

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PRÉSENTÉE À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DU DOCTORAT EN GÉNIE  
Ph. D.

PAR  
Karine LEFEBVRE

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SOUS CHARGES LATÉRALES DES OSSATURES DE  
BÉTON ARMÉ AVEC MURS DE REMPLISSAGE DE MAÇONNERIE,  
CONSTRUITES AVANT LES ANNÉES 1960

MONTRÉAL, LE 17 AOÛT 2012



Karine Lefebvre, 2012



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

**PRÉSENTATION DU JURY**

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, directeur de thèse  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Françoise Marchand, président du jury  
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Sanda Koboevic, examinateur externe  
Département des génies civil, géologique et des mines à l'École Polytechnique

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 21 JUIN 2012

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE



## REMERCIEMENTS

Cette page regroupe l'expression de ma gratitude envers toutes les personnes qui m'ont soutenue pendant la grande traversée doctorale. En s'y engageant, on connaît la date de début... dans mon cas il aura fallu plus de sept ans pour terminer cette aventure.

D'abord, je dois remercier ma directrice de thèse, madame Marie-José Nollet. Elle a dirigé mes travaux avec disponibilité, doigté et intérêt. Elle m'a toujours accordé du temps pour des séances de travail rentables et n'a ménagé ni ses commentaires, constructifs et rigoureux, ni son soutien lors des moments difficiles. Je la remercie d'avoir cru en ma capacité à rendre ce projet à terme. Enfin, je ne peux passer sous silence l'aide financière qu'elle m'a accordée tout au long de mes études de deuxième et troisième cycle, me permettant, entre autres, de participer à des conférences un peu partout en Amérique du Nord.

Je voudrais ensuite adresser mes remerciements aux membres du jury, pour leur temps et leur expertise. Je remercie aussi M. Caron de SNC-Lavalin et M. Arrien de BPR pour m'avoir accordé du temps lors de mes rencontres de travail à Québec.

J'aimerais souligner le soutien amical et chaleureux, dans les bons comme les moins bons moments, des collègues du local de recherche. Parmi eux : Suze avec qui j'ai partagé une foule de bons moments personnels et professionnels, Guillaume, Hassan, Fernando, Mabrouk, Luc, Ian et Steve.

Je voudrais aussi exprimer ma reconnaissance envers toutes les personnes de mon entourage qui ont démontré de l'intérêt envers mes études : mon frère, mes beaux-parents, mes amies de longue date Annie et Marie-Hélène, tous les musiciens de l'harmonie Vi.P. (particulièrement Anne-Marie et Marie-France), et enfin mes collègues de travail au Cégep André-Laurendeau et ceux des Services aux étudiants de l'ÉTS.

Je profite de l'occasion pour adresser mes remerciements à mes parents, Ronald et Francine, qui m'ont transmis le goût du travail bien fait et la force nécessaire pour surmonter les épreuves.

## VI

En terminant, mes derniers mots sont pour mon conjoint, Jean-François : « j'ai vraiment apprécié ton soutien moral et psychologique ainsi que ton écoute pendant ce long cheminement ; merci d'avoir cru en moi ».

Un petit mot en finale : les généreuses bourses du CRSNG et de l'École de technologie supérieure m'ont permis de me concentrer sur la recherche et la rédaction lors des premières années de ma thèse.

# ÉTUDE DU COMPORTEMENT SOUS CHARGES LATÉRALES DES OSSATURES DE BÉTON ARMÉ AVEC MURS DE REMPLISSAGE DE MAÇONNERIE, CONSTRUITES AVANT LES ANNÉES 1960

Karine LEFEBVRE

## RÉSUMÉ

Les structures de béton armé avec remplissages de maçonnerie non armée (BMR) sont considérées comme des structures vulnérables aux séismes. Sous l'effet des secousses sismiques, elles subissent l'effondrement de leurs remplissages (causant blessures et décès) et l'endommagement des colonnes à cause des remplissages. Au Canada et au Québec, la plupart des structures BMR ont été conçues avant l'implantation des premières normes parasismiques et l'évaluation de leur résistance latérale soulève la question du rôle joué par le remplissage.

La présente thèse a pour objectif d'améliorer les techniques de modélisation des structures BMR construites au Québec entre 1915 et 1960 ; souvent des structures d'hôpitaux et d'écoles, dont le fonctionnement est essentiel à la suite d'un séisme, ou alors des immeubles de bureaux ou résidentiels. Actuellement, les praticiens optent pour une analyse de la capacité sismique ne considérant pas le rôle structural des remplissages. Or, ce rôle est non négligeable.

Dans un premier temps, les techniques de construction et les propriétés des matériaux constituant les structures BMR érigées dans la province pendant la période ciblée par la présente thèse ont été étudiées. Les résultats sont les caractéristiques des matériaux composant les structures BMR (béton, acier d'armature, brique, tuile de terre cuite, mortier), ainsi que leur assemblage (coupe de mur, détails d'armature).

Différentes analyses paramétriques ont été réalisées afin de déterminer quels paramètres géométriques et de modélisation sont les plus influents sur leur comportement sous charge latérale. Les analyses de type linéaire avaient aussi comme objectif d'étudier la réponse élastique des modèles, tandis que les analyses modales ont entre autres servi à valider la prépondérance du premier mode, puisque c'est un prérequis pour les analyses *pushover*. Les analyses paramétriques linéaires et modales ont permis d'établir que les paramètres influant la rigidité, la période fondamentale et les modes propres sont : le nombre d'étages, le nombre de baies, la largeur des baies, les étages flexibles, les ouvertures, la modélisation des étages supérieurs et le type de modélisation des panneaux de remplissage (coque ou bielle).

Des analyses statiques non linéaires ont permis de déterminer les paramètres les plus influents et devant être considérés pour l'évaluation de la résistance latérale, la capacité (charge / déplacement) et la séquence de plastification (poutres vs colonnes vs remplissage). Les paramètres considérés sont : la présence de remplissages, les types d'ouvertures et les caractéristiques géométriques des modèles (nombre d'étages et nombre de baies).

## VIII

Le résultat principal de la thèse est un modèle de bielle pouvant facilement être intégré dans un logiciel d'analyses standard. Ce modèle de bielle, avec rotule centrale axiale exprimant le comportement non linéaire de la maçonnerie, est une hybridation de propositions existantes (FEMA et autres) avec des innovations propres à l'auteure. Le modèle, jugé acceptable pour les études paramétriques, a également été validé avec des résultats d'analyse expérimentale et numérique issus de la littérature.

Une conclusion importante de ce projet est qu'il faut tenir compte des remplissages dans l'évaluation de la capacité à résister aux charges latérales pour les structures de plus d'un étage. En effet, l'apport en capacité des remplissages peut aller jusqu'à 51 %. Concernant le critère d'évaluation des bâtiments existants du Code national du bâtiment stipulant que la résistance aux charges latérales doit être au moins 60 % de la force sismique statique équivalente ( $V_{2005}$ ), la conclusion est que les modèles d'un étage ont une résistance suffisante, mais pas ceux de trois étages pour lesquels des déformations plastiques ont été obtenues pour un niveau de charge inférieur à  $0,6 * V_{2005}$ .

**Mots-clés :** remplissage de maçonnerie non armée, ossature de béton armé, BMR, caractérisation structurale, analyses paramétriques statiques non linéaires (*pushover*), modélisation, bielle équivalente, rotules plastiques



# ÉTUDE DU COMPORTEMENT SOUS CHARGES LATÉRALES DES OSSATURES DE BÉTON ARMÉ AVEC MURS DE REMPLISSAGE DE MAÇONNERIE, CONSTRUITES AVANT LES ANNÉES 1960

Karine LEFEBVRE

## ABSTRACT

Reinforced concrete structures with unreinforced masonry infills (BMR) are considered vulnerable to earthquakes. Under seismic actions, infills could fail (causing injuries or death) and cause damages to columns. In Quebec and Canada, most of BMR structures have been constructed prior to the introduction of modern seismic design codes raising question on the contribution of the infill to the structure lateral resistance.

The aim of this thesis is to improve modelling technique of BMR structures built in Quebec between 1915 and 1960. This type of structures is found in hospitals or schools buildings, which must comply with some post-earthquake functionality requirements. They could also be residential or office buildings. Actually, practicing engineers usually calculate seismic capacity of BMR structures without considering the infill's structural contribution to the lateral resistance. Yet, this contribution should not be omitted.

The first part of the thesis investigates the construction techniques and material properties of the old BMR structures in the Province. The results are the material properties (concrete, reinforcing steel, brick, terra cotta tile, and mortar) and the characteristics of the assemblies (wall section, reinforcement details...).

The second part of the thesis presents the results of series of parametric analyses to identify among modelling and geometric parameters, which ones are the most influent on the lateral load response (rigidity, fundamental period, normal modes). Linear and modal analyses were performed. The most influent parameters identified are: number of storeys, number of bays, bay's width, *soft storey*, openings, upper storeys modelized (instead of being replaced by punctual loads) and the modelization technique of infills panels (strut or shell).

Nonlinear static analyses have been performed to identify the most influent parameters to be considered for evaluating the lateral resistance, the capacity (load / displacement) and the yielding sequence (beam versus columns versus infills). The identified parameters are the presence of the infills, the openings and the geometric characteristics of the models (number of storeys and number of bays).

One important contribution of this work is the development of an equivalent strut model to represent the action of the infill. The model could be easily implemented in standard analysis software. A central axial hinge reproducing the nonlinear behaviour of the masonry is added to the strut element. This model is a hybridization of existing proposals (FEMA and others) with added innovations by the author. It has been validated with experimental and numerical analyses results from literature.

An important conclusion of this thesis is that the contribution of infills to lateral load resisting capacities of BMR structures should be considered for structure of more than one storey. Infills can add up to 51 % to bare frame capacity. The National building code requires that the lateral resistance of existing buildings must be at least 60 % of the equivalent static seismic force ( $V_{2005}$ ). It is concluded that one storey BMR buildings have a sufficient resistance, while three-storeys structures exhibit plastic deformations for loads under  $0,6 * V_{2005}$ .

**Keywords:** unreinforced masonry infills, reinforced concrete structure, structural characterization, parametric nonlinear static analyses (pushover), modelling, equivalent strut, plastic hinges

## TABLE DES MATIÈRES

|  | Page |
|--|------|
| INTRODUCTION .....   | 1    |
| PARTIE 1 COLLECTE D'INFORMATIONS SUR LES STRUCTURES BMR<br>CONSTRUITES AVANT 1960, PRINCIPALEMENT AU QUÉBEC .... | 13   |
| CHAPITRE 1 CADRES DE BÉTON ARMÉ AVEC MURS DE REMPLISSAGE<br>DE MAÇONNERIE NON ARMÉE ET SÉISMES .....             | 15   |
| 1.1 Abondance de la typologie structurale.....   | 15   |
| 1.2 Sismicité du Québec .....  | 17   |
| 1.3 Dommages observés lors de missions de reconnaissance.....  | 19   |
| 1.4 Théories de comportement : diverses écoles de pensées .....  | 21   |
| 1.5 Identification des déficiences connues pour la typologie étudiée.....  | 22   |
| 1.6 Mécanismes de rupture associés aux éléments de béton .....   | 24   |
| 1.7 Mécanismes de rupture associés aux murs de remplissage .....   | 28   |
| 1.8 Les diverses méthodes de modélisation du remplissage.....  | 30   |
| 1.9 Les moyens de représenter la non linéarité du comportement.....  | 37   |
| 1.10 Synthèse de la recension des écrits et prochaines étapes.....   | 39   |
| CHAPITRE 2 CARACTÉRISATION DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE<br>DE BÉTON ARMÉ .....                                   | 41   |
| 2.1 Exemples de bâtiments en béton armé avec murs de remplissage.....  | 41   |
| 2.2 Propriétés mécaniques du béton.....  | 44   |
| 2.3 Propriétés mécaniques de l'acier d'armature .....  | 48   |
| 2.4 Configuration de l'armature.....   | 50   |
| 2.5 Synthèse .....   | 54   |
| CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION DE LA MAÇONNERIE.....   | 55   |
| 3.1 Construction typique des murs de remplissage.....  | 55   |
| 3.2 Édifice André-Laurendeau / Hôtel du Gouvernement .....   | 56   |
| 3.3 Propriétés requises pour les analyses structurales .....   | 57   |
| 3.4 Mortier .....  | 59   |
| 3.5 Propriétés recueillies .....   | 60   |
| 3.6 Propriétés de la maçonnerie de briques retenues pour les analyses.....                                       | 63   |
| 3.7 Propriétés de la maçonnerie de terre cuite retenues pour les analyses .....                                  | 64   |
| 3.8 Synthèse .....   | 65   |

|            |  |     |
|------------|--|-----|
| PARTIE 2   | ÉTUDES PARAMÉTRIQUES ET MODÈLES D'ANALYSES.....  | 67  |
| CHAPITRE 4 | ANALYSES PARAMÉTRIQUES STATIQUES LINÉAIRES.....  | 69  |
| 4.1        | Propriétés des modèles.....  | 69  |
| 4.2        | Calculs préparatoires – phase 1.....   | 71  |
| 4.3        | Plan d'analyses – phase 1.....   | 72  |
| 4.4        | Options retenues pour la création des modèles – phase 1.....                             | 74  |
| 4.5        | Réponses en rigidité et en déplacements interétages obtenues – phase 1.....              | 75  |
| 4.6        | Analyse statistique des réponses – phase 1.....  | 75  |
| 4.7        | Observations issues des analyses – phase 1.....  | 80  |
| 4.8        | Calculs préparatoires – phase 2.....   | 81  |
| 4.9        | Plan d'analyses – phase 2.....   | 82  |
| 4.10       | Réponses obtenues en rigidité et déplacement interétage – phase 2.....                   | 83  |
| 4.11       | Analyse statistique des réponses – phase 2.....  | 86  |
| 4.12       | Observations issues des analyses – phase 2.....  | 88  |
| 4.13       | Vérification supplémentaire : influence du nombre de baies.....                          | 89  |
| 4.14       | Synthèse.....  | 90  |
| CHAPITRE 5 | ANALYSES PARAMÉTRIQUES MODALES.....  | 93  |
| 5.1        | Plan d'analyses modales.....   | 93  |
| 5.2        | Propriétés des modèles.....  | 94  |
| 5.3        | Résultats des analyses modales : résultats généraux.....                                 | 96  |
| 5.4        | Résultats des analyses modales : modes propres.....                                      | 102 |
| 5.5        | Étude statistique des résultats d'analyses modales (modèles bielles).....                | 104 |
| 5.6        | Considérations concernant la modélisation des coques.....                                | 106 |
| 5.7        | Résultats comparatifs : modèles avec coques versus bielles.....                          | 109 |
| 5.8        | Synthèse.....  | 110 |
| CHAPITRE 6 | DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE DE BIELLE ET SA<br>VALIDATION.....                               | 115 |
| 6.1        | Justification de l'analyse <i>pushover</i> .....   | 115 |
| 6.2        | Paramètres géométriques de la modélisation des bielles.....                              | 117 |
| 6.3        | Définition des rotules plastiques.....   | 122 |
| 6.4        | Autres paramètres de modélisation.....   | 130 |
| 6.5        | Procédure de validation.....   | 133 |
| 6.6        | Synthèse.....  | 137 |
| CHAPITRE 7 | ANALYSES PARAMÉTRIQUES STATIQUES NON LINÉAIRES.....                                      | 141 |
| 7.1        | Paramètres.....  | 141 |
| 7.2        | Plan d'analyses.....   | 143 |
| 7.3        | Résultats d'analyses.....  | 143 |
| 7.4        | Observations concernant la ductilité et le nombre de rotules plastifiées par modèle..... | 146 |
| 7.5        | Observations détaillées issues des analyses <i>pushover</i> .....                        | 147 |
| 7.6        | Interprétation.....  | 153 |

|                 |   |     |
|-----------------|---|-----|
| PARTIE 3        | INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS .....  | 159 |
| CHAPITRE 8      | DISCUSSION DES RÉSULTATS .....  | 161 |
| 8.1             | Recension des écrits .....  | 161 |
| 8.2             | Caractérisation des matériaux des structures BMR .....  | 162 |
| 8.3             | Analyses paramétriques statiques linéaires .....  | 163 |
| 8.4             | Analyses paramétriques modales .....  | 165 |
| 8.5             | Modèle de bielle .....  | 167 |
| 8.6             | Analyses non linéaires statiques ( <i>pushover</i> ) .....  | 170 |
| 8.7             | Résumé .....  | 172 |
| CONCLUSION      | .....   | 173 |
| RECOMMANDATIONS | .....   | 181 |
| ANNEXE I        | PROPRIÉTÉS DE LA MAÇONNERIE / LITTÉRATURE .....   | 183 |
| ANNEXE II       | CALCUL DU POIDS SISMIQUE DES MODÈLES .....  | 187 |
| ANNEXE III      | CALCUL DE LA LARGEUR DE BIELLE SELON LE DOCUMENT<br>FEMA 356 .....  | 189 |
| ANNEXE IV       | RÉSULTATS DES ANALYSES PARAMÉTRIQUES STATIQUES<br>LINÉAIRES .....   | 191 |
| ANNEXE V        | ESSAI AVEC CHARGE RÉPARTIE APPLIQUÉE AU HAUT DES<br>MURS .....  | 195 |
| ANNEXE VI       | PLAN D'ANALYSES POUR LES 30 ANALYSES MODALES .....  | 199 |
| ANNEXE VII      | ANALYSES PARAMÉTRIQUES MODALES : MODES PROPRES<br>DES 30 MODÈLES AVEC BIELLES .....                                     | 201 |
| ANNEXE VIII     | PLAN D'ANALYSES POUR LES 20 ANALYSES <i>PUSHOVER</i> .....  | 217 |
| ANNEXE IX       | RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES ANALYSES <i>PUSHOVER</i> .....  | 219 |
| ANNEXE X        | RÉSULTATS D'ANALYSES <i>PUSHOVER</i> : INTERPRÉTATION<br>DÉTAILLÉE PAR GROUPES DE MODÈLES (COMPARAISONS<br>A À K) ..... | 267 |
| ANNEXE XI       | RÉSULTATS D'ANALYSES <i>PUSHOVER</i> : INTERPRÉTATION<br>RÉSUMÉE PAR GROUPES DE MODÈLES (COMPARAISONS<br>A À K) .....   | 279 |
| ANNEXE XII      | BIELLE DOUBLE .....   | 285 |

|                     |   |     |
|---------------------|---|-----|
| ANNEXE XIII         | DOMMAGES AUX BMR OBSERVÉS LORS DE SÉISMES<br>PASSÉS ..... | 287 |
| BIBLIOGRAPHIE ..... |   | 305 |

## LISTE DES TABLEAUX

|   | Page |
|---|------|
| Tableau 1.1 Comparaison entre des mesures de résistances provenant de tests indépendants et les prédictions faites à l'aide de formulations simplifiées, dont l'homogénéisation ..... | 36   |
| Tableau 2.1 Dimensions des éléments structuraux et des armatures, Édifice André-Laurendeau .....  | 43   |
| Tableau 2.2 Résistance à la compression du béton ( $f'_c$ ) d'après la recension des écrits.....  | 45   |
| Tableau 2.3 Résistance en compression nominale par défaut pour le béton structural.....   | 46   |
| Tableau 2.4 Résistance de l'acier d'après la recension des écrits.....  | 49   |
| Tableau 3.1 Composantes des divers types de mortier .....   | 59   |
| Tableau 3.2 Résistances et modules provenant de rapports d'expertise de matériaux .....   | 62   |
| Tableau 3.3 Valeurs retenues pour la modélisation de la maçonnerie de briques .....   | 64   |
| Tableau 3.4 Valeurs retenues pour la modélisation de la maçonnerie de terre cuite .....   | 66   |
| Tableau 4.1 Paramètres de modélisation des cadres avec murs de remplissage .....  | 70   |
| Tableau 4.2 Période empirique des modèles, selon le CNBC 2005.....  | 72   |
| Tableau 4.3 Paramètres du plan d'analyses statiques – phase 1 .....   | 73   |
| Tableau 4.4 Paramètres du plan d'analyses statiques – phase 2 .....   | 82   |
| Tableau 4.5 Largeur effective de maçonnerie et rigidité associée – modèles 1 à 5 .....  | 85   |
| Tableau 4.6 Influence des différents paramètres, suite aux analyses statiques linéaires .....   | 91   |
| Tableau 5.1 Paramètres du plan d'analyses modales .....   | 94   |
| Tableau 5.2 Variables utiles au calcul de la largeur des bielles, valides pour les 30 modèles.....  | 95   |
| Tableau 5.3 Résumé des déformations observées pour les 3 premiers modes propres, 30 modèles .....   | 102  |
| Tableau 5.4 Régressions linéaires multiples des réponses modales .....  | 104  |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau 5.5 Propriétés et réponses modales des modèles avec bielles ou coque .....                                    | 109 |
| Tableau 5.6 Paramètres essentiels lors de la modélisation pour analyses linéaires, d'après les chapitres 4 et 5 ..... | 113 |
| Tableau 6.1 Largeurs de bielles équivalentes réduites selon les types d'ouvertures .....                              | 119 |
| Tableau 6.2 Comparaison des facteurs de réduction d'Al-Chaar et Asteris <i>et al.</i> ....                            | 120 |
| Tableau 6.3 Distances d'attache des bielles sur les colonnes .....  | 121 |
| Tableau 6.4 Position des rotules sur les colonnes, poutres et bielles.....  | 123 |
| Tableau 7.1 Paramètres des analyses non linéaires statiques ( <i>pushover</i> ) .....                                 | 143 |
| Tableau 7.2 Ductilité relative des vingt modèles selon l'aire sous les courbes <i>pushover</i> normalisées.....       | 146 |
| Tableau 7.3 Pourcentage de rotules plastifiées à la fin de l'analyse .....  | 147 |
| Tableau 7.4 Corrélation entre le nombre de colonnes à la base et la charge ultime .....                               | 154 |
| Tableau 8.1 Paramètres devant être modélisés et paramètres non essentiels.....  | 172 |



## LISTE DES FIGURES

|   | Page |
|---|------|
| Figure 0.1 Cadre en béton armé avec murs de remplissage (BMR) .....   | 3    |
| Figure 0.2 Organisation de la thèse.....  | 11   |
| Figure 1.1 Exemples de bâtiments à ossature de béton armé et murs de remplissage de maçonnerie à Montréal.....  | 16   |
| Figure 1.2 Alger : grande densité de bâtiments en béton armé.....   | 16   |
| Figure 1.3 a) Séismes historiques de magnitude supérieure à 4 survenus dans l'est du Canada, b) carte simplifiée de l'aléa sismique 2010 .....  | 18   |
| Figure 1.4 a) Pavillon Notre-Dame à Québec ; b) Dommages aux murs de remplissage de maçonnerie de ce pavillon à la suite du séisme du Saguenay de 1988 .....  | 20   |
| Figure 1.5 Les mécanismes principaux influençant le comportement non linéaire des cadres de béton armé .....  | 24   |
| Figure 1.6 a) Avant le séisme, b) séisme : une diagonale comprimée et une qui est tendue, c) inversion des sollicitations, d) résultat : fissure en « X », e) transmission des efforts de la bielle au poteau, par cisaillement.....            | 25   |
| Figure 1.7 a) Modes de vibration : niveau non rigide au rez-de-chaussée et présence de murs de remplissage aux étages, b) exemple de dommages .....   | 26   |
| Figure 1.8 a) Déformation d'un cadre vide ; b) Restriction du déplacement latéral créant une colonne « captive » ; c) rupture typique d'une colonne « captive ».....  | 27   |
| Figure 1.9 Effets de l'interaction entre le mur de remplissage et le cadre vide : a) rupture par cisaillement de la colonne et b) cisaillement à un joint extérieur .....   | 27   |
| Figure 1.10 Différents modes de rupture associés aux murs de remplissage de maçonnerie : a) écrasement des coins ; b) glissement par cisaillement horizontal du joint ; c) compression diagonale ; d) fissuration diagonale (cisaillement)..... | 29   |
| Figure 1.11 a) Fissures en « X », b) rupture hors plan du mur de remplissage, c) remplissage de maçonnerie complètement effondré hors plan (Turquie, 1999) .....  | 30   |
| Figure 1.12 Enveloppe des contraintes axiales .....   | 33   |

|   |    |
|---|----|
| Figure 1.13 Techniques de modélisation informatique des cadres avec remplissages pour divers niveaux de complexité.....   | 34 |
| Figure 1.14 Cellule de base et processus d'homogénéisation.....   | 35 |
| Figure 1.15 Modélisation des éléments de béton : poutres et colonnes avec rotules plastiques de flexion et région du panneau des joints avec rotule de cisaillement ....  | 37 |
| Figure 1.16 a) Modèle Takeda modifié bilinéaire avec dégradation de rigidité, b) Modèle Fukada trilineaire Adaptée de Carr (1998).....  | 38 |
| Figure 1.17 a) Déformation absolue, b) Déformation relative.....  | 38 |
| Figure 2.1 Hôpital Saint-Sacrement à Québec.....  | 42 |
| Figure 2.2 Résistance à la compression du béton d'après la recension des écrits.....  | 44 |
| Figure 2.3 Allure générale de la courbe de traction (contrainte-déformation) d'un acier.....  | 50 |
| Figure 2.4 Détails jugés potentiellement dangereux typiques des structures anciennes de béton armé conçues pour les charges gravitaires seulement.....  | 51 |
| Figure 2.5 Détails d'armature de bâtiments de l'Ouest américain construits selon un code antérieur au UBC 1976 : espacement des étriers : 12 ou 18 pouces (300 ou 450 mm).....  | 51 |
| Figure 2.6 Armature d'une colonne non ductile versus une colonne ductile.....   | 53 |
| Figure 3.1 Coupe d'un mur de remplissage typique.....   | 56 |
| Figure 3.2 a) Édifice André-Laurendeau, b) localisation de l'Édifice André-Laurendeau (en noir) sur la colline Parlementaire, c) paroi double de terre cuite.....   | 57 |
| Figure 3.3 Relation contrainte – déformation pour trois types de mortier.....   | 60 |
| Figure 4.1 Matrice de nuages de points avec lissage et dispersion.....  | 76 |
| Figure 4.2 Effet des paramètres sur la rigidité. En <b>d</b> : rigidité observée en fonction de celle prévue par l'équation 4.3.....  | 77 |
| Figure 4.3 Effet du paramètre <i>étage flexible</i> sur la réponse en déplacements interétages pour les modèles bielles.....  | 78 |
| Figure 4.4 Effet des paramètres <i>étage flexible</i> et <i>modélisation du remplissage</i> sur la réponse en déplacement (a : coque sans <i>étage flexible</i> , b : coque avec <i>étage flexible</i> , c : bielle avec <i>étage flexible</i> )..... | 79 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure 4.5 Déformées (a à e) et diagrammes des contraintes (f à j) des modèles 1 à 5 illustrant l'impact des divers types d'ouvertures .....   | 84  |
| Figure 4.6 Effet des paramètres sur la rigidité. En e : rigidité observée en fonction de celle prévue par l'équation 4.9.....  | 88  |
| Figure 5.1 Les modèles de base pour les divers types d'ouvertures .....  | 96  |
| Figure 5.2 Spectre d'accélération (séisme ayant une période de retour de 475 ans) et période fondamentale d'un cadre avec remplissage plein (FI), remplissage partiel (PI) ou vide (BF) .....              | 100 |
| Figure 5.3 Comparaison entre les relations proposées et expérimentales (des travaux de Dunand <i>et al.</i> ; Oliveira et Kobayashi <i>et al.</i> ). a) période-hauteur ; b) période-nombre d'étages ..... | 101 |
| Figure 5.4 Modèle 48 de la phase 1 : mouvement conjoint du remplissage et de l'ossature  | 106 |
| Figure 5.5 Zones de décollement et de déplacements irréalistes, modèles 48 .....   | 107 |
| Figure 5.6 Exemple de maillage avec joints indépendants sur une longueur partielle .....   | 108 |
| Figure 6.1 L'analogie de la bielle de compression : a) concentrique ; b) excentrique.....  | 121 |
| Figure 6.2 a) Plan 1-2, le plan 2D utilisé dans la présente recherche et les 3 axes locaux d'une poutre dans <i>SAP2000</i> ; b) les efforts de cisaillement V2 et de flexion M3 positifs .....            | 123 |
| Figure 6.3 Modélisation des cadres de BA avec remplissage, ouverture de type 1 (sans ouverture), 4 (porte) ou 5 (coin).....  | 124 |
| Figure 6.4 Comportement de la rotule plastique axiale applicable aux modèles sans ouvertures (type 1) .....  | 126 |
| Figure 6.5 a) Courbe de comportement de type 3 ( <i>fragile</i> ) du FEMA 356; b) courbe de comportement des rotules plastiques de cisaillement des colonnes.....  | 128 |
| Figure 6.6 Comportement des rotules plastiques de cisaillement des poutres .....   | 128 |
| Figure 6.7 Courbe de comportement des rotules plastiques de flexion (M3) des poutres ....  | 129 |
| Figure 6.8 Courbe d'interaction des rotules plastiques P-M3 (efforts axial – moment des colonnes) .....  | 129 |
| Figure 6.9 Courbe de comportement moment de flexion – rotation des rotules plastiques P-M3 (efforts axial – moment des colonnes).....  | 130 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure 6.10 Illustration des REO assignés et effectifs et des paramètres $D_b/2$ et $D_c/2$ .....   | 132 |
| Figure 6.11 Modèles testés par Mehrabi et Shing : a) cadre vide « faible », b) cadre « faible » avec remplissage « faible » .....   | 134 |
| Figure 6.12 Modèles expérimentaux de Mehrabi et Shing vide et avec remplissage : courbes <i>pushover</i> des tests en laboratoire et celles obtenues à l'aide du modèle de bielle développé ..... | 136 |
| Figure 7.1 Courbes de capacité normalisées des 20 modèles testés .....  | 144 |
| Figure 7.2 Identification des analyses comparatives effectuées sur les résultats de capacité  | 145 |
| Figure 7.3 Courbes d'analyses <i>pushover</i> des modèles 1, 1V, 5, 5V, 9, 9V, 13 et 13V (effet de la présence de remplissage).....   | 150 |
| Figure 7.4 Courbes d'analyses <i>pushover</i> des modèles 1, 5, 9 et 13 (effet de la géométrie) .   | 151 |
| Figure 7.5 Courbes d'analyses <i>pushover</i> des modèles 1 à 16 (effet des ouvertures).....  | 152 |
| Figure 7.6 Courbes obtenues de façon théorique et de façon expérimentale pour deux types de maçonneries et pour des cadres vides.....   | 157 |

## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

|       |   |
|-------|---|
| AÉF   | Analyse par éléments finis  |
| AM    | Analyse modale  |
| ASL   | Analyse statique linéaire   |
| BMR   | Ossature de béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie                     |
| BPR   | Groupe BPR : firme d'ingénierie québécoise (avant : Beaulieu, Poulin, Robitaille) |
| CNBC  | Code national du bâtiment du Canada   |
| CNRC  | Conseil national de recherches Canada   |
| CSA   | Canadian Standards Association  |
| DDL   | Degrés de liberté   |
| ÉTS   | École de technologie supérieure   |
| FEMA  | Federal Emergency Management Agency (organisme américain)                         |
| IRC   | Institut de recherche en construction   |
| MRF   | <i>Moment resisting frame</i>   |
| M3    | rotule plastique de flexion ( <i>SAP2000</i> )                                    |
| P     | rotule plastique axiale sur bielle ( <i>SAP2000</i> )                             |
| P-M3  | P (axial) – M3 (moment) ; rotule plastique d'interaction ( <i>SAP2000</i> )       |
| REO   | <i>Rigid end offset</i> (pour longueur d'extrémité rigide)                        |
| SEAOC | Structural Engineers Association of California                                    |
| SRFS  | Système de résistance aux forces sismiques  |
| UBC   | Uniform Building Code   |
| V2    | rotule plastique de cisaillement ( <i>SAP2000</i> )                               |



## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

---

### UNITÉS DE BASE

|    |            |
|----|------------|
| m  | mètre      |
| kg | kilogramme |
| s  | seconde    |

---

### UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

|                 |                  |
|-----------------|------------------|
| m               | mètre            |
| mm              | millimètre       |
| mm <sup>2</sup> | millimètre carré |
| po, ''          | pouce            |
| po <sup>2</sup> | pouce carré      |
| pi, '           | pied             |
| rad             | radians          |

---

### UNITÉS DE MASSE VOLUMIQUE

|                   |                           |
|-------------------|---------------------------|
| kg/m <sup>3</sup> | kilogramme par mètre cube |
|-------------------|---------------------------|

---

### UNITÉS MÉCANIQUES

|                  |  |
|------------------|--|
| m/s <sup>2</sup> | mètre par seconde carré                                      |
| g                | accélération gravitationnelle<br>(g = 9,81m/s <sup>2</sup> ) |

---

### MAGNITUDES

|                |                                |
|----------------|--------------------------------|
| M <sub>w</sub> | magnitude du moment sismique   |
| M <sub>s</sub> | magnitude des ondes de surface |

---

### RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

|                |  |
|----------------|--|
| E              | module d'élasticité, MPa   |
| G              | module de cisaillement, MPa  |
| GPa            | gigapascal (= 1x10 <sup>9</sup> Pa)  |
| kN             | kilonewton : unité de force  |
| ksi            | kips / in <sup>2</sup> ou kips par po <sup>2</sup> : unité de pression en système impérial |
| MPa            | mégapascal (= 1x10 <sup>6</sup> Pa)  |
| Pa             | pascal   |
| ε <sub>u</sub> | déformations unitaires à la rupture (s.u.)   |
| ε <sub>y</sub> | déformations unitaires à la plastification (s.u.)  |
| ν              | coefficient de Poisson (s.u.)  |

---



---

### PROPRIÉTÉS DU BÉTON

|                                 |   |
|---------------------------------|---|
| ρ <sub>c</sub>                  | masse volumique du béton (kg/m <sup>3</sup> )                               |
| f' <sub>c</sub>                 | résistance à la compression du béton à 28 jours (MPa)                       |
| (f <sub>c</sub> ) <sub>t</sub>  | résistance à la compression à t jours (MPa)                                 |
| (f <sub>ck</sub> ) <sub>t</sub> | résistance à la compression à t jours (MPa) selon le cahier suisse SIA 2018 |
| t                               | nombre de jours depuis la coulée du béton (jours)                           |
| E <sub>c</sub>                  | module d'élasticité du béton (GPa)  |
| ρ                               | pourcentage d'acier d'armature (%)  |
| ρ <sub>p</sub>                  | pourcentage d'acier d'armature des poutres (%)                              |
| ρ <sub>col</sub>                | pourcentage d'acier d'armature des colonnes (%)                             |

---

### PROPRIÉTÉS DE L'ACIER D'ARMATURE

|                |   |
|----------------|---|
| E <sub>s</sub> | module d'élasticité de l'acier (GPa)      |
| f <sub>u</sub> | résistance en tension à l'ultime (MPa)    |
| f <sub>y</sub> | valeur de résistance à l'écoulement (MPa) |
| d <sub>b</sub> | diamètre de barre                         |

---

### PROPRIÉTÉS DE LA MAÇONNERIE

|   |  |
|---|--|
| A   | surface cisailée (unité d'aire)  |
| E <sub>b</sub>                                      | module d'élasticité de la brique (MPa)   |
| E <sub>j</sub> (E <sub>bj</sub> , E <sub>nj</sub> ) | modules d'élasticité du mortier (MPa) ( <i>bed</i> et <i>head joint</i> )                      |
| E <sub>m</sub>                                      | module d'élasticité de l'assemblage de maçonnerie de briques et de tuiles de terre cuite (MPa) |
| E <sub>mb</sub>                                     | module d'élasticité de l'assemblage de maçonnerie de briques (MPa)                             |

|           |  |                                    |  |
|-----------|--|------------------------------------|--|
| $E_{mt}$  | module d'élasticité de l'assemblage de maçonnerie de tuiles de terre cuite (MPa)                     | $t_{bj}, t_{hj}$                   | épaisseur du joint de mortier ( <i>bed</i> et <i>head joint</i> ) (mm)                             |
| $E_t$     | module d'élasticité de la tuile de terre cuite (MPa)   | $t_t$                              | largeur d'une tuile de terre cuite (mm)  |
| $f'_m$    | résistance de l'assemblage de maçonnerie de briques et de tuiles de terre cuite en compression (MPa) | $\varepsilon_{mt}$                 | déformations unitaires à la rupture de la maçonnerie de terre cuite (s.u.)                         |
| $f'_{mb}$ | résistance de l'assemblage de maçonnerie de briques en compression (MPa)                             | $\nu_b$                            | coefficient de Poisson de la brique (s.u.)   |
| $f'_{mt}$ | résistance de l'assemblage de maçonnerie de tuiles de terre cuite en compression (MPa)               | $\nu_j (\nu_{bj}, \nu_{hj})$       | coefficients de Poisson du mortier ( <i>bed</i> et <i>head joint</i> ) (s.u.)                      |
| $f_s$     | résistance de l'assemblage de maçonnerie de briques et tuiles de terre cuite en cisaillement (MPa)   | $\nu_m$                            | coefficient de Poisson de l'assemblage de maçonnerie de briques et de tuiles de terre cuite (s.u.) |
| $f_{sb}$  | résistance de l'assemblage de maçonnerie de briques en cisaillement (MPa)                            | $\nu_{mb}$                         | coefficient de Poisson de l'assemblage de maçonnerie de brique (s.u.)                              |
| $f_{st}$  | résistance de l'assemblage de maçonnerie de terre cuite en cisaillement (MPa)                        | $\nu_{mt}$                         | coefficient de Poisson de l'assemblage de maçonnerie de terre cuite (s.u.)                         |
| $f_t$     | résistance de l'assemblage de maçonnerie de briques et de tuiles de terre cuite en tension (MPa)     | $\nu_t$                            | coefficient de Poisson de la tuile de terre cuite (s.u.)   |
| $f_{tb}$  | résistance de l'assemblage de maçonnerie de briques en tension (MPa)                                 | $\rho_m$                           | masse volumique de la maçonnerie de briques et de tuiles de terre cuite ( $\text{kg/m}^3$ )        |
| $f_{tt}$  | résistance de l'assemblage de maçonnerie de tuiles de terre cuite en tension (MPa)                   | $\rho_{mb}$                        | masse volumique de l'assemblage de maçonnerie de brique ( $\text{kg/m}^3$ )                        |
| $G_{mb}$  | module de cisaillement de l'assemblage de maçonnerie de briques (MPa)                                | $\rho_{mt}$                        | masse volumique de l'assemblage de maçonnerie de terre cuite ( $\text{kg/m}^3$ )                   |
| $h_b$     | hauteur d'une brique (mm)  | $\sigma_{c,b}$                     | résistance de la brique en compression (MPa)   |
| $h_t$     | hauteur d'une tuile de terre cuite (mm)  | $\sigma_{t,b}$                     | résistance de la brique en traction (MPa)  |
| $l_b$     | longueur d'une brique (mm)   | $\sigma_{c,t}$                     | résistance de la tuile de terre cuite en compression (MPa)   |
| $l_t$     | longueur d'une tuile de terre cuite (mm)   | $\sigma_{t,t}$                     | résistance de la tuile de terre cuite en tension (MPa)   |
| $P$       | charge axiale (kN)   | $\sigma_{c,bj}$ et $\sigma_{c,hj}$ | résistances du mortier en compression ( <i>bed</i> et <i>head joint</i> ) (MPa)                    |
| $t_b$     | largeur d'une brique (mm)  |                                    |  |



$\sigma_{t,bj}$ ,  $\sigma_{t,hj}$   
résistance du mortier en traction  
(bed et head joint) (MPa)

---

### FORCE STATIQUE LATÉRALE

$F_a$  coefficient d'accélération  
 $F_v$  coefficient de vitesse  
 $g$  accélération gravitationnelle  
( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )  
 $h_n$  hauteur du niveau le plus élevé par rapport à la base (m)  
 $I_E$  coefficient de risque pour la charge sismique (s.u.)  
 $M_v$  facteur considérant l'effet des modes supérieurs de vibration (s.u.)  
 $R_d$  facteur de modification de force liée à la ductilité (s.u.)  
 $R_o$  facteur de modification de force liée à la surrésistance (s.u.)  
 $S$  charge spécifiée due à l'accumulation de neige et de pluie ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $S(T_a)$  accélération spectrale correspondant à la période de la structure (g)  
 $T_a$  période du premier mode de vibration de la structure (s)  
 $V_{2005}$  force sismique statique totale (kN)  
 $W$  poids sismique du bâtiment (charge permanente + 25 % neige + 60 % entreposage + 100 % réservoirs) (kN)

---

### CALCUL DE LARGEUR DE BIELLE SELON LE FEMA 356

$a$  largeur de la bielle de compression diagonale équivalente (po)  
 $E_{fe}$  module d'élasticité prévu du matériau d'ossature (ksi)  
 $E_{me}$  module d'élasticité prévu du matériau de remplissage (ksi)  
 $h_{col}$  hauteur de colonne entre les lignes d'axe des poutres (po)

$h_{inf}$  épaisseur du panneau de remplissage (po)  
 $I_{col}$  moment d'inertie de la colonne ( $\text{po}^4$ )  
 $L_{inf}$  longueur du panneau de remplissage (po)  
 $r_{inf}$  longueur de la diagonale du panneau de remplissage (po)  
 $t_{inf}$  épaisseur du panneau de remplissage (po)  
 $\theta$  angle dont la tangente est le ratio hauteur/longueur du remplissage (rad). C'est aussi l'angle de la bielle concentrique  
 $\lambda_1$  coefficient utilisé pour déterminer la largeur équivalente de la bielle de remplissage (s.u.)

