclut que cette condition est vérifiée.

I.3.3. Vérification vis-à-vis du renversement

Elle se traduit par la vérification dans les 2 sens (longitudinal et transversal) de la condition :

$$M_s \geq 1,5 M_r \text{ (Art 4.4.1 du RPA 99/2003)}$$

M_s : Moments stabilisant. Egal à $W^*(L/2)$

M_r : Moment renversant obtenu de l'analyse du logiciel ETABS.

$$M_{r,x} = 126.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{r,y} = 123.88 \text{ KN.m}$$

Comme la structure est doublement symétrique alors : $M_{s,x} = M_{s,y} = 1642.4241 \times (16/2) = 13139.3 \text{ kN.m}$

On constate que la condition est largement vérifiée.

I.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{art. 7.4.3 du RPA 99/2003}).$$

N_d : Effort normal

B_c : Dimensions du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton en compression

$$N_d = 105.17 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{105,17 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,04$$

La condition est donc vérifiée.

I.3.5. Déplacements Inter-étages

L'article 4.43 nous indique la façon de calculer les déplacements horizontaux de chaque étage via la formule (4.19) :

$$\delta^k = \mathbf{R} \delta_{ek}$$

Et l'article 5.10 stipule : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. »

$$\delta_x^k = \mathbf{R} \cdot \delta_{ex}^k \quad (\text{Art. 4.19 RPA 99/2003})$$

$$\delta_y^k = \mathbf{R} \cdot \delta_{ey}^k \quad (\text{Art. 4.19 RPA 99/2003})$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003})$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 H \quad \text{avec } H : \text{Hauteur d'étage}$$

Tableau I.8. Vérification des déplacements inter-étages

Niveau	δ_{ex}^k [mm]	δ_{ey}^k [mm]	R	δ_x^k [mm]	δ_y^k [mm]	Δ_{ex} [mm]	Δ_{ey} [mm]	$\overline{\Delta_k}$ [mm]	Condition vérifiée (Oui/Non)
3	5.55	5.138	5	27.75	25.69	6.665	6.375	30.6	Oui
2	4.217	3.863	5	21.085	19.315	11.465	10.84	30.6	Oui
1	1.924	1.695	5	9.62	8.475	9.62	8.475	30.6	Oui

A partir des résultats obtenus on constate que la condition est vérifiée.

I.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est un effet non linéaire qui se produit dans chaque structure ou éléments sont soumis à des charges axiales. Le RPA 99/2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

- $\theta_k < 0.10$: Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_k}$
- $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \quad (\text{Art. 5.9 RPA 99/2003})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : Hauteur de l'étage k.

Tableau I.9. Vérification de l'effet P-Δ

Niveau	Sens x-x					Sens y-y			
	P(KN)	Δ_k (mm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	ϕ_k	Δ_k (mm)	$V_k \times H_k$	$P_k \times \Delta_k$	ϕ_k
3	536.22	6.665	250771.3	3573.9	0.014	6.375	255849.7	3418.4	0.013
2	1072.44	11.465	447917.6	12295.5	0.027	10.84	457682.4	11625.2	0.025
1	1642.42	9.62	553989.8	15800.1	0.028	8.475	566264.6	13919.5	0.024

La condition est vérifiée, $\phi_k < 0.10$, l'effet P- Δ peut être négligé.

Annexe II

Valeurs obtenues des
courbes
expérimentales

Annexe II. Valeurs obtenues des courbes expérimentales

L'ensemble des valeurs obtenues pour les courbes expérimentales des différents remplissages de la base de données est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Caractéristiques des remplissages en maçonnerie avec les valeurs expérimentales obtenues

#	h _w (mm)	l _w (mm)	d _w (mm)	t _w (mm)	f _{wv} (MPa)	E _w (MPa)	f _{wu} (MPa)	f _{w0} (MPa)	G _w (MPa)	V _{max} (kN)	V _{cr} (kN)	K _c (kN/mm)	K _{peak} (kN/mm)	K _{soft} (kN/mm)
1	1635	2415	2916	160	1.38	1206	0.205	0.152	1135	86.2	65.9	25.55	8.98	-1.99
2	1500	1500	2121	110	3.90	2700	0.140	0.104	730	40.8	38.2	24.60	10.40	-0.97
3	1500	1500	2121	110	3.90	2700	0.140	0.104	730	65.2	58.4	26.00	5.43	-1.21
4	1500	1500	2121	110	3.90	2700	0.140	0.104	730	45.8	40.6	26.50	15.32	-0.83
5	1500	1500	2121	110	3.90	2700	0.140	0.104	730	73.0	50.4	28.00	6.04	-1.25
6	1500	1500	2121	55	4.60	2800	0.140	0.104	730	66.2	61.8	27.00	25.23	-1.71
7	1500	1500	2121	55	4.60	2800	0.140	0.104	730	55.9	51.9	26.90	9.00	-1.28
8	1300	2300	2642	120	5.29	7228	1.090	0.807	3324	114.3	74.0	28.44	7.05	-1.82
9	1300	2300	2642	120	5.29	7228	1.090	0.807	3324	152.3	144.1	110.80	45.45	-6.41
10	2520	2770	3745	365	3.10	4870	0.502	0.371	1948	124.1	89.3	64.72	3.31	
11	2520	2770	3745	365	3.10	4870	0.502	0.371	1948	177.5	98.5	237.10	10.26	-21.66
12	2000	2500	3202	120	3.99	2194	0.569	0.421	878	76.0	38.8	26.06	1.94	-0.63
13	2000	2500	3202	120	2.04	2194	0.569	0.421	878	86.4	79.9	21.18	3.39	-0.35
14	2000	2400	3124	120	3.99	2194	0.569	0.421	878	62.3	50.5	42.33	2.11	-0.53
15	2000	2400	3124	120	3.99	2194	0.569	0.421	878	91.3	63.8	43.43	3.03	-0.57
16	1950	2300	3015	120	3.99	2194	0.569	0.421	878	92.7	82.5	44.10	2.92	-1.37
17	2000	2400	3124	120	6.05	3327	1.220	0.903	4026	75.2	38.4	37.52	3.19	-0.50
18	1900	2200	2907	120	3.99	2194	0.569	0.421	878	76.4	53.4	39.02	1.96	
19	1422	2133	2564	92	15.10	9520	0.906	0.670	3808	252.1	122.9	313.60	40.25	
20	1422	2133	2564	92	10.62	4600	0.871	0.645	1840	119.3	104.9	118.23	19.93	-4.40
21	1422	2133	2564	92	13.86	8950	0.906	0.670	3580	202.3	192.4	322.99	19.79	-8.07
22	1422	2133	2564	92	9.52	5100	0.871	0.645	2040	143.2	108.5	123.19	9.58	
23	1422	2133	2564	92	14.21	8240	0.906	0.670	3296	255.3	231.8	183.63	36.42	
24	2950	4220	5149	350	4.64	5299	0.485	0.359	2120	343.6	265.2	261.61	12.15	
25	2950	4220	5149	350	4.64	5299	0.485	0.359	2120	340.9	244.3	315.21	13.05	-2.96
26	2950	4220	5149	350	4.64	5299	0.485	0.359	2120	315.4	186.5	185.73	14.00	
27	1270	1560	2012	250	0.73	511	0.260	0.192	204	133.7	110.7	82.10	14.25	
28	1270	1560	2012	250	0.73	511	0.260	0.192	204	139.4	108.6	85.70	19.42	
29	2600	2800	3821	190	1.90	1045	0.392	0.290	418	186.1	162.1	47.98	12.90	-6.00
30	1300	1850	2261	120	4.60	8188	0.567	0.420	3275	134.2	76.1	61.73	34.89	-13.92
31	1300	1850	2261	120	4.60	8188	0.567	0.420	3275	128.1	93.7	61.60	31.24	-10.20
32	1300	1850	2261	120	5.20	1665	0.243	0.180	666	142.7	118.8	51.16	6.99	
33	1300	1850	2261	120	0.80	1766	0.176	0.130	706	57.9		72.91	59.53	-4.71
34	1300	1850	2261	120	4.60	8188	0.567	0.420	3275	19.0	7.4	31.94	1.02	
35	1300	1850	2261	120	5.20	1665	0.243	0.180	666	133.6	105.8	46.43	18.20	-6.33
36	1300	1750	2180	120	4.60	8188	0.567	0.420	3275	126.4	67.7	54.02	26.45	-8.72
37	1300	1750	2180	120	5.20	1665	0.243	0.180	666	172.5	64.9	45.82	17.60	
38	1300	1750	2180	120	4.60	8188	0.567	0.420	3275	181.5	171.0	57.13	50.83	-33.40
39	1300	1750	2180	120	5.20	1665	0.243	0.180	666	170.0	80.9	40.94	7.24	
40	1400	1650	2164	120	3.99	2194	0.569	0.421	878	127.5	90.0	32.18	17.47	-4.78
41	1400	1650	2164	60	3.45	1897	0.529	0.391	759	40.7	27.7	19.87	1.61	-1.71
42	1400	1650	2164	120	1.95	1072	0.398	0.295	429	65.7	47.8	30.79	10.05	-1.86
43	705	1160	1357	47.5	8.40	4600	0.826	0.611	1840	40.2	34.4	79.40	21.45	-1.35
44	705	1160	1357	47.5	3.60	4800	0.540	0.400	1920	30.7	20.7	61.52	10.08	-0.86
45	1250	2000	2358	120	5.40	2500	0.662	0.490	1000	133.0	91.0	29.19	13.57	-2.31
46	1250	2000	2358	180	4.62	2520	0.612	0.453	1008	113.5	83.3	54.41	11.90	-3.02
47	1250	2750	3021	180	4.62	2520	0.612	0.453	1008	178.4	91.4	53.83	19.40	-4.93
48	1250	2000	2358	120	2.30	2620	0.432	0.320	1048	74.5	52.0	43.23	11.96	-1.54
49	2000	3200	3774	190	0.92	508	0.274	0.203	203	204.8	189.5	14.68	12.67	-5.90
50	2000	3200	3774	235	5.13	2822	0.645	0.477	1129	218.0	188.2	21.98	14.46	-7.50
51	2000	3200	3774	250	1.44	792	0.342	0.253	317	169.9	142.9	19.21	12.17	-2.32
52	2000	3200	3774	85	3.05	1676	0.497	0.368	671	187.6	135.4	21.43	11.23	-3.86
53	2000	3200	3774	135	4.60	2531	0.611	0.452	1013	178.1	158.9	15.57	10.94	-3.10
54	800	1200	1442	60	2.63	660	0.108	0.080	259	43.2	36.5	15.68	4.69	-1.20