---

### AUTRES VARIABLES – CALCULS DE BIELLES

$a_{red}$  largeur de bielle équivalente réduite par les facteurs de réduction  $R_1$  et  $R_2$   
 $aire_{ouv.}$  Aire totale des ouvertures dans un panneau de remplissage en particulier ( $\text{po}^2$ )  
 $aire_{pan.}$  Aire brute d'un panneau de remplissage en particulier ( $\text{po}^2$ )  
 $h/t$  ratio hauteur/épaisseur des remplissages  
 $l_{col}$  distance d'attache de la bielle sur la colonne  
 $R_1$  facteur de réduction lié à la présence d'ouvertures dans le remplissage  
 $R_2$  facteur de réduction lié aux dommages des panneaux de remplissage existants  
 $R_{cr}$  charge de compression que la bielle équivalente peut supporter avant la rupture par écrasement (kN ou kip)

|                       |   |
|-----------------------|---|
| $R_{\text{shear}}$    | charge que les forces de liaison de l'appareil de maçonnerie ( <i>bond</i> ) ou la friction entre la maçonnerie et le mortier peuvent supporter avant la rupture par cisaillement (kN ou kip) |
| $R_{\text{strut}}$    | résistance de la bielle équivalente ; c'est la charge requise pour que le remplissage atteigne $R_{\text{cr}}$ ou $R_{\text{shear}}$ (kN ou kip)  |
| $\lambda h$           | ratio des rigidités cadre / remplissage (Stafford-Smith et Carter)  |
| $\theta_{\text{col}}$ | angle entre la face de la bielle équivalente excentrique et l'horizontale. C'est l'angle de la bielle excentrique   |

---

**LONGUEURS D'EXTRÉMITÉS RIGIDES (*RIGID END OFFSET : REO*)**

|       |                            |
|-------|----------------------------|
| $D_b$ | hauteur de la poutre (mm)  |
| $D_c$ | largeur de la colonne (mm) |

---

**RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SECTIONS DE BÉTON ARMÉ**

|       |   |
|-------|---|
| $b_w$ | largeur de béton cisailée (mm)  |
| $d$   | hauteur utile, du centre de gravité de l'armature à la fibre tendue extrême du béton (mm) |

|           |  |
|-----------|--|
| $f'_c$    | résistance à la compression du béton à 28 jours (MPa)  |
| $V_c$     | résistance au cisaillement fournie par le béton (kN)   |
| $V_r$     | résistance nominale en cisaillement de la section (kN) |
| $V_s$     | résistance au cisaillement fournie par l'armature (kN) |
| $\lambda$ | type de béton (1 si normal, s.u.)                      |

---

**AUTRES SYMBOLES**

|                       |   |
|-----------------------|---|
| $D$                   | déplacement engendré au haut de la structure (mm)   |
| $K_{\text{rel}}$      | rigidité relative, voir équation 7.1  |
| $R^2$                 | coefficient de détermination : indicateur qui permet de juger la qualité d'une régression |
| $R^2_{\text{ajusté}}$ | coefficient de détermination ajusté, plus précis que $R^2$                                |
| $V$                   | réaction de cisaillement à la base du modèle (kN)   |
| $V_{\text{max}}$      | résistance maximale en cisaillement à la base du modèle (kN)                              |
| $V_{R \text{ col.}}$  | résistance relative en cisaillement des colonnes à la base du modèle (kN)                 |
| $V/D$                 | rigidité globale calculée (kN/mm)   |

## INTRODUCTION

### Mise en contexte

Les dommages affectant quantité de bâtiments lors d'épisodes telluriques constituent un problème actuel dans le monde entier. Au Canada, les premières provisions parasismiques obligeant à tenir compte de ce type de charge pendant la conception ont été rédigées en 1953. Or, elles n'ont été adoptées qu'en 1967 dans certaines régions du pays. Beaucoup de bâtiments existants construits avant ces années n'ont donc pas été conçus afin d'être à l'épreuve des charges sismiques, autant en ce qui concerne la résistance que la ductilité, deux qualités essentielles pour assurer un comportement convenable au cours d'un tremblement de terre.

Comment peut-on quantifier le risque sismique associé à une structure spécifique? Le risque sismique est un concept qui englobe plusieurs notions. Concrètement, c'est le produit de l'aléa, de la vulnérabilité et de la valeur en danger :

$$\text{Risque sismique} = \Sigma [ (\text{aléa sismique}) \cdot (\text{vulnérabilité}) \cdot (\text{valeur en danger}) ] \quad (0.1)$$

La première notion, l'**aléa sismique**, consiste en la probabilité d'occurrence d'un événement d'une intensité donnée, en un lieu précis. Il y a trois régions de sismicité modérée à élevée au Québec : Charlevoix, l'ouest du Québec et le Bas-St-Laurent. Notons que trois agglomérations urbaines importantes de la province y sont situées ; beaucoup de personnes seraient affectées en cas de secousses telluriques dans ces zones. Ensuite, la **vulnérabilité** du système constitue le degré de dommages correspondant à chaque épisode considéré pour un bâtiment. La vulnérabilité d'une structure dépend de son entretien, son âge, sa typologie (matériaux et forme), ses détails de conception, etc. La vulnérabilité aux séismes des édifices existants comportant de la maçonnerie est souvent élevée à cause de leur âge, du manque d'entretien et des détails de conception insuffisants pour reprendre les charges latérales. La

**valeur exposée** du système correspond à celle qui est assurée (bâtiments et biens), à laquelle on doit ajouter la présence humaine ainsi que l'importance patrimoniale.

On obtient l'ordre de grandeur du risque sismique en effectuant la convolution des deux premières variables de l'équation 0.1. Au Québec, les zones d'aléa sismique modéré à élevé englobent toute la Vallée du Saint-Laurent, qui est habitée par la majorité de la population (*Voir* figure 1.3, p. 18). Par exemple, la Ville de Québec est située dans une zone de sismicité modérée à élevée (selon la figure 1.3, p. 18). Les bâtiments à vulnérabilité élevée se trouvant en zone d'aléa sismique modéré à élevé constituent autant de structures qui sont exposées à un risque sismique important.

Pour obtenir une valeur monétaire du risque, la valeur doit être incluse dans l'équation. Aussi, le risque sismique est amplifié par les effets de site. Cependant, ni la valeur monétaire, ni les effets de site ne seront traités dans la présente recherche.

### **Problématique générale**

Contrairement à la croyance populaire, le risque sismique pourrait entraîner des ravages matériels et économiques importants au Québec, advenant un épisode tellurique d'envergure. Un spécialiste de l'assurance (Beaudry, 2004) affirmait dans un article que « c'est de Montréal, et non de Vancouver, que pourraient découler les pertes économiques les plus considérables. Cela s'explique par une densité de population et d'édifices plus forte ».

La présente recherche s'insère dans l'objectif global de développer des modèles de comportement adaptés aux bâtiments de la province afin d'obtenir une évaluation réaliste de la réponse en cas de séisme.

### Problématique spécifique

Au cours des épisodes passés à travers le monde, une des typologies structurales les plus vulnérables qui a été identifiée est l'ossature de **b**éton armé avec **m**urs de **r**emplissage en maçonnerie. Cette typologie est représentée par le sigle **BMR** dans les publications du Conseil national de recherches Canada, le CNRC (*Voir figure 0.1*). Ce sigle sera utilisé dans le présent document.

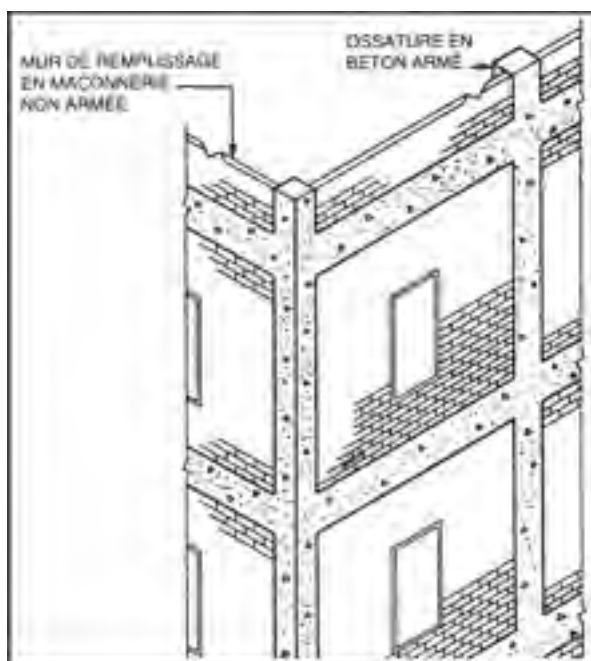


Figure 0.1 Cadre en béton armé avec murs de remplissage (BMR)  
Tirée de Conseil national de recherches du Canada (1992, p. 24)

Les dommages observés aux structures de béton armé et murs de remplissage à la suite de séismes sont documentés à l'annexe XIII (p. 287). Parmi ceux-ci :

- effondrement des murs de remplissage en maçonnerie intérieurs ou extérieurs;
- fissuration des éléments de béton au contact de la maçonnerie;
- rupture d'un niveau non rigide;
- rupture de colonnes « courtes » créées par des ouvertures en périmètre;
- risque de ruine partielle ou totale du bâtiment.

Au Québec, il y a beaucoup d'édifices érigés depuis 1915 dont la structure correspond aux BMR. Parmi ces ouvrages s'inscrivent de nombreux établissements de santé et écoles, qui jouent des rôles indispensables à la suite de catastrophes (refuges de protection civile et services essentiels). Par exemple, plusieurs hôpitaux de la région de Québec, construits avant 1970, seraient des cadres en béton armé avec maçonnerie (Paul Arrien, communication personnelle, 22 novembre 2005).

Une étude récente a été menée sur 107 bâtiments publics de la Ville de Québec afin d'obtenir une vision globale du risque sismique (LeBoeuf et Nollet, 2006). Parmi ces édifices, 28 % sont des structures de béton ou d'acier à murs de remplissage de maçonnerie. Neuf d'entre elles sont des BMR construites entre 1930 et 1965, soit la période couverte par la présente thèse. L'étude a montré que sept structures nécessitent une évaluation détaillée de leur vulnérabilité puisqu'elles ont un indice de priorité sismique supérieur à 20.

Plusieurs études réalisées à travers le monde portent sur des bâtiments érigés dans des pays éloignés du Canada. Il est donc imprudent de se fier aux conclusions de ces travaux, étant donné la très grande disparité d'une contrée à l'autre entre les techniques et les matériaux de construction. Beaucoup d'études traitent de bâtiments situés en Asie occidentale, en Europe ou au Maghreb.

La thèse a pour objet les structures existantes, qui ont été érigées en suivant un code qui n'est plus en vigueur. Dans plusieurs articles analysés, l'année de conception se situe entre 1950 et 1980. C'est loin de la période visée par la présente étude (1915 à 1960), avec une année de construction moyenne de  $\sim 1940$ . Ce fait justifie la réalisation de cette nouvelle étude.

Pour illustrer le décalage entre le niveau de conception parasismique prévu à l'origine par rapport à celui d'un nouveau bâtiment conçu selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) actuel (IRC/CNRC, 2005), les valeurs de charges sismiques ont été comparées. Pour les BMR conçus d'après le CNBC 1941 (CNRC), on trouve que les forces horizontales sismiques de conception correspondent à seulement 5 % des forces sismiques prévues selon le CNBC 2005. Le ratio est de 15 % en comparant 1953 et 2005 (CNRC). Ces ratios sont très

faibles et très éloignés de la valeur de 60 % requise pour être dispensé de travaux de mise aux normes lors d'une réhabilitation majeure (CNRC, 1996) et justifient d'autant plus de s'attarder à l'évaluation et à une meilleure compréhension du comportement des structures BMR. Le ratio minimal de 60 % de  $V$  ayant été fixé par un processus comportant une partie subjective, il est évident qu'un ratio s'approchant de 60 % pourrait être considéré comme convenable. Cependant, afin de respecter les prescriptions du CNBC 2005, et afin d'assurer un niveau uniforme de protection dans le cadre de mise aux normes, il est recommandé de procéder à des travaux de réhabilitation lorsque la valeur de 60 % de  $V_{2005}$  n'est pas atteinte.

Depuis 1950, les BMR ont été étudiées pour améliorer leur conception, et les techniques d'évaluation ont beaucoup évolué au fil des ans. Plusieurs chercheurs internationaux y ont contribué (Stafford-Smith et Carter, 1969 ; Liauw et Kwan, 1985 ; Reinhorn *et al.*, 1996 ; Dolšek et Fajfar, 2005) .

### **Défis liés au sujet d'études**

Si l'on souhaite diminuer le risque sismique en agissant sur la vulnérabilité d'une structure, une étape essentielle est que l'évaluation de sa capacité sismique existante soit la plus réaliste, précise et fiable possible. Une telle appréciation permet une réhabilitation moins coûteuse qu'une évaluation conservatrice basée sur un modèle sommaire.

L'analyse des structures de béton armé et remplissage de briques est complexe pour plusieurs raisons. D'abord, c'est une typologie structurale composite qui marie deux matériaux tout à fait opposés : l'ossature de béton armé relativement flexible comparativement aux murs de remplissage de maçonnerie, qui sont rigides.

Ensuite, les méthodes d'analyse qui ont évolué au fil des ans varient grandement, du point de vue de leur complexité. En effet, les modèles vont de la simple bielle élastique aux modèles d'éléments finis. Les premières bielles ont été créées dans les années 1960 (Stafford-Smith et Carter, 1969). Le but du présent travail est de développer un modèle simple à utiliser et qui

permet de reproduire assez fidèlement le comportement réel de cette typologie structurale. La pertinence d'un tel modèle fournissant une réponse structurale plus précise et facile à utiliser est d'épargner temps et argent lors d'analyses de capacité sismique de bâtiments existants de type BMR.

De façon plus générale, l'étude de la vulnérabilité sismique d'édifices existants, pas seulement pour les BMR, comporte de multiples défis : modes de rupture imprévus; matériaux fragiles; détails de construction à ductilité insuffisante; propriétés des matériaux inconnues; etc. (Valley, 2000). Le défi est de développer des standards d'évaluation pour les bâtiments non conformes aux normes récentes, qui sont compatibles avec le désir de sécurité et avec les ressources limitées pour réaliser les améliorations de sécurité (SEAOC, 2003).

### **Limites de l'étude**

Les interactions sol-structure, les analyses dynamiques (temporelles et non linéaires) et le comportement hors plan sont quelques-uns des aspects qui ne sont pas couverts dans la présente étude. La validation sera effectuée à l'aide de résultats expérimentaux disponibles dans la littérature.

### **Objectifs**

L'objectif global de cette thèse est de caractériser le comportement sous l'action de charges latérales des structures de béton armé et murs de remplissage de maçonnerie construites au Québec, de 1915 à 1960. Pour ce faire, plusieurs sous-objectifs ont été définis :

#### **1. Caractérisation de la typologie étudiée :**

- il est connu qu'il y a une très grande variabilité des structures d'une région à une autre, d'un pays à l'autre, d'un continent à l'autre. Il s'agit de caractériser les matériaux, les méthodes d'assemblage et les détails techniques des structures érigées au Québec avant 1960.



## **2. Détermination des paramètres de modélisation les plus influents à l'aide d'analyses statiques linéaires, analyses modales et analyses statiques non linéaires :**

- il s'agit d'une étude de sensibilité afin de cibler, parmi un ensemble de paramètres géométriques ou de modélisation, quels paramètres doivent absolument être pris en compte dans le processus de modélisation et d'analyse des structures de type BMR;
- exemples de paramètres : l'épaisseur du remplissage et la façon de modéliser les ouvertures.

## **3. Développement d'un modèle simplifié de bielle et tirant pour l'analyse de la typologie :**

- à la suite de la caractérisation et de la détermination des paramètres essentiels, un modèle d'analyse simple sera développé. Il devra reproduire de façon satisfaisante la réponse sismique qui serait obtenue par une méthode de modélisation et d'analyse plus détaillée, par exemple l'analyse par éléments finis (AÉF);
- le modèle comportera des rotules plastiques afin de représenter le comportement non linéaire des matériaux et des assemblages de la typologie structurale;
- les réponses analysées englobent les déformations latérales, la rigidité des modèles et la charge à la rupture;
- cet objectif inclut le calibrage du modèle développé à l'aide de résultats expérimentaux extraits de la littérature.

L'étude, dans son ensemble, vise à créer un outil utilisable pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes de la typologie cadre en béton armé et murs de remplissage (BMR), lors de la réhabilitation structurale des bâtiments anciens.

## Originalité des travaux

L'originalité de cette thèse est d'abord liée au fait que la typologie structurale étudiée est l'ossature de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie non armée spécifiquement conçue et érigée au Québec avant les années 1960. Les conclusions obtenues par d'autres chercheurs internationaux ne peuvent pas être appliquées ici sans prudence quant aux hypothèses utilisées et validations de l'applicabilité. Cela est dû à la variation régionale des techniques, détails et matériaux de construction et explique pourquoi la caractérisation de la typologie structurale et des matériaux occupe une grande place dans la présente recherche.

Ensuite, le modèle classique utilisé pour l'analyse des ossatures avec murs de remplissage est le modèle de bielle et tirant. En effet, il se crée un patron de distribution des efforts dans les panneaux de remplissage lors du chargement qui s'apparente à une bielle de compression, à la suite de la séparation du cadre et des panneaux de remplissage dans les zones de tension (Karaduman *et al.*, 2001). Ce modèle simplifié de bielle comporte cependant des inconvénients :

- il ne tient pas compte des charges de gravité transmises aux murs de remplissage;
- il ne considère pas tous les modes de rupture;
- il n'inclut pas la présence d'ouvertures;
- il repose sur l'hypothèse que les murs de remplissage n'agissent que dans une baie.

La présente étude propose de combler ces lacunes dans un nouveau modèle d'analyse qui pourra être adopté pour l'évaluation sismique des structures existantes en béton armé avec murs de remplissage.

L'originalité réside également dans les applications futures de ce modèle : (1) intégration des murs de remplissage lors de l'analyse simplifiée des bâtiments comportant des remplissages parmi un groupe de bâtiments et (2) analyse détaillée de bâtiments uniques en simplifiant les murs de remplissage par l'utilisation du modèle développé.

Pour ce faire, cette nouvelle méthode devra être adaptable et reproductible pour tous les bâtiments faisant partie de la classe typologique structurale concernée : les ossatures de béton armé avec murs de remplissage de briques non armés.

### **Méthodologie et organisation de la thèse**

Voici les étapes qui ont été réalisées afin d'atteindre les objectifs fixés et qui constituent le corps de cette thèse :

#### **1. Collecte d'informations :**

- la première étape est la recension des écrits (chapitre 1) pour maîtriser les divers aspects du comportement sismique des ossatures de béton armé avec murs de remplissage. Ceci inclut les déficiences et les mécanismes de rupture, ainsi que les méthodes de modélisation et d'analyse. Le but est d'identifier les besoins en matière de modèles d'analyse;
- ensuite, une caractérisation complète de la typologie structurale a été effectuée pour chacun des matériaux ainsi que pour les techniques de construction, etc. (*Voir* chapitres 2 et 3). Cet approfondissement a servi de base pour l'élaboration du modèle d'analyse développé. La caractérisation rend possible la comparaison des structures québécoises avec celles décrites dans des articles relatant des tests réalisés dans diverses régions du monde. Pour ce faire, la recension des écrits (ex. : archives du Centre canadien d'architecture) a été effectuée, des rencontres ont été organisées avec des ingénieurs-conseils et des rapports traitant des dommages relevés à la suite d'épisodes telluriques québécois ont été décortiqués.

#### **2. Études paramétriques et modèle d'analyse :**

- les analyses paramétriques décrites dans les chapitres 4, 5 et 7 ont pour but d'identifier de façon précise quels paramètres sont essentiels lors de la modélisation des structures de

béton armé avec murs de remplissage de briques ainsi que d'établir une procédure de modélisation de ces murs offrant un niveau de précision des résultats satisfaisant;

- parmi les paramètres évalués, notons la présence de baies multiples avec murs de remplissage, les effets liés à l'existence d'ouvertures et l'épaisseur de la maçonnerie;
- l'étude paramétrique comprend des analyses statiques linéaires au chapitre 4, des analyses modales au chapitre 5 ainsi que des analyses statiques non linéaires au chapitre 7 (*pushover*). Les analyses *pushover* permettent de définir le niveau de capacité d'une structure pourvu que le bâtiment soit régulier et ait un premier mode prépondérant. Ce type d'analyse est favorisé puisqu'il est suggéré par les plus récentes lignes directrices concernant l'évaluation sismique (ASCE, 2007);
- le chapitre 6 présente le développement du modèle de bielle et sa validation. Cette vérification a été accomplie en comparant les résultats obtenus 1) en laboratoire (article publié) et 2) avec le modèle proposé en reproduisant les données de l'article. Les résultats comparés sont la rigidité, du point de plastification, de la résistance en cisaillement.

### **3. Interprétation des résultats :**

Le chapitre 8 est un sommaire des discussions (hypothèses et résultats). Après un retour sur la partie 1, regroupant la recension des écrits et la caractérisation, c'est la partie 2 qui est discutée (analyses linéaires et non linéaires et développement du modèle de bielle).

La figure 0.2 illustre l'organisation de la thèse.

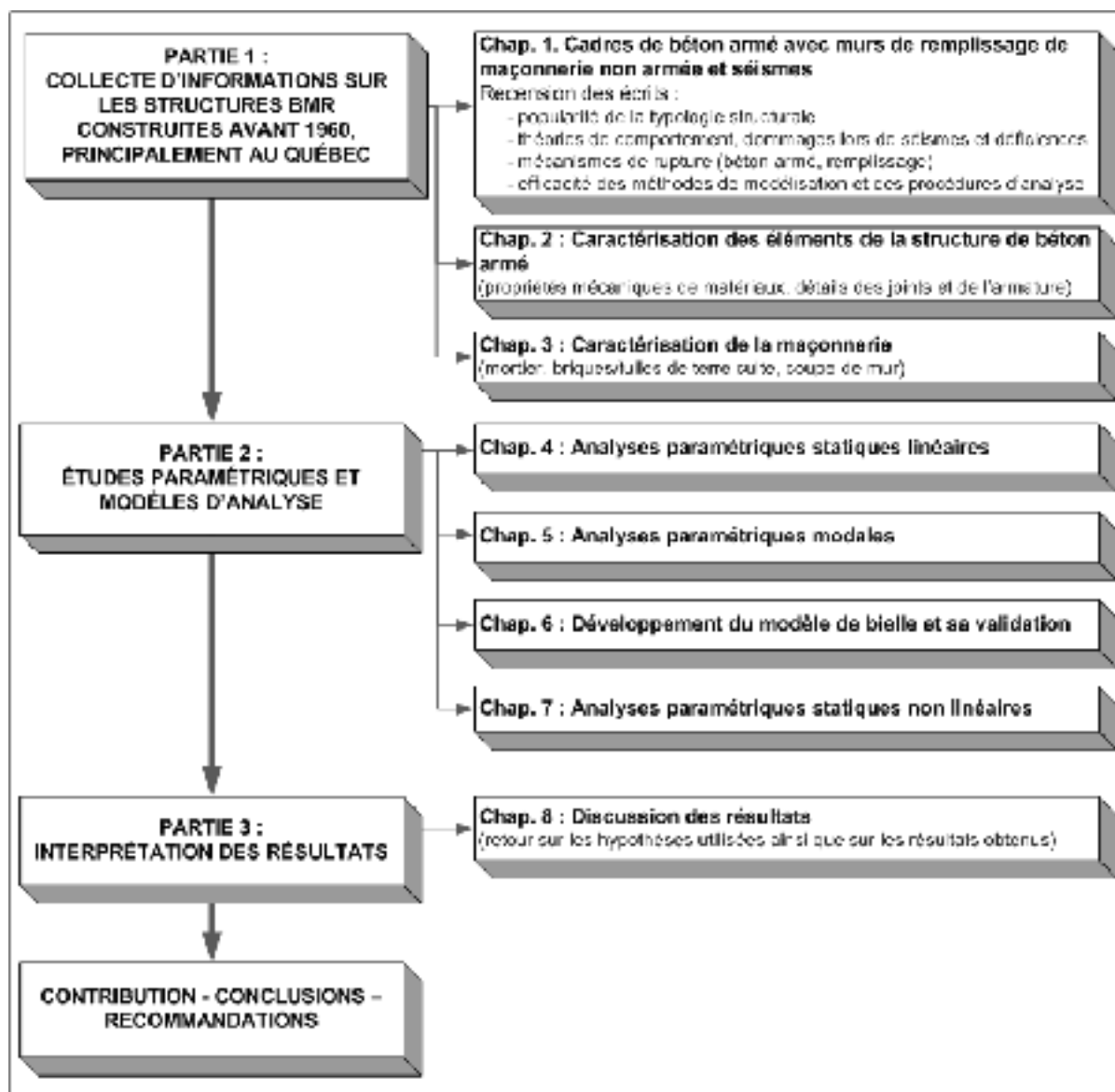


Figure 0.2 Organisation de la thèse



## **PARTIE 1**

**COLLECTE D'INFORMATIONS SUR LES STRUCTURES BMR CONSTRUITES  
AVANT 1960, PRINCIPALEMENT AU QUÉBEC**





## CHAPITRE 1

### CADRES DE BÉTON ARMÉ AVEC MURS DE REMPLISSAGE DE MAÇONNERIE NON ARMÉE ET SÉISMES

L'objectif de cette recension des écrits est de regrouper les notions de base concernant le sujet de recherche. Entre autres, les notions acquises lors de l'observation de dommages suite à des séismes seront présentées. Aussi, les différentes écoles de pensées par rapport au comportement des murs de remplissage, sont décrites. Puis, afin de bien saisir la réponse des ossatures de béton armé avec panneaux de remplissage, l'ensemble des mécanismes de rupture associés à chacune des deux parties qui interagissent : la maçonnerie et les cadres de béton armé seront vus. Une revue critique des méthodes de modélisation et des procédures d'analyse disponibles sera exposée en fin de chapitre.

#### 1.1 Abondance de la typologie structurale

Les ossatures de béton avec murs de remplissage de maçonnerie non armée ont été érigées intensivement au Canada, aux États-Unis et en Europe, dès les années 1915, et jusque dans les années 1960-70 (*Voir figure 1.1*). La raison pour laquelle l'emploi du béton a connu un essor considérable à partir de 1915 est qu'une restriction avait été imposée à l'acier comme matériau de construction. En effet, à cette époque il était réservé aux usines d'armement (Forget, 1990).

Lorsque toujours en usage, ce type d'édifice sert à des fins résidentielles, commerciales, industrielles ou de bureaux. On remarque un peu partout dans les milieux urbains québécois ce type de charpente. Il est facilement identifiable puisque l'isolation est à l'intérieur, ce qui expose à l'extérieur la structure de béton et maçonnerie aux côtés et à l'arrière (CNRC, 1992).

La typologie étudiée est aussi très courante à travers le monde : on en trouve dans plusieurs zones très actives sismiquement : Taiwan, Iran, Turquie, Algérie, etc. (*Voir figure 1.2 : Algérie*).



Figure 1.1 Exemples de bâtiments à ossature de béton armé et murs de remplissage de maçonnerie à Montréal  
b) Tirée de Hamel (2007)



Figure 1.2 Alger : grande densité de bâtiments en béton armé  
Tirée de Murty et al. (2006, p. 3)

Les codes de construction de la plupart de ces pays prennent exemple sur ceux développés en Europe et aux États-Unis. Les méthodes de construction là-bas, toutefois, ne sont pas les mêmes qu'ici. Les dommages visibles à la suite de séismes dans ces régions très exposées à des tremblements de terre peuvent nous donner des indices sur le comportement probable des structures québécoises, advenant un séisme important. Cependant, une validation permettra de vérifier si les matériaux et les techniques de construction d'ici mènent aux mêmes modes de rupture que ceux observés dans ces autres contrées.

Les études dont le sujet est le comportement des ossatures de béton avec murs de remplissage de maçonnerie non armée permettent l'amélioration des actions de mitigation dans le monde. La prévention concernant cette typologie est extrêmement importante puisque c'est une forme structurale très courante et vulnérable partout dans le monde. D'ailleurs à la 13<sup>e</sup> Conférence mondiale sur le génie sismique en 2004, le directeur de *Earthquakes and Megacities Initiative*, a indiqué ceci : « *approximately 80 % of the people at risk of death or injury in earthquakes in the world today are the occupants of reinforced concrete frame infill-masonry buildings* » (Bendimerad, 2004). Cette citation montre l'importance d'agir pour mieux comprendre ces structures.

## 1.2 Sismicité du Québec

Au Québec, les trois zones d'activité sismique sont l'ouest du Québec, Charlevoix et le Bas-Saint-Laurent (*Voir* figure 1.3). Au cours du siècle dernier, quelque vingt séismes ont causé des dégâts importants au pays (RNC, 2008.b).

On sait que la majorité (97 %) des tremblements de terre dans le monde sont dus à l'interaction d'au moins deux plaques tectoniques qui forment la croûte terrestre (RNC, 2008.b). Cependant, l'est du Canada est situé à l'intérieur d'une plaque et l'on s'explique mal le fait qu'il y ait eu, au fil des siècles, plusieurs épisodes telluriques de magnitude supérieure à 6 sur l'échelle de Richter. Une des hypothèses de la cause de ces séismes est la réactivation de failles vieilles de 250 à 800 millions d'années dans la plaque tectonique nord-américaine.

Les descriptions qui suivent proviennent de Filiatrault (1996). Dans l'ouest du Québec, la sismicité se distribue selon deux bandes, soit la Vallée de l'Outaouais et la région comprise entre Montréal et le Parc de Lavérendrye. Trois grandes villes font partie de cette zone : Montréal, Cornwall et Ottawa – Gatineau. Le plus fort tremblement de terre qui a été enregistré dans ce secteur a eu lieu en 1935, à Témiscamingue (magnitude du moment sismique  $M_w$  6,2), alors que le plus récent a eu lieu le 23 juin 2010, d'une magnitude  $M_w$  de 5,0. La cause de ces secousses est la présence de failles le long de la rivière des Outaouais, en

plus de fissurations thermiques à l'intérieur des terres. Pour ce qui est du Bas-Saint-Laurent, les séismes sont concentrés en bordure du fleuve. Enfin, Charlevoix est la zone la plus active des trois. Il s'y trouve un réseau de failles, dont l'origine pourrait être une météorite tombée il y a 350 millions d'années.

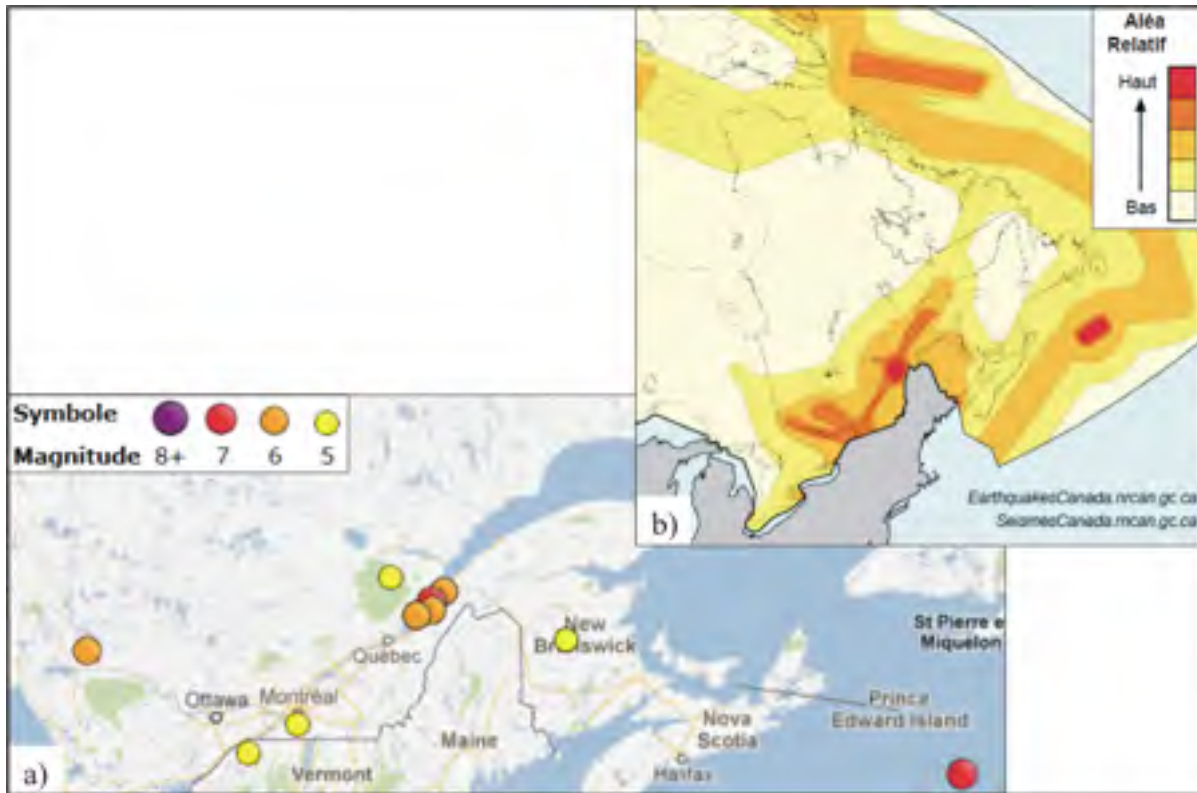


Figure 1.3 a) Séismes historiques de magnitude supérieure à 4 survenus dans l'est du Canada, b) carte simplifiée de l'aléa sismique 2010  
Adaptées de Ressources naturelles Canada (2012.a ; 2012.b)

Le tremblement de terre du Saguenay en 1988 ( $M_w = 5,9$ ) a créé la surprise puisque cette région n'était pas identifiée comme une zone sismiquement active. Cet épisode aurait été causé par une faille d'effondrement (*dip-slip faulting*) selon Somerville *et al.* (1990). Peu importe l'origine des séismes québécois, la probabilité qu'il s'en reproduise d'autres de forte magnitude, dans un avenir plus ou moins rapproché est réelle.

Analysons maintenant quels sont les dommages qu'ont subis les structures de la typologie étudiée lors d'évènements passés, un peu partout sur le globe terrestre.

### 1.3 Dommages observés lors de missions de reconnaissance

Les dommages subis lors de tremblements de terre récents à travers le monde sont bien documentés par les comptes rendus de visites de reconnaissance de divers groupes d'experts en génie sismique (Bruneau, 1991 ; Paultre *et al.*, 1993 ; Saatcioglu et Bruneau, 1993 ; Bruneau et Yoshimura, 1996 ; Karantoni et Bouckovalas, 1997 ; Badoux *et al.*, 2000 ; Saatcioglu *et al.*, 2001 ; Bruneau, 2002 ; Mansouri *et al.*, 2002 ; Su *et al.*, 2002).

Voici quelques exemples de dégâts relatifs aux structures de béton armé et remplissage de maçonnerie, tirés d'un rapport publié à la suite du séisme de 1993 à Pyrgos, en Grèce. La magnitude des ondes de surface de ce séisme,  $M_S$ , a été estimée à 5,5. La description provient de Karantoni et Bouckovalas (1997, p. 144) :

« [...] the damage of reinforced concrete frames was very light in contrast to the **damage of the infill masonry, which was heavy**. In fact, only 22 buildings with 2-7 storeys developed cracks of significant width in the reinforced concrete frame. [...] [Buildings] located at 'Lapato' developed much more serious damage, such as **disintegration of the concrete of first storey columns**. [...] The **most common damage of the infills was diagonal cracking** due to the in plane seismic action. **Cracks of variable width were often extended not only to the mortar joints but to the hollow bricks as well**. In addition, horizontal and vertical cracks were observed at the contact between brick masonry walls and reinforced concrete beams and columns. [...] Such cracks have small width [...]. »

Plus près de nous, des dommages ont été causés lors du séisme du Saguenay de 1988 à un établissement de soins de Québec (Tinawi *et al.*, 1990). La structure de sept étages du pavillon Notre-Dame de l'hôpital St-François d'Assise, érigée en 1958, est composée de cadres en acier, et non en béton armé, mais la maçonnerie de briques est semblable à celle étudiée ici (*Voir* figure 1.4.a). Les deux murs extérieurs orientés selon la direction faible ont subi des fissurations diagonales majeures, au premier niveau, illustrant la rupture en cisaillement du bout de mur de maçonnerie entre les deux fenêtres (*Voir* figure 1.4.b).

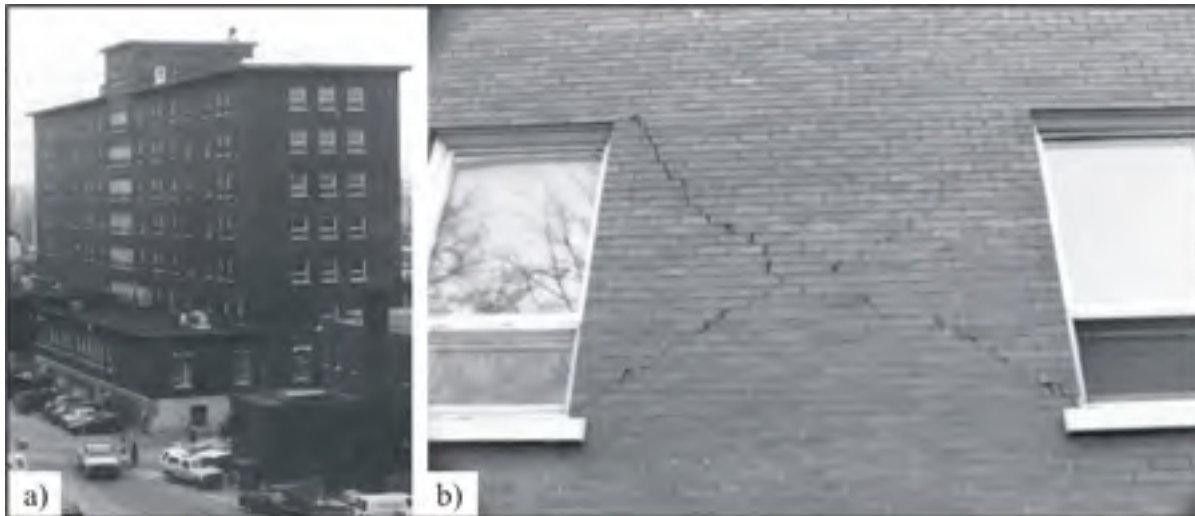


Figure 1.4 a) Pavillon Notre-Dame à Québec ; b) Dommages aux murs de remplissage de maçonnerie de ce pavillon à la suite du séisme du Saguenay de 1988  
Tirée de Ressources naturelles Canada (2008.a)

Les dommages aux ossatures de béton armé avec panneaux de remplissage recensés dans plusieurs rapports de reconnaissance peuvent être résumés ainsi (détails en annexe XIII) :

- effondrement des murs de remplissage en maçonnerie intérieurs ou extérieurs;
- fissuration des éléments de béton au contact de la maçonnerie;
- rupture d'un niveau flexible (*soft storey*), qui n'a pas de murs de remplissage et au-dessus duquel il y en a (*Voir figure 1.7, p. 26*);
- rupture de colonnes « courtes » créées par des ouvertures au périmètre des panneaux;
- détachement et chute de la maçonnerie située autour des éléments structuraux;
- risque de ruine partielle ou totale du bâtiment.