55	800	1200	1442	52	15.18	2873	0.162	0.120	351	29.4		17.01	2.44	-1.36
56	800	1200	1442	60	2.63	660	0.108	0.080	259	26.1	17.0	13.59	2.09	-0.98
57	800	1200	1442	52	15.18	2873	0.162	0.120	351	44.1	38.9	20.09	6.29	-2.00
58	1000	1460	1770	140	2.90	789	0.485	0.359	316	139.5	96.6	49.83	16.63	-3.48
59	1000	1460	1770	44	16.30	4374	1.150	0.851	1750	133.6	86.9	49.29	16.82	-2.45
60	1000	1460	1770	60	18.50	8650	1.225	0.907	3460	222.8	175.8	99.71	40.11	-11.50
61	1400	900	1664	100	2.70	1485	0.468	0.346	594	38.0	23.9	15.46	2.63	-1.17
62	1400	2045	2478	100	2.70	1485	0.468	0.346	594	45.0	35.3	15.84	6.06	-2.13
63	1300	1800	2220	125	1.19	1379	0.666	0.493	551	127.8	113.8	339.66	91.01	-15.55
64	1300	1800	2220	125	1.19	1379	0.666	0.493	551	106.8	69.8	402.13	46.57	-15.95
65	1300	1800	2220	125	1.19	1379	0.666	0.493	551	102.0	90.5	330.65	74.21	-14.77
66	1300	1800	2220	120	2.14	5608	0.366	0.271	2243	135.7	97.9	276.44	48.95	-12.13
67	1300	1800	2220	120	2.14	5608	0.366	0.271	2243	203.0	126.0	511.60	254.80	-22.04
68	1300	1800	2220	120	2.14	5608	0.366	0.271	2243	172.4	113.4	327.68	91.54	-10.24
69	1300	1800	2220	120	2.62	6572	0.724	0.536	2628	157.1	109.5	425.77	50.94	-5.32
70	1300	1800	2220	120	2.62	6572	0.724	0.536	2628	127.4	94.5	198.95	32.37	-11.23
71	1300	1800	2220	120	2.62	6572	0.724	0.536	2628	166.2	115.1	273.55	37.10	-12.29
72	1350	2100	2496	80	3.19	1754	0.360	0.266	701	90.9	82.2	103.38	15.50	-5.61
73	1350	2100	2496	80	3.19	1754	0.360	0.266	701	96.3	74.6	260.66	17.27	-3.85
74	1000	1200	1562	120	5.00	2750	0.637	0.471	1100	63.9	50.7	51.56	7.22	-4.65
75	1300	1800	2220	120	2.70	3900	0.473	0.350	626	136.7	126.5	378.77	54.17	-11.00
76	1017	1000	1426	46	7.35	1316	0.544	0.403	5760	22.4	11.9	13.96	0.89	
77	1017	1000	1426	46	7.35	1316	0.544	0.403	5760	22.0	17.2	10.75	3.88	-1.17
78	2650	4150	4924	300	6.00	4312	0.698	0.517	1713	400.6	226.9	81.81	23.09	
79	1300	2300	2642	77	2.24	1232	0.350	0.259	1574	160.2	150.4	170.86	28.90	-4.94
80	1300	2300	2642	77	2.24	1232	0.350	0.259	1574	151.2	120.0	194.10	33.02	-4.87
81	1300	2300	2642	77	2.24	1232	0.350	0.259	1574	189.4	114.1	190.10	25.97	-8.16

Annexe III

Modèles alternatifs
pour la résistance et la
rigidité du
remplissage

Annexe III. Modèles de régression alternatifs

III.1. Résistance maximale

III.1.1. Modèle initial de régression pour la résistance maximale

Observations = 81

DDL = 73

$R^2 = 58.7 \%$

R^2 ajusté = 54.6 %

PRESS = 19.653

Tableau III.1. Matrice de corrélation des variables explicatives pour la résistance maximale

	Ln (H _w)	Ln (L _w)	Ln (d _w)	Ln (f _{wv})	Ln (f _{wu})	Ln (f _{w0})	Ln (t _w)	Ln(V)
Ln (H _w)	1	0.836	0.933	-0.168	0.178	0.137	0.731	0.508
Ln (L _w)	0.836	1	0.975	-0.119	0.300	0.275	0.700	0.699
Ln (d _w)	0.933	0.975	1	-0.142	0.270	0.234	0.739	0.651
Ln (f _{wv})	-0.168	-0.119	-0.142	1	0.308	0.314	-0.380	-0.019
Ln (f _{wu})	0.178	0.300	0.270	0.308	1	0.975	0.101	0.331
Ln (f _{w0})	0.137	0.275	0.234	0.314	0.975	1	0.103	0.346
Ln (t _w)	0.731	0.700	0.739	-0.380	0.101	0.103	1	0.588
Ln (V)	0.508	0.699	0.651	-0.019	0.331	0.346	0.588	1

Tableau III.2. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln (H _w)	Ln(L _w)	Ln(d _w)	Ln(f _{wv})	Ln (f _{wu})	Ln (f _{w0})	Ln(t _w)
Tolérance	0.013	0.005	0.002	0.710	0.042	0.042	0.348
VIF	79.139	212.644	499.306	1.408	23.885	23.599	2.870