La rupture hâtive des murs de remplissage en maçonnerie a été observée au cours de nombreux séismes. Les murs de remplissage n'ayant plus aucune rigidité, ni résistance, alors les cadres sont sollicités par la totalité des forces sismiques, et possiblement au-delà de leur capacité. Ils risquent d'entrer prématurément en phase plastique et d'atteindre la rupture, surtout en présence de détails de construction inefficaces.

#### 1.4 Théories de comportement : diverses écoles de pensées

Cette section présente un aperçu du travail que les chercheurs ont effectué par le passé sur les ossatures de béton armé avec murs de remplissage de brique. D'abord, notons une évidence : le comportement sismique des structures composites BMR mérite encore l'attention de la communauté scientifique puisque plusieurs parties du sujet demeurent sujet de controverse.

Comme décrites dans Les Techniques de l'Ingénieur (Betbeder-Matibet et Doury, 1997), les interactions entre les éléments structuraux et non structuraux (selon plusieurs, la maçonnerie de remplissage est non structurale) constituent un des problèmes les plus complexes en génie parasismique puisqu'on ne peut déterminer a priori les simplifications qui ajoutent à la sécurité de l'ouvrage. Par exemple, Bachmann (2000) affirme que c'est une « combinaison extrêmement défavorable de deux méthodes de construction très différentes : les cadres sont souples et plus ou moins ductiles, la maçonnerie est rigide et en même temps fragile ».

Combescure et Pegon (2000) avancent que le mode de rupture préconisé par la philosophie de dimensionnement en capacité (*capacity design*), consistant en des poutres faibles et des colonnes fortes, n'est pas assuré en présence de panneaux de remplissage forts. De plus, selon la SEAOC (2003), il n'est pas sécuritaire d'ignorer la contribution des murs de maçonnerie à la rigidité structurale, puisqu'ils peuvent causer la formation d'étages faibles ou une réponse importante en tension, par exemple.

Une étude de Liberatore *et al.* (2004) conclut que l'effet des murs de remplissage sur la performance sismique est bénéfique, puisque ces panneaux conservent leur résistance sous les charges cycliques. Cela est d'ailleurs confirmé par des observations et des essais qui démontrent que le confinement fourni par les cadres aux murs de remplissage est habituellement suffisant pour assurer un bon comportement des panneaux. Cette étude démontre cependant que la présence d'un niveau non rigide est fortement nuisible pour les cadres conçus seulement pour les charges gravitaires.

Une étude réalisée en Europe (Kalman et Sigmund, 2010) prévoit des vulnérabilités sévères dues aux remplissages dans les ossatures de béton, sauf exception. Selon eux, la mise en place de remplissages ne doit pas handicaper la performance, c'est-à-dire qu'elle ne doit pas trop augmenter la force latérale et ne pas trop diminuer la capacité de déformation.

L'inversion des étapes de construction des structures BMR (murs avant l'ossature, appelé *confined infilled frames*) permet d'améliorer grandement le comportement sismique de cadres avec murs de remplissage par rapport à celui d'ossatures vides. L'ajout de connecteurs de cisaillement qui lient la maçonnerie aux poutres et colonnes constitue une autre méthode améliorant le comportement (Achyutha *et al.*, 1986). Cependant, ces façons de construire ne sont pas très répandues en Amérique du Nord pour les structures récentes. On trouve les *confined infilled frames* surtout en Amérique du Sud. Pour les bâtiments construits avant les années 1960, les murs de remplissage étaient toujours construits après les cadres, sans connecteurs.

Enfin, Fardis (2006 ; dans Apostolska *et al.*, 2010) rapporte que les effets des remplissages peuvent être très différents selon la capacité du système des cadres de béton. Il mentionne que l'action des remplissages est positive lorsque l'ossature vide a une faible résistance sismique. Une action négative serait induite lorsque, par exemple, la contribution des remplissages à la rigidité et à la résistance latérale serait grande par rapport à la contribution du cadre. Cela mènerait à la diffusion de déformations plastiques dans la structure.

## **1.5 Identification des déficiences connues pour la typologie étudiée**

La revue des nombreuses déficiences liées aux structures BMR est une étape importante puisqu'elle relie les dommages observés lors de séismes et le besoin de modèles d'analyse à l'aide desquels on pourrait prédire les dégâts futurs.

Pour les structures de béton armé avec murs de remplissage qui ne répondent pas aux exigences modernes, plusieurs modes de rupture sont illustrés à la figure 1.5. Ils concernent



les éléments suivants : ancrage, joint extérieur, zone de panneau des joints intérieurs, interaction flexion – cisaillement dans les poutres et moment de flexion lié à une force axiale dans les colonnes. Les murs de remplissage peuvent expérimenter plusieurs modes de rupture, décrits à la section 1.7 (p. 28).

Les normes de conception ont beaucoup évolué au fil du temps. Avant les années 1975, les exigences de conception visant la ductilité n'existaient pas. Par exemple, les cadres en béton armé conçus selon l'édition 1970 du Uniform Building Code (ICBO, 1970), étaient considérés résistants aux moments (MRF - *moment resisting frame*), donc ne requérant aucun détail ductile. À cette époque, il n'y avait ni conception explicite des joints, ni dimensionnement en capacité (*capacity design*), tel le principe des colonnes fortes et poutres faibles (Liel, 2006). Le code canadien de 1975 est comparable au UBC 1970, alors on peut affirmer que les cadres de BA conçus au Canada avant 1960 (donc avant le CNBC 1975) ne sont pas ductiles et ne suivent pas les préceptes du dimensionnement en capacité.

Rappelons aussi que la conception et les vérifications de résistance et de stabilité de la charpente étaient réalisées à l'époque selon la méthode de calcul aux contraintes admissibles. Ceci consiste à calculer la contrainte admissible des matériaux, qui est leur contrainte à la rupture réduite par un coefficient de sécurité global. Puis, ces contraintes admissibles étaient comparées aux contraintes engendrées par les charges et surcharges maximales prévues, auxquelles elles devaient être supérieures (Allen et IRC, 1982). Cette ancienne façon de procéder est différente de la méthode actuelle de calcul aux états limites, où on augmente les charges (coefficients de charge et de simultanéité) et on diminue les résistances. Se pourrait-il que dans certains cas le coefficient de sécurité global (contraintes admissibles) inclus au moment de la conception d'une structure existante soit plus élevé que le coefficient de sécurité total global des exigences actuelles, créant ainsi une surrésistance chez les structures anciennes ? Des éléments de réponse à cette question sont fournis au point 1 des conclusions (p. 175).

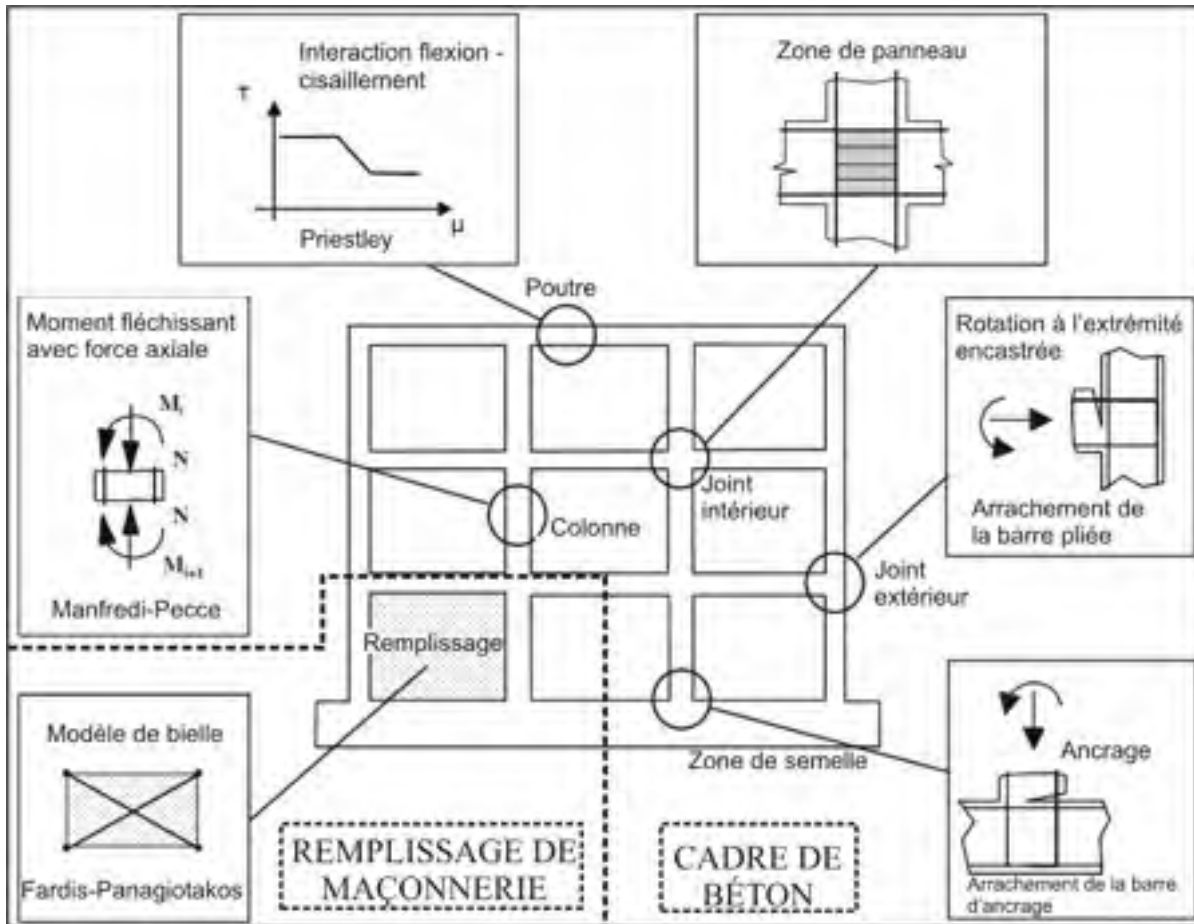


Figure 1.5 Les mécanismes principaux influençant le comportement non linéaire des cadres de béton armé

Adaptée de Cosenza *et al.* (2006, p. 905)

## 1.6 Mécanismes de rupture associés aux éléments de béton

Les mécanismes de rupture des charpentes de béton armé qui ont des remplissages concernent principalement les colonnes et les joints. Plusieurs paramètres influencent la réponse structurale : les propriétés mécaniques des murs de maçonnerie, le comportement à l'interface ossature – remplissage, les détails de construction (incluant l'armature), la localisation et la grandeur des ouvertures, le nombre de baies et d'étages, etc.

Deux modes de rupture courants des colonnes sont la rupture par fissures de cisaillement et la rupture des poteaux à un étage flexible (*soft storey*). La rupture par fissures de cisaillement

des colonnes est causée par la création d'une bielle de compression dans le mur de remplissage qui cisaille le poteau au point de contact, près du joint poutre – colonne (*Voir* figure 1.6 et figure 1.9.a, p. 27). Les fissures se propagent parfois à la maçonnerie.

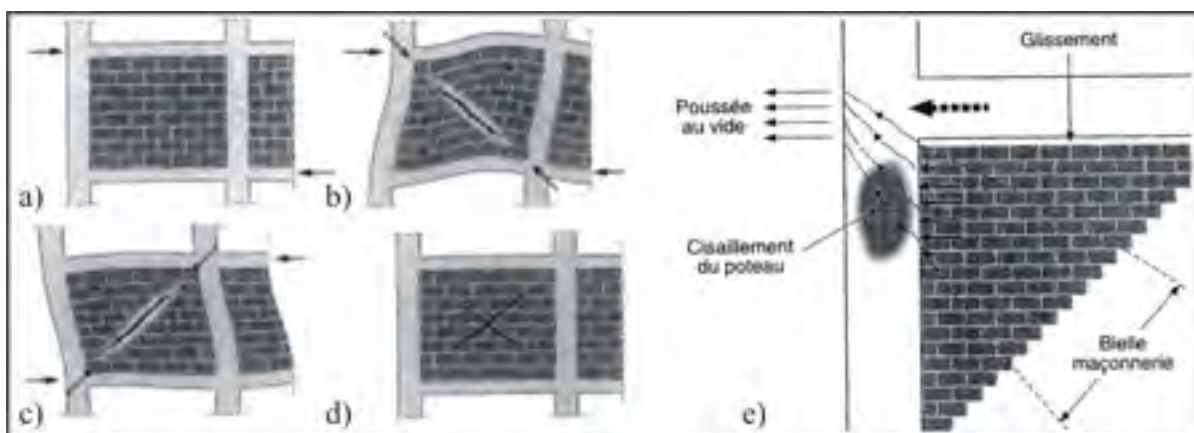


Figure 1.6 a) Avant le séisme, b) séisme : une diagonale comprimée et une qui est tendue, c) inversion des sollicitations, d) résultat : fissure en « X », e) transmission des efforts de la bielle au poteau, par cisaillement

Adaptée de Davidovici (1999, p. 258)

La charge gravitaire provenant des étages supérieurs est positive pour les poteaux; elle leur fournit de la résistance au cisaillement. À un coin de bâtiment, lors de la création d'une bielle de compression de chaque côté du coin, le poteau à l'arête devient très vulnérable puisqu'il reçoit le cisaillement provenant de deux directions horizontales, tout en ayant une charge de compression gravitaire plus petite que celle des poteaux de rive. Les bielles qui le sollicitent, quant à elles, correspondent à une travée complète (deux demi-travées). La rupture des poteaux d'angle peut mener à l'effondrement.

La rupture d'un niveau flexible survient surtout au niveau d'un rez-de-chaussée qui ne comporte pas de murs de remplissage alors que les niveaux supérieurs en sont pourvus. Dans ce cas, les étages du haut se déplacent en bloc, puisqu'ils comprennent la majeure partie du poids sismique (*Voir* figure 1.7), causant la rupture prématurée des colonnes du rez-de-chaussée, qui sont flexibles. Le mécanisme de rupture est la formation de rotules plastiques aux extrémités des poteaux due à un manque de ductilité en rotation.

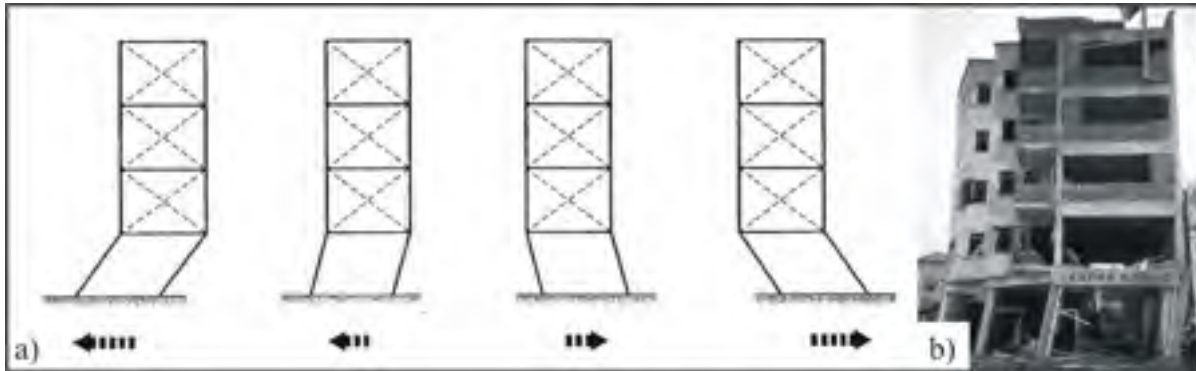


Figure 1.7 a) Modes de vibration : niveau non rigide au rez-de-chaussée et présence de murs de remplissage aux étages, b) exemple de dommages  
 a) Adaptée de Davidovici (1999, p. 43), b) Tirée de Cavaleri *et al.* (2004, p.2)

Guevara et Garcia (2005) ont étudié le problème des colonnes « courtes » et « captives », d'autres modes de rupture des colonnes. Les colonnes « courtes » sont petites par rapport à leurs voisines. C'est souvent dû à une composante structurale horizontale qui s'y attache (palier d'escalier, poutre...). Les colonnes « captives », quant à elles, sont affectées par la présence d'éléments adjacents structuraux ou non, tel un mur de remplissage partiel de maçonnerie (Voir figure 1.8). Dans le cas des colonnes « captives », le remplissage devient un « élément structural non intentionnel ». Seule la portion libre de la colonne subit la déformation prévue pour le poteau complet en plus d'être fortement sollicitée en cisaillement, car le gradient de moments est trop important, ce qui peut mener à sa rupture.

Quand la maçonnerie est considérée comme non structurale et est ignorée lors de la conception, cela peut mener à des effets inattendus et indésirables. Notons que lorsque le remplissage est peu rigide, les colonnes risquent moins d'être endommagées qu'en présence d'une maçonnerie très rigide, qui peut créer des dégâts considérables aux poteaux. Enfin, mentionnons que toute colonne « captive » conçue avant 1975 est susceptible d'être vulnérable en cisaillement, puisque le calcul de la résistance en cisaillement à partir de la résistance en flexion n'a débuté que dans les années 1970.

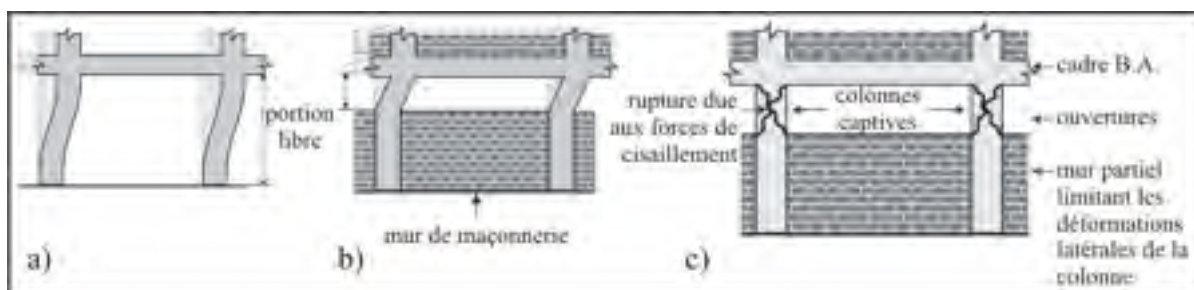


Figure 1.8 a) Déformation d'un cadre vide ; b) Restriction du déplacement latéral créant une colonne « captive » ; c) rupture typique d'une colonne « captive »  
Adaptée de Guevara et Garcia (2005, p. 142-143)

Une faiblesse des joints pourrait aussi conduire à la rupture prématurée des assemblages poutres – colonnes (*Voir* figure 1.9.b). Hegger *et al.* (2004) ont créé un modèle d'analyse par éléments finis pour étudier le comportement de ces assemblages, à l'aide du logiciel ATENA. Ce modèle a été calibré avec des résultats expérimentaux. Une analyse paramétrique utilisant le modèle calibré a permis d'examiner les paramètres critiques influençant la résistance au cisaillement des joints à l'intérieur et au périmètre du bâtiment. Comme exemple de résultats tirés de cette étude, la capacité des joints en périphérie de la structure est liée, entre autres, à la résistance en compression du béton, à l'efficacité de l'ancrage de l'armature de la poutre et à la quantité ainsi qu'à la performance de l'armature de cisaillement. Pour les joints situés à l'intérieur du bâtiment, le principal paramètre influençant la capacité en cisaillement est la résistance en compression du béton.



Figure 1.9 Effets de l'interaction entre le mur de remplissage et le cadre vide :  
a) rupture par cisaillement de la colonne et b) cisaillement à un joint extérieur  
Tirée de Magenes et Pampanin (2004, p. 2)

## 1.7 Mécanismes de rupture associés aux murs de remplissage

Les modes de rupture qui sont décrits dans la présente section sont limités à ceux où le mortier cède. Cette décision s'explique ainsi : les cas où les unités de maçonnerie atteignent la rupture en premier surviennent seulement lorsque le mortier est très rigide, ce qui n'est pas le cas des maçonneries anciennes.

D'après Flanagan et Bennett (2001), le mode de rupture le plus courant pour les murs de remplissage de briques à l'intérieur des cadres en béton armé en est un de cisaillement. Ce mode de rupture, soit le glissement par cisaillement horizontal dans les joints (*Voir* figure 1.10.b), est le seul qui est considéré afin de calculer la résistance des panneaux de maçonnerie dans le document FEMA 356 (2000). Ce calcul est basé sur la résistance prévue en cisaillement du mortier et son aire nette. Dans cette norme, concernant la réhabilitation des structures, le mode de rupture par écrasement du coin (*Voir* figure 1.10.a) n'est pas pris en compte, alors qu'il est commun pour cette typologie.

La rupture du mur de remplissage dans le plan peut aussi survenir par la formation d'une diagonale de compression (*Voir* figure 1.10.c) et d'une diagonale tendue dans le panneau de maçonnerie, ces deux diagonales s'inversant lorsque l'action sismique change de direction. Le résultat est la fissuration en « X » du remplissage (*Voir* figure 1.11.a. et *revoir* la figure 1.6.d). La fissuration en escalier (*Voir* figure 1.10.d) est considérée comme une condition de dommage affectant l'état de service de la structure et non comme un état de dommage ultime (Flanagan et Bennett, 2001). Le mur de maçonnerie peut donc continuer à supporter des charges à la suite de sa fissuration diagonale.

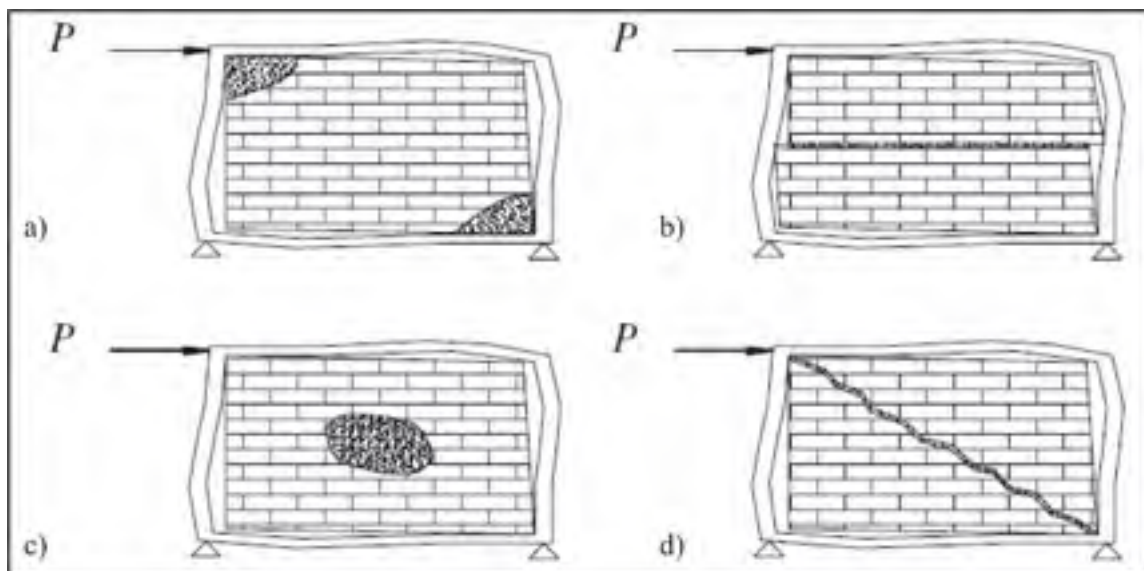


Figure 1.10 Différents modes de rupture associés aux murs de remplissage de maçonnerie :  
 a) écrasement des coins ; b) glissement par cisaillement horizontal du joint ; c) compression diagonale ; d) fissuration diagonale (cisaillement)  
 Tirée de El-Dakhakhni *et al.* (2004, p. 2)

On assiste parfois à l'effondrement hors plan d'une partie de mur ou d'un mur complet, initié par la chute de quelques unités (*Voir* figure 1.11.b. et c). Cela est souvent dû à une liaison inadéquate de la maçonnerie au reste de la structure. Comme c'est décrit à la section 1.8 (p. 31), la rupture hors plan n'est pas incluse dans cette recherche. Cela ne constitue pas une limitation importante pour la recherche, puisque sous des séismes de faible ou moyenne amplitude, comme attendu au Québec, il est rare que les remplissages s'effondrent hors plan. Afin de tenir compte de l'interaction entre les résistances dans le plan et hors plan, des analyses avec chargement bidirectionnel pourraient constituer une éventuelle recherche. Mosalam et Kadysiewski (2009) présentent le développement d'un modèle de bielle et tirant qui tient compte des effets hors plan et de l'interaction avec les effets dans le plan.

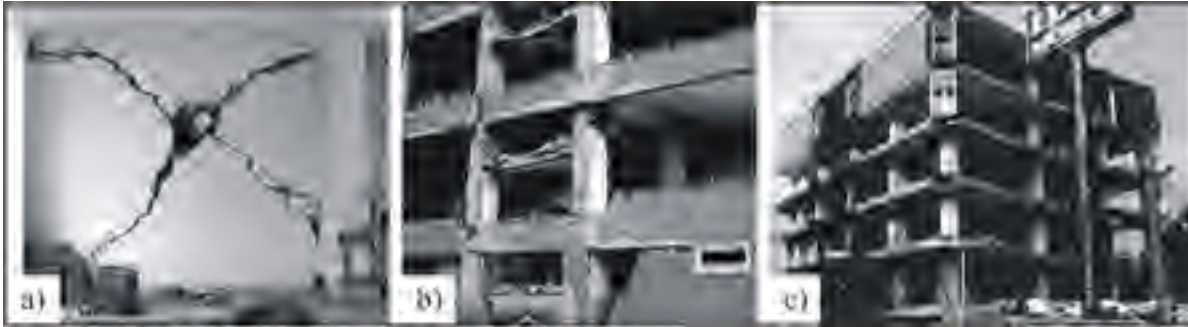


Figure 1.11 a) Fissures en « X », b) rupture hors plan du mur de remplissage, c) remplissage de maçonnerie complètement effondré hors plan (Turquie, 1999)  
 a) Tirée de Badoux *et al.* (2000, p. 11), b) et c) Tirées de Saatcioglu *et al.* (2001, p. 717, 721)

Selon Crisafulli (1997, p. 158), les ossatures avec maçonnerie sont des structures redondantes, dont le mode de rupture final est complexe et résulte souvent de diverses défaillances dans les panneaux et les cadres. Les types de rupture les plus courants sont par cisaillement pour les panneaux de remplissage et par l'action des forces axiales, de cisaillement ou de flexion en ce qui concerne les colonnes de béton.

## 1.8 Les diverses méthodes de modélisation du remplissage

On sait déjà que les remplissages doivent absolument être considérés. La citation qui suit explique un peu pourquoi les remplissages sont négligés dans les calculs. L'importance de tenir compte de ces panneaux rigides est à l'origine de cette thèse.

*« Portal frame analysis based on the contraflexure methodology of isolating moments was invented and became the standard methodology for code conforming building design. [...] The problem is that infill masonry does not fit conveniently into portal frame analysis, and the inelastic behavior of masonry is very difficult to quantify mathematically. As a result, there was a technical as well as a philosophical reason for its elimination from structural design calculations — even when still used for infill walls. »*  
 (Langenbach, 2007, p. 53).

Les modèles innovateurs simplifiés sont peu nombreux, surtout en ce qui concerne l'analyse d'ensembles de bâtiments. L'exploration de la bielle sera poursuivie dans la présente thèse afin d'obtenir des résultats satisfaisants pour des efforts de modélisation raisonnables.



Langenbach *et al.* (2006) ont relevé les principales difficultés liées au développement d'un modèle permettant de bien représenter la maçonnerie :

- incertitudes (matériau, géométrie des éléments du cadre et du remplissage);
- complexité de l'interaction entre le cadre et le mur, impliquant des forces dans le plan et hors de ce dernier;
- nécessité d'accommoder les ouvertures;
- arrangement asymétrique et désorganisé des panneaux de maçonnerie puisqu'ils sont considérés comme non structuraux lors de la construction.

C'est en général le comportement dans le plan du remplissage qui est étudié, et non le comportement hors plan (exemples : Al-Chaar, 2002 ; Dolšek et Fajfar, 2002 ; Lee et Woo, 2002 ; Vintzileou *et al.*, 2004 ; Colangelo, 2005 ; Massart *et al.*, 2005). En effet, l'interaction des éléments de béton et de maçonnerie s'effectue dans le plan des panneaux de remplissage. Cela cause leur fissuration, et peut mener à leur effondrement partiel ou total. La rupture hors plan étant moins courante, et très difficile à examiner sans volet expérimental, la présente recherche s'intéresse au comportement dans le plan.

Les outils d'analyses théoriques utilisés dans les divers articles consultés varient de l'examen des modes de rupture, qui est une analyse simplifiée pouvant être réalisée à la main, jusqu'à l'analyse temporelle (*time history analysis*) nécessitant des enregistrements de séismes passés ou artificiels auxquels le modèle numérique de la structure est virtuellement soumis. Une méthode d'investigation suggérée par les plus récentes lignes directrices concernant l'évaluation sismique (ASCE, 2007) est l'analyse *pushover* (non linéaire statique). Cette procédure permet d'obtenir une estimation de la capacité d'une structure par des analyses relativement poussées requérant moins d'information que les analyses temporelles.

Au fil des lectures, on s'aperçoit que les simulations très détaillées côtoient les modèles macroscopiques. Ces derniers, qui sont simplifiés, incluent souvent une bielle – tirant articulée d'une largeur équivalant au tiers de la longueur diagonale du panneau pour

représenter les remplissages. C'est une méthode, dont l'origine remonte à une cinquantaine d'années (Holmes, 1961), qui néglige certaines caractéristiques importantes du comportement structural. Un ajout a été de calculer la largeur de la bielle selon le ratio des rigidités cadre / remplissage,  $\lambda h$  (Stafford-Smith et Carter, 1969). Mainstone (1971 ; 1974) a poursuivi dans la même voie, en simplifiant les équations par des relations empiriques (dans Saneinejad et Hobbs, 1995). Ces premiers modèles étaient élastiques et ne pouvaient pas représenter le comportement réel des cadres avec murs de maçonnerie où il se produit de la fissuration. Parmi les caractéristiques délaissées par les modèles de bielles existants, il y a la contribution de la charge axiale, les forces développées à l'interface béton / maçonnerie et la présence d'ouvertures. Le modèle qui sera développé dans cette thèse tiendra compte de ces caractéristiques, autant que possible.

Dans Marjani et Ersoy (2002), on mentionne que le modèle de bielle de Stafford-Smith et Carter permet d'obtenir des résultats assez éloignés de la réalité (surestimation de la résistance d'environ 40 % et sous-estimation de la rigidité de 40 %). Selon ces auteurs, les méthodes linéaires et non linéaires d'analyse par éléments finis (AÉF) donnent des solutions théoriques beaucoup plus près des observations expérimentales, pourvu que le module d'élasticité soit juste.

Beaucoup de chercheurs reconnaissent que le comportement global des cadres avec remplissage en est un de bielle. Par exemple, ElRazik *et al.* (2006) ont démontré à l'aide d'AÉF que la réponse du panneau de maçonnerie s'apparente bel et bien à celui d'une bielle, tel que montré à la figure 1.12.

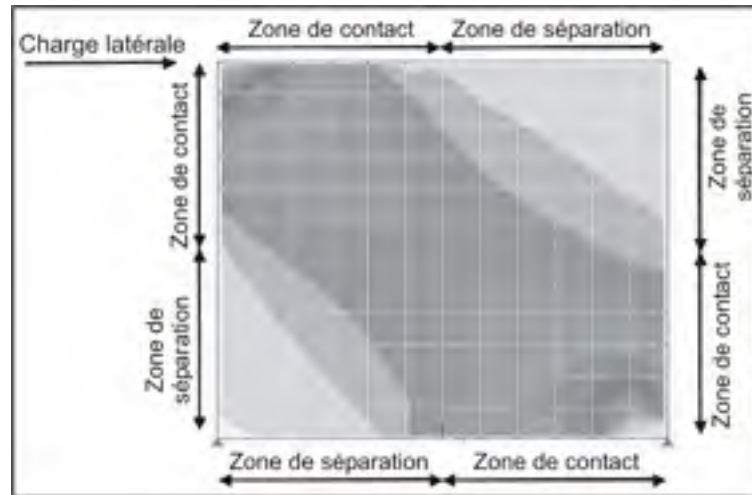


Figure 1.12 Enveloppe des contraintes axiales  
Tirée de ElRazik *et al.* (2006, p. 7)

Langenbach *et al.* (2006) ont publié un article dans lequel ils présentent une synthèse de leur analyse des familles de modèles. Ces groupes sont illustrés à la figure 1.13. Notons que le modèle de bielle contient des connexions semi-rigides (*Voir* figure 1.13.b). Selon ces auteurs, plusieurs méthodes de modélisation disponibles sont basées sur le comportement linéaire. Cela contredit le fait que sous une charge sismique on s'attend à une réponse non linéaire, considérée acceptable. Pour les ossatures de béton, ce phénomène est reconnu dans les codes par le facteur de ductilité qui leur est attribué. Par contre, pour les cadres avec remplissage, la maçonnerie est considérée comme une membrane rigide et « fragile », dont le comportement non linéaire n'est pas approuvé.

Malgré le manque d'exactitude attribué à l'usage de bielles, elles demeurent très utilisées puisqu'elles permettent d'obtenir l'ordre de grandeur de la réponse en peu de temps. Aussi, étant donné la difficulté de définir des intrants très précis lors de l'examen général d'une typologie structurale existante ou pour une analyse préliminaire d'un seul bâtiment, il est superflu d'employer une méthode d'analyse très détaillée et d'y consacrer beaucoup de temps et d'énergie.

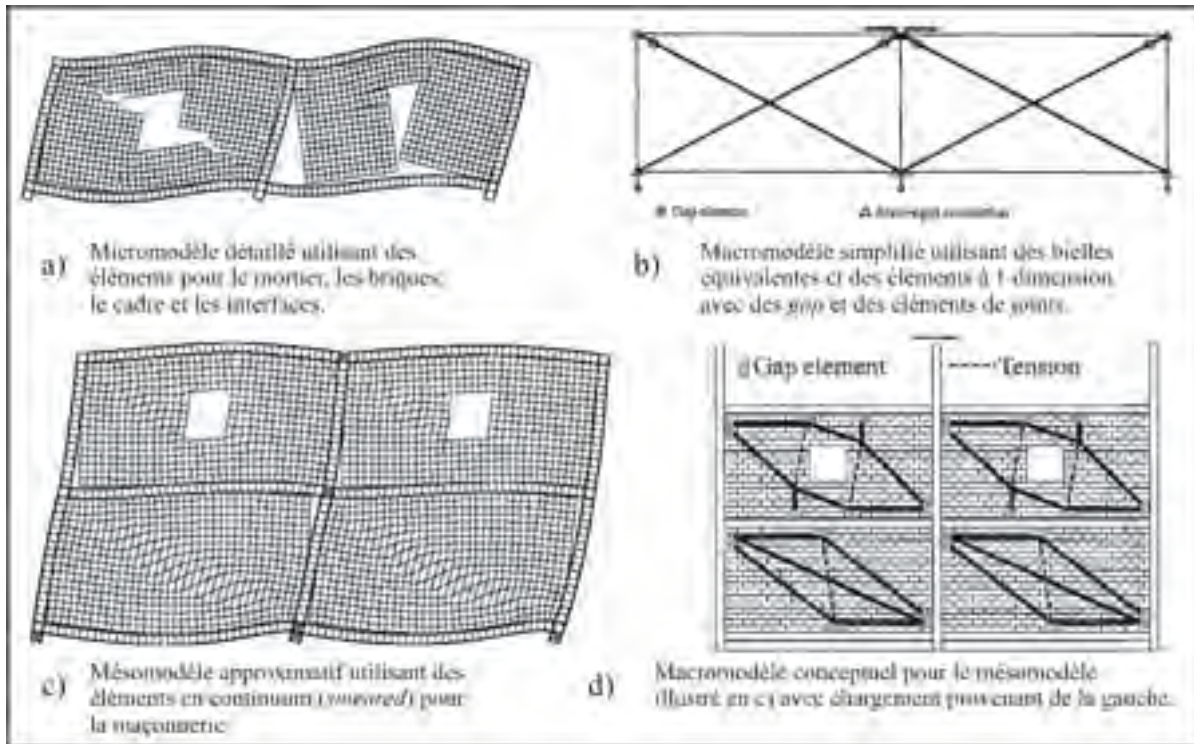


Figure 1.13 Techniques de modélisation informatique des cadres avec remplissages pour divers niveaux de complexité

Adaptée de Mosalam *et al.* (1997) dans Langenbach *et al.* (2006, p. 8)

Comme décrite dans Wu et Hao (2006), la modélisation par éléments finis peut être de deux types : avec éléments discrets où tout est représenté (chaque brique et chaque segment de joint de mortier) ou avec des éléments continus. Cette deuxième catégorie a l'avantage d'être applicable à de grands modèles de structure. Elle nécessite cependant une étape intermédiaire : l'homogénéisation des matériaux (*Voir* figure 1.14), qui consiste à dériver le comportement d'un composite par la géométrie et le comportement d'une cellule de base représentative du composite. Les propriétés très détaillées des deux composantes de la maçonnerie (brique et mortier) sont requises afin de procéder aux calculs d'homogénéisation. Elles peuvent être obtenues par des tests en laboratoire effectués sur des échantillons prélevés d'un bâtiment particulier. La précision du modèle est incertaine étant donné que les caractéristiques des matériaux fluctuent beaucoup. En effet, les briques sont plus ou moins homogènes et le mortier est préparé un lot à la fois, au rythme de la construction, alors les proportions varient.

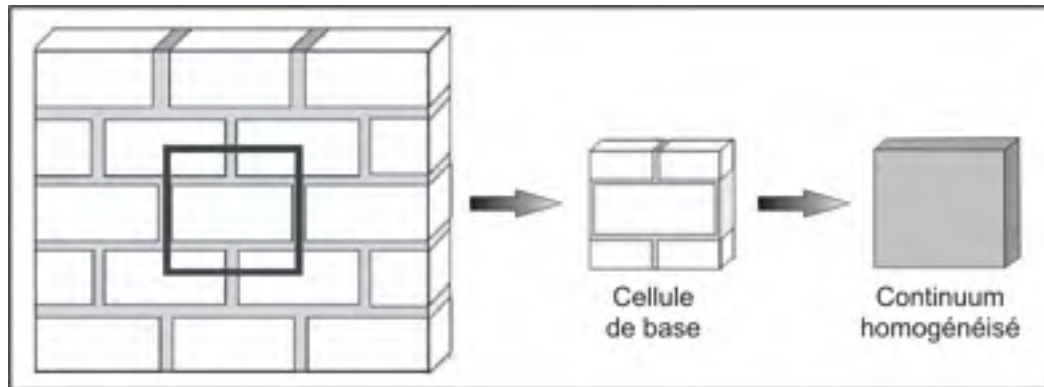


Figure 1.14 Cellule de base et processus d'homogénéisation  
Adaptée de Wu et Hao (2006, p. 1720)

Il a été démontré par Zucchini et Lourenço (2007) que les résistances en tension et en compression des unités de brique ont beaucoup d'influence sur la réponse des assemblages de maçonnerie, alors que la résistance en tension du mortier en a très peu. Dans cet article, un modèle d'homogénéisation a été développé et validé à l'aide de résultats d'analyses par éléments finis, puis avec 17 tests de résistance mesurée en laboratoire sur des échantillons par trois chercheurs indépendants. C'est la comparaison avec les résistances mesurées expérimentalement qui nous intéresse ici. Une des conclusions de Zucchini et Lourenço (2007) est que la formulation de Francis *et al.* (1970) surévalue beaucoup la capacité de la maçonnerie, avec une moyenne de 72 % d'erreur relative pour les 17 tests. Selon les deux mêmes auteurs, Khoo et Hendry (1973) ainsi qu'Ohler (1986) ont élaboré des modèles qui surestiment en moyenne de 30 % et 32 % les résistances obtenues expérimentalement pour les 17 tests. Ce pourcentage d'erreur est similaire à celui du modèle d'homogénéisation de Zucchini et Lourenço (32 %). En se basant sur ces résultats, les auteurs jugent que les trois modèles sont viables, celui de Khoo et Hendry en tête.

De façon plus particulière, pour identifier la formulation simplifiée la plus appropriée pour les structures à l'étude, les tests de matériaux semblables à ceux des structures BMR ont été ciblés parmi les 17 tests reproduits par Zucchini et Lourenço (2007). Ces comparaisons sont présentées au tableau 1.1.

Les résistances obtenues par essais expérimentaux sont des résultats indépendants publiés : Binda *et al.* (1988), Vermeltfoort (1994) et McNary et Abrams (1985). La validation est faite en comparant l'erreur relative de la résistance obtenue à l'aide de trois formulations simplifiées à celle du modèle d'homogénéisation développé par Zucchini et Lourenço. La formulation de Francis *et al.* (1970) est très au-dessus des vraies valeurs (erreur relative moyenne = 61 %). Pour les modèles de Khoo et Hendry, Ohler et le modèle d'homogénéisation, les erreurs relatives moyennes sont respectivement de 16 %, 22 % et 30 %. Pour les matériaux semblables à ceux de notre étude, la formulation de Khoo et Hendry est plus précise, tandis que le modèle d'homogénéisation est le moins précis.

Tableau 1.1 Comparaison entre des mesures de résistances provenant de tests indépendants et les prédictions faites à l'aide de formulations simplifiées, dont l'homogénéisation  
D'après un tableau de Zucchini et Lourenço, 2007

| Identification des tests<br>(auteurs, année, matériaux) | Résistances<br>expérimentales<br>(MPa) | Résistances (MPa) et % erreur relative avec la<br>formulation de... |     |                             |     |                 |     |   |     |     |
|---|--|---|-----|-----------------------------|-----|-----------------|-----|---|-----|-----|
|   |  | Francis,<br>Horman et<br>Jerrems<br>(1971)                          |     | Khoo et<br>Hendry<br>(1973) |     | Ohler<br>(1986) |     | Homogénéisa-<br>tion<br>(Zucchini et<br>Lourenço, |     |     |
| Binda, Fontana et<br>Frigorio (1988)                    | MU1 (mortier<br>faible)                | 11  | 26  | 134%                        | 15  | 38%             | 15  | 35%   | 20  | 79% |
| Vermeltfoort<br>(1994)                                  | Unité CS /<br>1.2.9                    | 15  | 20  | 32%                         | 14  | 9%              | 12  | 18%   | 12  | 17% |
| McNary et<br>Abrams (1985)                              | Unité 3 / 1:1:0                        | 27  | 39  | 44%                         | 25  | 9%              | 23  | 16%   | 25  | 0%  |
|   | Unité 3 / 1:2:0                        | 20  | 27  | 35%                         | 18  | 7%              | 16  | 18%   | 17  | 15% |
|   | <b>Erreurs relatives moyennes</b>      | --  | 61% | --                          | 16% | --              | 22% | --  | 30% | --  |

L'objet de la thèse étant les structures de béton armé avec remplissages de brique de manière générale et non pour un bâtiment en particulier, cela influence le choix de la modélisation de la maçonnerie. En effet, les techniques d'homogénéisation et de modélisation par éléments finis impliquent une connaissance fine des composantes de la structure analysée. Pour une charpente unique, ces propriétés peuvent être obtenues par des tests en laboratoire sur des matériaux prélevés. Cependant, l'étude de la typologie en général a mené à se limiter aux caractéristiques les plus communes pour ce genre de structure.

## 1.9 Les moyens de représenter la non-linéarité du comportement

Une façon assez simple et efficace pour modéliser la non-linéarité des éléments de béton est d'utiliser des rotules plastiques ponctuelles aux extrémités de poutres et colonnes élastiques (*Voir figure 1.15 en haut*). Un ajout à ces rotules ponctuelles est le ressort rotationnel de cisaillement non linéaire, tel qu'illustré au bas de la figure 1.15.

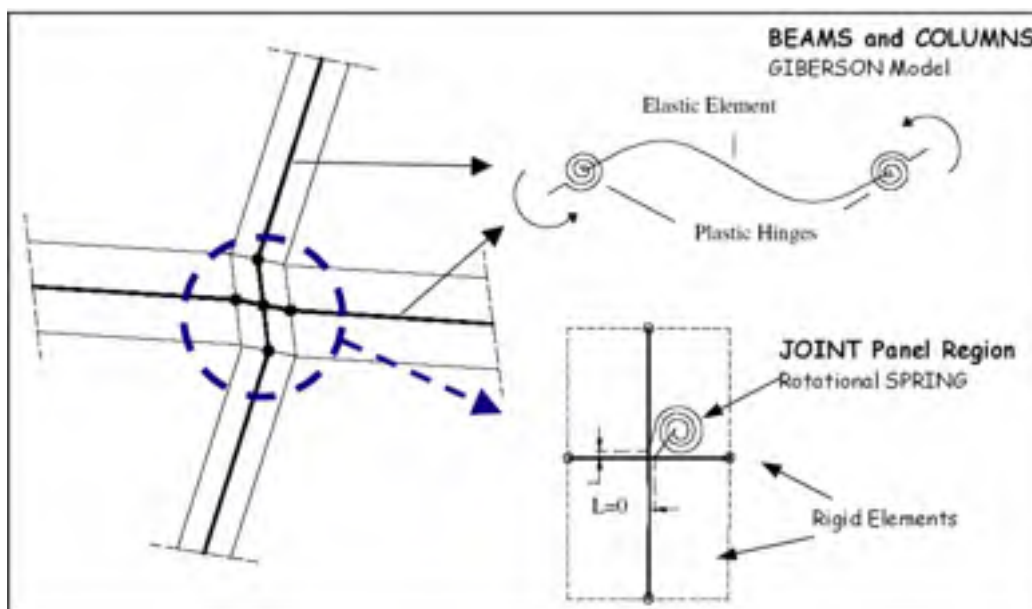


Figure 1.15 Modélisation des éléments de béton : poutres et colonnes avec rotules plastiques de flexion et région du panneau des joints avec rotule de cisaillement  
Tirée de Magenes et Pampanin (2004, p. 3)

Depuis plusieurs décennies, des chercheurs raffinent les modèles hystérétiques des matériaux non linéaires. Parmi les plus reconnus qui sont applicables au béton, il y a les modèles Takeda et Fukada à représentation bilinéaire ou trinéaire, illustrés à la figure 1.16.

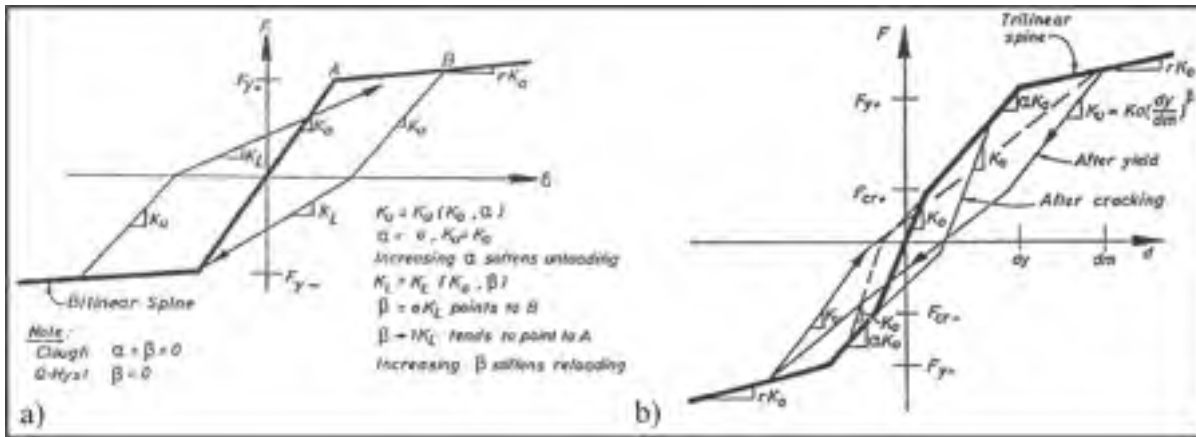


Figure 1.16 a) Modèle Takeda modifié bilinéaire avec dégradation de rigidité, b) Modèle Fukuda trilinéaire Adaptée de Carr (1998)

Les relations forces – déformation du FEMA 356 décrivant le comportement non linéaire des éléments de béton armé correspondent au modèle Takeda (FEMA, 2000, p. 6-13). Toutefois, ce modèle ne présente que la zone en compression (Voir figure 1.17), ce qui est logique pour le béton.

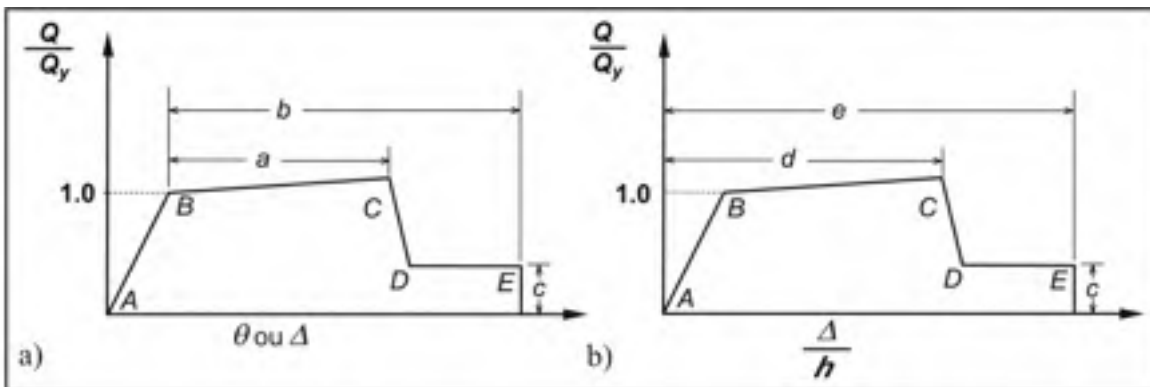


Figure 1.17 a) Déformation absolue, b) Déformation relative Adaptée de Federal Emergency Management Agency (2000, p. 6-13)

Pour un hôtel californien construit en 1910 (Voir section 2.1, p. 41), Miyamoto *et al.* (2003) mentionnent que le comportement non linéaire est limité aux colonnes du rez-de-chaussée, alors les rotules plastiques sont modélisées à cet étage seulement. Ces rotules sont (1) de cisaillement à la mi-hauteur des colonnes et (2) biaxiales – flexion d’après les diagrammes



d'interaction (ACI, 2000) au haut et au bas des poteaux, à une distance de  $2b/3$  des extrémités ( $b$  = largeur des colonnes) (Miyamoto *et al.*, 2003). La position des rotules de cisaillement à la mi-hauteur des colonnes soulève le questionnement, étant donné que le cisaillement par les panneaux de maçonnerie agissant en bielles se produit plutôt dans les coins.

Magenes et Pampanin (2004) ont illustré qu'une modélisation traditionnelle élastique, au lieu d'une modélisation non linéaire appropriée des joints prédit un mécanisme d'étage au premier niveau et non au deuxième, tel que cela survient en réalité dans plusieurs cas de structures avec remplissages. Il se produit, en effet, une redistribution de la demande en déplacement à partir des joints poutres – colonnes du plancher du premier étage vers les colonnes de ce niveau et du rez-de-chaussée.

La modélisation des rotules adoptée pour cette thèse, qui permet d'attribuer un comportement non linéaire ponctuel aux éléments structuraux des modèles, a été effectuée d'après plusieurs sources. Le chapitre 6 présente en détail le cheminement qui a mené à la modélisation pour les analyses *pushover*.

## **1.10 Synthèse de la recension des écrits et prochaines étapes**

Ce premier chapitre présente l'information de base concernant les structures de béton armé avec remplissages de briques non armés (BMR) ainsi que leur comportement lors de séisme. Les constats suivants s'imposent :

- il y a trois zones sismiquement actives au Québec, à l'intérieur desquelles se trouvent plusieurs régions urbaines (ex. Montréal et Ottawa);
- la typologie structurale à laquelle on s'intéresse est abondante partout dans le monde et a fait l'objet de beaucoup d'études. Cependant, est-ce que les structures BMR du Québec sont assez semblables aux structures d'Europe, des États-Unis et d'ailleurs pour que les conclusions posées dans un contexte différent soient valides ? ;

- lors de séismes passés, il y a eu énormément de dommages aux structures BMR. Les dommages affectent les remplissages, mais aussi l'ossature de béton armé. Ils peuvent être de faible gravité (fissure fine) ou catastrophique (effondrement);
- les charpentes existantes, construites sans détails spécifiques améliorant le comportement lors de tremblements de terre (ex. : goujons de cisaillement, bonne conception des joints poutres-colonnes) sont, a priori, considérées avoir une mauvaise réponse sous charge sismique selon une majorité d'experts;
- le type d'analyse qui est préconisé dans cette thèse est l'analyse non linéaire statique (*pushover*) suivant la suggestion de récentes lignes directrices (ASCE, 2007);
- le comportement dans le plan est considéré dans cette recherche ; pas celui hors plan;
- les structures BMR possèdent plusieurs déficiences. Elles mènent à plusieurs modes de rupture identifiables à la suite d'un tremblement de terre (*Revoir* figure 1.5, p. 24);
- un modèle d'analyse satisfaisant devrait permettre de prédire la formation des divers mécanismes de rupture, par exemple le cisaillement des colonnes de béton, la création d'un étage flexible et les dommages aux panneaux de remplissage (écrasement des coins, cisaillement, fissuration diagonale...);
- la modélisation des structures BMR à l'aide de poutres, colonnes, bielles (représentant la maçonnerie) et rotules plastiques est une méthode considérée valide. En effet, pour des analyses comportant quantité d'incertitudes, telles les évaluations de capacité sismique de structures existantes anciennes, cette façon de modéliser les structures devrait mener à des résultats qui peuvent être comparables à ceux obtenus à l'aide d'une représentation très détaillée;
- la portion non linéaire de la réponse de la structure sera représentée par des rotules plastiques ponctuelles localisées aux endroits où des dommages sont attendus, par exemple vers l'extrémité des colonnes et des poutres et au milieu des bielles représentant les remplissages.

## CHAPITRE 2

### CARACTÉRISATION DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE DE BÉTON ARMÉ

La caractérisation des éléments des charpentes de béton armé est essentielle au cours de ce cheminement vers la modélisation. Cette étude comporte le recensement de bâtiments qui correspondent à la typologie structurale considérée, une compilation des propriétés des matériaux qui les composent (béton et acier d'armature), ainsi que l'analyse des techniques de construction de cette ossature.

#### 2.1 Exemples de bâtiments en béton armé avec murs de remplissage

Soulignons d'abord que les édifices mentionnés ici ont été ciblés pour l'accès aux données géométriques et concernant les matériaux. Ils n'ont pas fait l'objet d'une analyse spécifique dans le cadre de cette thèse permettant de juger de leur résistance spécifique en cas de séisme.

L'édifice « D » de l'Hôpital Saint-Sacrement de Québec a récemment fait l'objet d'une étude de la vulnérabilité sismique, par le groupe BPR (Arrien et Lemyre, 2003). Le plan des blocs DX et DY est présenté à la figure 2.1. Ces deux bâtiments, structurellement distincts puisque séparés par un joint de dilatation, mesurent 15 x 46 m et ont dix niveaux. Ils ont été érigés en 1957-58 et leur structure se compose d'un système de cadres en béton armé avec murs de remplissage de briques, le tout conçu pour supporter des charges gravitaires. Les cadres sont formés de colonnes espacées de 7,6 m dont la section varie de 300 x 300 mm à 450 x 450 mm ; ces cadres sont éloignés de 3 m ou 6 m. Selon un spécialiste du domaine de la réhabilitation des bâtiments, la majorité des hôpitaux construits avant 1970 au Québec ferait partie de cette classe typologique : ossature de béton armé avec maçonnerie non armée (Paul Arrien, communication personnelle, 22 novembre 2005).

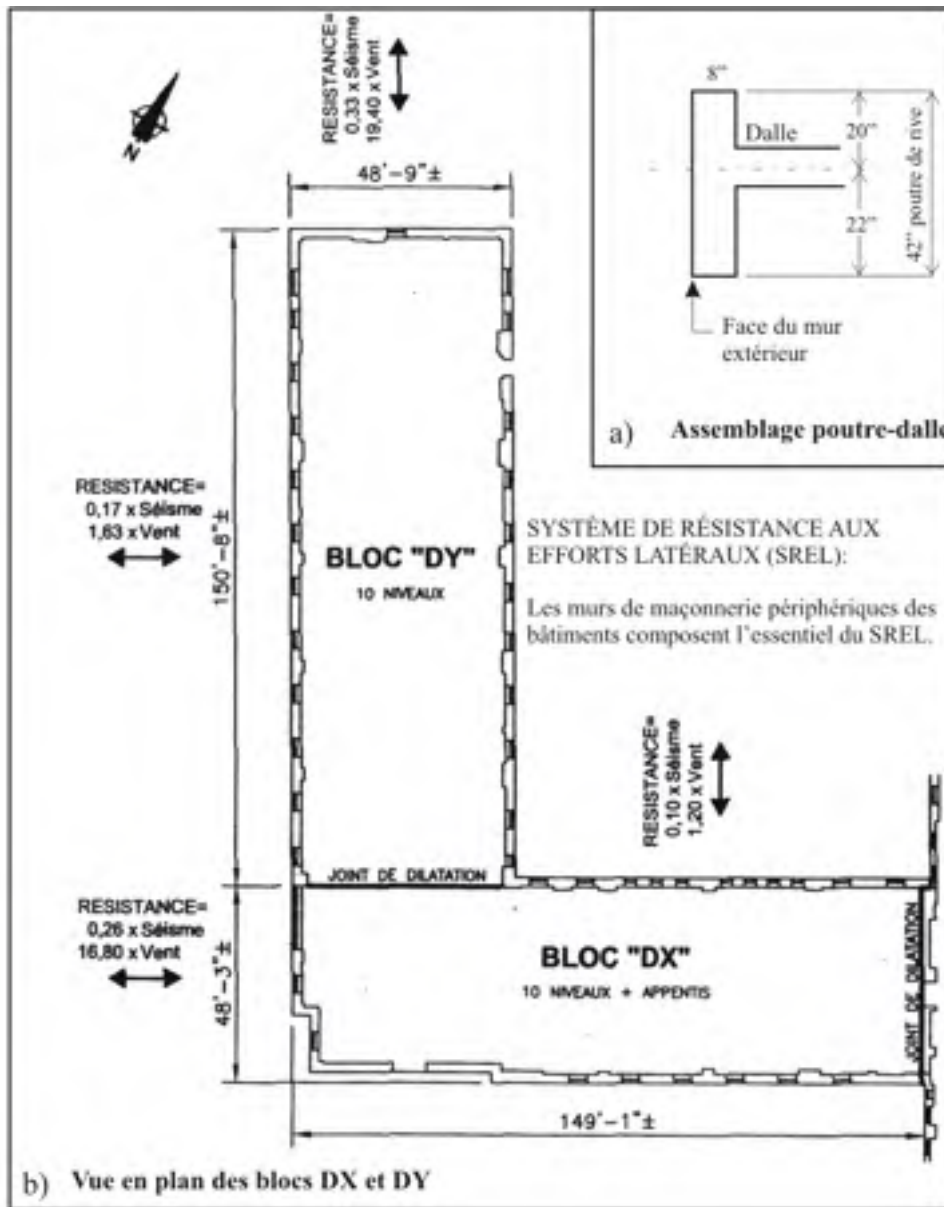


Figure 2.1 Hôpital Saint-Sacrement à Québec  
b) Adaptée d'Arrien et Lemyre (2003)

Un autre bâtiment québécois représente bien la typologie structurale étudiée : l'Édifice André-Laurendeau, situé sur la colline parlementaire de Québec. Cet édifice a été érigé en 1934 avec un système poutres-colonnes et des remplissages de terre cuite. Les dimensions des éléments de l'ossature, ainsi que l'armature présente, varient comme indiqué au tableau 2.1 (p. 43). Ce tableau a été créé à partir des plans de structure d'origine, dont les auteurs sont anonymes (Ingénieurs mandatés par les architectes Lacroix - Drouin et Bergeron, 1934).

À noter que les armatures transversales font 6 mm ( $\frac{1}{4}$  po ou #2) de diamètre et sont installées à 305 mm (1 pied), centre à centre. Ces armatures sont plus petites que celles illustrées en fin de chapitre (Voir figure 2.6, p. 53). Les pourcentages d'armature fluctuent de 0,5 à 1,5 %. L'épaisseur de la dalle de ce bâtiment est d'environ 100 mm (4 po).

Tableau 2.1 Dimensions des éléments structuraux et des armatures, Édifice André-Laurendeau

| Étage                | Dimensions et armature des colonnes, po (mm)                              |   | Poutres (incluant la dalle), po (mm) et aire d'armature               |
|----------------------|---|---|---|
|                      | Intérieures   | Extérieures   |   |
| 7 <sup>e</sup> étage | 18'' x 20'' (460 x 510)<br>4 – $\frac{3}{4}$ '' $\phi$ ( $\rho = 0,5\%$ ) | 19'' x 19'' (480 x 480)<br>4 – $\frac{3}{4}$ '' $\phi$ ( $\rho = 0,5\%$ ) | 10'' x 24'' (250 x 610)<br>A = 2,5 po <sup>2</sup> ( $\rho = 1\%$ )   |
| Rez-de-chaussée      | 26'' x 26'' (660 x 660)<br>9 – 1'' $\phi$ ( $\rho = 1,5\%$ )              | 19'' x 30'' (480 x 760)<br>4 – $\frac{3}{4}$ '' $\phi$ ( $\rho = 0,5\%$ ) | 10'' x 24'' (250 x 610)<br>A = 3,4 po <sup>2</sup> ( $\rho = 1,4\%$ ) |

Un bâtiment typique californien de la période 1950 – 1975 a été étudié par Liel (2006). Les étages ont une hauteur de 4 m. Les colonnes varient de 500 x 500 mm à 600 x 600 mm et sont disposées aux 9 m (6 x 4 travées = 37 m x 55 m). Les poutres ont une profondeur de 500 à 660 mm.

Un deuxième bâtiment californien, un hôtel datant de 1910, a été modélisé et étudié en détail par Miyamoto *et al.* (2003). Cet édifice possède un rez-de-chaussée de 5,5 m de haut et cinq étages de 3,2 m chacun. Il comporte 15 baies est-ouest de 6 m et 5 baies nord-sud de même dimension. La structure de béton armé coulé en place comprend des poutres, des colonnes et des murs de cisaillement. Les poteaux varient de 460 x 460 mm au premier niveau à 350 x 350 mm au sixième.

En Europe, un bâtiment italien de six niveaux conçu vers 1950 a été étudié par Magenes et Pampanin (2004). Le rez-de-chaussée est un peu moins haut que les autres étages, ce qui est inhabituel. Les colonnes de cet édifice sont semblables à celles de l'Hôpital Saint-Sacrement, soit des côtés qui varient de 250 à 350 mm. Elles sont donc de plus faibles dimensions que

celles des deux bâtiments californiens. Les poutres ont une section de 300 x 500 mm. Le pourcentage d'armature est d'environ 1 %.

En conclusion, les colonnes des bâtiments québécois ressemblent à celles des bâtiments californiens : 300 x 300 à 660 x 660 mm. Le bâtiment italien a de plus petites colonnes (250 à 350 mm de côté), mais un pourcentage d'armature semblable à celui de l'Édifice André-Laurendeau. Pour ce qui est des poutres, les dimensions fournies pour trois bâtiments (Québec, Californie et Italie) sont comparables : hauteur de 500-660 mm et largeur de 250-300 mm. Les propriétés des éléments de béton armé des structures du Québec sont donc similaires aux autres.

## 2.2 Propriétés mécaniques du béton

La résistance à la compression du béton ( $f'_c$ ) est une donnée très importante pour modéliser les structures existantes. Des valeurs obtenues par la recension des écrits, incluant des rapports d'analyses de matériaux concernant des édifices du Québec et d'ailleurs, sont présentées à la figure 2.2 et au tableau 2.2.

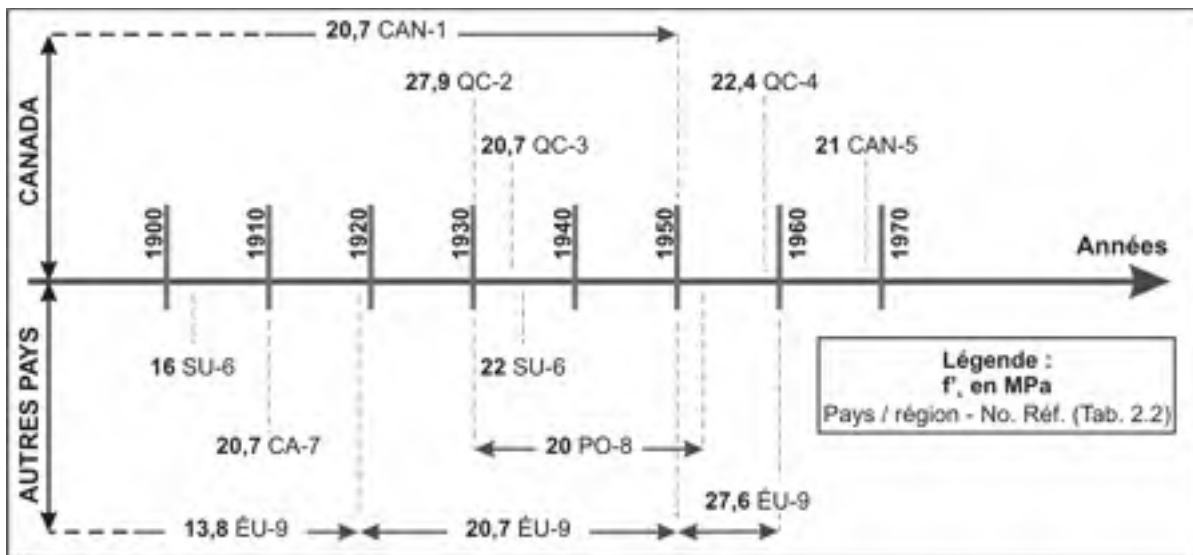


Figure 2.2 Résistance à la compression du béton d'après la recension des écrits

Afin de déterminer la résistance à utiliser dans les modèles, les neuf valeurs du tableau 2.2 correspondant à la période étudiée (1915-1960) ont été retenues (cela exclut les trois lignes où le texte est en caractère gras). La médiane des neuf valeurs de résistance en compression est de 20,7 MPa. Cette médiane comprend trois valeurs extrêmes (13,8 ; 27,6 et 27,9 MPa). Si on retire ces trois valeurs de l'échantillon, la médiane demeure exactement la même, alors la valeur de 20,7 MPa est la résistance à la compression ( $f'_c$ ) pour la période étudiée.

Tableau 2.2 Résistance à la compression du béton ( $f'_c$ ) d'après la recension des écrits

| Années          | $f'_c$ (MPa)               | Pays / régions         | Références                            | No réf. (figure 2.2) |
|-----------------|----------------------------|------------------------|---------------------------------------|----------------------|
| < 1950          | 20,7                       | Canada (CAN)           | (Biddah, 1997)                        | 1                    |
| 1930            | 27,9 moyenne (23,3 à 36,5) | Québec (QC)            | (Technisol inc., 2000)                | 2                    |
| 1934            | 20,7                       |                        | (Gauthier, 1976)                      | 3                    |
| 1958            | 22,4 moyenne (20,7 à 24,1) |                        | (Arrien et Lemyre, 2003)              | 4                    |
| <b>Fin 1960</b> | <b>21</b>                  | <b>Canada (CAN)</b>    | <b>(Ghobarah <i>et al.</i>, 2000)</b> | <b>5</b>             |
| <b>1903</b>     | <b>16<sup>a</sup></b>      | Suisse (SU)            | (Lang, 2002)                          | 6                    |
| 1935            | 22 <sup>a</sup>            |                        |                                       |                      |
| <b>1910</b>     | <b>20,7</b>                | <b>Californie (CA)</b> | <b>(Miyamoto <i>et al.</i>, 2003)</b> | 7                    |
| 1930 - 53       | 20                         | Portugal (PO)          | (Proença <i>et al.</i> , 2004)        | 8                    |
| < 1918          | 13,8                       | É.-U. (ÉU)             | (Newman, 2001)                        | 9                    |
| 1918 - 50       | 20,7                       |                        | (Corley, 2000)                        |                      |
| 1950 - 60       | 27,6                       |                        |                                       |                      |

<sup>a</sup> La valeur provient d'une norme et non d'un rapport d'expertise.

Plutôt que d'utiliser un chiffre unique, on pourrait prendre des valeurs de  $f'_c$  qui seraient établies en fonction des éléments structuraux (poutre, colonne ou dalle). Un exemple est fourni dans le document FEMA 356, dont un extrait est reproduit au tableau 2.3. D'après ce tableau, pour les années 1920 à 1949 (la période centrale visée par la présente étude) la

résistance minimale prévue est 20,7 MPa (13,8 MPa \* 1,5 selon la note du tableau 6-4 du FEMA), tandis que la valeur moyenne prévue est 25,9 MPa (17,25 MPa \* 1,5). Cette dernière est supérieure de 23 % à la résistance en compression choisie (20,7 MPa). La valeur de 20,7 MPa est conservée puisqu'elle est basée sur une dizaine de références, dont 50 % sont canadiennes. Aussi, la plupart ont été obtenues par des tests en laboratoire.

Tableau 2.3 Résistance en compression nominale par défaut pour le béton structural  
Adapté de Federal Emergency Management Agency (2000, tableau 6-3)

| Périodes    | Résistances nominales en MPa <sup>a</sup> |             |             |
|-------------|---|-------------|-------------|
|             | Poutres                                   | Colonnes    | Dalles      |
| 1900 – 1919 | 13,8 – 20,7                               | 10,3 – 20,7 | 10,3 – 20,7 |
| 1920 – 1949 | 13,8 – 20,7                               |             |             |
| 1950 – 1969 | 20,7 – 27,6                               |             |             |

<sup>a</sup> Multiplier ces valeurs nominales (spécifiées dans les documents de construction) par 1,5 pour obtenir la résistance prévue, comme cela est présenté dans FEMA 356 (FEMA, 2000, tableau 6-4)

Dans les premiers temps suivant la construction des structures de béton, la résistance à la compression augmente. La cause est l'hydratation qui se poursuit sur une longue période après la coulée. L'évolution de la résistance dans le temps ( $f_{ck}(t)$ ) est décrite dans le cahier technique SIA 2018, article 3.2.1.3 (Société suisse des ingénieurs et des architectes, 2004). Il peut y avoir une grande augmentation, jusqu'à 100 % de  $f'_c$  après cinq à dix ans (Lang, 2002). Dans cette référence, la résistance à la compression du béton armé était supérieure de 50 % par rapport à la celle spécifiée au moment de la conception de l'ouvrage. Dans la thèse de Biddah (1997), portant sur les joints poutres – colonnes en béton armé, une relation concernant la résistance en compression dans le temps est utilisée. Cette relation (Branson, 1977) est l'équation 2.1 :

$$(f_c)_t = t \times (f'_c) / (4 + 0,85t) \quad (2.1)$$

Où  $t$  est l'âge du béton en jours,  $f'_c$  est la résistance à la compression de ce matériau à 28 jours et  $(f_c)_t$  est la résistance à la compression à  $t$  jours. Pour un béton datant de 32 ans et plus, l'augmentation de résistance est de 17,6 %. Pour un béton âgé d'un an seulement,



l'accroissement est de 16,2 %. Donc, toute structure existante depuis au moins 30 ans a un gain de résistance de l'ordre de 17,6 % par rapport à la résistance prévue à 28 jours. D'un autre côté, il faut tenir compte de la dégradation du béton dans le temps due à l'environnement, aux charges accidentelles, aux cycles de gel – dégel, aux attaques causées par les sulfates, aux changements de température, aux irradiations, etc. Ces causes mènent à une diminution linéaire de 10 à 30 % de la résistance initiale après une période de 40 ans (Mori et Ellingwood, 1993). D'autres auteurs ont défini une relation semblable. Par exemple, après 40 ans, la résistance résiduelle varierait de 70 à 90 % de la résistance originale (Ghobarah *et al.*, 2000). Pour les structures âgées de plus de 50 ans (construites avant 1960), on estime que la résistance résiduelle serait de 70 %. Pour des charpentes datant de 1915, la résistance résiduelle serait de l'ordre de 60 % en 2000.

En combinant les effets de gain et de perte de résistance, on obtient pour un béton de 1960 une résistance à la compression égale à  $1,176 * 0,7 f'_c = 0,82 f'_c$ . Pour un béton datant de 1915, elle serait de  $0,7 f'_c$ . La moyenne de ces deux résultats, correspondant à la période des années 1930, est  $0,75 f'_c$  de la résistance à la compression qui est une valeur minimale spécifiée. Dans le cas présent, la résistance sélectionnée de 20,7 MPa est une moyenne de valeurs observées ; elle est donc maintenue et n'est pas affectée par les effets du temps, puisqu'ils sont déjà inclus dans les mesures de résistance prises en laboratoire. De plus, cela correspond à un béton qui aurait eu une résistance de 27,6 MPa à la coulée, ce qui est plausible.

Une autre propriété du béton est importante pour la modélisation : le module d'élasticité,  $E_c$ . Il est lié à la résistance en compression, selon l'équation 2.2 (ACNOR, 2004, art. 8.6.2) et la densité du matériau ( $\rho_c$  en  $\text{kg/m}^3$ ) qui varie de 2300 à 2500  $\text{kg/m}^3$  pour le béton standard. En l'absence de données pour la densité, la valeur courante de 2400  $\text{kg/m}^3$  a été utilisée. Pour un béton de 2400  $\text{kg/m}^3$  ayant une résistance en compression de 20,7 MPa,  $E_c$  vaut, selon l'équation 2.2, 23,4 GPa.

$$E_c = [3300 \cdot \sqrt{f'_c} + 6900] \cdot \left( \frac{\rho_c}{2300} \right)^{1,5} ; 1500 \leq \rho_c \leq 2500 \text{ kg / m}^3 \quad (2.2)$$

Il est à noter que l'équation usuelle de  $4500 \cdot (f'_c)^{1/2}$  pour les bétons de 20 à 40 MPa donne un module d'élasticité inférieur, égal à 20,5 GPa. Toutefois, étant donné la nature paramétrique des analyses réalisées, la valeur du module d'élasticité choisie aura peu d'influence sur l'analyse comparative des résultats.

### 2.3 Propriétés mécaniques de l'acier d'armature

Dans les structures en béton armé, l'acier contribue à la résistance des éléments en reprenant les efforts de tension. Sa résistance en traction dépend du type d'acier utilisé. Jusqu'à la fin des années 30, l'acier doux (*mild steel*) était généralement utilisé. Puis, après la Deuxième Guerre mondiale, l'acier dur a été introduit, avec une résistance de 25 % supérieure à celle de l'acier doux (Addis, 1997). Le tableau 2.4 présente quelques données sur ce matériau, au fil des années et des régions.

Lang (2002) rapporte que des tests menés sur des aciers commerciaux en Suisse dans les années 1940 – 1950 ont montré que la résistance moyenne en tension de l'acier excédait de 25 % les exigences minimales du code. C'est pourquoi une majoration de 20 % de  $f_y$  a été utilisée dans la thèse de Lang (2002). Selon le tableau 2.4, pour la période à l'étude (1915 à 1960), la résistance à l'écoulement  $f_y$  de l'acier représentative est 307 MPa (moyenne et médiane), que nous arrondissons à 300 MPa. Deux valeurs n'ont pas été considérées puisqu'elles sont hors de la plage de temps (caractères gras). Le calcul tient compte du fait que les barres des ouvrages datant de ces années-là sont la plupart lisses, et que le court chevauchement affecte la résistance. Pour ce qui est de  $f_u$ , la résistance à l'ultime en tension, vu le faible nombre de données disponibles, la valeur minimale par défaut du FEMA 356 sera utilisée, soit 475 MPa pour les structures construites entre 1910 et 1959 (2000, p. 6-2).

Tableau 2.4 Résistance de l'acier d'après la recension des écrits

| Lieu              | Période         | Résistances (MPa)    |                  | Note  | Référence                             |
|-------------------|-----------------|----------------------|------------------|---|---------------------------------------|
|                   |                 | À l'écoulement $f_y$ | À l'ultime $f_u$ |   |                                       |
| Canada            | 1930            | 358                  | 565              | carrée, crénelée, acier dur   | (Nollet et Chaallal, 2001)            |
|                   |                 | 220                  | 336              | ronde, lisse, acier doux  |                                       |
| Québec            | 1934            | 276                  | s.o.             | s.o.  | (Gauthier, 1976)                      |
| Canada            | < 1950          | 400                  | s.o.             | s.o.  | (Biddah, 1997)                        |
| <b>Canada</b>     | <b>Fin 1960</b> | <b>300</b>           | <b>s.o.</b>      | <b>s.o.</b>   | <b>(Ghobarah <i>et al.</i>, 2000)</b> |
| <b>Californie</b> | <b>1910</b>     | <b>290</b>           | <b>496</b>       | <b><math>f_y = 448</math> réduite à cause du faible chevauchement</b> | <b>(Miyamoto <i>et al.</i>, 2003)</b> |
| Portugal          | 1930-1953       | 307                  | s.o.             | s.o.  | (Proença <i>et al.</i> , 2004)        |
| Suisse            | 1935            | 240                  | 360-450          | normal (I)  | (Lang, 2002)                          |
|                   |                 | 350                  | 520-620          | haut grade (II)   |                                       |

Pour ce qui est de l'érouissage, il varie selon la teneur en carbone de l'acier. Étant donné que l'acier a beaucoup évolué tout au long de la période couverte par la présente étude, le phénomène d'érouissage est lui aussi variable; il peut soit améliorer la résistance en fin de courbe contrainte-déformation (acier dur, après 1930) ou alors la diminuer (acier doux, avant 1930). Par conséquent, la surrésistance n'est pas prise en considération. L'allure générale de la courbe de traction de l'acier est illustrée à la figure 2.3.

L'Édifice *Eaton*, au centre-ville de Montréal, possède une section érigée en 1930. Dans le cadre de la réhabilitation du bâtiment, des poutres secondaires en béton armé ont été évaluées à l'École de technologie supérieure (ÉTS). Des tests sur l'acier d'armature ont permis de définir que le module d'élasticité de l'acier  $E_s$  varie de 192 à 259 GPa (Nollet et Chaallal, 2001). La déformation unitaire à la plastification ( $\epsilon_y$ ) variait de 1 % pour la barre lisse à

1,6 % pour la barre Khan, tandis qu'à la rupture ( $\epsilon_u$ ) atteignait 35 % pour la barre lisse, 20 % pour la barre carrée et 36 % pour la barre Khan (Perreault, 2002, p. 61).

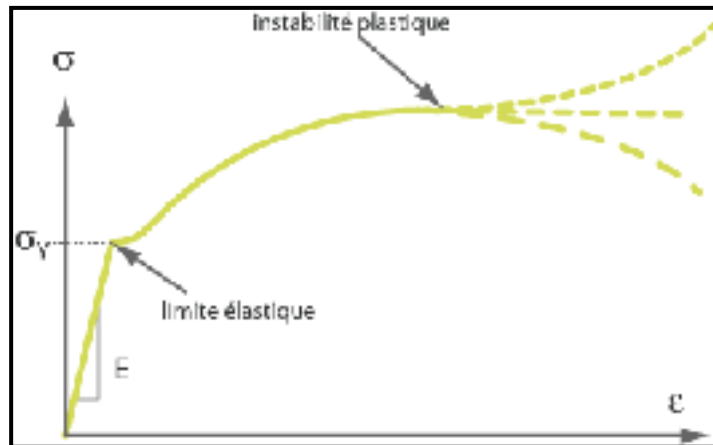


Figure 2.3 Allure générale de la courbe de traction (contrainte-déformation) d'un acier  
Tirée de ENS Cachan (ENS Cachan, 2012)

En 1981, le *Concrete Reinforcing Steel Institute* a recommandé des procédures pour l'analyse des barres anciennes afin de tenir compte de leur adhérence limitée due aux crénelures inexistantes ou inadéquates. Il est suggéré de considérer que l'efficacité est diminuée de 50 % pour toutes les variétés d'armatures produites avant 1947 (Newman, 2001, p. 180-181). De plus, la longueur de développement spécifiée dans les codes actuels peut être doublée (et multipliée par le ratio suivant : contrainte de plastification réelle / prévue). Cette méthode prudente a l'avantage de permettre l'analyse des barres, peu importe leur surface (lisse, crénelée...).