Le modèle obtenu :

$$V_{\max} = 0.0408 h_w^{-0.713} l_w^{1.567} d_w^{-0.142} f_{wv}^{0.106} f_{wu}^{-0.294} f_{w0}^{0.445} t_w^{0.498} \quad (\text{III.1})$$

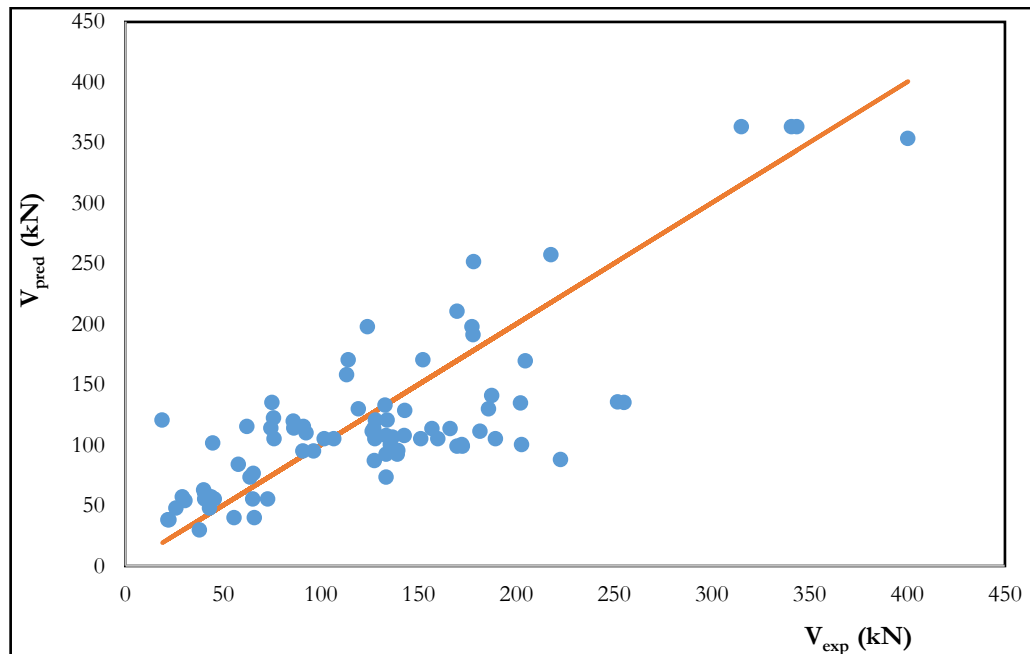


Figure III.1. Evaluation de la performance du modèle de régression initial proposé pour la résistance du remplissage en maçonnerie

Tableau III.3. Analyse de la variance du modèle pour la résistance du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	7.0	21.610	14.758	7.896×10^{-12}
Erreur	73.0	15.270		
Total	80.0	36.880		

III.1.2. Second modèle de régression pour la résistance maximale

Observations = 81

DDL = 74

$R^2 = 58.6 \%$

R^2 ajusté = 55.2 %

PRESS = 18.043

Tableau III.4. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln (h_w)	Ln (L_w)	Ln (f_{wv})	Ln (f_{wu})	Ln (f_{w0})	Ln (t_w)
Tolérance	0.242	0.258	0.710	0.046	0.046	0.349
VIF	4.137	3.872	1.408	21.748	21.761	2.866

Le modèle obtenu :

$$V_{\max} = 0.0384 h_w^{-0.768} l_w^{1.481} f_{wv}^{0.106} f_{wu}^{-0.299} f_{w0}^{-0.450} t_w^{0.498} \quad (\text{III.2})$$

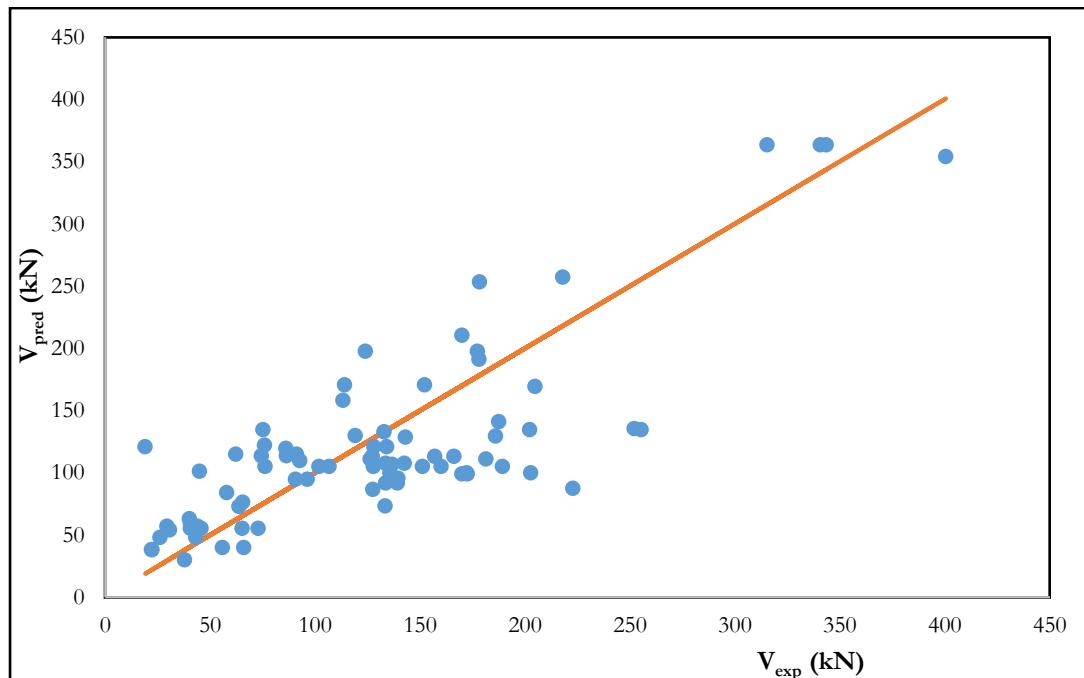


Figure III.2. Evaluation de la performance du second modèle de régression pour la résistance du remplissage en maçonnerie

Tableau III.5. Analyse de la variance du second modèle pour la résistance du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	6.0	21.609	17.453	1.79×10^{-12}
Erreur	74.0	15.270		
Total	80.0	36.880		

III.1.3. Troisième modèle de régression pour la résistance maximale

Observations = 81

DDL = 75

$R^2 = 58.2 \%$

R^2 ajusté = 55.4 %

PRESS = 17.607

Tableau III.6. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln (h_w)	Ln (L_w)	Ln (f_{wv})	Ln (f_{w0})	Ln (t_w)
Tolérance	0.253	0.258	0.711	0.781	0.365
VIF	3.953	3.871	1.406	1.280	2.739

Le modèle obtenu :

$$V_{\max} = 0.0487 h_w^{-0.824} l_w^{1.476} f_{wv}^{0.108} f_{w0}^{-0.141} t_w^{0.527} \quad (\text{III.3})$$