## 2.4 Configuration de l'armature

Il y a plusieurs manquements en matière de protection parasismique des structures de béton armé concernant les armatures, par exemple : 1) chevauchement au bas des colonnes, 2) grand espacement des étriers, 3) absence d'étriers dans les joints poutres-colonnes, 4) absence de crochets à 135° (Voir figure 2.4).

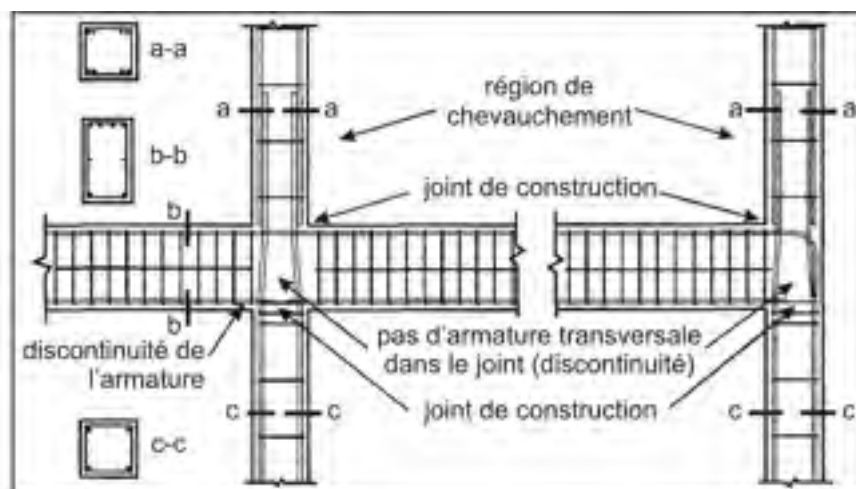


Figure 2.4 Détails jugés potentiellement dangereux typiques des structures anciennes de béton armé conçues pour les charges gravitaires seulement  
Adaptée de Beres *et al.* (1996, p. 187)

La figure 2.5 illustre la disposition typique des armatures à un joint poutre-colonne pour les structures américaines conçues selon un code antérieur à 1976. Les structures québécoises ont les mêmes caractéristiques, puisque les codes de conception étaient semblables.

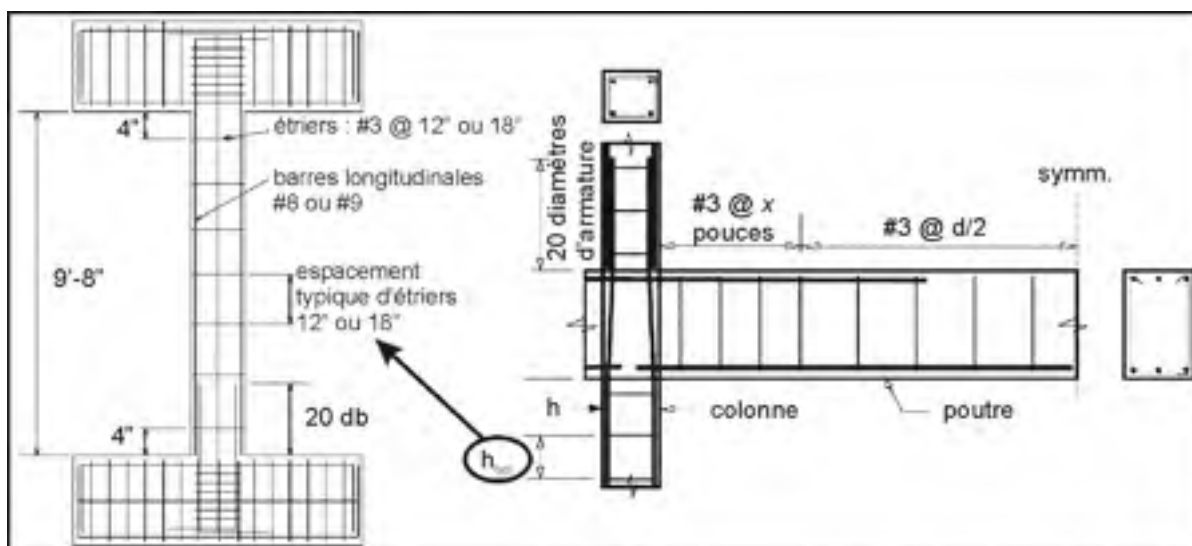


Figure 2.5 Détails d'armature de bâtiments de l'Ouest américain construits selon un code antérieur au UBC 1976 : espacement des étriers : 12 ou 18 pouces (300 ou 450 mm)  
Adaptée de Moehle (2000, p. 2 et 8)

Dans le *Uniform Building Code* 1970 (ICBO), il n'y avait pas de conception explicite des joints pour leur donner une résistance parasismique adéquate (Liel, 2006). Jumelé à l'absence de notions de dimensionnement en capacité (*capacity design*), on comprend pourquoi les structures conçues selon les codes antérieurs à 1970 possèdent des déficiences importantes mises en évidence à la suite de séismes majeurs. Les modes de rupture des joints dépendent du type de joints (intérieur ou extérieur) et des solutions structurales adoptées, par exemple des barres lisses qui ont très peu d'adhérence (Magenes et Pampanin, 2004). *Revoir* la figure 1.9.b (p. 27) pour un exemple de dommage aux joints périphérique.

Les joints des bâtiments construits avant 1970 peuvent être considérés comme ayant une certaine flexibilité (ils ne sont pas 100 % rigides), une caractéristique soulevée par différents experts, dont Biddah (1997). L'influence de la variation de ce paramètre sur la réponse du modèle pourrait être vérifiée lors de travaux de recherche subséquents à cette thèse.

Comme illustrée à la figure 2.6, la quantité d'armatures dans les constructions de béton armé modernes est plus importante ( $\rho = 1,9\%$ ) que dans les structures existantes ( $\rho = 1\%$ ). La capacité des colonnes modernes en ductilité (capacité à se déformer plastiquement sans se rompre) repose sur les détails de conception parasismiques des armatures. Par exemple, pour l'armature transversale constituée d'étriers, ces derniers doivent être accrochés à leurs extrémités (crochets à  $135^\circ$ ) et pas seulement chevauchés, afin d'offrir le confinement nécessaire pour assurer la ductilité.

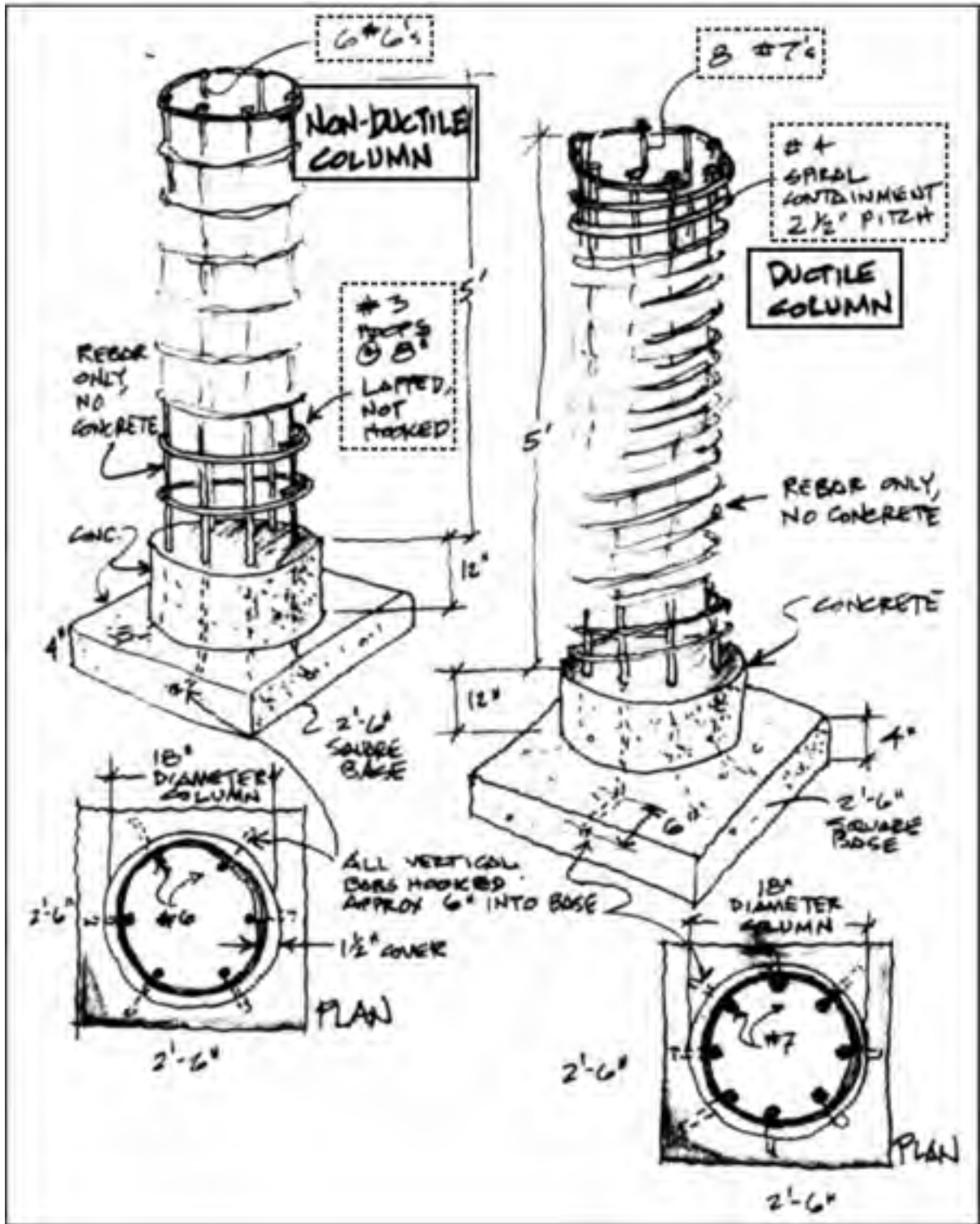


Figure 2.6 Armature d'une colonne non ductile versus une colonne ductile  
Adaptée de CUREE (2006, p. 12)

## 2.5 Synthèse

L'examen de divers bâtiments existants de type BMR, érigés entre les années 1910 et 1970 au Québec, en Californie et en Italie, a été réalisé. Il a permis de voir que ces charpentes ont des colonnes habituellement carrées de 250 x 250 mm à 600 x 600 mm. La section de ces poteaux diminue un peu en montant les niveaux.

Les deux propriétés mécaniques du béton qui sont essentielles pour la modélisation ont été établies par la recension des écrits, incluant des résultats sur des matériaux prélevés d'édifices existants. La résistance à la compression moyenne,  $f'_c$ , a été fixée à 20,7 MPa, tandis que le module d'élasticité est  $E_c = 23,4$  GPa. Des sources semblables ont permis de définir les résistances en traction à l'écoulement (300 MPa), et à l'ultime (475 MPa) pour l'acier d'armature. Peu de données étaient disponibles pour le module de Young de ce matériau, alors celui utilisé de nos jours est choisi :  $E_s = 200$  GPa.

L'étude des schémas d'armature typiques des années 1915 – 1960 a mené à l'identification de plusieurs déficiences parasismiques pour ces ossatures de béton armé qui n'étaient conçues que pour des charges gravitaires. Les principales lacunes sont le faible pourcentage d'acier, le chevauchement en zone critique (au bas des colonnes), les étriers trop distancés et non continus dans les joints ainsi que les armatures terminant à angle droit au lieu de 135°. Cette dernière caractéristique est l'une des plus importantes assurant le comportement ductile lors de séismes.



## CHAPITRE 3

### CARACTÉRISATION DE LA MAÇONNERIE

Dans ce chapitre sont présentées les données recueillies sur les matériaux et techniques de construction des remplissages de maçonnerie qui seront utilisées lors de la création des modèles d'analyse. Avant d'aborder les aspects techniques, la construction typique des murs de remplissage est décrite à la section 3.1 et illustrée par un exemple à la section 3.2. Les trois sections qui suivent (3.3 à 3.5) présentent les propriétés recueillies et leur utilité. Enfin, les sections 3.6 et 3.7 établissent les propriétés retenues pour les deux types de maçonnerie courants : de briques et de terre cuite.

Étant donné que les propriétés des matériaux sont très variables, leur étude vise à définir des caractéristiques moyennes qui sont les plus proches possible des matériaux réels afin de diminuer l'incertitude des modèles à réaliser.

#### **3.1 Construction typique des murs de remplissage**

Lors de la conception des bâtiments avec remplissages avant 1960, la brique de remplissage était considérée comme non structurale, comme c'est parfois encore le cas aujourd'hui. Elle n'apparaissait pas sur les plans de structure, ni sur aucun autre plan bien souvent! Et lorsque les murs de remplissage figuraient sur des plans, les dimensions et épaisseurs des matériaux utilisés au chantier correspondaient peu souvent à ce qui avait été prévu lors de la conception. Malgré cela, quelques généralisations peuvent être faites. Les murs de remplissage étaient souvent composés de terre cuite à l'intérieur ( $\frac{1}{2}$  ou 1 tuile d'épaisseur = 2 ou 4 pouces = 50 ou 100 mm), d'un espace d'air, de brique (3 ou 4 épaisseurs = 12 ou 16 pouces = 300 ou 400 mm) et d'un revêtement de pierres lorsque désiré (4 à 6 pouces = 100 à 150 mm). Une coupe type des murs de remplissage en maçonnerie de la région de Québec est illustrée à la figure 3.1 (selon une communication personnelle avec M. Paul Arrien, 22 novembre 2005). La brique des murs de remplissage se situe entre la pierre extérieure et la terre cuite.

Il y a parfois absence de briques ; des tuiles de terre cuite forment alors les murs de remplissage. Dans ce cas, la faible rigidité du remplissage par rapport au béton fait en sorte que l'ossature risque moins d'être endommagée advenant un séisme.

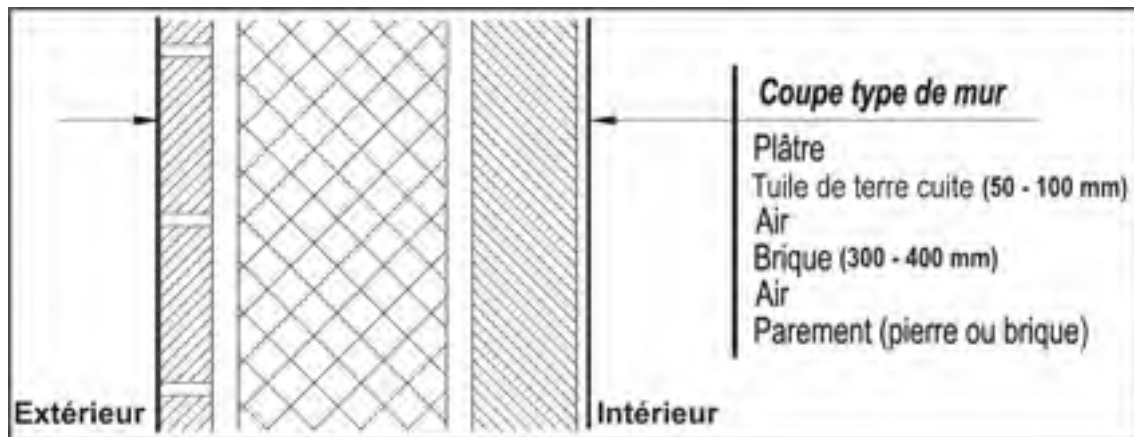


Figure 3.1 Coupe d'un mur de remplissage typique  
Dessin de Jean-François Bertrand

Concernant la brique des murs de remplissage utilisée des années 1940 aux années 1970, c'était souvent de la brique qui était donnée aux entrepreneurs, puisqu'elle servait à lester les bateaux venus récupérer de la marchandise au Québec pour exportation. Cette brique n'avait pas les dimensions normalisées des briques nord-américaines ; c'est pourquoi les dimensions des murs de remplissage varient beaucoup d'un bâtiment à l'autre.

La brique était posée pêle-mêle avec peu de mortier, de façon à lier minimalement les parois intérieure et extérieure et remplir le vide entre elles. Afin de valider la composition des murs d'un bâtiment spécifique pour l'évaluation de sa capacité sismique, il est très important de pratiquer des ouvertures dans les murs à quelques endroits.

### 3.2 Édifice André-Laurendeau / Hôtel du Gouvernement

L'Édifice André-Laurendeau de la colline parlementaire de Québec (Voir figure 3.2) a fait l'objet de plusieurs études de vulnérabilité sismique depuis 1991.

Les plans d'architecture et de structure d'origine (1934) ainsi que les plans de rénovation des années 1990 ont été consultés aux bureaux de SNC-Lavalin à Québec. Une description de l'ossature en béton a été présentée à la section 2.1 (p. 41).

Les murs intérieurs de cet édifice sont fabriqués de tuiles de terre cuite. Plusieurs cloisons ont deux parois très éloignées afin de permettre le passage des conduits de mécanique, plomberie et électricité (*Voir* figure 3.2.c). L'épaisseur des tuiles est de 100 ou 150 mm. Pour ce qui est des murs extérieurs, la composition est la suivante : tuile de terre cuite de 100 mm, espace d'air, 400 mm de brique, parement de pierre. Cet assemblage correspond à la composition type (*Revoir* la figure 3.1).

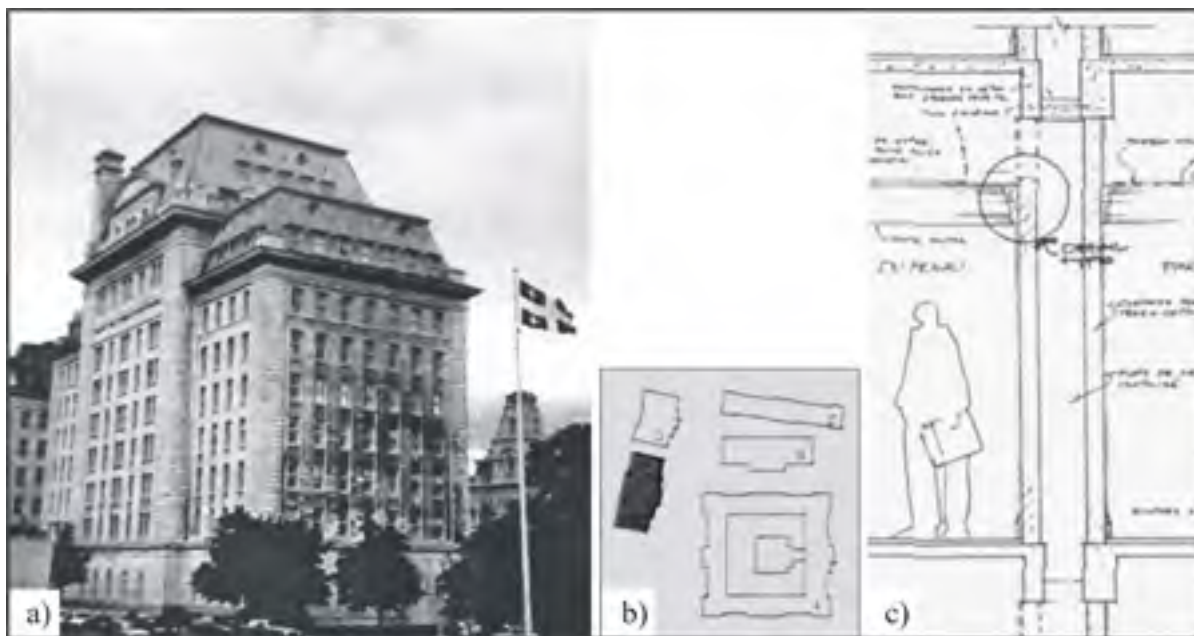


Figure 3.2 a) Édifice André-Laurendeau, b) localisation de l'Édifice André-Laurendeau (en noir) sur la colline Parlementaire, c) paroi double de terre cuite a) et b) Tirée d'une étude de réhabilitation de SNC-Lavalin (1991); c) Tirée de Gilbert (1990)

### 3.3 Propriétés requises pour les analyses structurales

En vue de la modélisation de la maçonnerie, qu'elle soit de niveau simple (bielle) ou détaillé (analyse par éléments finis), plusieurs propriétés sont requises pour chacun des constituants. Pour le mortier, ainsi que pour les briques et les tuiles de terre cuite, il est utile de connaître

les modules d'élasticité et de cisaillement, les contraintes d'écoulement et ultimes (en tension et en compression) ainsi que les déformations unitaires limites en compression et en traction. En fait, il est idéal de connaître les courbes complètes de comportement des multiples matériaux présents dans la maçonnerie à modéliser. Il est assez ardu de trouver les valeurs de ces différents paramètres. Sans contredit, une infinité de combinaisons peuvent être créées avec les divers matériaux des panneaux de remplissage et des éléments des cadres de béton. Il est donc rare de dénicher dans la littérature des résultats comparables dans plusieurs sources distinctes afin de tirer des conclusions. Aussi, les coûts élevés des tests en laboratoire limitent le nombre de répétitions des essais sur des spécimens semblables, alors que les constats obtenus de modèles réduits doivent être considérés avec précaution, étant donné l'effet d'échelle (Crisafulli, 1997). Dans les prochaines sections, des valeurs sont présentées pour les différentes caractéristiques requises pour la modélisation. Les valeurs recueillies dans diverses sources seront d'abord présentées, suivies des données retenues.

Il est évident que les résistances à divers types d'efforts dépendent de plusieurs facteurs. Un exemple est la résistance à la compression de l'assemblage, qui est liée, entre autres, aux dimensions des unités, à la résistance et à l'épaisseur du mortier, à la mise en œuvre, au contenu en humidité et à l'exposition au gel (Grimm, 2000). Alcocer et Klingner (1994) ont étudié la capacité en compression de plusieurs sortes de maçonnerie. Ils ont trouvé qu'elle est déterminée par la qualité des matériaux bruts.

En général, la résistance à la compression et le module d'élasticité réels sont plus grands que les valeurs minimales des codes. Par exemple, Ip (1999) a réalisé des essais pour définir de façon réaliste les caractéristiques de prismes de maçonnerie. Sa conclusion est que la résistance à la compression des prismes dépend principalement de la résistance à la tension des unités composant la maçonnerie. Une autre conclusion de cette thèse est que la norme canadienne pour la conception des structures de maçonnerie aux états limites (CSA S304.1-94 dans la thèse d'Ip, remplacée par la norme CSA S304.1-04) est conservatrice en ce qui concerne les valeurs proposées pour la résistance à la compression des prismes. Cette marge

est nécessaire pour assurer la sécurité lors de l'évaluation de la résistance ultime en l'absence de données d'essais pour une structure particulière.

### 3.4 Mortier

Les proportions des composantes du mortier sont habituellement données ainsi : ciment-chaux-sable. Le tableau 3.1 indique les rapports volumiques du ciment, de la chaux et du sable pour le mortier existant.

Tableau 3.1 Composantes des divers types de mortier  
Adaptée de Mack et Speweik (1976)

| Désignation | Proportions volumiques des composantes du mortier |                |                     |
|-------------|---|----------------|---------------------|
|             | Ciment  | Chaux hydratée | Sable               |
| M           | 1   | $\frac{1}{4}$  | 3 – 3 $\frac{3}{4}$ |
| S           | 1   | $\frac{1}{2}$  | 4 – 4 $\frac{1}{2}$ |
| N           | 1   | 1              | 5 – 6               |
| O           | 1   | 2              | 8 – 9               |
| K           | 1   | 3              | 10 – 12             |
| L           | 0   | 1              | 2 $\frac{1}{4}$ – 3 |

Une courbe de contraintes – déformations pour les mortiers courants est présentée à la figure 3.3. Le graphique montre que plus le contenu en chaux est élevé, plus le module d'élasticité diminue. C'est le type O, à teneur élevée en chaux hydratée, qui est utilisé dans la présente étude. Il a été choisi à la suite de l'analyse des descriptions de mortiers de structures anciennes disponibles (Emley, 1917 ; Davison *et al.*, 1975 ; Beaulieu, 2006).

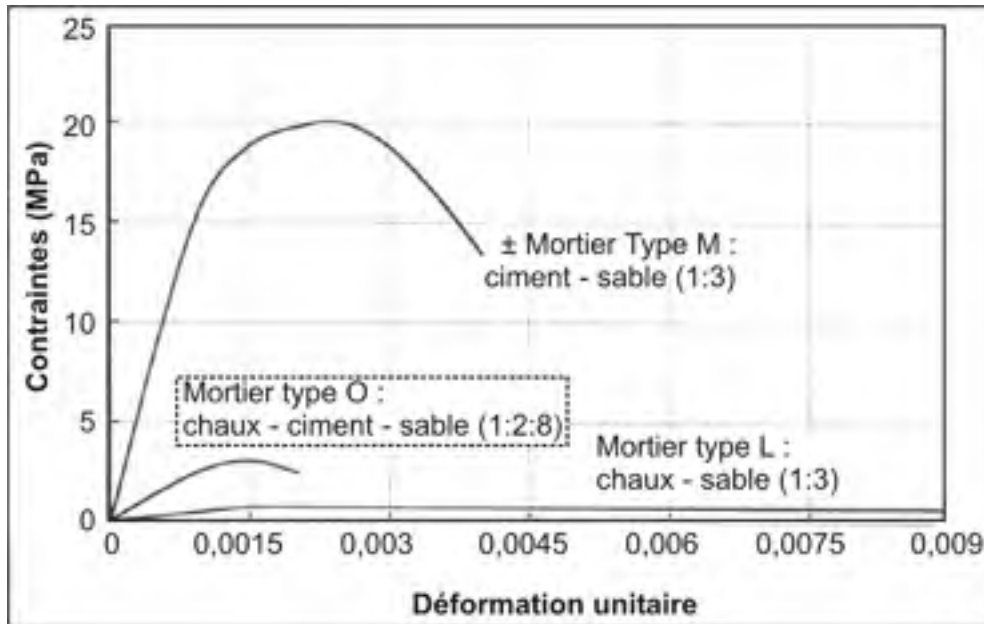


Figure 3.3 Relation contrainte – déformation pour trois types de mortier  
Adaptée de Sahlin (1971), dans Crisafulli (1997)

### 3.5 Propriétés recueillies

Les valeurs obtenues pour la brique proviennent de cinq études présentant l'analyse de la maçonnerie de quatre bâtiments québécois et un bâtiment américain (tableau 3.2, p. 62). Les divers assemblages contiennent du mortier K, O ou N. Des données semblables issues de la recension des écrits sont présentées au Tableau-A I-1 de l'annexe I (p. 183). Voici des renseignements supplémentaires aux deux tableaux :

- la résistance en cisaillement de la maçonnerie de l'Hôpital St-Sacrement (Arrien et Lemyre, 2003) est très faible (0,22 MPa) par rapport aux valeurs fournies pour de la maçonnerie de pierres (PWSGC, 2000). Pour cette dernière, un minimum de 0,2 MPa est recommandé pour une maçonnerie de gravier et des résistances de 0,4 et 0,5 MPa pour la maçonnerie de calcaire et de grès. Il est de pratique courante d'utiliser dans les calculs la valeur très conservatrice de 0,15 MPa pour la brique et 0,07 MPa pour les tuiles de terre cuite et d'estimer rapidement la résistance au cisaillement à l'aide de la surface nette en plan des murs (communication personnelle, M. Arrien, 22 nov. 2005);

- le coefficient de Poisson,  $\nu$ , lie les modules d'élasticité et de cisaillement selon cette équation :  $G = E / (2 (1+\nu))$ . D'après les chiffres de l'annexe I (p. 183),  $\nu_m$  vaut 0,25 pour la référence où  $G$  et  $E$  sont fournis (Grimm, 2000). Alors  $G = 0,4 * E$ . Cette valeur de 0,4 est recommandée en l'absence de donnée précise dans la plupart des codes nationaux de maçonnerie, incluant l'Eurocode 6 (1995);
- dans Grimm (2000), on indique une masse volumique moyenne pour la maçonnerie de briques de  $1858 \text{ kg/m}^3$  ( $18,6 \text{ kN/m}^3$ ) et une masse surfacique moyenne de  $212 \text{ kg/m}^2$  avec des briques de 100 mm de largeur;
- selon la norme CSA S304.1-94 (1994), la contrainte de compression maximale admissible dépend du type d'unité de maçonnerie et de mortier. Pour un mortier de type N liant des unités ayant une résistance ultime à la compression de 30 à 42 MPa, cette contrainte de compression maximale admissible est de 1,4 MPa. Les contraintes admissibles correspondent environ à la limite élastique divisée par un facteur de sécurité;
- l'adhérence en flexion de la maçonnerie à la Centrale de Beauharnois varie de 0,2 à 2 MPa (Beaulieu, 2006). Les briques ont ces dimensions moyennes : 195 x 98 x 58 mm;
- la résistance de l'interface de mortier a été étudiée tôt, puisque c'est l'endroit le plus vulnérable de la maçonnerie. La résistance d'une liaison de mortier de type N varie de 0,13 à 0,26 MPa (Palmer et Hall, 1931). D'autres tests donnent des résistances au cisaillement de 0,53 à 0,59 MPa, lorsqu'il y a de la chaux et du ciment (Krauss, 1931);
- lors d'essais de rupture en compression, ce sont très souvent les rangs de briques en boutisse (perpendiculaires au plan du mur) qui cèdent. Une plus grande proportion de ces éléments pourrait donc être bénéfique pour diminuer la rigidité des remplissages (Bureau of standards, 1924, p. 5);
- les dimensions des briques régulières modernes sont  $8 \times 3 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{4}$  po ( $203 \times 92 \times 57 \text{ mm}$ ). Au début du 20<sup>e</sup> siècle, deux formats de brique étaient produits dans l'est des États-Unis :  $9 \frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{2} \times 2 \frac{3}{4}$  po d'une usine du New Jersey ( $241 \times 114 \times 70 \text{ mm}$ ) et  $9 \frac{1}{4} \times 4 \frac{5}{8} \times 2 \frac{1}{4}$  po du District de Columbia ( $235 \times 117 \times 57 \text{ mm}$ ) (Newman, 2001).

Tableau 3.2 Résistances et modules provenant de rapports d'expertise de matériaux

| Nom du bâtiment, lieu – année de construction             | Résistance en MPa pour charge appliquée en ... |  |                      |  |  | Module d'élasticité de l'assemblage $E_{mb}$ , en MPa |
|---|--|--|----------------------|--|--|---|
|   | compression                                    |  |                      | cisaillement   | traction                                     |   |
|   | brique $\sigma_{c,b}$                          | mortier $\sigma_{c,bj}$ et $\sigma_{c,hj}$ | assemblage $f'_{mb}$ | assemblage $f_{sb}$  | assemblage $f_{tb}$ (brique $\sigma_{t,b}$ ) |   |
| Centrale hydroélectrique, Beauharnois – 1929 <sup>e</sup> | 34 à 75  | 3,7 à 7,1                                  | 0,2 à 2              | 0,6 à 3 <sup>a</sup>   | (1 à 2,9)                                    |   |
| Centrale hydroélectrique, La Tuque – 1940 <sup>f</sup>    | 57 à 102                                       |  |                      | 0,2 à 0,6  | (3,4 à 4,2)                                  |   |
| Hôpital St-Sacrement, Québec – 1957 <sup>g</sup>          |  |  |                      | 0,22   |  |   |
| Benny Farm, Montréal – 1947 <sup>h</sup>                  | 37,9   |  |                      |  |  |   |
| Édifice Montgomery, San Francisco – 1853 <sup>i</sup>     | 20 à 40  |  | 4 à 10               | 0,24 ou min [0,83 ; $1,5 * f'_{mb}{}^{1/2}$ ; $0,26 + 0,45 P/A$ ] <sup>b</sup> | 0,39 <sup>c</sup><br>0,19 <sup>d</sup>       | 400 à 1 000   |

**a** : Avec charge verticale de 10,7 kN représentant 30 m de briques ; **b** : P est la charge axiale en N et A est la surface cisailée en mm<sup>2</sup> ;

**c** : Avec charge parallèle au lit de mortier ; **d** : Avec charge perpendiculaire au lit de mortier.

**e** : (Beaulieu, 2006), **f** : (Beaulieu, 2007), **g** : (Arrien et Lemyre, 2003), **h** : (Zardini, 2006), **i** : (Boussabah, 1993)



### 3.6 Propriétés de la maçonnerie de briques retenues pour les analyses

Dans le but de déterminer des valeurs discrètes pour les propriétés à utiliser dans les futurs modèles, divers procédés statistiques ont été évalués. La moyenne arithmétique ne convient pas puisque les plages de valeurs sont étendues. Afin de bien représenter ces plages, les minimums et maximums de chaque paramètre ont été définis. Puis, la valeur la plus probable a été ciblée en fonction de sources variées. Les données provenant du Québec et du Canada ont été privilégiées.

Le tableau 3.3 (p. 64) présente les valeurs retenues pour les propriétés de la maçonnerie de briques et de ses composantes considérées individuellement. Notons que le rapport entre  $\sigma_{c,b}$  (la résistance à la compression de la brique),  $f'_{mb}$  (la résistance à la compression de l'assemblage de maçonnerie) et  $E_{mb}$  (le module d'élasticité de l'assemblage) correspond à celui de Lang (2002). Mondal et Jain (2006) indiquent des caractéristiques de maçonnerie semblables à celles du tableau 3.3, soit  $\nu_{mb} = 0,18$ ,  $f'_{mb} = 5 \text{ MPa}$ ,  $E_{mb} = 550 * f'_{mb}$  et  $\rho_{mb} = 1835 \text{ kg/m}^3$ . Pour ce qui est des dimensions des briques, celles des unités de la Centrale de Beauharnois, construite en 1929, seront utilisées, soient  $195 \times 98 \times 58 \text{ mm}$  ( $7 \frac{11}{16}'' \times 3 \frac{7}{8}'' \times 2 \frac{9}{32}''$ ). L'épaisseur des joints retenue est 10 mm.

Pour la résistance à la compression de l'assemblage ( $f'_{mb}$ ), la valeur de 10 MPa est basée sur des calculs simplifiés (Khoo et Hendry, 1973 ; Ohler, 1986), l'équation de l'American Concrete Institute (2004) ainsi qu'un certain calibrage de ces valeurs (selon Lourenço et Pina-Henriques, 2006). La capacité de 10 MPa est près de la moyenne de l'ensemble des valeurs tirées des références (8,5 MPa) (tableau 3.2 et Tableau-A I-1 de l'annexe I). Aussi, elle correspond bien à celle obtenue par l'équation dérivée de plusieurs centaines de valeurs d'essais, qui estime à 9 MPa la résistance de la maçonnerie composée de mortier 1:2:9 et de briques ayant une résistance à la compression ( $\sigma_{c,b}$ ) de 35 MPa (Hendry et Malek, 1985 ; dans Hendry, 1990).

Tableau 3.3 Valeurs retenues pour la modélisation de la maçonnerie de briques

| Paramètres                  | Valeurs          | Unités            | Symboles                       |
|-----------------------------|------------------|-------------------|--------------------------------|
| <b>Brique</b>               |                  |                   |                                |
| Dimensions                  | 195 x 98 x 58    | mm                | $l_b \times t_b \times h_b$    |
| Module d'élasticité         | 14 000           | MPa               | $E_b$                          |
| Coefficient de Poisson      | 0,18             | --                | $\nu_b$                        |
| Résistance à la compression | 35               | MPa               | $\sigma_{c,b}$                 |
| Résistance à la tension     | 2                | MPa               | $\sigma_{t,b}$                 |
| <b>Mortier</b>              |                  |                   |                                |
| Épaisseur                   | 10               | mm                | $t_{bj}, t_{hj}$               |
| Module d'élasticité         | 500 <sup>a</sup> | MPa               | $E_j (E_{bj}, E_{hj})$         |
| Coefficient de Poisson      | 0,18             | --                | $\nu_j (\nu_{bj}, \nu_{hj})$   |
| Résistance à la compression | 4 <sup>b</sup>   | MPa               | $\sigma_{c,bj}, \sigma_{c,hj}$ |
| Résistance à la tension     | 0,2              | MPa               | $\sigma_{t,bj}, \sigma_{t,hj}$ |
| <b>Assemblage</b>           |                  |                   |                                |
| Résistance au cisaillement  | 0,25             | MPa               | $f_{sb}$                       |
| Résistance à la compression | 10               | MPa               | $f'_{mb}$                      |
| Résistance à la tension     | 0,4              | MPa               | $f_{tb}$                       |
| Module d'élasticité         | 4 500            | MPa               | $E_{mb}$                       |
| Coefficient de Poisson      | 0,18             | --                | $\nu_{mb}$                     |
| Masse volumique             | 1 800            | kg/m <sup>3</sup> | $\rho_{mb}$                    |

**a** : (Vermeltoort, 1994 ; dans Zucchini et Lourenço, 2007) ; **b** : moyenne des mortiers de type K, O et N.

### 3.7 Propriétés de la maçonnerie de terre cuite retenues pour les analyses

Jusqu'à maintenant, ce sont les propriétés et caractéristiques des briques d'argile pleines qui ont été rapportées. Cependant, il faut aussi considérer la possible présence de tuiles de terre cuite dans les cloisons et les murs de remplissage. Comme elles étaient moins lourdes et moins coûteuses que les briques, elles les remplaçaient souvent (*Revoir* figure 3.2, p. 57). D'autres fois, les deux types d'unités se côtoyaient (*Revoir* figure 3.1, p. 56). La rupture des panneaux de maçonnerie de terre cuite n'est pas aussi fragile que celle de la maçonnerie de briques pleines, qui s'écrase de façon brusque. Les tuiles de terre cuite auraient plutôt tendance à s'effeuiller. Les valeurs de résistance à la compression et au cisaillement sont cependant plus faibles.

Les tuiles étaient initialement composées d'un mélange d'argile et de sciures de bois moulé et cuit. La chaleur faisait brûler les particules de bois en laissant des vides, d'où la grande porosité des tuiles. L'ajout de particules combustibles à l'argile a cessé avec le temps. Les dimensions des tuiles sont nominales ; pour des tuiles de 200 x 300 x 300 mm, les dimensions réelles sont 195 x 293 x 294 mm (Bennett *et al.*, 1997). Pour ce qui est des joints de mortier, ils étaient couramment de 20 mm d'épaisseur dans les années 1940. Pour la maçonnerie de briques, il est connu qu'une grande épaisseur de mortier diminue la résistance des prismes de maçonnerie. Par exemple, des joints de 20 mm au lieu de 7 mm diminuent de moitié la résistance (Bennett *et al.*, 1997). On peut supposer une telle relation pour la terre cuite, même si peu de documentation existe, ce qui contribuerait à la faible résistance en compression des assemblages de terre cuite par rapport à ceux de briques.

Une recension des écrits regroupant les données obtenues lors de tests réalisés entre 1918 et 1992 sur de la maçonnerie de terre cuite est utile afin de voir l'étendue des valeurs des propriétés mécaniques (Bennett *et al.*, 1997). Les chiffres provenant de cet article, ainsi que de sources citées dans cette section-ci, sont présentées au tableau 3.4.

Les valeurs pour les assemblages concernent ceux qui sont fabriqués avec des tuiles posées à la verticale. Pour ce qui est des résistances attribuées au mortier, celles du tableau 3.3 sont reprises puisqu'aucune donnée spécifique n'a été trouvée pour la maçonnerie de terre cuite.

### **3.8 Synthèse**

Ce chapitre constitue un approfondissement de l'ensemble des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux de maçonnerie inclus dans la typologie structurale à l'étude. Il y a eu caractérisation complète des composantes ainsi que des assemblages de maçonnerie de briques et de terre cuite. Généralement, les murs de remplissage regroupent ces deux types d'unités. Une combinaison de leurs caractéristiques est alors nécessaire puisque ces deux types de maçonnerie contribuent à la résistance en cisaillement. La combinaison peut

s'effectuer soit en considérant les proportions volumiques, soit par une technique d'homogénéisation (*Revoir* la section 1.8, p. 34). Des calculs selon les proportions des constituants ont été réalisés. Les propriétés obtenues sont présentées au tableau 4.1 (p. 70), ainsi que tous les paramètres de modélisation.

Tableau 3.4 Valeurs retenues pour la modélisation de la maçonnerie de terre cuite

| Paramètres                      | Valeurs          | Unités            | Symboles                       |
|---------------------------------|------------------|-------------------|--------------------------------|
| <b>Tuile de terre cuite</b>     |                  |                   |                                |
| Dimensions                      | 195 x 293 x 294  | mm                | $l_t \times t_t \times h_t$    |
| Module d'élasticité             | s.o.             | MPa               | $E_t$                          |
| Coefficient de Poisson          | s.o.             | --                | $\nu_t$                        |
| Résistance à la compression     | 20               | MPa               | $\sigma_{c,t}$                 |
| Résistance à la tension         | s.o.             | MPa               | $\sigma_{t,t}$                 |
| <b>Mortier</b>                  |                  |                   |                                |
| Épaisseur                       | 20               | mm                | $t_{bj}, t_{hj}$               |
| Module d'élasticité             | 500 <sup>a</sup> | MPa               | $E_j (E_{bj}, E_{hj})$         |
| Coefficient de Poisson          | 0,18             | --                | $\nu_j (\nu_{bj}, \nu_{hj})$   |
| Résistance à la compression     | 4 <sup>b</sup>   | MPa               | $\sigma_{c,bj}, \sigma_{c,hj}$ |
| Résistance à la tension         | 0,2              | MPa               | $\sigma_{t,bj}, \sigma_{t,hj}$ |
| <b>Assemblage</b>               |                  |                   |                                |
| Résistance au cisaillement      | 0,1              | MPa               | $f_{st}$                       |
| Résistance à la compression     | 3,6              | MPa               | $f_{mt}^c$                     |
| Résistance à la tension         | s.o.             | MPa               | $f_{tt}$                       |
| Module d'élasticité             | 4 400            | MPa               | $E_{mt}$                       |
| Coefficient de Poisson          | 0,955            | --                | $\nu_{mt}$                     |
| Masse volumique                 | 860              | kg/m <sup>3</sup> | $\rho_{mt}$                    |
| Déformation unitaire à l'ultime | 0,0022           | --                | $\varepsilon_{mt}$             |

**a** : (Vermeltoort, 1994 ; dans Zucchini et Lourenço, 2007), **b** : moyenne de K, O et N.

## **PARTIE 2**

### **ÉTUDES PARAMÉTRIQUES ET MODÈLES D'ANALYSES**



## CHAPITRE 4

### ANALYSES PARAMÉTRIQUES STATIQUES LINÉAIRES

Ce chapitre présente l'analyse linéaire statique d'environ une centaine de modèles soumis à une charge sismique statique équivalente. L'objectif de ces analyses est d'identifier les paramètres géométriques et de modélisation qui ont une influence critique sur la réponse des modèles. Les analyses ont été réalisées en deux temps : les paramètres de base étant évalués dans la phase 1 et ceux plus raffinés dans la phase 2. A priori, nous prévoyons que les mêmes paramètres seront critiques pour des analyses non linéaires, donc les analyses linéaires visent à réduire le nombre de paramètres pour les analyses non linéaires qui suivront. Les paramètres de modélisation proviennent des informations présentées aux chapitres 2 et 3 et synthétisées à la section 4.1. Le reste du chapitre présente les plans d'analyses réalisés, les options de modélisation, les réponses obtenues et l'analyse statistique des résultats. Les réponses de rigidité linéaire fournissent l'information sur la portion élastique de la courbe de capacité.

#### 4.1 Propriétés des modèles

Les paramètres de modélisation sont présentés au tableau 4.1. Pour certains paramètres, plus d'une valeur peut être attribuée, conformément à la recherche effectuée sur les propriétés des matériaux et les caractéristiques géométriques (chapitres 2 et 3).

Tableau 4.1 Paramètres de modélisation des cadres avec murs de remplissage

| Paramètres géométriques ou relatifs aux matériaux                    | Valeurs       | Unités            | Symboles     |
|--|---------------|-------------------|--------------|
| Nombre d'étages  | 1 ou 3        | --                | --           |
| Hauteur des étages   | 3, 4, 5       | m                 | --           |
| Trame du bâtiment : 3 baies x 8 baies                                | --            | --                | --           |
| Dimensions des poutres   | 300 x 600     | mm                | --           |
| Ratio d'armature des poutres ( $6 - \phi = 20$ mm)                   | 1             | %                 | $\rho_p$     |
| Dimensions des colonnes (colonnes carrées)                           | 450 ou 600    | mm                | --           |
| Ratio d'armature longitudinale des colonnes<br>( $8 - \phi = 25$ mm) | 0,5 à 1,5     | %                 | $\rho_{col}$ |
| Étriers des colonnes : #3 américain (#10 canadien)<br>@ 200 mm       | $\phi = 11,3$ | mm                | --           |
| Épaisseur de la dalle  | 100           | mm                | --           |
| Maçonnerie : briques et tuiles de terre cuite                        | 150, 250      | mm                | --           |
| <b>Acier d'armature</b>  |               |                   |              |
| Limite à l'écoulement  | 300           | MPa               | $f_y$        |
| Limite à l'ultime  | 475           | MPa               | $f_u$        |
| Module d'élasticité  | 225           | GPa               | $E_s$        |
| Déformation unitaire à l'écoulement                                  | 0,01          | --                | $\epsilon_y$ |
| Déformation unitaire à l'ultime                                      | 0,35          | --                | $\epsilon_u$ |
| <b>Béton</b>   |               |                   |              |
| Résistance en compression  | 20,7          | MPa               | $f'_c$       |
| Module d'élasticité  | 23,4          | GPa               | $E_c$        |
| <b>Maçonnerie de briques et tuiles de terre cuite</b>                |               |                   |              |
| Résistance en cisaillement   | 0,2           | MPa               | $f_s$        |
| Résistance en compression  | 8,3           | MPa               | $f'_m$       |
| Résistance en tension <sup>a</sup>                                   | 0,4           | MPa               | $f_t$        |
| Module d'élasticité  | 4500          | MPa               | $E_m$        |
| Coefficient de Poisson   | 0,46          | --                | $\nu_m$      |
| Masse volumique  | 1455          | kg/m <sup>3</sup> | $\rho_m$     |

**a** : Basée sur la valeur de la résistance pour la maçonnerie de briques seulement puisque la valeur est inconnue pour la maçonnerie de terre cuite.



## 4.2 Calculs préparatoires – phase 1

Les systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) qui formeront les modèles sont les suivants : ossatures en béton (cadre vide) comme modèle de référence et ossatures en béton avec murs de remplissage de maçonnerie de briques et terre cuite comme modèle principal.

Les caractéristiques du sol, le niveau d'importance, la période fondamentale empirique de la structure, etc. sont déterminés au préalable afin de calculer la force sismique statique,  $V_{2005}$ , à appliquer aux différents modèles (*Voir* équation 4.1). Les différentes variables sont  $S(T_a)$  exprimée en fraction de  $g$  pour l'accélération spectrale correspondant à la période du premier mode de vibration de la structure ( $T_a$ ), le facteur tenant compte de l'effet des modes supérieurs de vibration sur le cisaillement à la base ( $M_v$ ), le coefficient de risque de l'ouvrage pour les séismes ( $I_E$ ), le poids sismique du bâtiment ( $W$ ) et les facteurs de modification de force liés à la ductilité ( $R_d$ ) et à la surrésistance ( $R_o$ ).

$$V_{2005} = S(T_a) \times M_v \times I_E \times W / (R_d \times R_o) \quad (4.1)$$

Pour ce qui est des propriétés du sol, des facteurs  $F_a$  et  $F_v$  de 1 sont choisis (coefficients d'accélération et de vitesse de l'emplacement), ce qui correspond à un site de référence de classe C (sol très dense ou roche très tendre). Le facteur d'importance ( $I_E$ ) est supérieur à 1 pour les hôpitaux et les écoles. Cependant, dans le cadre de cette étude comparative sur l'influence des paramètres géométriques et de modélisation, il est fixé à 1. Le coefficient d'effet des modes supérieurs ( $M_v$ ) vaut 1 puisqu'il est proportionnel au cisaillement  $V_{2005}$  dans le domaine élastique. Il n'y a donc pas d'intérêt à faire varier ces deux paramètres.

La période fondamentale ( $T_a$ ) a été calculée empiriquement selon l'article 4.1.8 du CNBC 2005, tel que montré au tableau 4.2. Ces valeurs sont utilisées par la suite pour définir l'accélération spectrale entrant dans le calcul des forces sismiques latérales. C'est le spectre d'accélération de la ville de Montréal qui est utilisé dans la présente étude.

Tableau 4.2 Période empirique des modèles, selon le CNBC 2005

| SRFS  | Équations <sup>a</sup> | Période pour un étage, s | Période pour trois étages, s |
|---|------------------------|--------------------------|------------------------------|
| Ossatures en béton résistant aux moments (cadre vide)                               | $0,075 (h_n)^{3/4}$    | 0,17 à 0,25              | 0,39 à 0,57                  |
| Ossatures en béton avec murs de remplissage de maçonnerie de briques ou terre cuite | $0,025 * h_n$          | 0,075 à 0,125            | 0,225 à 0,375                |

**a** :  $h_n$  est la hauteur du niveau le plus élevé par rapport au niveau où sont transmis les mouvements sismiques horizontaux à la structure (la base), en mètres.

Étant donné que les structures analysées sont existantes, elles ne satisfont pas aux normes récentes de conception pour le béton et pour la maçonnerie (CSA-A23.3 et CSA-S304.1 : ACNOR, 2004). Dans ce cas, les facteurs  $R_d$  et  $R_o$  sont égaux à l'unité pour les ossatures avec ou sans murs de remplissage. Ainsi, les systèmes n'ont aucune ductilité ou surrésistance et les efforts et déplacements calculés sont ceux découlant de l'analyse sous les charges statiques équivalentes, sans modification.

Le poids sismique ( $W$ ) inclut 25 % de la neige au toit ( $S$ ) ainsi que les charges permanentes. La charge spécifiée due à l'accumulation de neige et de pluie est  $S = 2,3 \text{ kN/m}^2$  pour une structure située à Montréal et ayant un toit plat.

### 4.3 Plan d'analyses – phase 1

La réponse d'un système est complexe. Elle est dictée par de nombreux paramètres qui sont, dans le cas présent, la géométrie, les dimensions des éléments de béton et des murs de remplissage, le nombre d'étages et de baies, etc. « L'objet des plans d'expériences est de quantifier l'influence des paramètres sur la réponse à partir de résultats d'expérimentations » (ENS Cachan, 2003). Ici, l'expérimentation consiste en l'analyse de modèles numériques.

Le plan d'analyses peut être un plan complet (toutes les combinaisons possibles des paramètres sont testées), un plan réduit (une partie des combinaisons est testée) ou un plan

Taguchi (une forme particulière de plan réduit). C'est un plan réduit qui est utilisé ici, puisqu'il permet d'obtenir les effets de plusieurs paramètres, tout en faisant un minimum de combinaisons.

Le plan d'analyses réduit définissant les analyses statiques linéaires a été créé à l'aide du logiciel JMP 6.0.0 (SAS Institute, 2005). Ce logiciel automatise la création de plans d'expériences/d'analyses à partir des paramètres à évaluer, qu'ils aient des valeurs continues ou discrètes.

Le plan d'analyses réduit comporte 60 combinaisons parmi les 360 qui sont possibles. Ce plan permettra d'évaluer l'effet de chacun des paramètres seuls, ainsi que les interactions d'ordre 1 entre eux. Deux combinaisons ont été éliminées (41 et 60); elles étaient redondantes à la suite de l'adaptation du plan pour tenir compte de l'incohérence de ces combinaisons (ex. étage flexible pour un modèle d'un étage ou pour un cadre sans remplissage). Le plan d'analyses compte 58 modèles valides à analyser. Le tableau 4.3 présente les sept paramètres du plan d'analyses, ainsi que les valeurs qu'ils peuvent prendre.

Tableau 4.3 Paramètres du plan d'analyses statiques – phase 1

| Paramètres                  | Unités | Valeurs possibles |       |      |
|-----------------------------|--------|-------------------|-------|------|
| Modélisation du remplissage | --     | Bielle            | Coque | s.o. |
| Épaisseur du remplissage    | mm     | 0                 | 150   | 250  |
| Largeur des baies           | m      | 4                 | 6     | 8    |
| Hauteur des étages          | m      | 3                 | 4     | 5    |
| Étage flexible (présence)   | --     | oui               | non   | s.o. |
| Nombre d'étages             | --     | 1                 | 3     |      |
| Dimensions des colonnes     | mm     | 450               | 600   |      |

Il y a des paramètres qui ne sont pas inclus dans cette phase 1 du plan d'analyses. Il s'agit du nombre de baies, de la présence d'ouvertures et de la modélisation de trois étages versus un seul étage avec étages supérieurs simulés par charges axiales. Ces paramètres constituent un

raffinement dans l'analyse et seront évalués dans la deuxième phase du plan d'analyses (à partir de la section 4.8, p. 81).

La mise en œuvre du plan d'analyses consiste à calculer d'abord les cisaillements à la base et aux étages requis selon le CNBC 2005 pour l'ensemble des 58 cas d'analyse. Le poids sismique,  $W$ , varie de 126 kN à 1103 kN pour les différents modèles du plan d'analyses. La force sismique latérale totale,  $V_{2005}$ , varie de 75 kN à 552 kN. L'annexe II (p. 187) présente le calcul du poids sismique d'un échantillon, ainsi que la nomenclature des modèles analysés.

Puis, à l'aide du logiciel *SAP2000* (CSI, 2007.a), une analyse statique est réalisée pour chaque cas en appliquant les forces latérales aux étages. Le déplacement engendré au haut de la structure ( $D$ ) est transféré dans le logiciel Statgraphics (Statpoint Technologies inc., 2007). La rigidité globale calculée ( $V/D$ ) est la réponse pour laquelle l'étude de l'effet des différents paramètres et de leur interaction (2 par 2) est réalisée. Le déplacement interétage est un autre paramètre intéressant à analyser, surtout pour bien représenter l'effet de la présence d'un étage flexible.

#### 4.4 Options retenues pour la création des modèles – phase 1

Lors de la création des modèles d'analyse, les actions suivantes ont été choisies :

- les appuis des cadres sont des encastremets;
- les joints poutre – colonne sont 100 % rigides. C'est conservateur par rapport à la réalité puisque le pourcentage d'armature dans les joints poutres – colonnes des structures existantes est assez faible, induisant une certaine flexibilité, donc de plus grands déplacements et une rigidité réduite (*Revoir* p. 52);
- le matériau des panneaux de remplissage a des propriétés isotropiques;
- la modélisation des coques (*shell*), a été réalisée avec des éléments de type « shell-thin »;
- pour les modèles avec coques (*shell*), des maillages de 8 divisions par membrure de béton et de 8 x 8 éléments pour les panneaux de maçonnerie ont été utilisés;

- les dimensions des bielles ont été déterminées en suivant les balises du FEMA 356 (2000). Pour le détail des calculs, voir l'annexe III, p. 189. Le chapitre 6 présente en détail la méthode améliorée de définition des bielles basée sur le FEMA 356.

#### **4.5 Réponses en rigidité et en déplacements interétages obtenues – phase 1**

La première réponse obtenue est le déplacement global de la structure, mesuré au niveau du toit, qui permet de calculer la rigidité globale de la structure. Aussi, le déplacement interétage à chacun des niveaux a été calculé, de façon à évaluer l'influence de la présence d'un étage flexible au premier niveau. Les résultats complets du plan d'analyses statiques linéaires – phase 1 sont présentés au Tableau-A IV-1 (annexe IV, p. 191).

#### **4.6 Analyse statistique des réponses – phase 1**

Les analyses statistiques ont été réalisées à l'aide du logiciel Statgraphics Centurion (Statpoint Technologies inc., 2007). Les différentes valeurs possibles des paramètres ont été converties en valeurs numériques. Par exemple, pour le paramètre *présence d'un étage flexible*, au lieu de « sans objet », « oui » et « non », les valeurs possibles deviennent 0, 1 et 2, respectivement.

La première analyse statistique réalisée est l'analyse linéaire à plusieurs variables. Elle permet de visualiser la relation entre chaque paire de paramètres ou réponses, sous forme de matrice de nuages de points (*Voir* figure 4.1). Des lisseurs robustes de Lowess sont inclus dans la matrice, sous la forme de lignes de tendance. Pour les paramètres *étage flexible* et *modélisation du remplissage*, les points représentant une valeur nulle ne sont pas valides puisqu'il s'agit des conditions « sans objet ». C'est pourquoi ces zones sont couvertes d'une bande grise. L'analyse de la figure 4.1 mène à cette constatation : pour les deux réponses (colonnes *déplacement interétage 1er étage* et *rigidité globale* identifiées par des flèches), il y a une corrélation avec chacun des paramètres.

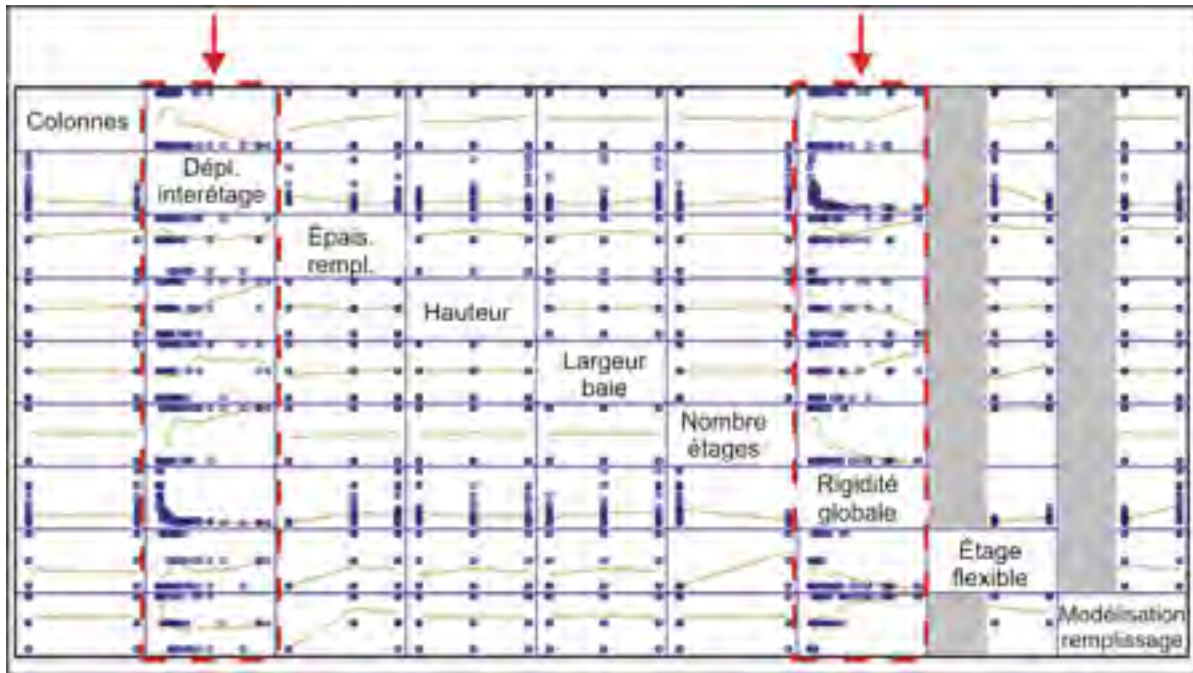


Figure 4.1 Matrice de nuages de points avec lissage et dispersion

Une analyse de régression linéaire a été effectuée pour définir la réponse en rigidité par rapport aux paramètres étudiés. L'équation 4.2 est celle du modèle à sept paramètres.

$$\begin{aligned} \text{Rigidité globale} = & - 4\,152 + 173 * \text{Colonnes} - 43 * \text{Épaisseur remplissage} \\ & - 26\,106 * \text{Hauteur étages} + 19\,788 * \text{Largeur baie} - 53\,284 * \text{Nombre} \\ & \text{étages} - 38\,540 * \text{Étage flexible} + 125\,803 * \text{Modélisation du remplissage} \end{aligned} \quad (4.2)$$

La valeur de  $R^2$  liée à cette analyse est 68,9 %, ce qui signifie que le modèle permet d'expliquer 68,9 % de la variabilité de la réponse en rigidité. On peut simplifier ce modèle afin d'éliminer les paramètres qui ont moins d'importance. Une procédure du logiciel Statgraphics (Statpoint Technologies inc., 2007) facilite cette démarche : c'est la régression pas à pas. Avec une sélection descendante, les paramètres sont tous présents au début et retirés un à la fois pour ne conserver que les paramètres significativement prédictifs.

Après avoir mis en œuvre l'analyse de régression pas-à-pas descendante, quatre paramètres sont retirés du modèle : *Épaisseur du remplissage*, *Étage flexible*, *Colonnes* et *Hauteur étage*.

Le coefficient  $R^2$  passe alors de 68,9 % à 65,3 %. L'équation 4.3 est celle du modèle ajusté à trois paramètres.

$$\text{Rigidité globale} = 25\,610 + 17\,829 * \text{Largeur baie} - 78\,093 * \text{Nombre étages} + 114\,515 * \text{Modélisation du remplissage} \quad (4.3)$$

L'effet de chacun des trois paramètres sur la rigidité globale est montré à la figure 4.2. Selon l'analyse statistique des résultats pour les 58 modèles, la rigidité est proportionnelle à la largeur de la baie (*Voir* figure 4.2.a). Aussi, de façon logique, la rigidité diminue avec le nombre d'étages qui augmente et un modèle de coque est plus rigide qu'un modèle de bielle (*Voir* figure 4.2.b et c).

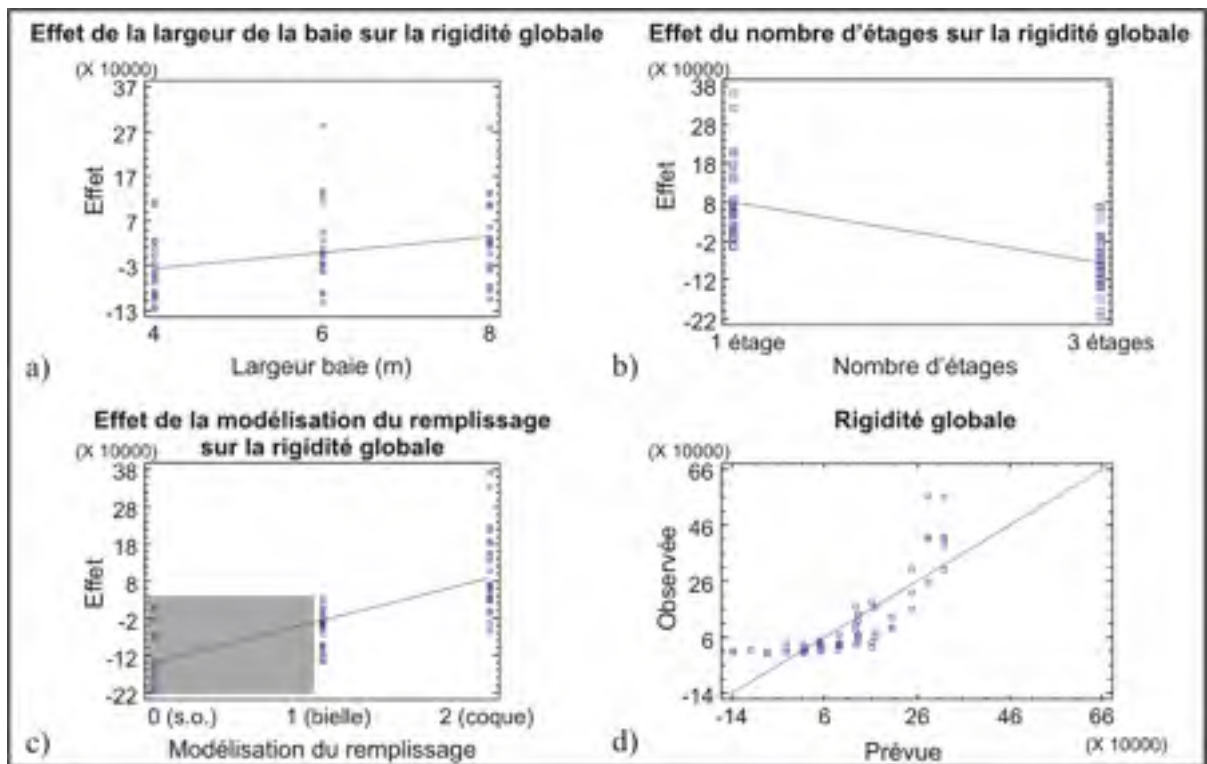


Figure 4.2 Effet des paramètres sur la rigidité. En **d** : rigidité observée en fonction de celle prévue par l'équation 4.3

L'effet de la présence d'un étage flexible n'est pas perceptible à travers l'analyse statistique sur la réponse en rigidité (éq. 4.3) puisque cette réponse considère le déplacement au troisième niveau par rapport à la charge totale appliquée sur la structure. Afin de mieux saisir l'influence de la présence d'un étage flexible, une analyse a été produite sur la réponse en déplacement interétage de tous les modèles ayant trois étages. La figure 4.3 montre clairement que la présence d'un étage flexible au rez-de-chaussée augmente largement le déplacement interétage au bas de la structure, pour la modélisation de type bielle. Les graphiques pour les modèles de coques (non montrés) ont la même apparence, avec un déplacement interétage maximum au bas de la structure de 0,4 % au lieu de 0,8 %.

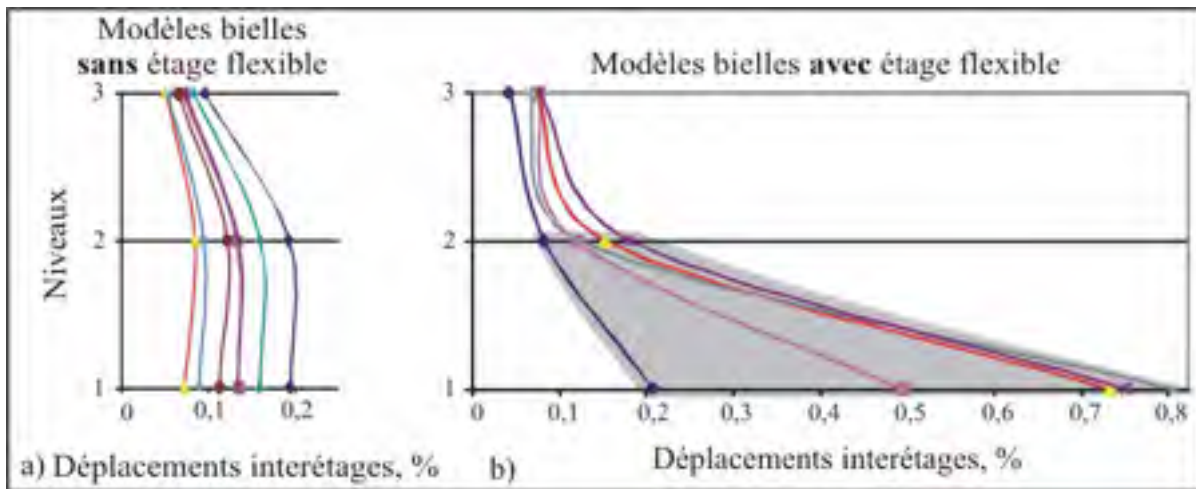


Figure 4.3 Effet du paramètre *étage flexible* sur la réponse en déplacements interétages pour les modèles bielles

L'effet de la présence d'un étage flexible au premier niveau sur la réponse en déplacement est aussi très visible à la figure 4.4. Avec la présence d'un étage flexible (*Voir* figure 4.4 (b et c)), le déplacement interétage au premier niveau est très grand comparativement aux niveaux supérieurs, pour les deux types de modélisation (bielles ou coques). Les colonnes du niveau inférieur présentent toujours une double courbure (ratio  $M1/M2$  négatif), tandis qu'il y a presque toujours deux colonnes en simple courbure aux niveaux supérieurs. Les poutres sont en double courbure. Comme il y a des courbures doubles dans les colonnes et les poutres ainsi que présence de rotation des joints, alors les structures agissent globalement en flexion et en cisaillement.



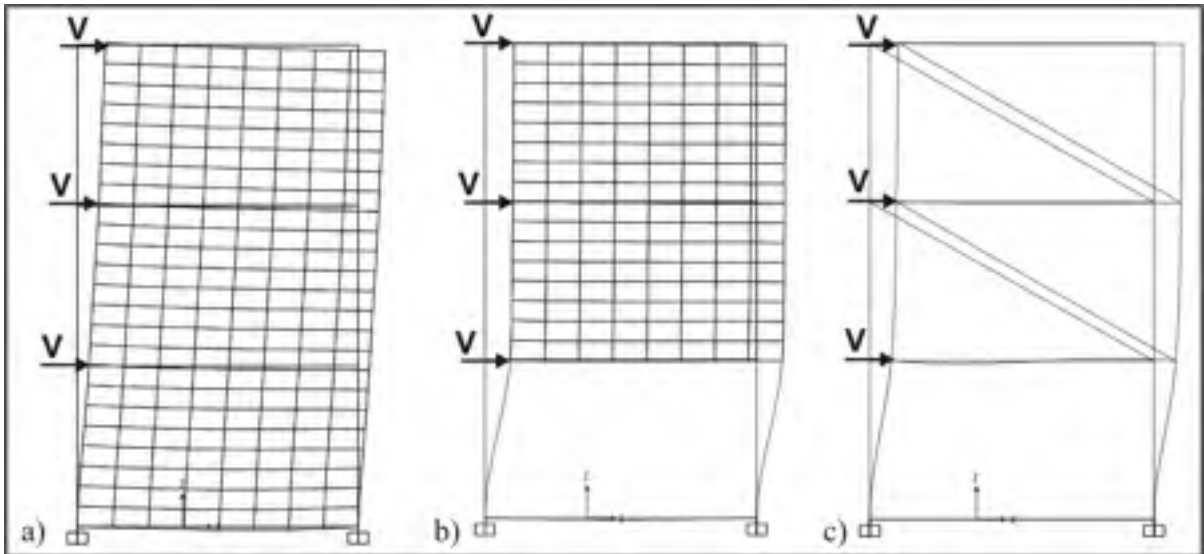


Figure 4.4 Effet des paramètres *étage flexible* et *modélisation du remplissage* sur la réponse en déplacement (a : coque sans *étage flexible*, b : coque avec *étage flexible*, c : bielle avec *étage flexible*)

En comparant deux cas très semblables (hauteurs d'étages différentes de un mètre) modélisés par coques, dont la différence majeure est la présence (cas 57) ou l'absence (cas 52) d'un étage flexible, on peut faire les observations suivantes. La réponse en déplacement interétage est 13,6 fois plus élevée pour le cas 57 avec étage flexible, tandis que sa réponse en rigidité globale est 8,4 fois plus faible. La présence d'un étage flexible cause une très grande réduction de la rigidité du système. La même comparaison pour deux cas de remplissages modélisés par bielles, qui diffèrent seulement par la hauteur d'étage (un mètre) et la présence (cas 26) / absence (cas 21) d'un étage flexible indique cette fois-ci que la présence d'un étage flexible mène à un déplacement interétage 3,9 fois plus grand et une rigidité 3,5 fois plus faible.

Pour ce qui est de la *modélisation du remplissage*, les réponses de quatre paires de modèles d'un étage identiques en tous points, excepté pour la technique de modélisation, ont été analysées (cas 5-6, 22-23, 43-44 et 58-59). Il ressort de cette analyse que la rigidité globale est en moyenne 4,4 fois supérieure pour la modélisation avec des coques par rapport à celle avec des bielles, avec un minimum de 3,5 et un maximum de 5. Le déplacement interétage

est supérieur pour les modèles de bielle par rapport aux modèles de coques dans les mêmes proportions puisque le type d'analyse utilisé (linéaire élastique) fait en sorte que les déplacements calculés sont proportionnels à la rigidité modélisée.

Pour la réponse en déplacement interétage, une procédure d'analyse de régression linéaire avec sélection descendante a été suivie. L'équation 4.4, qui décrit le déplacement interétage au premier niveau, inclut six des sept paramètres et a une valeur  $R^2$  de 54,4 %.

$$\begin{aligned} \text{Déplacement interétage 1er} = & 0,0134186 - 0,0007664 * \text{Colonnes} + 0,0556552 * \\ & \text{Hauteur étages} + 0,0268632 * \text{Largeur baie} + 0,146591 * \text{Nombre étages} - \\ & 0,108236 * \text{Étage flexible} - 0,0564162 * \text{Modélisation du remplissage} \end{aligned} \quad (4.4)$$

#### 4.7 Observations issues des analyses – phase 1

Cette première phase du plan d'analyses consiste en l'analyse linéaire de 58 modèles sous chargement statique représentant la charge latérale du CNBC. Voici quelques observations :

- l'équation du modèle ajusté inclut trois des sept paramètres évalués afin de prédire la rigidité globale (éq. 4.3, p. 77). Ce modèle, permettant d'expliquer 65,3 % de la variabilité de la réponse, est :  $\boxed{\text{Rigidité globale} = 25\ 610 + 17\ 829 * \text{Largeur baie} - 78\ 093 * \text{Nombre étages} + 114\ 515 * \text{Modélisation du remplissage}}$ ;
- les paramètres *épaisseur du remplissage*, *présence d'un étage flexible*, *hauteur d'étage* et *dimensions des colonnes* étant absents de l'équation, ils influencent peu la rigidité globale, selon l'analyse statistique effectuée;
- les effets directs sur la rigidité sont qu'elle augmente proportionnellement à la *largeur de la baie* ; elle diminue lorsque le *nombre d'étages* augmente et un modèle de coque est plus rigide qu'un modèle de bielle;
- pour des cas identiques excepté la *modélisation du remplissage*, les modèles de coques démontrent une rigidité globale en moyenne 4,4 fois supérieure à celle des modèles de bielle et des déplacements interétages réduits dans les mêmes proportions;

- la figure 4.3 (p. 78) ainsi que la figure 4.4 (p. 79) montrent clairement que la présence d'un étage flexible au rez-de-chaussée augmente considérablement le déplacement interétage au bas de la structure, peu importe la méthode de modélisation du remplissage.

#### 4.8 Calculs préparatoires – phase 2

Pour cette phase, tous les modèles auront trois étages et la maçonnerie sera modélisée par des coques afin de représenter la forme exacte des ouvertures. Les valeurs moyennes des paramètres évalués à la phase 1 sont utilisées : largeur des baies de 6 m, hauteur des étages de 4 m, murs de remplissage de 200 mm d'épaisseur et colonnes de 600 mm.

La phase 2 s'intéresse à ces paramètres : la modélisation des étages supérieurs versus leur remplacement par des charges ponctuelles représentant le poids des étages supérieurs, le nombre de baies, la présence d'ouvertures de divers types et la présence d'un étage flexible (ici on veut surtout évaluer l'interaction avec les trois autres paramètres).

Les systèmes de résistance aux forces sismiques évalués pour cette phase seront des ossatures en béton avec murs de remplissage de maçonnerie de briques et tuiles de terre cuite. La méthode de calcul de la force statique latérale à appliquer est identique à celle de la phase 1 (*Voir* section 4.2, p. 71). Les coefficients  $R_d$ ,  $R_o$ ,  $F_a$ ,  $F_v$ ,  $I_E$  et  $M_v$  ont tous une valeur unitaire, alors la force sismique statique  $V_{2005}$  se calcule selon l'équation 4.5.

$$V_{2005} = S(T_a) \times W \quad (4.5)$$

La période fondamentale ( $T_a$ ) a été calculée empiriquement selon l'article 4.1.8 du CNBC 2005, tel que montré à l'équation 4.6. La hauteur  $h_n$  totale de tous les modèles de la phase 2 est 12 mètres.

$$T_a = 0,025 \times h_n = 0,025 \times 12 = 0,3 \text{ s} \quad (4.6)$$

La charge latérale à appliquer correspond donc à la moitié du poids sismique (équation 4.7).

$$S(T_a = 0,3 s) = 0,5g \text{ pour Montréal, d'où } V = 0,5 \times W \quad (4.7)$$

#### 4.9 Plan d'analyses – phase 2

Le plan d'analyses de la phase 2 est un plan complet afin d'évaluer l'ensemble des effets directs et des interactions d'ordre 1 entre toutes les paires de paramètres. Le tableau 4.4 présente les quatre paramètres du plan d'analyses, ainsi que les valeurs possibles.

La mise en œuvre du plan d'analyses consiste d'abord à calculer, pour l'ensemble des 40 cas d'analyse, le cisaillement à la base  $V$  et sa répartition aux étages selon le CNBC 2005. Ces calculs indiquent que le poids sismique,  $W$ , varie de 648 kN à 1911 kN. Le calcul de  $W$  inclut les mêmes composantes qu'à la phase 1 (Voir p. 187). La force statique latérale,  $V$ , varie de 324 kN à 956 kN. Les analyses statiques linéaires des 40 cas sont réalisées avec le logiciel *SAP2000*. Pour la création des modèles, les options retenues sont les mêmes qu'à la phase 1 (Revoir la section 4.4, p. 74).

Tableau 4.4 Paramètres du plan d'analyses statiques – phase 2

| Paramètres           | Valeurs possibles |                         |
|----------------------|-------------------|-------------------------|
| 5 types d'ouvertures |                   |                         |
| Étages supérieurs    | 0 = modélisés     | 1 = charges ponctuelles |
| Nombre de baies      | 1                 | 3                       |
| Étage flexible       | 1 = présence      | 2 = absence             |

#### 4.10 Réponses obtenues en rigidité et déplacement interétage – phase 2

Les réponses évaluées pour cette phase sont celles du premier niveau seulement, pour évaluer l'influence d'un étage flexible et de la modélisation des étages supérieurs. La figure 4.5 illustre les déformées (a à e) et les diagrammes des contraintes (f à g) pour les diverses ouvertures sur les modèles à une baie et étages supérieurs modélisés (modèles 1 à 5 du plan d'analyses).

D'abord, le déplacement est pratiquement linéaire sur la hauteur de la structure pour le modèle 1 sans ouverture (*Voir* figure 4.5.a). Les contraintes dans les panneaux sont assez faibles et homogènes (*Voir* figure 4.5.f). Pour le cas 2 (*Voir* figure 4.5.b et g), l'ouverture de 1 m de hauteur en haut de chacun des panneaux affecte le comportement de la structure en permettant de grands déplacements, en raison de la rigidité diminuée dans cette zone. Plus précisément, le déplacement interétage au 1<sup>er</sup> niveau est 2,3 fois plus grand que celui du modèle 1. L'effet de cisaillement entre les étages est aussi visible. Ce type d'ouverture crée des colonnes courtes pouvant être soumises à une rupture par cisaillement. Pour l'ouverture centrée du modèle 3 (*Voir* figure 4.5.c et h), on remarque des contraintes de compression aux coins des ouvertures dans l'axe des bielles de compression. Les deux autres coins subissent de la traction. La déformée du modèle 3 est presque linéaire. Le modèle 4 où les ouvertures représentent des portes (*Voir* figure 4.5.d et i), montre des bielles de compression (C) passant par le coin supérieur droit des ouvertures. La zone de tension (T) est située au coin supérieur gauche de ces ouvertures. Il y a un faible effet de cisaillement aux étages. L'analyse d'une structure à grande ouverture (2 x 1,5 m) dans le coin du côté où la charge est appliquée (modèle 5, figure 4.5.e et j), montre que la rigidité est réduite de façon plus marquée que pour les ouvertures des types 3 et 4.

Pour chacun des modèles d'ouverture analysés, l'effet de bielle est visible sur les diagrammes de contraintes. Il ne faut pas négliger les ouvertures, puisque sous l'action des

charges latérales des zones de contraintes de tension élevées aux coins des ouvertures sont créées et peuvent affecter la maçonnerie, qui a une faible résistance en traction.