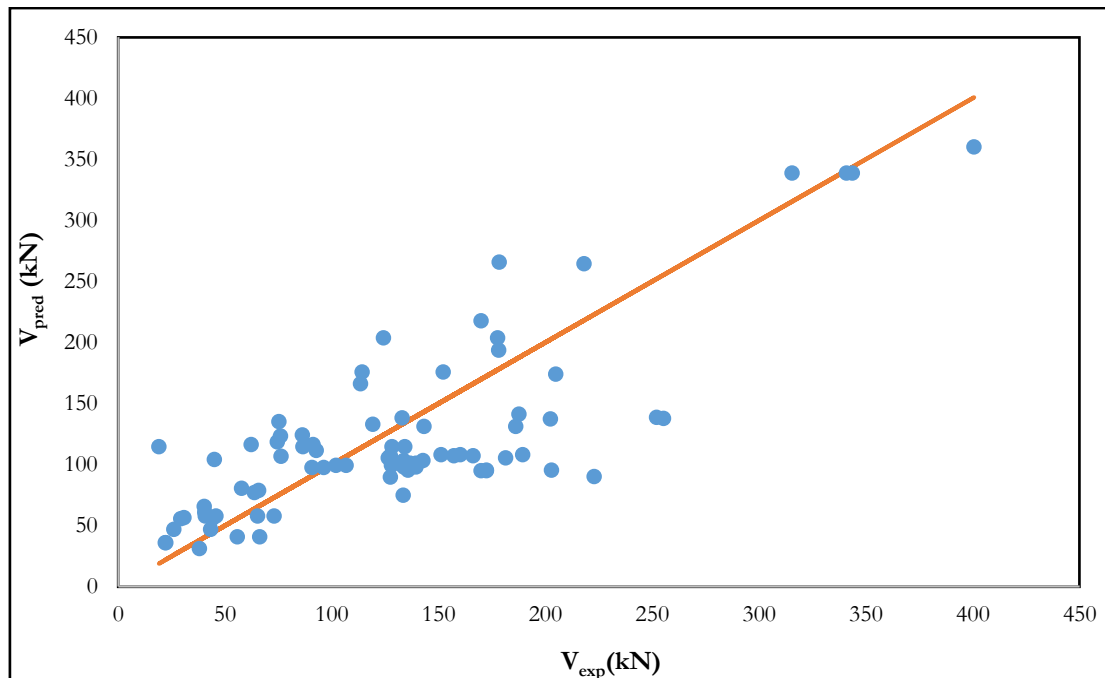


Figure III.3. Evaluation de la performance du troisième modèle de régression pour la résistance du remplissage en maçonnerie

Tableau III.7. Analyse de la variance du troisième modèle pour la résistance du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	6.0	21.475	20.912	5.01×10^{-13}
Erreur	75.0	15.404		
Total	80.0	36.880		

III.2. Rigidité initiale pour le remplissage en maçonnerie

III.2.1. Premier modèle de régression pour la rigidité initiale

Observations = 73

DDL = 64

$R^2 = 47.6 \%$

R^2 ajusté = 41.1 %

PRESS = 59.437

Tableau III.8. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln (h_w)	Ln (L_w)	Ln (d_w)	Ln (f_{ww})	Ln (E_w)	Ln (t_w)	Ln (G_w)	Ln (λ)
Tolérance	0.010	0.005	0.002	0.582	0.246	0.322	0.321	0.290
VIF	100.649	195.899	505.946	1.718	4.066	3.110	3.116	3.453

La matrice de corrélation est donnée par :

Tableau III.9. Matrice de corrélation des variables explicatives pour la rigidité initiale

	Ln (h _w)	Ln(L _w)	Ln(dw)	Ln(f _{wv})	Ln (E _w)	Ln(t _w)	Ln (G _w)	Ln (λ)	Ln (K)
Ln (H _w)	1	0.828	0.932	-0.237	0.029	0.761	0.067	0.396	0.078
Ln(L _w)	0.828	1	0.973	-0.215	0.050	0.735	0.120	0.121	0.214
Ln(dw)	0.932	0.973	1	-0.235	0.037	0.777	0.102	0.222	0.161
Ln(f _{wv})	-0.237	-0.215	-0.235	1	0.481	-0.327	0.343	0.291	-0.168
Ln (E _w)	0.029	0.050	0.037	0.481	1	0.101	0.799	0.582	0.406
Ln(t _w)	0.761	0.735	0.777	-0.327	0.101	1	0.070	0.260	0.229
Ln (G _w)	0.067	0.120	0.102	0.343	0.799	0.070	1	0.493	0.404
Ln (λ)	0.396	0.121	0.222	0.291	0.582	0.260	0.493	1	0.006
Ln (K)	0.078	0.214	0.161	-0.168	0.406	0.229	0.404	0.006	1

Le modèle obtenu :

$$K_e = 1.056 h_w^{-6.154} l_w^{8.985} d_w^{-15.005} f_{wv}^{-0.619} E_w^{0.934} t_w^{0.242} G_w^{0.355} \lambda_h^{-1.517} \quad (\text{III.4})$$

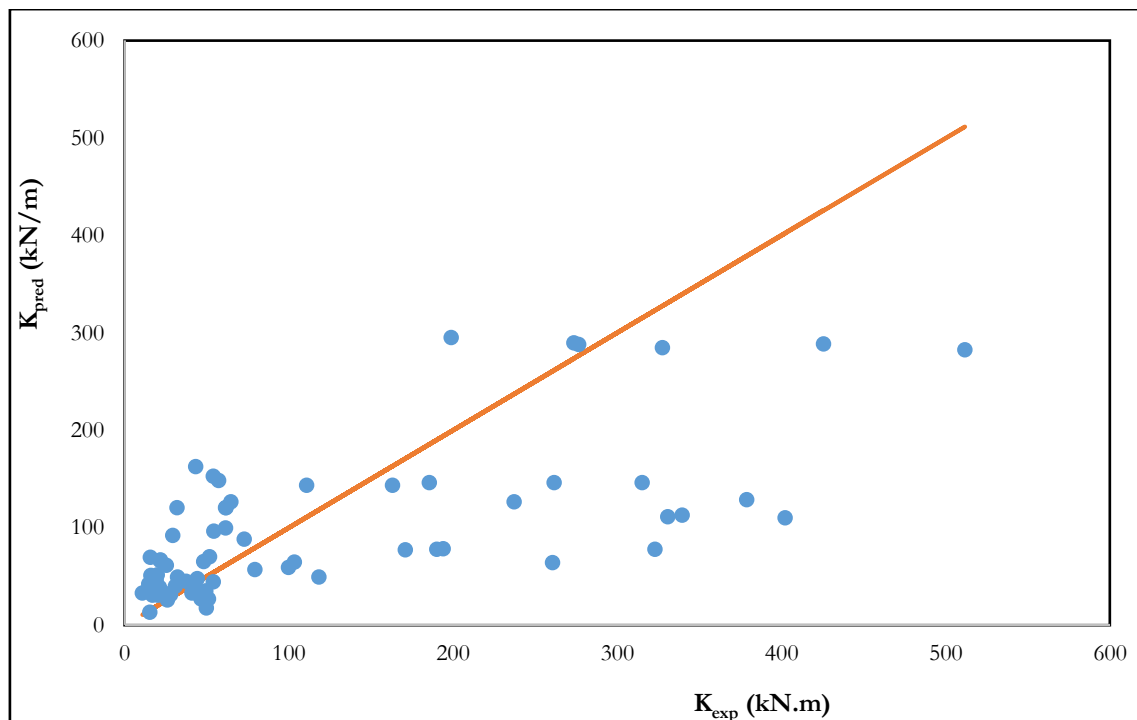


Figure III.4. Evaluation de la performance du premier modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

Tableau III.10. Analyse de la variance du premier modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	8	39.083	7.271	8.097 x 10 ⁻⁷
Erreur	64	43.002		
Total	72	82.085		

III.2.2. Second modèle de régression pour la rigidité initiale

Observations = 73

DDL = 65

$R^2 = 47.2 \%$

R^2 ajusté = 41.5 %

PRESS = 58.259

Tableau III.11. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln (h_w)	Ln (L_w)	Ln (d_w)	Ln (f_{wv})	Ln (E_w)	Ln (G_w)	Ln (λ)
Tolérance	0.010	0.005	0.002	0.670	0.267	0.335	0.292
VIF	100.522	195.186	500.215	1.493	3.740	2.982	3.428

Le modèle obtenu :

$$K_e = 0.277 h_w^{-6.079} l_w^{8.812} d_w^{-14.483} f_{wv}^{-0.669} E_w^{0.987} G_w^{0.323} \lambda_h^{-1.487} \quad (\text{III.5})$$