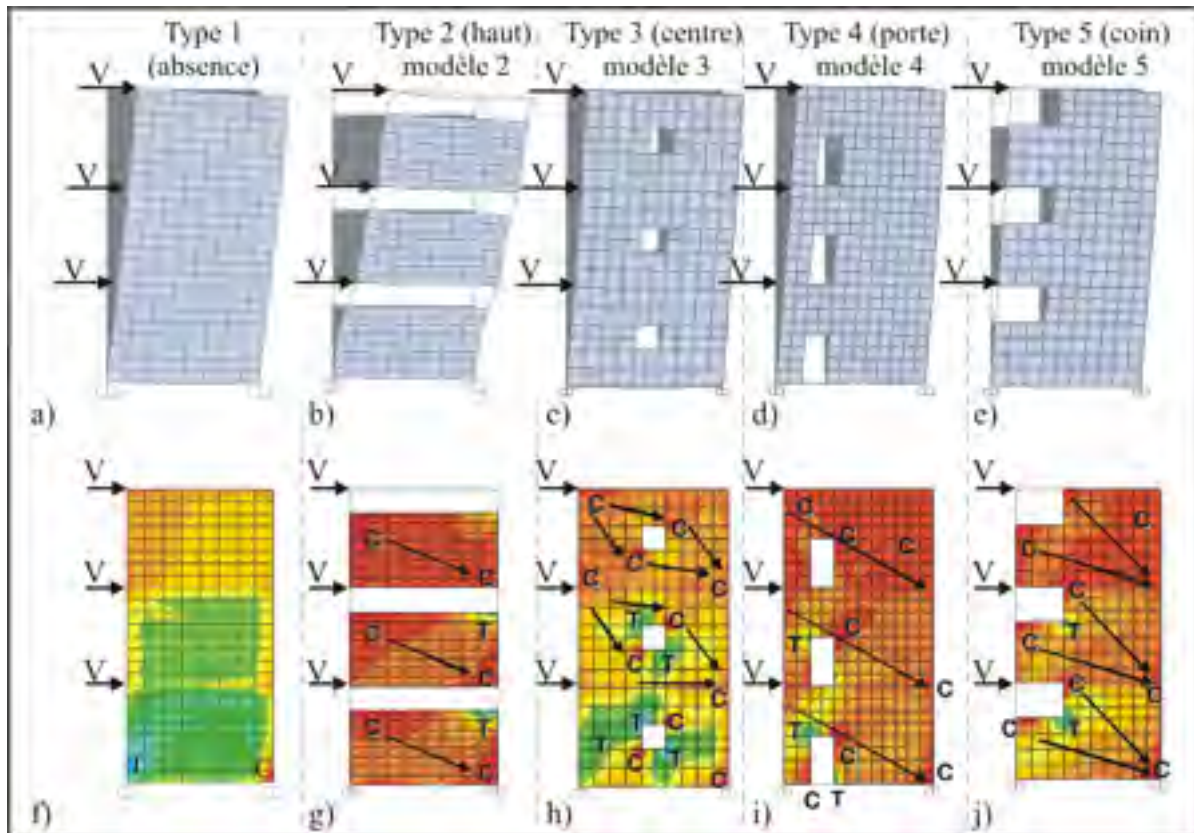


Figure 4.5 Déformées (a à e) et diagrammes des contraintes (f à j) des modèles 1 à 5 illustrant l'impact des divers types d'ouvertures

Le tableau 4.5 présente la comparaison des largeurs effectives de maçonnerie et de la rigidité au premier niveau pour les modèles 2 à 5 par rapport au modèle 1, sans ouverture. La largeur effective est la largeur de remplissage à la hauteur de l'ouverture.

Pour le type 5 (ouverture en coin), la comparaison de la rigidité au 1<sup>er</sup> niveau a été effectuée pour l'ensemble des huit modèles du plan d'analyses (5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 et 40) par rapport aux huit modèles sans ouverture (1, 6, 11, 16, 21, 26, 31 et 36). Les paramètres qui varient sont le nombre de baies, la présence d'un étage flexible, la modélisation des étages supérieurs et, bien sûr, le type d'ouverture. Cette analyse montre que lorsqu'il n'y a pas d'étage flexible, la présence de l'ouverture en coin, par rapport à des murs pleins, amène une

diminution de la rigidité du 1<sup>er</sup> niveau de 73 à 78 %, selon le cas. Lorsqu'il y a présence d'un étage flexible, la rigidité est presque identique pour un mur de remplissage avec ouverture en coin que pour un mur sans ouverture. Pour chaque série de cinq modèles consécutifs ayant pour seule différence le type d'ouverture, la rigidité du 1<sup>er</sup> niveau varie très peu lorsqu'il y a présence d'un étage flexible. Plus précisément, il y a une différence maximale de 3 % entre les réponses de ces cinq modèles. Les rigidités au 1<sup>er</sup> niveau sont beaucoup plus marquées pour les séries de cinq modèles consécutifs sans étage flexible.

Tableau 4.5 Largeur effective de maçonnerie et rigidité associée – modèles 1 à 5

| Types d'ouverture           | Largeurs effectives de maçonnerie, % (mm) | Rigidités au 1 <sup>er</sup> niveau, % |            | Commentaires  |
|-----------------------------|---|--|------------|---|
|                             |   | moyenne                                | Écart-type |   |
| Type 1 – modèle 1 (absence) | 100 (6000)                                | 100                                    | --         | --  |
| Type 2 – modèle 2 (haut)    | 100 (6000)                                | 40                                     | 4          | Action de cisaillement possible sur les colonnes « courtes »    |
| Type 3 – modèle 3 (centre)  | 83 (5000)                                 | 91                                     | 1          | Faible perte de rigidité  |
| Type 4 – modèle 4 (porte)   | 83 (5000)                                 | 86                                     | 4          | Perte de rigidité proportionnelle à la largeur effective        |
| Type 5 – modèle 5 (coin)    | 67 (4000)                                 | 76                                     | 2          | Perte de rigidité assez bien corrélée avec la largeur effective |

Pour les modèles dont les étages supérieurs sont modélisés (modèles 1 à 20), la rigidité au premier niveau des modèles avec étage flexible vaut en moyenne seulement 13,7 % de la rigidité des modèles de géométrie identique n'ayant pas d'étage flexible. Pour ce qui est des modèles 21 à 26, dont les étages supérieurs ont été remplacés par des charges ponctuelles représentant leur poids, le ratio moyen de rigidité pour les modèles avec bielles par rapport à ceux avec coques est de 13,5 %. Ce ratio est presque le même que lorsque les étages sont modélisés.

Les résultats de l'ensemble des modèles de la phase 2 sont présentés au Tableau-A IV-2 de l'annexe IV, p. 193.

#### 4.11 Analyse statistique des réponses – phase 2

Une analyse de régression linéaire a été effectuée pour définir la réponse en rigidité du 1<sup>er</sup> niveau par rapport aux paramètres étudiés. L'équation 4.8 est celle du modèle ajusté.

$$\begin{aligned} \text{Rigidité 1}^{\text{er}} \text{ étage} = & 135\,670 + 112\,221 * \text{Charges ponctuelles} + 43\,280 * \\ & \text{Nombre de baies} - 210 * \text{Type d'ouverture} - 243\,825 * \text{Étage flexible} \end{aligned} \quad (4.8)$$

La valeur de  $R^2$  liée à cette analyse est 76,3 %, ce qui signifie que le modèle permet d'expliquer cette proportion de la variabilité de la rigidité. On peut simplifier ce modèle afin d'éliminer des paramètres ayant une faible importance, par une régression pas à pas. Ainsi, le paramètre *type d'ouverture* est retiré du modèle (même si l'on sait que les ouvertures influencent réellement la réponse, *Revoir* figure 4.5). Le coefficient  $R^2_{\text{ajusté}}$  est maintenu à 76,3 % après cette simplification. L'équation 4.9 est celle du modèle ajusté à trois paramètres.

$$\begin{aligned} \text{Rigidité 1}^{\text{er}} \text{ étage} = & 135\,040 + 112\,221 * \text{Charges ponctuelles} \\ & + 43\,280 * \text{Nombre de baies} - 243\,825 * \text{Étage flexible} \end{aligned} \quad (4.9)$$

L'effet des quatre paramètres sur la rigidité globale est montré à la figure 4.6 (a à d), incluant le *type d'ouverture*, retiré du modèle. La figure 4.6.e) illustre la rigidité obtenue lors des analyses versus celle prévue par l'équation 4.9. Le seul paramètre dont l'effet était prévisible a priori est la présence d'un étage flexible (*Voir* figure 4.6.d), qui fait beaucoup diminuer la rigidité (jusqu'à 92 %). La charge appliquée étant proportionnelle au poids sismique, donc à la quantité d'éléments structuraux représentés, une relation proportionnelle entre la rigidité et le nombre de baies était attendue et a été confirmée par l'analyse statistique des résultats (*Voir* figure 4.6.b). L'augmentation de rigidité pour les modèles à trois baies par rapport à ceux d'une baie est de 3,2 ou 3,4 fois pour les modèles avec coques ou bielles respectivement. La relation statistique constante (*Voir* figure 4.6.c) entre le *type d'ouverture*



et la réponse en rigidité indique que ce paramètre n'a pas d'influence statistique sur la réponse en rigidité, même si une réelle influence a été démontrée (*Revoir* figure 4.5). L'absence d'influence statistique de ce paramètre découle d'une grande dispersion des réponses, qui s'annulent les unes et les autres. L'analyse des résultats obtenus pour les modèles avec les étages représentés par des éléments structuraux ou par des charges ponctuelles qui les remplacent (*Voir* figure 4.6.a) montre que lorsque les étages sont tous modélisés la rigidité est augmentée. Cela se reflète par des déplacements au 1<sup>er</sup> niveau qui sont 31 % plus petits en moyenne (déplacements plus petits variant de 4 % à 51 % selon les caractéristiques).

Une autre analyse de régression a été réalisée sur 30 des 40 résultats d'analyse. Les dix modèles retirés de l'analyse sont les modèles 26 à 30 et 36 à 40, qui visent à évaluer la présence d'un étage flexible, mais n'ont pas d'étages supérieurs modélisés (cadres vides d'un étage avec charges ponctuelles). Cette analyse de régression linéaire à plusieurs variables pour les 30 modèles donne un  $R^2_{\text{ajusté}}$  de 81,7 %, avec le paramètre *type d'ouverture* qui n'est pas retenu, suite à une régression pas à pas.

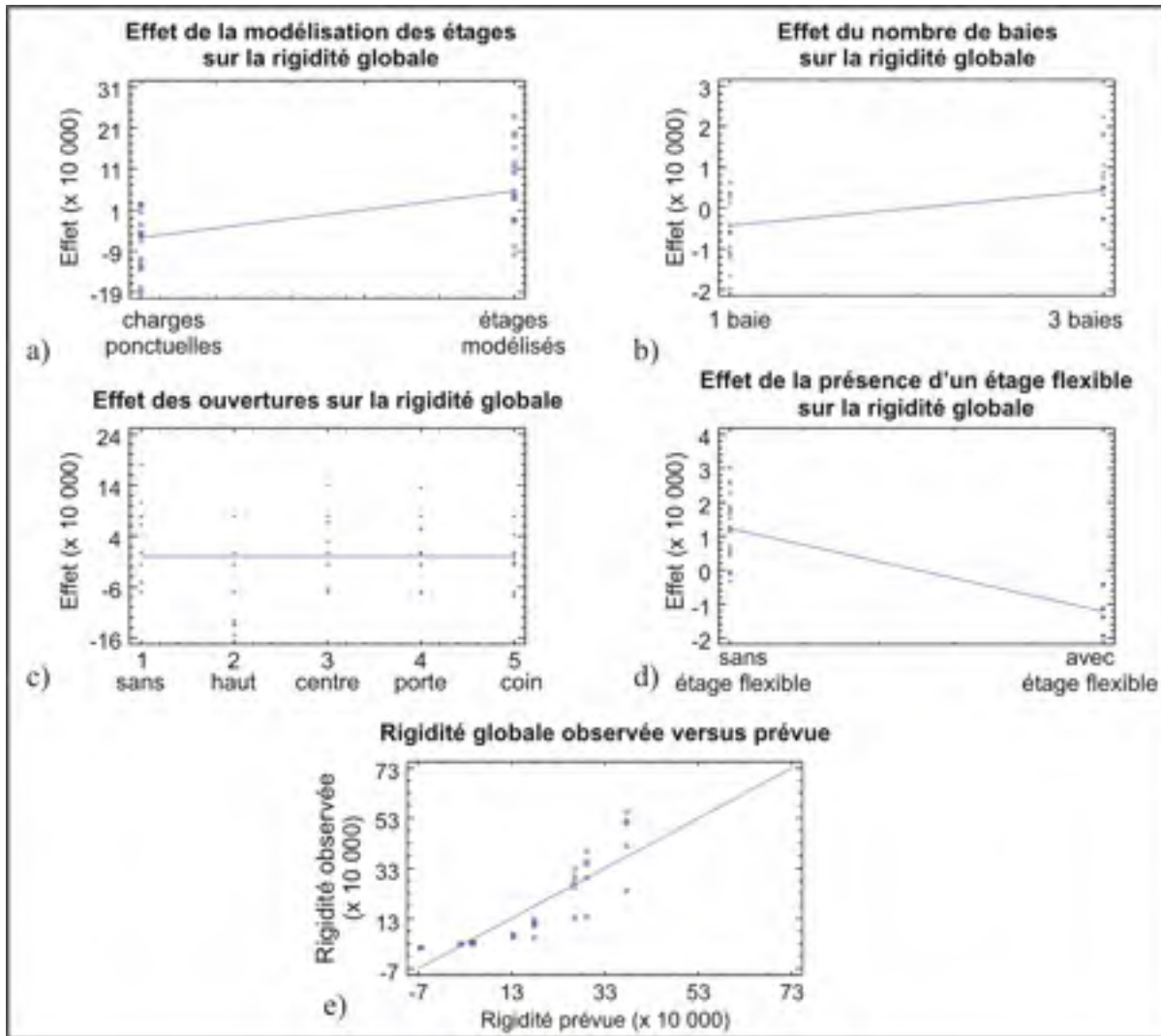


Figure 4.6 Effet des paramètres sur la rigidité. En e : rigidité observée en fonction de celle prévue par l'équation 4.9

#### 4.12 Observations issues des analyses – phase 2

Cette deuxième phase consiste en l'analyse linéaire de 40 modèles sous un chargement statique représentant la charge latérale du CNBC. Voici les principales observations :

- l'équation du modèle ajusté (éq. 4.9, p. 86) comprend trois des quatre paramètres évalués pour prédire la rigidité au 1<sup>er</sup> niveau. Ce modèle, permettant d'expliquer 76,3 % de la variabilité de la réponse, est :  $\text{Rigidité } 1^{\text{er}} \text{ étage} = 135\,040 + 112\,221 * \text{Charges ponctuelles} + 43\,280 * \text{Nombre de baies} - 243\,825 * \text{Étage flexible}$  ;

- le paramètre *types d'ouverture* est absent de l'équation puisque, statistiquement, il influence peu la rigidité. Cependant, l'effet de ce paramètre est réel, tel que montré à la figure 4.5 et au tableau 4.5 (p. 84 et 85). L'effet de bielle est visible sur les diagrammes de contraintes des éléments coques. On ne devrait pas négliger les ouvertures, puisque les charges latérales créent des zones de tension aux coins des ouvertures;
- effets directs sur la rigidité : elle augmente proportionnellement au *nombre de baies* et augmente lorsque les étages supérieurs sont modélisés au lieu d'être représentés par des charges ponctuelles. La rigidité diminue lorsqu'il y a présence d'un étage flexible;
- comme cela était attendu concernant le nombre de baies : trois baies fournissent une rigidité qui varie de 3,2 (coque) à 3,4 fois (bielle) celle des modèles à une baie.

#### 4.13 Vérification supplémentaire : influence du nombre de baies

Afin d'obtenir des réponses qui ne sont pas influencées par l'écrasement local au point d'application de la charge ponctuelle, une charge répartie constante le long de la poutre supérieure a été utilisée (*Voir* détails à l'annexe V, p. 195). Il est certain que ce type d'analyse sous charge imposée ne reflète pas de façon exacte le comportement sous séisme, qui consiste plutôt en un déplacement imposé (les analyses *pushover* sont de ce type, en contrôle des déplacements, *Voir* chapitre 7). Des analyses dynamiques linéaires seraient préférables, puisque ce type d'analyse utilise comme intrants les modes de vibration.

Ce qui ressort des analyses de l'annexe V : 1) la rigidité est proportionnelle au nombre de baies pour les deux types de modélisation lorsque la charge est répartie (x 2,96 ou 2,98 pour 3 baies), ce qui n'est pas le cas avec l'application d'une charge ponctuelle (x 1,4 ou 2,1 pour 3 baies) ; 2) avec une charge répartie  $w$ , les contraintes dans les membrures sont très semblables d'une baie à l'autre ; 3) avec  $w$ , les déplacements des 4 nœuds supérieurs sont presque identiques. Pour les réponses en rigidité, il aurait été préférable d'utiliser une charge répartie pour réduire l'impact du phénomène d'écrasement. Cependant, tous les modèles ayant

été créés de la même façon, leurs réponses sont influencées pareillement. Les analyses paramétriques auraient donc mené à l'identification des mêmes paramètres influents.

#### 4.14 Synthèse

Les analyses statiques linéaires du présent chapitre avaient pour but de vérifier l'influence de multiples paramètres sur la rigidité et le déplacement interétage avant d'entreprendre les analyses modales et celles dans le domaine non linéaire.

À l'issue de la première phase du plan d'analyses, comme vu à l'équation 4.3 (p. 77), la réponse en rigidité globale est surtout tributaire de la modélisation du remplissage et du nombre d'étages (coefficients de 114 515 et 78 093), et dépend dans une moindre mesure de la largeur de la baie (coefficient de 17 829).

À l'issue de la deuxième phase du plan d'analyses, on s'aperçoit que la rigidité globale est tributaire de la présence d'un étage flexible (coefficient de 243 825) et de la modélisation ou non des étages supérieurs (coefficient de 112 221) tandis que le nombre de baies influence moyennement (coefficient de 43 280). *Revoir* l'équation 4.9, p. 86, pour les détails. Même si la présence et le type d'ouvertures ne semblent pas avoir une influence significative selon l'étude statistique des résultats, les analyses ont montré l'importance de ce paramètre dans la réponse en déplacements et en contraintes (*Voir* figure 4.5, p. 84).

Les paramètres influents, une fois réalisées les 98 analyses statiques linéaires et l'analyse statistique des résultats, sont présentés au tableau 4.6. Les analyses non linéaires du chapitre 7 permettront d'évaluer si les paramètres sont aussi influents sur la résistance et les déplacements permanents. Avant cela, les analyses modales effectuées pour 33 modèles sont présentées au chapitre 5. Le but est d'étudier l'influence des paramètres de modélisation sur les caractéristiques dynamiques telles que les périodes naturelles, les modes propres et les ratios de charge modale participante statique.

Tableau 4.6 Influence des différents paramètres, suite aux analyses statiques linéaires

| <b>Paramètres influents</b>                   | <b>Paramètres non influents</b>                      |
|---|--|
| Largeur de la baie (4, 6 ou 8 m)              | Hauteur des étages (3, 4 ou 5 m)                     |
| Nombre d'étages (1 ou 3)                      | Dimensions des colonnes carrées<br>(450 ou 600 mm)   |
| Modélisation du remplissage (bielle ou coque) |  |
| Charges ponctuelles ou étages modélisés       | Épaisseur des murs de remplissage<br>(150 ou 250 mm) |
| Nombre de baies (1 ou 3)                      |  |
| Présence d'un étage flexible                  |  |
| Types d'ouvertures (1 à 5)                    |  |



## CHAPITRE 5

### ANALYSES PARAMÉTRIQUES MODALES

Les analyses modales visent à mesurer l'influence des paramètres de modélisation sur les réponses dynamiques. Les paramètres identifiés comme ayant peu d'influence sur le comportement linéaire statique ont été fixés à une valeur moyenne (*Revoir* tableau 4.6 : hauteur des étages, dimensions des colonnes, épaisseur des remplissages). Il est possible qu'un de ces trois paramètres, ou plusieurs, ait une influence sur les réponses modales ; cependant, leur retrait du plan d'analyse visait aussi à réduire le nombre de paramètres variables et éviter de générer un très grand volume de données. Pour cette dernière raison, et parce que lorsque présents sur une structure ils seront de toute évidence modélisés tels que dans la réalité, deux autres paramètres ne sont pas étudiés dans ce chapitre : la présence d'un étage flexible ainsi que la largeur de la baie. Cinq paramètres varient dans ce chapitre : le nombre de baies, le nombre d'étages, le type d'ouvertures, la modélisation versus le remplacement des étages supérieurs par des charges ponctuelles ainsi que l'utilisation d'un modèle bielle ou coque pour les remplissages. Ces derniers sont modélisés dans les premières sections de ce chapitre par des bielles, étant donné que c'est ce que l'on cherche à améliorer dans cette thèse. Cependant, des comparaisons sont présentées en fin de chapitre entre les caractéristiques modales résultant de l'analyse de modèles à 1 baie et 1 étage, soit des modèles où le remplissage est représenté par une bielle et d'autres modèles où le remplissage est modélisé par une coque (avec nœuds 100 % ou partiellement communs).

#### 5.1 Plan d'analyses modales

Les analyses modales réalisées sont de type « valeurs propres » (*eigenvalue* en anglais). Ce type d'analyse permet de déterminer les modes propres de vibration libre non amortie ainsi que les périodes naturelles du système, ce qui fournit une bonne compréhension du comportement de la structure.

Le plan d'analyses compte 30 modèles où le remplissage est représenté par des bielles. Les paramètres fixes sont :

- les dimensions des colonnes (500 x 500 mm);
- l'épaisseur des murs de remplissage (200 mm);
- la largeur des baies (6 m);
- la hauteur des étages (4 m);
- l'absence d'un étage flexible.

Le tableau 5.1 présente les paramètres du plan d'analyses, ainsi que leurs valeurs possibles. Le plan d'analyses détaillé est fourni à l'annexe VI (p. 199).

Tableau 5.1 Paramètres du plan d'analyses modales

| Paramètres           | Valeurs possibles |                         |      |
|----------------------|-------------------|-------------------------|------|
| Ouvertures           |                   |                         |      |
| Étages supérieurs... | 0 = modélisés     | 1 = charges ponctuelles | s.o. |
| Nombre d'étages      | 1                 |                         | 3    |
| Nombre de baies      | 1                 |                         | 3    |

## 5.2 Propriétés des modèles

Le poids sismique des 30 modèles varie de 349 à 2263 kN (35 570 à 230 725 kg) et inclut les charges permanentes ainsi que 25 % de la charge de neige (S). Pour atteindre la pleine valeur de ce poids dans la modélisation en deux dimensions, des masses ponctuelles ont été ajoutées aux joints. Ces masses supplémentaires sont appliquées aux deux degrés de liberté dans le plan. Les analyses modales prennent en compte les masses des éléments modélisés et les masses ponctuelles ajoutées.



Les bielles sont modélisées par des éléments de type barres de treillis en tension et compression seulement. Comme il n'y a qu'une seule géométrie pour les 30 modèles (6m de largeur x 4m de hauteur), la largeur calculée pour les bielles est applicable à tous les modèles. Le tableau 5.2 présente les variables utilisées pour calculer la largeur de la bielle selon l'équation 7-14 du FEMA 356 (FEMA, 2000, p. 7-25). L'annexe III (p. 189) décrit ce calcul.

Tableau 5.2 Variables utiles au calcul de la largeur des bielles, valides pour les 30 modèles

|  |                                    |  |  |   |
|--|------------------------------------|--|--|---|
| <b>t<sub>inf</sub></b>                 | <b>h<sub>col</sub></b>             | <b>h<sub>inf</sub></b>                 | <b>E<sub>fe</sub></b>  | <b>E<sub>me</sub></b>                                       |
| épaisseur du remplissage               | hauteur de colonne                 | hauteur du remplissage                 | module d'élasticité prévu (ossature)                                 | module d'élasticité prévu (remplissage)                     |
| 200 mm =<br>7,87 po                    | 4000 mm =<br>157,5 po              | 3400 mm =<br>134 po                    | 23,4 GPa = 3394 ksi  | 4500 MPa =<br>652,7 ksi                                     |
| <b>I<sub>col</sub></b>                 | <b>L<sub>inf</sub></b>             | <b>r<sub>inf</sub></b>                 | <b>θ</b>   | <b>λ<sub>1</sub></b>  |
| moment d'inertie de la colonne         | longueur du panneau de remplissage | longueur de la diagonale (remplissage) | angle dont la tangente est le ratio hauteur / longueur (remplissage) | coefficient pour déterminer la largeur équivalente (bielle) |
| 12,5 x 10 <sup>3</sup> po <sup>4</sup> | 5500 mm =<br>216,5 po              | 254,6 po                               | 0,553 rad  | 0,0212  |

L'équation 5.1 présente le calcul du coefficient λ<sub>1</sub> et l'équation 5.2 le calcul de la largeur de la bielle, a.

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{fe} \cdot I_{col} \cdot h_{inf}} \right]^{1/4} = \left[ \frac{652,7 \cdot 7,87 \cdot \sin(2 \cdot 0,553)}{4 \cdot 3394 \cdot 12,5 \times 10^3 \cdot 134} \right]^{1/4} = 0,0212 \quad (5.1)$$

$$a = 0,175 (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0,4} \cdot r_{inf} = 0,175 (0,0212 \cdot 157,5)^{-0,4} \cdot 254,6 = 27,5 \text{ "}$$

$$= 698 \text{ mm} \quad (5.2)$$

Les modèles avec bielles ont été adaptés pour tenir compte des ouvertures en se basant sur les champs de contraintes illustrés à la figure 4.5 (p. 84). Une à cinq bielles ont été utilisées pour représenter les cinq types d'ouvertures, tel qu'illustré à la figure 5.1.

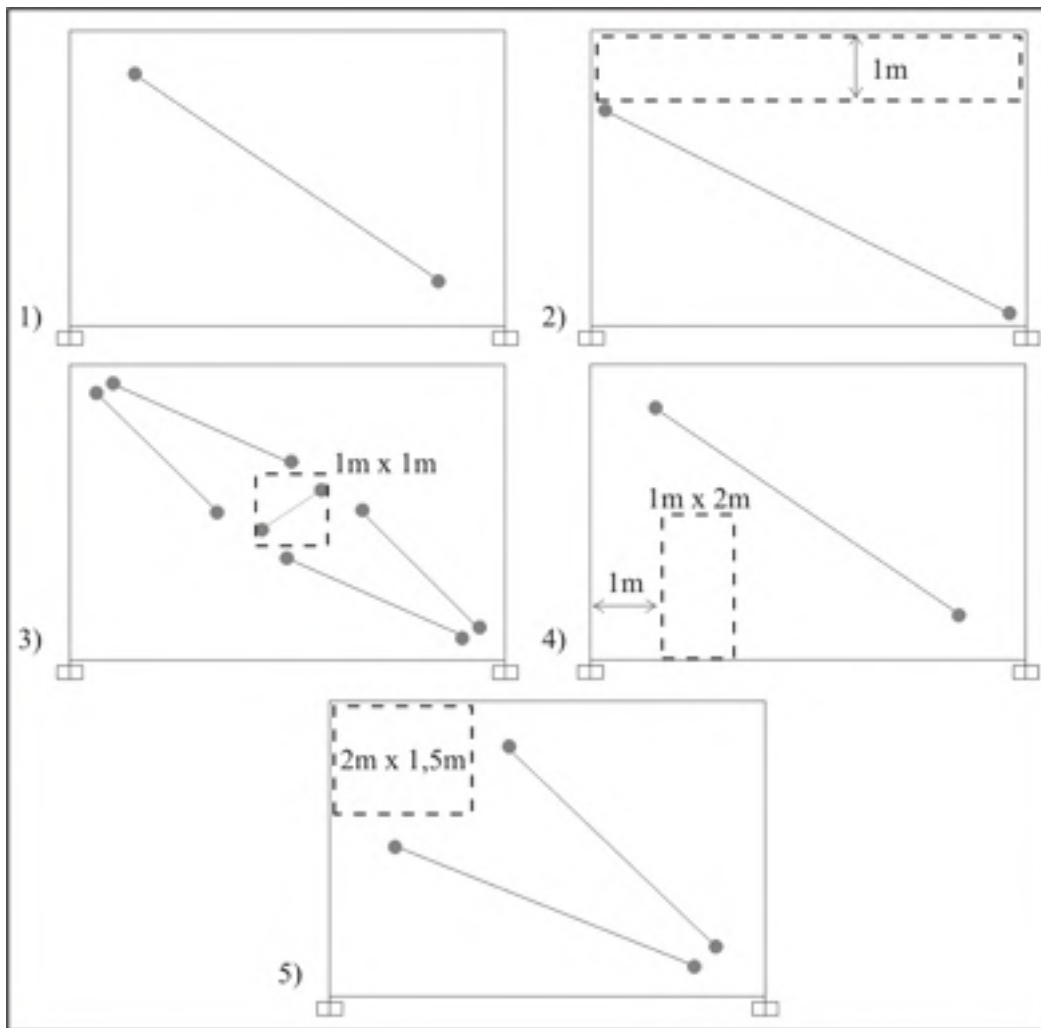


Figure 5.1 Les modèles de base pour les divers types d'ouvertures

### 5.3 Résultats des analyses modales : résultats généraux

Étant donné que les modèles ont un ou trois étages, il aurait été suffisant de considérer seulement les trois premiers modes dans lors des analyses modales. Cependant, comme ces analyses modales ont été réalisées en répartissant la masse totale aux joints des modèles (de 4 à 16 joints), introduisant donc des modes de déformation supérieurs au nombre d'étages.

L'analyse des résultats considère les 12 premiers modes et les résultats sont les 12 premières périodes naturelles, les ratios de masse participante, les ratios de charge modale participante statique et dynamique ainsi que les modes propres. Ces derniers sont analysés à la prochaine section (*Voir* section 5.4, p. 102). Les résultats montrent que le ratio de 90 % cumulatif de masse participante est atteint dans les trois premiers modes (*Voir* p. 98).

Lorsqu'on réalise des analyses *pushover*, une hypothèse est que le premier mode domine. Nous vérifions donc dans le présent chapitre si c'est effectivement le cas, en vue des analyses *pushover* du chapitre 7. En réalité, la réponse sous charge dynamique (temporelle, par exemple) est une combinaison de la réponse des modes participants. La plupart des codes recommandent de considérer un nombre de modes suffisant pour permettre que 90 % de la masse totale participe aux réponses d'analyses modales. Un des buts de cette démarche est d'estimer correctement le nombre de vecteurs requis pour des analyses de spectres de réponse ou des analyses temporelles (Wilson, 2000). Étant donné que ces types d'analyse ne seront pas effectués au chapitre suivant, mais plutôt des analyses non linéaires statiques (*pushover*), l'influence des paramètres géométriques et de modélisation sur les ratios de masse participante n'est pas analysée.

Les ratios de charge modale participante statique et dynamique mesurent à quel degré les modes calculés représentent la réponse, respectivement sous charge statique et dynamique (Wilson, 2000). Étant donné la nature statique, et non dynamique, des analyses non linéaires *pushover* qui seront réalisées au chapitre 7, il est préférable d'étudier la relation entre les ratios de charge modale participante statique et les paramètres géométriques et de modélisation. Notons que le concept des ratios de charge dynamique modale participante est une extension de celui des ratios de masses participantes. Il a été développé pour le logiciel *SAP2000* et inclut seulement les effets associés aux DDL avec masses.

La prédominance du premier mode a été vérifiée par l'analyse de la participation des 12 premiers modes au ratio de charge modale participante statique en direction UX (latérale). En

moyenne, cette charge participante est de 78 % pour le premier mode, 5,4 % pour le deuxième et 0,4 % pour le troisième, 4 % pour le quatrième et moins de 0,8 % pour les modes 5 à 12. La participation du premier mode au ratio de charge modale participante statique UX varie de 17 % à 94 %, tandis que la médiane est de 82 % et la moyenne : 78 %.

Pour 20 des 30 modèles, le ratio cumulatif de 90 % de charge modale participante statique UX (dans l'axe des poutres) est atteint en moyenne avant le troisième mode. Ces 20 vingt modèles ont trois étages. Pour ce qui est des dix autres modèles pour lesquels le ratio cumulatif de 90 % n'est pas atteint, il s'agit des modèles d'un étage. En direction UZ, 12 des 30 modèles n'atteignent pas le 90 % (5/5 modèles à 3 baies-1 étage ; 2/5 modèles à 1 baie-3 étages avec étages modélisés ; 5/5 modèles à 3 baies-3 étages avec étages modélisés) ; pour les 18 autres modèles le ratio de 90 % est atteint en moyenne au huitième mode. Il y a donc beaucoup de participation des modes supérieurs dans les ratios de participation de charge modale statique en direction UZ. Ces résultats s'expliquent entre autres par la modélisation avec masses réparties aux joints de la structure, ce qui introduit potentiellement plusieurs modes de déformation.

Les périodes fondamentales obtenues par analyses modales sont en général plus faibles que les périodes calculées selon l'article 4.1.8.11 du CNBC 2005. Pour l'ensemble des 30 modèles, l'écart moyen est de -16 % entre les périodes calculées pour les modèles et celles obtenues avec l'équation du CNBC 2005 pour les ossatures contreventées ( $T_a = 0,025 h_n$  ; 0,1 s pour les modèles d'un étage et 0,3 s pour les modèles de 3 étages). Cet écart moyen passe à -29 % si on utilise plutôt l'équation pour les structures avec murs en cisaillement du CNBC 2005 ( $T_a = 0,05 (h_n)^{3/4}$  ; 0,125 s pour les modèles d'un étage et 0,32 s pour les modèles de 3 étages). Cette dernière équation s'avère cependant être une équation inadaptée à la situation puisque les murs de remplissage ne sont pas des murs de cisaillement jouant un rôle structural uniquement positif.

Ces résultats sont contraires aux tendances généralement observées consistant à obtenir des périodes supérieures à celles calculées avec les équations du code. Ceci confirme

l'importance de définir des équations appropriées pour les BMR. Une telle équation pourrait être développée à l'aide de tests de vibrations ambiantes et serait très pratique pour les études de capacité sismique. Une piste suggérée de l'Eurocode 8 (2005) pourrait être explorée : utiliser comme période de la structure BMR la moyenne des périodes du cadre vide et du cadre élastique avec remplissage. À défaut, il est suggéré d'utiliser l'équation pour ossatures contreventées, qui donne une période plus faible.

Dans un article rapportant des tests effectués sur deux structures avec et sans remplissage de cinq et sept étages (Apostolska *et al.*, 2010), la diminution de la période fondamentale apportée par la présence de remplissage est de 9,5 % et 11,9 % respectivement selon le nombre d'étages. On pourrait généraliser que la présence du remplissage a pour effet de diminuer la période d'environ 10 % par rapport aux cadres vides pour la géométrie et les matériaux représentés dans l'article.

Une dernière étude (Asteris *et al.*, 2011) montre l'accélération spectrale (spectre élastique de l'Eurocode 8) en fonction des périodes naturelles de structures ayant différentes proportions de remplissages (Voir figure 5.2). Pour ce spectre en particulier, on observe que l'accélération à utiliser pour le cadre avec remplissage partiel PI est supérieure de 68 % à celle pour le cadre vide BF. Pour sa part, la structure avec remplissage sans ouverture FI, devrait être soumise à une accélération de 19 % supérieure à celle du cadre vide BF. La période du cadre vide BF est 9,4 fois celle du cadre plein FI. Ces observations montrent que la présence de remplissage doit absolument être prise en compte dans les études de capacité sismique, de même que la présence d'ouverture. Le fait de ne pas tenir compte des remplissages ne serait pas conservateur dans ce cas, puisque la faible accélération considérée ne représenterait pas la réalité. Afin de représenter les panneaux de remplissages ainsi que leurs ouvertures, l'usage de bielles multiples, tel que présenté à la figure 5.1, est une méthode réalisable.

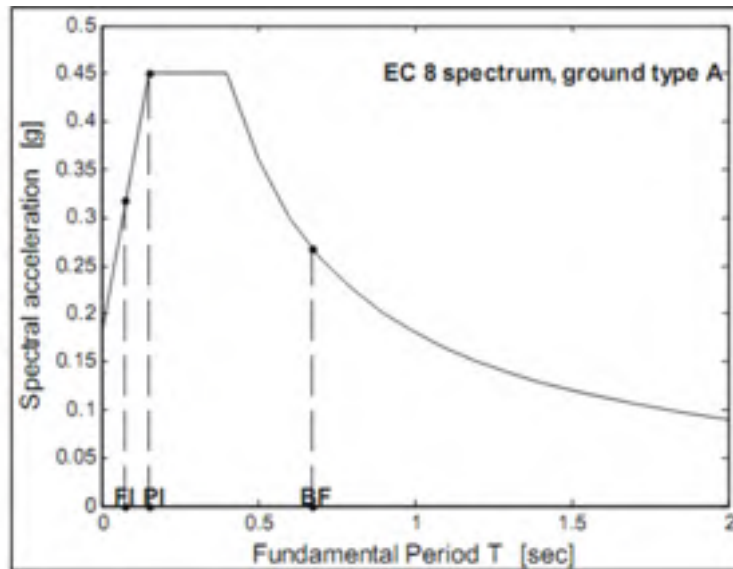


Figure 5.2 Spectre d'accélération (séisme ayant une période de retour de 475 ans) et période fondamentale d'un cadre avec remplissage plein (FI), remplissage partiel (PI) ou vide (BF)  
Tirée d'Asteris *et al.* (2011)

Une étude paramétrique réalisée de façon numérique (Ricci *et al.*, 2010) propose des relations pour définir la période de vibration naturelle élastique de cadres avec remplissages, selon la hauteur en mètres,  $H$ , ou le nombre d'étages,  $N$  (*Voir* figure 5.3). Les cadres soumis à des analyses modales ont été conçus pour supporter des charges de gravité seulement. Les propriétés de la maçonnerie sont typiques des murs de briques d'argile évidées européens. Lorsqu'il y a présence de remplissages internes, en plus des murs périphériques, le poids est augmenté considérablement, ce qui diminue la période, tel qu'illustré par les deux courbes bleues (les plus basses) sur les deux figures, par comparaison aux courbes rouges (les deux plus hautes courbes). Les lignes en tirets sont celles des cadres et remplissages avec ouvertures, donc plus légers et plus flexibles, et ayant une période plus élevée que leurs semblables sans ouvertures. Dans les cas où il y a des murs de remplissages internes, la période est 1,13 fois supérieure lorsqu'il n'y a pas d'ouvertures (*Voir* figure 5.3.a). Sans murs de remplissages internes, la période est 1,17 fois supérieure en l'absence d'ouvertures. À la figure 5.3.b), en fonction du nombre d'étages au lieu de la hauteur, les ratios sont semblables : 1,16 et 1,14 respectivement. Comme illustrée, la présence d'ouvertures a beaucoup plus d'effet pour des modèles de grande hauteur. Dans cette thèse, où les modèles

ont 1 ou 3 étages, l'influence de la « hauteur d'étages » sur les périodes des quatre premiers modes n'a pas été détectée (Voir tableau 5.4, p. 104).

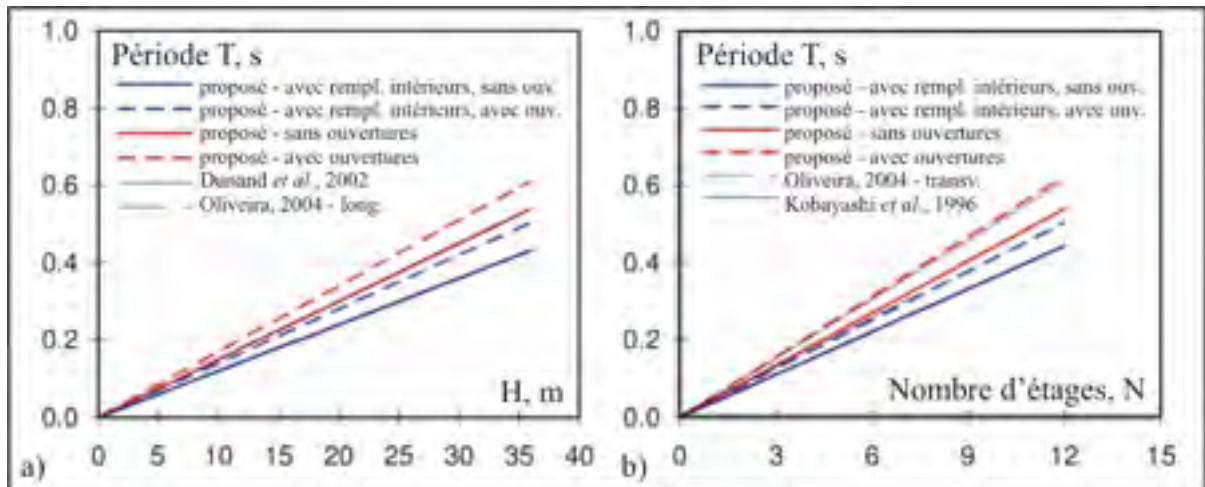


Figure 5.3 Comparaison entre les relations proposées et expérimentales (des travaux de Dunand *et al.* ; Oliveira et Kobayashi *et al.*). a) période-hauteur ; b) période-nombre d'étages  
Tirée de Ricci *et al.* (2010)

Dans le cadre de la présente thèse, des modèles vides ont été analysés pour comparer leur période à celle des cadres avec remplissage modélisés par bielle. Les périodes obtenues pour les cadres pleins sont supérieures à celles des cadres vides (jusqu'à deux fois en moyenne), ce qui est contraire à ce qui a été observé par certains auteurs (Apostolska *et al.*, 2010 ; Asteris *et al.*, 2011). En enlevant le remplissage, la masse diminue ce qui a pour effet de diminuer la période, mais la rigidité diminue également ce qui a l'effet inverse d'augmenter la période. Donc, la période des cadres pleins étant supérieure à celle des cadres vides, on en déduit que l'effet de la masse sur la période est prépondérant dans nos modèles, où les panneaux de maçonnerie ont de faibles résistance et rigidité.