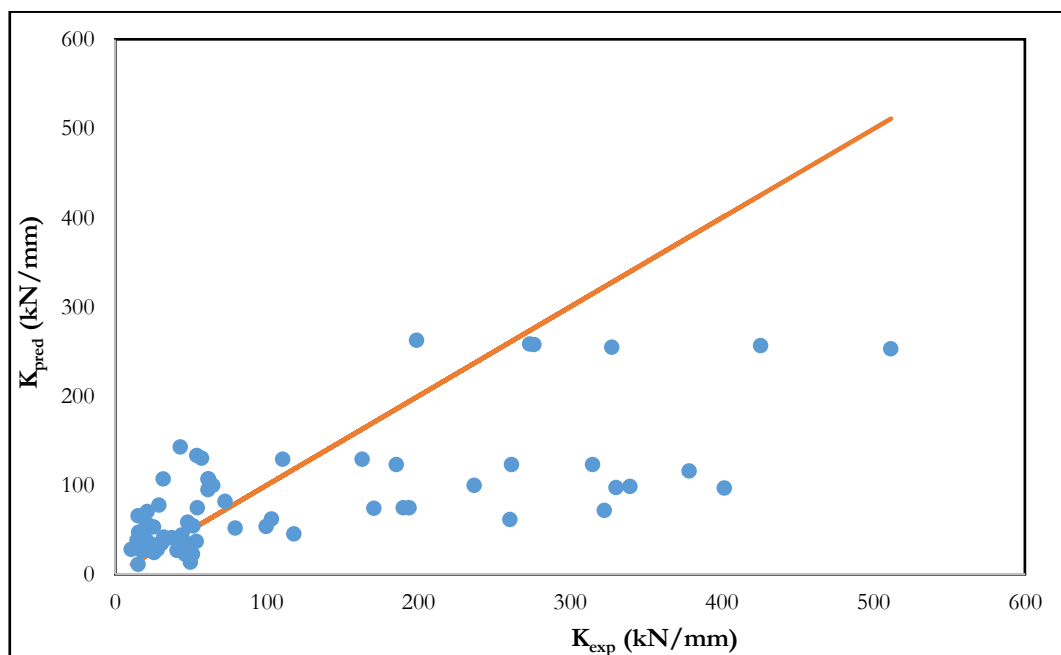


Figure III.5. Evaluation de la performance du second modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

Tableau III.12. Analyse de la variance du second modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	7	38.762	8.308	3.283×10^{-7}
Erreur	65	43.322		
Total	72	82.085		

III.2.3. Troisième modèle de régression pour la rigidité initiale

Observations = 73

DDL = 66

$R^2 = 45.4 \%$

R^2 ajusté = 40.4 %

PRESS = 55.019

Tableau III.13. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln (hw)	Ln(L _w)	Ln(d _w)	Ln(f _{wv})	Ln (E _w)	Ln (λ)
Tolérance	0.010	0.005	0.002	0.676	0.458	0.303
VIF	95.896	190.352	482.832	1.480	2.184	3.305

Le modèle obtenu :

$$K_e = 0.147 h_w^{5.086} l_w^{7.833} d_w^{-12.510} f_{wv}^{-0.694} E_w^{1.239} \lambda_h^{-1.343} \quad (\text{III.6})$$

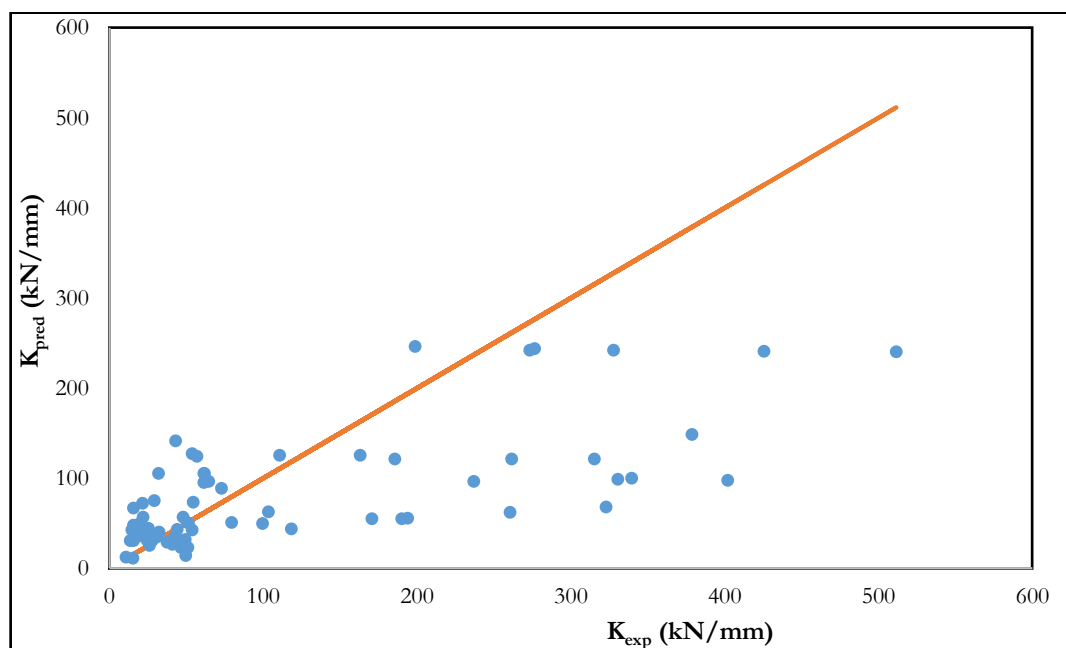


Figure III.6. Evaluation de la performance du troisième modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

Tableau III.14. Analyse de la variance du troisième modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	6.000	37.249	9.139	2.831×10^{-7}
Erreur	66.000	44.836		
Total	72.000	82.085		

III.2.4. Quatrième modèle de régression pour la rigidité initiale

Observations = 73

DDL = 67

$R^2 = 43.0 \%$

R^2 ajusté = 38.8 %

PRESS = 55.250

Tableau III.15. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln(Lw)	Ln(dw)	Ln(fwv)	Ln (Em)	Ln (λ)
Tolérance	0.035	0.033	0.691	0.481	0.412
VIF	28.306	30.179	1.446	2.080	2.425

Le modèle obtenu :

$$K_e = 0.00724 l_w^{1.456} d_w^{-1.175} f_{wv}^{-0.742} E_w^{1.166} \lambda_h^{-0.909} \quad (\text{III.7})$$

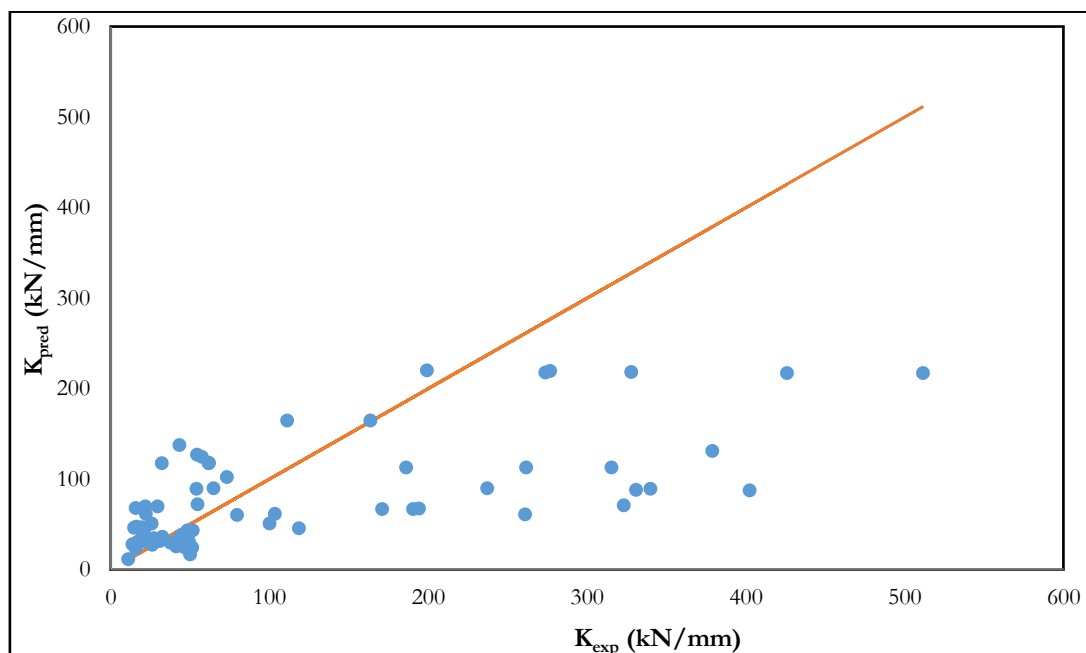


Figure III.7. Evaluation de la performance du quatrième modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

Tableau III.16. Analyse de la variance du quatrième modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	5.000	35.332	10.127	2.98×10^{-7}
Erreur	67.000	46.753		
Total	72.000	82.085		

III.2.4. Quatrième modèle de régression pour la rigidité initiale

Observations = 73

DDL = 68

$R^2 = 46.8 \%$

R^2 ajusté = 43.7 %

PRESS = 50.714

Tableau III.17. Statistiques de multi-colinéarité

	Ln(Lw)	Ln(fwv)	Ln (Em)	Ln (λ)
Tolérance	0.910	0.710	0.551	0.651
VIF	1.099	1.408	1.816	1.535

Le modèle obtenu :

$$K_e = 0.00084 l_w^{0.451} f_{wv}^{-0.718} E_w^{1.281} \lambda_h^{-1.167} \quad (\text{III.7})$$

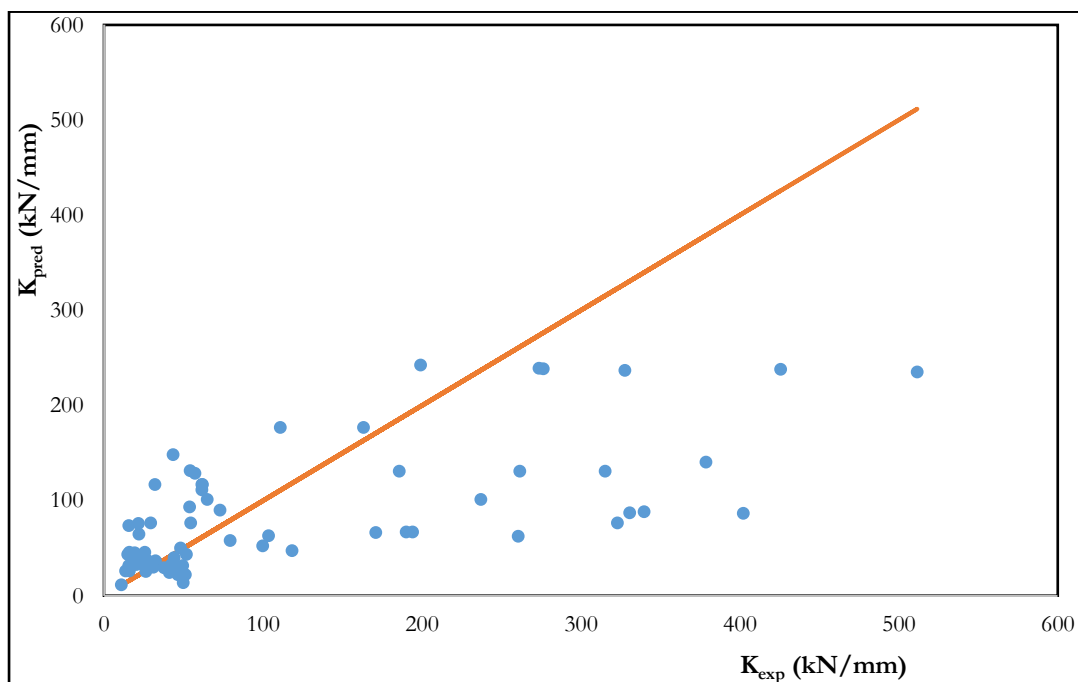


Figure III.8. Evaluation de la performance du cinquième modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

Tableau III.18. Analyse de la variance du cinquième modèle de régression pour la rigidité initiale du remplissage en maçonnerie

	DDL	Somme des carrés	F observée	p value
Modèle	4.000	38.586	14.944	8.2×10^{-9}
Erreur	68.000	43.893		
Total	72.000	82.479		

Annexe IV

Tableaux pour le
calcul de la fonction
 $\Phi(-\beta)$

Annexe IV. Tableaux pour le calcul de $\Phi(-\beta)$ [J1]

$$\Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta)$$

β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$
0.00	0.5000	0.45	0.3264	0.90	0.1841	1.35	0.8851E-01	1.80	0.3593E-01
0.01	0.4960	0.46	0.3228	0.91	0.1814	1.36	0.8692E-01	1.81	0.3515E-01
0.02	0.4920	0.47	0.3192	0.92	0.1788	1.37	0.8535E-01	1.82	0.3438E-01
0.03	0.4880	0.48	0.3156	0.93	0.1762	1.38	0.8380E-01	1.83	0.3363E-01
0.04	0.4841	0.49	0.3121	0.94	0.1736	1.39	0.8227E-01	1.84	0.3289E-01
0.05	0.4801	0.5	0.3085	0.95	0.1711	1.4	0.8076E-01	1.85	0.3216E-01
0.06	0.4761	0.51	0.3050	0.96	0.1685	1.41	0.7927E-01	1.86	0.3144E-01
0.07	0.4721	0.52	0.3015	0.97	0.1660	1.42	0.7781E-01	1.87	0.3074E-01
0.08	0.4681	0.53	0.2981	0.98	0.1635	1.43	0.7636E-01	1.88	0.3005E-01
0.09	0.4642	0.54	0.2946	0.99	0.1611	1.44	0.7494E-01	1.89	0.2938E-01
0.10	0.4602	0.55	0.2912	1.00	0.1587	1.45	0.7353E-01	1.90	0.2872E-01
0.11	0.4562	0.56	0.2877	1.01	0.1563	1.46	0.7215E-01	1.91	0.2807E-01
0.12	0.4522	0.57	0.2843	1.02	0.1539	1.47	0.7078E-01	1.92	0.2743E-01
0.13	0.4483	0.58	0.2810	1.03	0.1515	1.48	0.6944E-01	1.93	0.2680E-01
0.14	0.4443	0.59	0.2776	1.04	0.1492	1.49	0.6811E-01	1.94	0.2619E-01
0.15	0.4404	0.6	0.2743	1.05	0.1469	1.5	0.6681E-01	1.95	0.2559E-01
0.16	0.4364	0.61	0.2709	1.06	0.1446	1.51	0.6552E-01	1.96	0.2500E-01
0.17	0.4325	0.62	0.2676	1.07	0.1423	1.52	0.6426E-01	1.97	0.2442E-01
0.18	0.4286	0.63	0.2644	1.08	0.1401	1.53	0.6301E-01	1.98	0.2385E-01
0.19	0.4247	0.64	0.2611	1.09	0.1379	1.54	0.6178E-01	1.99	0.2330E-01
0.2	0.4207	0.65	0.2579	1.10	0.1357	1.55	0.6057E-01	2.00	0.2275E-01
0.21	0.4168	0.66	0.2546	1.11	0.1335	1.56	0.5938E-01	2.01	0.2222E-01
0.22	0.4129	0.67	0.2514	1.12	0.1314	1.57	0.5821E-01	2.02	0.2169E-01
0.23	0.4091	0.68	0.2483	1.13	0.1292	1.58	0.5706E-01	2.03	0.2118E-01
0.24	0.4052	0.69	0.2451	1.14	0.1271	1.59	0.5592E-01	2.04	0.2068E-01
0.25	0.4013	0.7	0.2420	1.15	0.1251	1.60	0.5480E-01	2.05	0.2018E-01
0.26	0.3974	0.71	0.2389	1.16	0.1230	1.61	0.5370E-01	2.06	0.1970E-01
0.27	0.3936	0.72	0.2358	1.17	0.1210	1.62	0.5262E-01	2.07	0.1923E-01
0.28	0.3897	0.73	0.2327	1.18	0.1190	1.63	0.5166E-01	2.08	0.1876E-01
0.29	0.3859	0.74	0.2297	1.19	0.1170	1.64	0.5050E-01	2.09	0.1831E-01
0.3	0.3821	0.75	0.2266	1.2	0.1151	1.65	0.4947E-01	2.10	0.1786E-01
0.31	0.3783	0.76	0.2236	1.21	0.1131	1.66	0.4846E-01	2.11	0.1743E-01
0.32	0.3745	0.77	0.2207	1.22	0.1112	1.67	0.4746E-01	2.12	0.1700E-01
0.33	0.3707	0.78	0.2177	1.23	0.1094	1.68	0.4648E-01	2.13	0.1659E-01
0.34	0.3669	0.79	0.2148	1.24	0.1075	1.69	0.4552E-01	2.14	0.1618E-01
0.35	0.3632	0.8	0.2119	1.25	0.1057	1.7	0.4457E-01	2.15	0.1578E-01
0.36	0.3594	0.81	0.2090	1.26	0.1038	1.71	0.4363E-01	2.16	0.1539E-01
0.37	0.3557	0.82	0.2061	1.27	0.1020	1.72	0.4272E-01	2.17	0.1500E-01
0.38	0.3520	0.83	0.2033	1.28	0.1003	1.73	0.4182E-01	2.18	0.1463E-01
0.39	0.3483	0.84	0.2005	1.29	0.9853E-01	1.74	0.4093E-01	2.19	0.1426E-01
0.4	0.3446	0.85	0.1977	1.3	0.9680E-01	1.75	0.4006E-01	2.20	0.1390E-01
0.41	0.3409	0.86	0.1949	1.31	0.9510E-01	1.76	0.3921E-01	2.21	0.1355E-01
0.42	0.3372	0.87	0.1922	1.32	0.9342E-01	1.77	0.3836E-01	2.22	0.1321E-01
0.43	0.3336	0.88	0.1894	1.33	0.9176E-01	1.78	0.3754E-01	2.23	0.1287E-01
0.44	0.3300	0.89	0.1867	1.34	0.9013E-01	1.79	0.3673E-01	2.24	0.1255E-01

β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$	β	$\Phi(\beta)$
2.25	0.1222E-01	2.78	0.2718E-02	3.31	0.4664E-03	3.84	0.6147E-04	5.85	0.3293E-08
2.26	0.1191E-01	2.79	0.2635E-02	3.32	0.4500E-03	3.85	0.5901E-04	5.90	0.1800E-08
2.27	0.1160E-01	2.80	0.2555E-02	3.33	0.4342E-03	3.86	0.5664E-04	5.95	0.1325E-08
2.28	0.1130E-01	2.81	0.2477E-02	3.34	0.4189E-03	3.87	0.5437E-04	6.00	0.9716E-09
2.29	0.1101E-01	2.82	0.2401E-02	3.35	0.4040E-03	3.88	0.5218E-04	6.10	0.5220E-09
2.30	0.1072E-01	2.83	0.2327E-02	3.36	0.3897E-03	3.89	0.5007E-04	6.20	0.2778E-09
2.31	0.1044E-01	2.84	0.2256E-02	3.37	0.3758E-03	3.90	0.4804E-04	6.30	0.1463E-09
2.32	0.1017E-01	2.85	0.2186E-02	3.38	0.3624E-03	3.91	0.4610E-04	6.40	0.7636E-10
2.33	0.9903E-02	2.86	0.2118E-02	3.39	0.3494E-03	3.92	0.4422E-04	6.50	0.3945E-10
2.34	0.9642E-02	2.87	0.2052E-02	3.40	0.3369E-03	3.93	0.4242E-04	6.60	0.2018E-10
2.35	0.9387E-02	2.88	0.1988E-02	3.41	0.3248E-03	3.94	0.4069E-04	6.70	0.1023E-10
2.36	0.9138E-02	2.89	0.1926E-02	3.42	0.3131E-03	3.95	0.3902E-04	6.80	0.5130E-11
2.37	0.8894E-02	2.90	0.1866E-02	3.43	0.3017E-03	3.96	0.3742E-04	6.90	0.2549E-11
2.38	0.8657E-02	2.91	0.1807E-02	3.44	0.2908E-03	3.97	0.3588E-04	7.00	0.1254E-11
2.39	0.8424E-02	2.92	0.1750E-02	3.45	0.2802E-03	3.98	0.3441E-04	7.10	0.6107E-12
2.40	0.8198E-02	2.93	0.1695E-02	3.46	0.2700E-03	3.99	0.3298E-04	7.20	0.2946E-12
2.41	0.7976E-02	2.94	0.1641E-02	3.47	0.2602E-03	4.00	0.3162E-04	7.30	0.1407E-12
2.42	0.7760E-02	2.95	0.1589E-02	3.48	0.2507E-03	4.05	0.2557E-04	7.40	0.6654E-13
2.43	0.7550E-02	2.96	0.1538E-02	3.49	0.2415E-03	4.10	0.2062E-04	7.50	0.3116E-13
2.44	0.7344E-02	2.97	0.1489E-02	3.5	0.2326E-03	4.15	0.1659E-04	7.60	0.1445E-13
2.45	0.7143E-02	2.98	0.1441E-02	3.51	0.2240E-03	4.20	0.1332E-04	7.70	0.6636E-14
2.46	0.6947E-02	2.99	0.1395E-02	3.52	0.2157E-03	4.25	0.1067E-04	7.80	0.3017E-14
2.47	0.6756E-02	3.00	0.1350E-02	3.53	0.2077E-03	4.30	0.8524E-05	7.90	0.1359E-14
2.48	0.6569E-02	3.01	0.1306E-02	3.54	0.2000E-03	4.35	0.6794E-05	8.00	0.6056E-15
2.49	0.6387E-02	3.02	0.1264E-02	3.55	0.1926E-03	4.40	0.5402E-05	8.10	0.2673E-15
2.50	0.6210E-02	3.03	0.1223E-02	3.56	0.1854E-03	4.45	0.4285E-05	8.20	0.1169E-15
2.51	0.6037E-02	3.04	0.1183E-02	3.57	0.1784E-03	4.50	0.3391E-05	8.30	0.5058E-16
2.52	0.5868E-02	3.05	0.1144E-02	3.58	0.1717E-03	4.55	0.2677E-05	8.40	0.2167E-16
2.53	0.5703E-02	3.06	0.1107E-02	3.59	0.1653E-03	4.60	0.2108E-05	8.50	0.9197E-17
2.54	0.5543E-02	3.07	0.1070E-02	3.60	0.1591E-03	4.65	0.1656E-05	8.60	0.3864E-17
2.55	0.5386E-02	3.08	0.1035E-02	3.61	0.1531E-03	4.70	0.1298E-05	8.70	0.1608E-17
2.56	0.5234E-02	3.09	0.1001E-02	3.62	0.1473E-03	4.75	0.1015E-05	8.80	0.6623E-18
2.57	0.5085E-02	3.10	0.9676E-03	3.63	0.1417E-03	4.80	0.7914E-06	8.90	0.2701E-18
2.58	0.4940E-02	3.11	0.9354E-03	3.64	0.1363E-03	4.85	0.6158E-06	9.00	0.1091E-18
2.59	0.4799E-02	3.12	0.9042E-03	3.65	0.1311E-03	4.90	0.4780E-06	9.10	0.4363E-19
2.60	0.4661E-02	3.13	0.8740E-03	3.66	0.1261E-03	4.95	0.3701E-06	9.20	0.1728E-19
2.61	0.4527E-02	3.14	0.8447E-03	3.67	0.1212E-03	5.00	0.2859E-06	9.30	0.6773E-20
2.62	0.4397E-02	3.15	0.8163E-03	3.68	0.1166E-03	5.05	0.2263E-06	9.40	0.2629E-20
2.63	0.4269E-02	3.16	0.7888E-03	3.69	0.1121E-03	5.10	0.1694E-06	9.50	0.1011E-20
2.64	0.4145E-02	3.17	0.7622E-03	3.70	0.1077E-03	5.15	0.1299E-06	9.60	0.3847E-21
2.65	0.4025E-02	3.18	0.7363E-03	3.71	0.1036E-03	5.20	0.9935E-07	9.70	0.1460E-21
2.66	0.3907E-02	3.19	0.7113E-03	3.72	0.9956E-04	5.25	0.7582E-07	9.80	0.5408E-22
2.67	0.3793E-02	3.20	0.6871E-03	3.73	0.9569E-04	5.30	0.5772E-07	9.90	0.1998E-22
2.68	0.3681E-02	3.21	0.6636E-03	3.74	0.9196E-04	5.35	0.4384E-07		
2.69	0.3573E-02	3.22	0.6409E-03	3.75	0.8837E-04	5.40	0.3321E-07		
2.70	0.3467E-02	3.23	0.6189E-03	3.76	0.8491E-04	5.45	0.2510E-07		
2.71	0.3364E-02	3.24	0.5976E-03	3.77	0.8157E-04	5.50	0.1892E-07		
2.72	0.3264E-02	3.25	0.5770E-03	3.78	0.7836E-04	5.55	0.1423E-07		
2.73	0.3167E-02	3.26	0.5570E-03	3.79	0.7527E-04	5.60	0.1067E-07		
2.74	0.3072E-02	3.27	0.5377E-03	3.80	0.7230E-04	5.65	0.7985E-08		
2.75	0.2980E-02	3.28	0.5190E-03	3.81	0.6943E-04	5.70	0.5959E-08		
2.76	0.2890E-02	3.29	0.5009E-03	3.82	0.6667E-04	5.75	0.4436E-08		
2.77	0.2803E-02	3.30	0.4834E-03	3.83	0.6402E-04	5.80	0.3293E-08		

Annexe V

Equations des
paramètres de
comparaison

Annexe V. Equations des paramètres de comparaison des modèles

MAD : Déviation absolue moyenne

$$\text{MAD} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i^* - y_i|$$

y^* : Valeur prédite

y : Valeur observée

MPE : Moyenne des erreurs en pourcentage

$$\text{MPE} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (e_i)$$

MAPE : Moyenne des erreurs absolues en pourcentage

$$\text{MAPE} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |e_i|$$

RMSE : Ecart quadratique moyen

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i^* - y_i)^2}{n}}$$

Résumé

Ce présent travail s'inscrit dans le cadre d'un dimensionnement sécuritaire des structures en béton armé. Les structures en béton armé résistant aux moments sont des systèmes structurels qui doivent être conçus pour assurer une capacité de dissipation d'énergie appropriée lorsqu'ils sont soumis à un chargement sismique. Dans cette philosophie de conception, l'approche actuellement utilisée exige une conception adéquate afin d'obtenir une bonne ductilité et un mécanisme d'effondrement favorable de la structure. Il s'agit, d'une part, d'évaluer si les recommandations de l'article 7.6.2 du RPA 99/2003 permettent aux structures auto-stables d'atteindre un mécanisme de ruine favorable et d'assurer une fiabilité structurelle suffisante. Les structures auto-stables avec remplissage présentent un comportement complexe : d'un côté, un portique qui présente un comportement souple mais ductile, et de l'autre, un mur en maçonnerie qui présente un comportement rigide mais fragile. La résistance à la compression représente la principale caractéristique mécanique de la maçonnerie, sa résistance à la traction étant négligée, la plupart des modèles empiriques présents dans la littérature ont été établis sur la base d'un nombre d'essais limités, sans tenir compte du type d'essai employé (sur prisme ou sur murette). D'autre part, il s'agit de constituer une base de données expérimentales d'essais sur prisme et sur murette. Un modèle pour la prédiction de la résistance à la compression de la maçonnerie, pour chaque type d'essai, sera proposé. De plus, une base de données comportant des essais sur portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie sera établie afin de proposer des équations pour la loi tri-linéaire du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral. Après le calcul des réponses expérimentales pour les différents remplissages, une analyse par régression multiple a été effectuée pour formuler des équations décrivant le modèle tri-linéaire du comportement du remplissage en maçonnerie sous chargement latéral. À partir d'une analyse par couplage mécano-fiabiliste basée sur la méthode par surface de réponse, il a été conclu que les normes actuelles en Algérie ne sont pas suffisantes pour garantir une fiabilité structurelle. Ainsi, les résultats obtenus ont conduit à la recommandation d'un ratio capacitaire égal ou supérieur à 2,0. En ce qui concerne la première base de données expérimentales, deux modèles empiriques ont été proposés pour prédire la résistance à la compression de la maçonnerie en fonction du type d'essai, une comparaison a ensuite été réalisée à l'aide d'outils statistiques pour évaluer la performance de ces modèles, en les confrontant à 18 autres modèles présents dans la littérature. La seconde base de données expérimentales a permis d'élaborer un modèle décrivant le comportement du remplissage en maçonnerie. La comparaison des équations proposées par cette étude avec plusieurs modèles existants dans la littérature a démontré la fiabilité du modèle proposé.

Mots clés : Portique en béton armé, Dimensionnement Capacitaire, Fiabilité, Maçonnerie, Résistance à la compression, Analyse par Régression multiple, Base de données expérimentales, Module d'Elasticité.

Abstract

This work is part of the safe design of reinforced concrete structures. Moment-resisting reinforced concrete structures are structural systems that must be designed to ensure adequate energy dissipation capacity when subjected to seismic loading. Within this design philosophy, the approach currently used requires adequate design to achieve good ductility and a favourable collapse mechanism of the structure. On one hand, the aim is to assess whether the recommendations of article 7.6.2 of RPA 99/2003 allow frame structures to achieve a favorable failure mechanism and ensure sufficient structural reliability. Infilled frame structures have a complex behaviour: on one hand, we have a frame with a flexible but ductile behaviour, and on the other, a masonry wall with a rigid but brittle behaviour. Compressive strength is the main mechanical characteristic of masonry, while its tensile strength is negligible, most empirical models in the literature have been established on the basis of a limited number of tests, regardless of the type of test used (prism or wallette). On the other hand, the aim is to build up a database of experimental tests on prism and wallette. A model for predicting the compressive strength of masonry, for each type of test, will be proposed. In addition, a database of tests on reinforced concrete frames with masonry infill will be established in order to propose equations for the tri-linear model of the masonry infill under lateral loading. After calculating the experimental responses for the different infills, a multiple regression analysis was carried out to formulate equations describing the tri-linear model of the behaviour of the masonry infill under lateral loading. From a mechanical-fiabilistic coupling analysis based on the response surface method, it was concluded that current standards in Algeria are not sufficient to guarantee structural reliability. The results obtained led to the recommendation of a capacity ratio equal to or greater than 2.0. With regard to the first experimental database, two empirical models were proposed to predict the compressive strength of masonry as a function of the type of test. A comparison was then made using statistical tools to assess the performance of these models, by comparing them with 18 other models in the literature. The second experimental database was used to develop a model describing the behaviour of masonry infill. A comparison of the equations proposed in this study with several existing models in the literature demonstrated the reliability of the proposed model.

Key words : Reinforced Concrete Frames, Capacity design, Reliability, Masonry, Compressive strength, Multiple Regression Analysis, Experimental database, Elastic Modulus