L'épaisseur du remplissage n'était pas un paramètre variable dans le présent chapitre. Cependant, il aurait pu être évalué puisqu'il influence la masse du modèle, donc la période.

#### 5.4 Résultats des analyses modales : modes propres

Les trois premiers modes propres de vibration obtenus ont été analysés. Ils sont illustrés au Tableau-A VII-1 de l'annexe VII, p. 201. Notons que les poutres au bas des modèles ne vibrent pas, sauf pour de rares exceptions. Elles ne sont donc pas comptabilisées dans le nombre de poutres totales, soit 60 poutres pour les 3 modes des 30 modèles. Il y a aussi 90 colonnes et 60 bielles pour les 90 modes illustrés. Le tableau 5.3 présente une synthèse des observations faites sur les modes propres obtenus.

Tableau 5.3 Résumé des déformations observées pour les 3 premiers modes propres, 30 modèles

| Types d'ouverture                                       | Bielles  | Colonnes   | Poutres  |
|---|--|--|--|
| <b>#1 – sans ouv.</b><br>(modèles 1, 6, 11, 12, 21, 22) | 59/60 : ordre 1<br>1/60 : ordre 2  | 22/90 : ordre 1<br>52/90 : ordre 2<br>16/90 : ~ nul                  | 6/60 : ordre 1<br>44/60 : ordre 2<br>10/60 : ~ nul   |
| <b>#2 – haut</b><br>(modèles 2, 7, 13, 14, 23, 24)      | 58/60 : ordre 1<br>2/60 : ordre 2  | 27/90 : ordre 1<br>50/90 : ordre 2<br>5/90 : ordre 3<br>8/90 : ~ nul | 10/60 : ordre 1<br>47/60 : ordre 2<br>3/60 : ~ nul   |
| <b>#3 – centre</b><br>(modèles 3, 8, 15, 16, 25, 26)    | 60/60 : ordre 1  | 26/90 : ordre 1<br>63/90 : ordre 2<br>1/90 : ordre 3                 | 7/60 : ordre 1<br>52/60 : ordre 2<br>1/60 : ordre 3  |
| <b>#4 – porte</b><br>(modèles 4, 9, 17, 18, 27, 28)     | 59/60 : mouvement axial<br>1/60 : ~ nul  | 12/90 : ordre 1<br>78/90 : ordre 2                                   | 9/61 : ordre 1<br>48/61 : ordre 2<br>4/61* : ordre 3<br>*inclut 1 poutre du bas                  |
| <b>#5 – coin</b><br>(modèles 5, 10, 19, 20, 29, 30)     | 60/60 : mouvement axial  | 20/90 : ordre 1<br>68/90 : ordre 2<br>2/90 : ~ nul                   | 7/61 : ordre 1<br>52/61 : ordre 2<br>1/61* : ordre 3<br>1/61 : ~ nul<br>*c'est une poutre du bas |
| En moyenne<br>(5 types d'ouvertures)                    | <b>Modèles 1 à 3</b> : 98 % ordre 1 et 2 % ordre 2<br><b>Modèles 4-5</b> : 99 % axial et 1 % ~ nul | 24 % ordre 1<br>69 % ordre 2<br>1 % ordre 3<br>6 % ~ nul             | 13 % ordre 1<br>80 % ordre 2<br>2 % ordre 3<br>5 % ~ nul   |



Les bielles ont deux modes de vibration principaux. D'abord, il s'agit d'une déformation d'ordre 1, représentant le flambement de compression des bielles uniques des modèles sans ouvertures (type 1) ou avec ouverture dans le haut (type 2) et pour les groupes de bielles reproduisant une ouverture au centre (type 3). Le deuxième mode de vibration principal est simplement un mouvement axial dû au fait que les bielles suivent les mouvements des nœuds du cadre auxquels elles sont reliées et qui se déplacent avec les courbures des colonnes (types 4 et 5). Étant donné que les bielles n'existent pas réellement, puisqu'elles simulent l'action de panneaux de remplissage, les mouvements axiaux et le flambement de la bielle représentent l'inversion des contraintes de tension et de compression dans les remplissages.

Pour ce qui est des colonnes, elles se déforment surtout avec une déformation d'ordre 2 – effort de cisaillement – dans une proportion de 69 % ou une déformation d'ordre 1 – effort axial / flambement – (24 %). Environ 80 % des poutres se déforment avec une déformation d'ordre 2 comparativement à 13 % qui ont une déformation d'ordre 1. Respectivement 6 % et 5 % des colonnes et des poutres montrent une déformation quasi nulle à l'analyse des modes propres.

L'analyse des modes de vibration est très importante pour la compréhension du comportement sismique des structures. Il n'y a pas que la période fondamentale qui importe afin d'évaluer les forces internes engendrées par une charge sismique ; la connaissance des modes propres est aussi essentielle. Par exemple, deux structures ayant la même distribution de masses et la même période fondamentale subiront des forces de cisaillement très variées, en fonction de leurs modes propres (Michel *et al.*, 2010). Lorsqu'elles proviennent de mesures de vibrations ambiantes, les valeurs modales peuvent être utilisées pour calibrer des modèles d'analyse, du plus simple au plus sophistiqué (ex. AÉF) afin d'évaluer les déformations subies par les bâtiments lors de séismes faibles modérés. Pour des analyses *pushover*, les charges appliquées peuvent être proportionnelles au mode propre, tel que défini dans le document FEMA 356. C'est ce qui est utilisé au chapitre 6 de cette thèse (p. 131). Ces simulations peuvent servir de base à des réponses non linéaires lors d'analyses ultérieures.

### 5.5 Étude statistique des résultats d'analyses modales (modèles bielles)

Des régressions linéaires ont été effectuées pour les réponses suivantes : période des quatre premiers modes et ratios de charge modale participante statique. Ce processus vise à identifier les paramètres qui influencent statistiquement ces réponses (*Voir* tableau 5.4).

Tableau 5.4 Régressions linéaires multiples des réponses modales

| Réponses                      | Régressions linéaires ( $Y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_j x_k + \epsilon$ )                | $R^2_{\text{ajustés}}$ |
|-------------------------------|---|------------------------|
| Période mode 1                | 0,248257 - 0,0490929*Étages supérieurs modélisés ou non   | 84,1 %                 |
| Période mode 2                | 0,128443 - 0,0102333* Types d'ouvertures - 0,0102071*Étages supérieurs modélisés ou non                             | 38,3 %                 |
| Période mode 3                | 0,0772643 + 0,0141* Nombre de baies - 0,00948333*Types d'ouvertures - 0,00923571*Étages supérieurs modélisés ou non | 38,1 %                 |
| Période mode 4                | 0,0776071 + 0,0137* Nombre de baies - 0,00981667* Types d'ouvertures - 0,0123929*Étages supérieurs modélisés ou non | 53,9 %                 |
| Charge statique modale UX (%) | 99,8971 + 0,05563* Nombre d'étages - 0,0422133* Nombre de baies   | 51,9 %                 |
| Charge statique modale UZ (%) | 108,658 - 8,99905* Nombre de baies  | 17,3 %                 |

Les coefficients  $R^2_{\text{ajustés}}$  indiquent le pourcentage de la variabilité de la réponse pris en compte par les régressions. Il est préférable, au lieu du simple  $R^2$ , d'utiliser  $R^2_{\text{ajusté}}$  puisqu'il n'augmente que si le nouveau paramètre ajouté à l'équation réduit le carré de l'erreur moyenne, tandis que le coefficient  $R^2$  de base augmente automatiquement pour tout ajout de paramètre. L'utilisation de  $R^2_{\text{ajusté}}$  permet donc d'éviter d'expliquer faussement de la variance par la composante aléatoire des paramètres explicatifs. Les équations du tableau 5.4 proviennent des régressions pas-à-pas descendantes, qui incluent seulement les paramètres statistiquement significatifs.

Parmi les six réponses étudiées au tableau 5.4, aucune n'est liée à l'ensemble des quatre paramètres ; le nombre de paramètres significatifs varie d'un à trois.

Pour ce qui est des régressions linéaires des périodes, un paramètre important est la **modélisation des étages supérieurs ou leur remplacement par des charges ponctuelles** (les quatre périodes). On sait que les périodes dépendent de la masse et de la rigidité globale. Or, la masse équivalant à trois étages est toujours modélisée, même lorsque les étages ne le sont pas, par l'ajout de charges ponctuelles, ce qui signifie que la masse est représentée dans tous les modèles de trois étages. Comme la modélisation influence la période, selon l'analyse statistique des résultats, c'est donc le paramètre de rigidité globale qui est en cause. On trouve en examinant les résultats que pour une même configuration, le modèle qui a les étages modélisés a une période supérieure et une rigidité inférieure au modèle dont les deux étages supérieurs sont remplacés par des charges ponctuelles (facteur de 1,4 pour les deux). Un modèle à trois étages est donc plus flexible, en terme de déplacement global, qu'un autre à un étage, ce qui a du sens.

Le **type d'ouvertures** a une influence sur les périodes des modes 2 à 4, mais pas sur la période fondamentale. En effet, pour cette première période, seuls la **modélisation des étages supérieurs ou leur remplacement par des charges ponctuelles** ont une influence statistiquement très forte, avec un coefficient  $R^2_{\text{ajusté}}$  de 84 %.

Les équations de régression linéaire des périodes des modes 3 et 4 montrent que le **nombre de baies** est un paramètre significatif pour ces deux réponses. Les coefficients  $R^2_{\text{ajustés}}$  de ces régressions varient de 38 et 54 %, reflétant une qualité globale moyenne de la relation entre les deux réponses et les paramètres du plan d'analyses.

Les régressions linéaires des ratios de charge modale participante statique dans le plan (UX et UZ), sont toutes les deux liées au **nombre de baies**, tandis que dans la direction UX, le **nombre d'étages** est aussi un paramètre significatif. Dans la direction UX, le ratio est en plus lié au **nombre d'étages**, ce qui était prévisible puisque le nombre d'étages est directement lié aux masses discrètes présentes dans le modèle, ce qui influence le ratio de charge modale participante statique. Seule l'équation de régression en UX a un coefficient

$R^2_{\text{ajusté}}$  supérieur à 50 % (il est de 52 %) ; celle en UZ ayant un coefficient  $R^2_{\text{ajusté}}$  de 17 %. Les deux autres paramètres (types d'ouvertures et modélisation des étages supérieurs ou non) n'ont pas d'influence significative sur le ratio de charge modale participante statique en UX.

## 5.6 Considérations concernant la modélisation des coques

Les modèles avec coques créés pour les analyses statiques linéaires (*Revoir* chapitre 4), avaient comme caractéristique d'empêcher tout décollement de la maçonnerie par rapport au cadre de béton. Les huit nœuds communs à l'interface des deux matériaux agissaient comme des nœuds uniques, simulant un comportement solidaire des matériaux (*Voir* figure 5.4), ce qui est acceptable, tant que la réponse de la structure demeure dans le domaine linéaire.

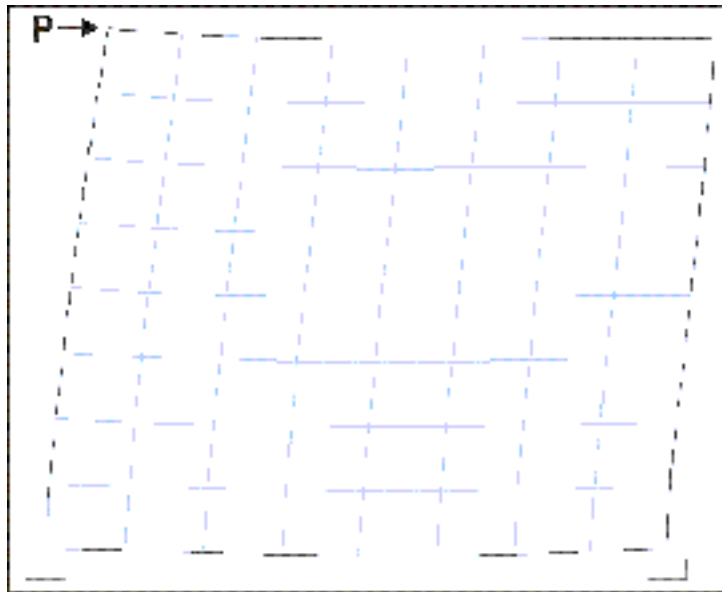


Figure 5.4 Modèle 48 de la phase 1 : mouvement conjoint du remplissage et de l'ossature

En réalité, la compression cause l'écrasement des matériaux et la traction cause leur décollement, deux phénomènes qui devraient être reproduits lors de la modélisation de la structure dans le domaine non linéaire.

Pour recréer de façon plus réaliste les zones de tension et de compression, les nœuds peuvent être manuellement définis communs ou indépendants en les positionnant aux mêmes coordonnées ou non. Afin de définir quelle proportion des éléments structuraux se situe dans les zones tendues (nœuds indépendants) ou comprimées (nœuds communs), des essais ont été faits avec trois modèles ayant une géométrie représentative de l'ensemble des modèles testés. Ces trois modèles de la phase 1 (n<sup>os</sup> 8, 23 et 48) ont un ratio hauteur / largeur respectif de 1,25 ; 0,38 et 0,83. Pour ces analyses, les nœuds du maillage des éléments de béton et de la coque de maçonnerie ont tous été définis comme étant indépendants en les localisant à des endroits physiques différents.

La figure 5.5 illustre les mouvements indépendants des éléments de maçonnerie et de béton obtenus pour le modèle 48 ; les zones de compression (déformations irréalistes puisque le remplissage « traverse » le béton) sont encadrées. Pour les trois modèles évalués, les zones tendues (décollement) représentent de 30 à 70 % de la hauteur des colonnes (pour une moyenne de 54 %) et de 20 à 70 % de la longueur des poutres (pour une moyenne de 48 %).

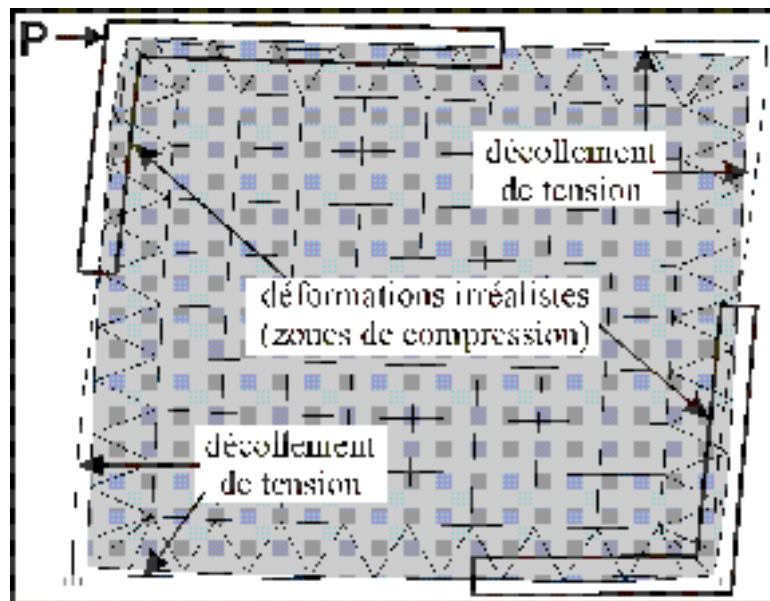


Figure 5.5 Zones de décollement et de déplacements irréalistes, modèles 48

Dans la littérature, ElRazik *et al.* (2006) proposent d'utiliser une longueur de contact béton – maçonnerie de 50 % des poutres et des colonnes. Cavaleri *et al.* (2004) proposent quant à eux une longueur de contact de 30 % pour tous les cas de colonnes et une longueur variable pour les poutres : 45 % pour une charge de 20 kN/joint, 85 % pour une charge de 120 kN/joint, 100 % pour une charge de 200 kN/joint.

En tenant compte des résultats obtenus pour les trois modèles testés, ainsi que des informations tirées de la littérature, il a été choisi de mailler la maçonnerie de telle façon que les nœuds soient communs sur 50 % de la hauteur des colonnes et 60 % de la longueur des poutres. Ce maillage permet le décollement des matériaux maçonnerie et béton sur 50 % de la hauteur des colonnes et sur 40 % de la longueur des poutres (*Voir figure 5.6*).

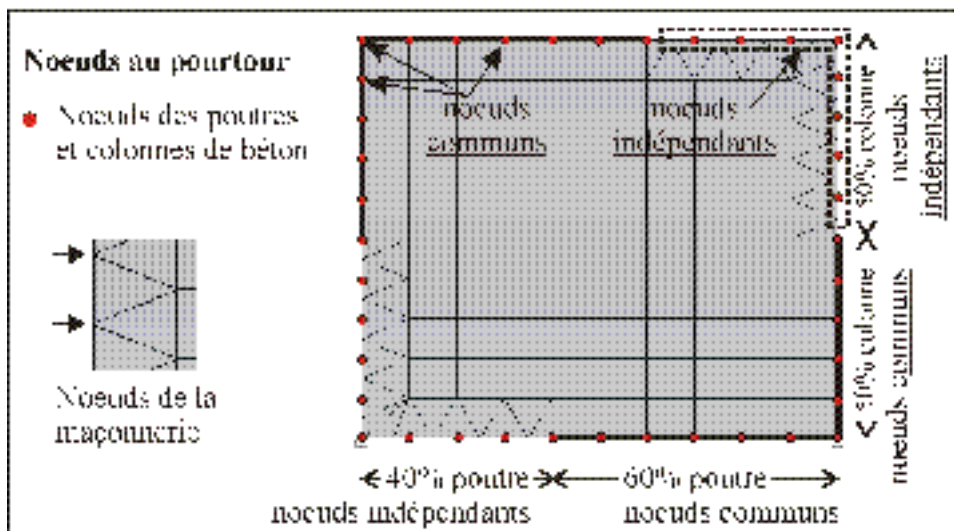


Figure 5.6 Exemple de maillage avec joints indépendants sur une longueur partielle

Cette modélisation autorise tout de même quelques déplacements irréalistes dans les zones à nœuds indépendants, puisqu'il est impossible en domaine linéaire de définir une liaison (*gap element*) ayant une ouverture minimale. Ainsi, aux zones de nœuds indépendants il y a parfois des éléments de maçonnerie traversant le béton. Ces déplacements sont ignorés parce qu'ils sont de très faible amplitude et ils surviennent pour très peu de modèles, principalement les modèles ayant un ratio hauteur / largeur d'environ 0,5.

## 5.7 Résultats comparatifs : modèles avec coques versus bielles

Dans cette section sont présentés les résultats obtenus pour deux modèles aux caractéristiques de rigidité et de masse semblables : un modèle avec bielles et un autre avec coque (*Voir* tableau 5.5). Afin d'obtenir une rigidité comparable pour les deux modèles, la résistance aux charges latérales de la bielle a été augmentée par rapport à celle pouvant être calculée avec les équations du FEMA 356 (*Revoir* équations 5.1 et 5.2). Cette démarche a été faite par tâtonnement. La solution est que la bielle doit avoir une largeur de 3500 mm pour fournir une rigidité semblable à celle du modèle avec coque. Par rapport à la largeur de bielle calculée avec le FEMA 356 (565 mm) pour un modèle de 4 m x 5 m, la largeur est multipliée par 6,2.

La modélisation par bielle ne permet pas d'obtenir des périodes naturelles identiques à celles obtenues pour les modèles avec coque. Si l'on compare la moyenne des périodes du modèle avec coque où 100 % des nœuds sont connectés à l'interface béton et maçonnerie (0,2328 s) par rapport à celle du modèle avec bielles (0,04103 s), alors le facteur multiplicatif est 5,7.

Tableau 5.5 Propriétés et réponses modales des modèles avec bielles ou coque

| Paramètres / réponses     | Modèle avec bielles    | Modèle avec coque, nœuds 100 % communs | Modèle avec coque, nœuds partiellement communs |
|---------------------------|------------------------|--|--|
| Masse                     | 41 770 kg              | 39 560 kg                              | 38 910 kg                                      |
| Charge latérale appliquée | 118,3 kN               | 118,3 kN                               | 118,3 kN                                       |
| Déplacement latéral       | 0,7122 mm              | 0,739 mm                               | 0,6895 mm                                      |
| Rigidité globale          | 166 105 kN/m           | 160 081 kN/m                           | 171 574 kN/m                                   |
| Dimensions du modèle      | 4 m (↔) x 5 m (↕)      | 4 m (↔) x 5 m (↕)                      | 4 m (↔) x 5 m (↕)                              |
| Période mode 1            | 0,07272 s ( <b>x</b> ) | 0,40965 s ( <b>5,6 x</b> )             | 0,06064 s ( <b>0,83 x</b> )                    |
| Période mode 2            | 0,02734 s ( <b>y</b> ) | 0,17498 s ( <b>6,4 y</b> )             | 0,02406 s ( <b>0,88 y</b> )                    |
| Période mode 3            | 0,02302 s ( <b>z</b> ) | 0,11377 s ( <b>4,9 z</b> )             | 0,01815 s ( <b>0,79 z</b> )                    |

Pour ce qui est du modèle avec une coque dont seulement une partie des nœuds est commune à l'interface béton / maçonnerie, alors c'est l'inverse : la moyenne des périodes des trois premiers modes (0,03428 s) vaut 83 % de celle du modèle avec bielles (0,04103 s).

Ce sont les modèles avec bielle ou par coque avec nœuds partiellement communs qui donnent des périodes s'approchant le plus de celle calculée avec les équations du CNBC 2005. Comme observées précédemment (section 5.3), les périodes obtenues par analyses numériques sont inférieures à celles du code, confirmant la nécessité de développer une équation adaptée pour les BMR.

Concernant les modes propres, les formes ne sont pas comparables pour les modèles avec bielles ou avec coque.

Une deuxième géométrie de modèle a été testée, d'abord afin de vérifier si l'augmentation de largeur de bielle requise est semblable pour obtenir une rigidité équivalant au modèle avec coque, ensuite pour vérifier les rapports des périodes des deux types de modélisation. Le deuxième modèle a les dimensions suivantes : 8 m de largeur et 3 m de hauteur, pour une masse d'environ 35 000 kg. La bielle été modélisée avec une largeur de 3500 mm encore une fois; par rapport à la largeur calculée, cette fois-ci il s'agit d'une multiplication de 3,7 fois la largeur initiale de 951 mm. Les périodes obtenues pour le modèle avec coque valent en moyenne 64 % des périodes des 3 premiers modes du modèle avec bielle. Pour la première période, c'est encore ici le modèle avec bielle qui permet d'obtenir une période plus près de celle du CNBC; elle vaut 54 % de la période du code, ce qui est beaucoup plus loin que les périodes dont il a été question à la page 98 (écart de 16 % du modèle bielle par rapport à la période du code).

## **5.8 Synthèse**

Dans ce chapitre, 30 modèles avec remplissage sous forme de bielles ont été analysés afin de déterminer l'influence des paramètres de modélisation sur les propriétés dynamiques



suivantes : modes propres et périodes de vibration naturelles. Les paramètres sont listés au tableau 5.1, p. 94.

Les 30 modèles ont un poids sismique réparti parmi les éléments modélisés et les masses ponctuelles ajoutées aux joints. Ce poids varie de 35 570 à 230 725 kg. Les dimensions des bielles ont été calculées d'après le document FEMA 356 (FEMA, 2000). La largeur de bielle de base calculée est de 698 mm (*Revoir* équation 5.1, p. 95). Les modèles avec coque ou bielle ont été adaptés afin de tenir compte des ouvertures spécifiées (*Revoir* p. 96).

La prédominance du premier mode a été vérifiée par l'étude des ratios de charge modale participante statique en direction UX. Ce ratio vaut en moyenne 78 % pour le premier mode, ce qui est beaucoup plus élevé que 5,4 % pour le 2<sup>e</sup> mode, 0,4 % pour le 3<sup>e</sup> mode et 4 % pour le 4<sup>e</sup> mode. Pour 20 des 30 modèles (tous ceux de 3 étages), le ratio cumulatif de 90 % de charge totale participante statique UX est atteint en moyenne au troisième mode.

Les périodes fondamentales obtenues numériquement sont en général plus petites que celles calculées selon l'article 4.1.8 du CNBC 2005. Pour les 30 modèles, l'écart moyen est de -16 % entre les périodes obtenues pour les modèles et celles calculées avec le code pour les ossatures contreventées ( $T_a = 0,025 h_n$ ). C'est cette équation qu'il est recommandé d'utiliser, puisqu'elle est conservatrice.

Les déformations des trois premiers modes propres des 30 modèles sont présentées au Tableau-A VII-1 (annexe VII, p. 201) et analysées au tableau 5.3 (*Revoir* p. 102). Dans ce tableau, pour chacun des cinq types d'ouverture est présentée une synthèse des courbures relevées sur l'ensemble des bielles, colonnes et poutres des 3 modes des 30 modèles. Les courbures sont soit d'ordre 1 (flexion), 2 (flexion + cisaillement) ou 3 ou encore il n'y a pas de déformation notable. Les bielles ont deux modes de vibration principaux : déformation de type flambement représentant la compression du remplissage pour les ouvertures des types 1, 2 et 3 ou mouvement axial pour les ouvertures des types 4 et 5. Pour ce qui est des colonnes,

elles se déforment surtout avec une déformation d'ordre 2 (69 %), et les poutres : déformation d'ordre 2 (80 %).

Des régressions linéaires ont été effectuées pour les périodes des quatre premiers modes et les ratios de charge modale participante statique (*Revoir* tableau 5.4, p. 104). Les régressions linéaires des périodes montrent que la modélisation des étages supérieurs ou leur remplacement par des charges ponctuelles est important pour les 4 périodes (mais surtout pour la période fondamentale), et le type d'ouvertures pour les périodes des modes 2 à 4. Les régressions linéaires des ratios de charge modale participante statique dans le plan (UX et UZ), sont toutes les deux liées au nombre de baies, tandis que dans la direction UX, le nombre d'étages est aussi un paramètre significatif. Dans la direction UX, le ratio est en plus lié au nombre d'étages.

Une comparaison a été présentée en fin de chapitre entre les caractéristiques modales de quelques modèles à 1 baie et 1 étage avec remplissage modélisé par bielle ou par coque (nœuds 100 % communs ou partiellement communs; *revoir* sections 5.6 et 5.7). Les modèles ont été calibrés pour avoir une rigidité et un poids sismique semblables (*Revoir* tableau 5.5, p. 109). En se basant sur la recension des écrits et les analyses numériques, pour le modèle avec nœuds partiellement communs la maçonnerie est modélisée avec des nœuds communs sur 50 % de la hauteur des colonnes et 60 % de la longueur des poutres. Le tableau 5.5 présente les résultats d'analyses modales des trois modèles de géométrie 4m x 5m. Les périodes du modèle avec bielles ne sont pas semblables à celles obtenues pour les modèles avec coque (en moyenne 18 % des périodes du modèle à 100 % de nœuds communs et 120 % de celles du modèle avec des nœuds indépendants sur 50 % et 60 % des longueurs de colonnes et poutres). Une autre géométrie, 8m x 3m, a montré que pour avoir une rigidité semblable au modèle avec coque, la bielle doit avoir une largeur augmentée. Les périodes du modèle avec coque valent en moyenne 64 % des périodes des trois premiers modes du modèle avec bielle.

À la suite des conclusions du chapitre 4, voici une synthèse des paramètres qui doivent essentiellement être modélisés de façon à reproduire le bâtiment réel, lorsque le but est de faire des analyses linéaires sous faibles charges :

- largeur des baies,
- nombre de baies,
- nombre d'étages,
- présence d'un étage flexible, s'il y a lieu,
- ouvertures.

De plus, afin d'obtenir les caractéristiques modales dynamiques des structures étudiées, d'après l'analyse statistique des réponses obtenues, il est important de considérer lors de l'analyse l'ensemble des quatre paramètres qui variaient dans ces analyses, soient :

- nombre de baies,
- nombre d'étages,
- modélisation des étages supérieurs,
- ouvertures.

Les paramètres essentiels sont sensiblement les mêmes pour les analyses statiques sous faible charge latérale et pour les analyses modales. Voici le résumé de ces paramètres :

Tableau 5.6 Paramètres essentiels lors de la modélisation pour analyses linéaires, d'après les chapitres 4 et 5

| <b>Types de paramètres</b> | <b>Paramètres essentiels à modéliser de façon réaliste</b>  | <b>Paramètres moins pertinents</b> |
|----------------------------|---|------------------------------------|
| géométriques               | Largeur des baies   | Hauteur des étages                 |
|                            | Nombre de baies   | Dimensions des colonnes carrées    |
|                            | Nombre d'étages   | Épaisseur des murs de remplissage  |
|                            | Ouvertures (dimensions - positions)   |                                    |
|                            | Présence d'un étage flexible  |                                    |
| de modélisation            | Modélisation des étages supérieurs  |                                    |
|                            | Modélisation du remplissage : bielle et coque mènent à des réponses différentes (ex. périodes, rigidité globale...) |                                    |



## CHAPITRE 6

### DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE DE BIELLE ET SA VALIDATION

Le présent chapitre a pour objectif de développer le modèle de bielle de façon plus détaillée et adaptée aux divers paramètres des modèles. Le but du modèle de bielle est de bien représenter la réalité, par un moyen simple. Les résultats obtenus suite aux analyses sur les modèles, par exemple le comportement plastique et la capacité à résister aux charges latérales, devraient être semblables à ceux qui seraient obtenus par l'utilisation de modèles complexes. Le modèle développé et validé dans ce chapitre par la reproduction d'essais présentés dans un article (Mehrabi et Shing, 1997) sera utilisé au prochain chapitre pour réaliser les analyses paramétriques non linéaires statiques. L'usage du logiciel commercial *SAP2000* est préconisé dans la présente étude principalement pour sa grande disponibilité, sa facilité d'utilisation et son usage fréquent dans les bureaux de génie-conseil.

#### 6.1 Justification de l'analyse *pushover*

Pour l'étude détaillée d'un bâtiment particulier, il est reconnu que l'analyse temporelle est la méthode à préconiser pour obtenir avec précision la réponse de la structure à des enregistrements de mouvements de sol, qu'ils soient réels ou synthétiques. Cependant, vu sa complexité, ce type d'analyse n'est pas « réaliste » dans plusieurs contextes, par exemple pour l'analyse préliminaire de la capacité sismique d'un bâtiment existant. C'est pourquoi plusieurs chercheurs ont travaillé à développer une méthode rationnelle qui permettrait d'obtenir des résultats fiables de la réponse de la structure par une méthode applicable au quotidien : l'analyse *pushover*, une analyse non linéaire statique sous une charge en croissance.

L'analyse *pushover* est simple et permet d'estimer la capacité en résistance postélastique de la structure, sous des chargements prédéfinis, à condition que la structure vibre surtout dans le premier mode. Deux documents proposent des méthodes *pushover* : ATC-40 (1996) et

FEMA 356 (2000). Un document plus récent, FEMA 440 (2005), propose des améliorations aux deux méthodes précitées.

Il faut mentionner ici que l'analyse *pushover* est un type d'analyse qui ne reproduit pas fidèlement l'action sismique puisque les charges ne sont pas dynamiques, mais plutôt statiques. De plus, le chargement est appliqué au haut du bâtiment en tant que charge ponctuelle, au lieu de solliciter la structure à sa base sous forme d'accélération.

Généralement, les modèles sont réalisés en deux dimensions, comme ceux des analyses statiques et modales. Ces modèles simplifiés sont valables, tant que la torsion n'est pas prépondérante dans la réponse aux charges latérales, ce qui est le cas ici puisque les structures sont régulières en plan.

La méthode d'analyse *pushover* offre plusieurs avantages. Selon Krawinkler (1998), les résultats attendus par la méthode *pushover* sont : des forces réalistes sur les éléments potentiellement fragiles ; l'identification des régions critiques (demandes élevées prévues en déformation) et une bonne estimation de la capacité en déformation. Les deux derniers avantages sont recherchés dans le cadre de la présente recherche.

L'objectif des analyses paramétriques qui seront réalisées au chapitre 7 est d'identifier les paramètres essentiels à la modélisation ainsi que leur influence. Dans cette optique, le type d'analyse choisi doit permettre de réaliser des analyses sur de nombreux modèles et d'analyser facilement les résultats obtenus. Les analyses de type *pushover* correspondent à ces critères. Ce n'est pas le cas des analyses temporelles, pouvant être longues, et pour lesquelles il peut s'avérer difficile d'extraire des généralités à partir du volume considérable de résultats générés.

Dans l'article de Powell (2006), des analyses *pushover* ont été réalisées pour quatre structures différentes (deux avec courbe de capacité bilinéaires / deux avec courbe de capacité en forme d'ellipse désaxée) avec plusieurs méthodes : celle du document FEMA 356

(2000), les méthodes des coefficients et de la linéarisation du document FEMA 440 (2005) et la méthode du spectre de capacité. Les méthodes présentées dans le document FEMA 440 sont décrites comme des améliorations à la méthode existante du FEMA 356. Or, le déplacement obtenu par analyse *pushover* avec la méthode des coefficients du FEMA 440 était plus éloigné de la réponse exacte obtenue par analyse dynamique (126 %) que ceux du FEMA 356 (114 %) et le coefficient de variation de la réponse était plus grand (9,8 % au lieu de 9,0 %). Les résultats d'une des deux méthodes du document le plus récent (FEMA 440) sont donc significativement moins précis que ceux du document qu'il est censé améliorer. La deuxième méthode du document FEMA 440, la linéarisation, est la méthode la plus précise pour le modèle testé dans l'article de Powell, en comparaison avec les résultats dits « exacts » d'une analyse dynamique. La méthode du spectre de réponse, quant à elle, permettait d'obtenir une réponse moyenne très près de la réponse exacte, mais avec un coefficient de variation très grand (22,9 %), ce qui en fait une méthode très imprécise. En version améliorée, cette méthode pourrait être utilisable. En résumé, pour le modèle simple testé par Powell la méthode des coefficients du document FEMA 356 est valable, puisqu'elle permet d'obtenir des résultats qui sont en moyenne 14 % au-dessus des résultats dits « exacts » obtenus par analyse dynamique, le tout avec un coefficient de variation de 9,0 %. Dans le but d'évaluer la performance de façon préliminaire, l'analyse *pushover* représente un bon outil selon cet auteur. Nous préconisons donc la méthode des coefficients du FEMA 356.

## 6.2 Paramètres géométriques de la modélisation des bielles

Dans cette section, certaines caractéristiques de modélisation seront abordées :

- la largeur de bielle réduite en fonction de la présence des ouvertures;
- la position excentrique des bielles;
- le décalage entre les rotules;
- la position d'attache des bielles sur les colonnes.

Les bielles utilisées pour représenter les panneaux de remplissage de maçonnerie sont des éléments travaillant axialement dans le domaine élastique. À ces bielles sont ajoutées des rotules plastiques ponctuelles pour définir le comportement plastique au-delà de la limite élastique, à chacun des états de dommages atteints.

La largeur de bielle calculée aux chapitres précédents selon les équations du document FEMA 356 (*Revoir* les équations 5.1 et 5.2, p. 95) est valide pour les panneaux de remplissage pleins. Afin de considérer la présence d'ouvertures dans la modélisation, deux possibilités existent. La première possibilité est de dessiner des bielles multiples (*Revoir* p. 94), ce qui est valide pourvu que la rigidité qui leur est associée provienne de méthodes appropriées (ex. analyses par éléments finis, AÉF). Étant donné le peu d'information disponible pour établir des lignes directrices fiables pour le calcul de rigidité des bielles, cette option n'est pas retenue. La deuxième possibilité est d'utiliser des coefficients de réduction de la largeur des bielles équivalentes excentriques, tels que certains auteurs le proposent (Mondal et Jain, 2006).

Ce sont les coefficients  $R_1$  et  $R_2$  (Al-Chaar, 2002) qui sont utilisés pour calculer la largeur de bielle réduite (*Voir* équation 6.1). Ils tiennent compte des ouvertures présentes dans les panneaux de remplissage et de l'état de dommages.

$$a_{red} = a \cdot (R_1)_i \cdot (R_2)_i$$

$$\text{où } (R_1)_i = 0,6 \left( \frac{Aire_{ouv.}}{Aire_{pan.}} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{Aire_{ouv.}}{Aire_{pan.}} \right) + 1$$

$$\text{et } (R_2)_i = 1 \text{ pour un panneau non fissuré ; sinon}$$

$$\text{panneau avec ratio } h/t \leq 21 \rightarrow$$

$$(R_2)_i = 0,7 \text{ (fissures } < 3\text{mm) ou } 0,4 \text{ (} \geq 3\text{mm)}$$

$$\text{panneau élancé avec ratio } h/t > 21 \rightarrow \text{réparations requises}$$
(6.1)

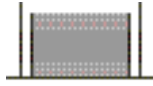
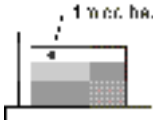
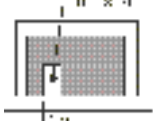
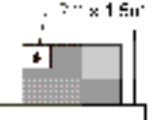
Bien que la réduction de la largeur de la bielle permet de représenter l'effet des ouvertures sur la rigidité, elle ne permet pas de représenter la distribution des contraintes réelles. C'est une simplification qui permet d'obtenir la capacité globale de la structure, en négligeant les



effets locaux. Ces derniers peuvent être évalués à l'aide d'une AÉF, par exemple. Le tableau 6.1 présente les largeurs de bielles de base  $a$  et les largeurs de bielles réduites  $a_{red}$ .

L'ouverture de type 2 (haut du panneau) engendre une hauteur de panneau réduite, mais aucune diminution de sa largeur puisqu'il n'y a pas d'ouverture à l'intérieur du panneau. La largeur  $a_{red}$  de la bielle par rapport à la largeur de la bielle du panneau plein (type 1) est donc due à des ouvertures à l'intérieur du panneau de maçonnerie (types 4 et 5 : réductions de 16 % et 24 %) ou à une hauteur partielle de panneau (type 2 : réduction de 9 %).

Tableau 6.1 Largeurs de bielles équivalentes réduites selon les types d'ouvertures

| Types d'ouvertures  | $a$ (mm) | $(R_1)_i$ | $(R_2)_i$ | $a_{red}$ (mm) |
|---|----------|-----------|-----------|----------------|
|  | 698,5    | 1         | 1         | 698,5          |
|  | 638,4*   | 1         | 1         | 638,4          |
|  | 698,5    | 0,836     | 1         | 583,7          |
|  | 698,5    | 0,759     | 1         | 530            |

\* La largeur de bielle de base  $a$  pour l'ouverture dans le haut est moins grande que celle des ouvertures 1, 4 et 5 puisque  $a$  est fonction de la hauteur et de la diagonale du remplissage, qui sont plus courtes pour l'ouverture de type 2.

D'autres auteurs (Asteris *et al.*, 2011) proposent un facteur de réduction selon le pourcentage de l'aire des ouvertures dans le panneau, à appliquer à la largeur de bielle équivalente (Voir l'équation 6.2). Ce facteur considère la diminution de rigidité attribuable à la présence

d'ouvertures. En comparaison avec le facteur de réduction d'Al-Chaar (2002), celui d'Asteris *et al.* (2011) aboutit à une largeur de bielle beaucoup plus faible (*Voir* tableau 6.2).

$$\lambda = 1 - 2 (\alpha_w)^{0,54} + \alpha_w^{1,14} \quad (6.2)$$

Tableau 6.2 Comparaison des facteurs de réduction d'Al-Chaar et Asteris *et al.*

| % ouvertures | R <sub>1</sub> (Al-Chaar, 2002) <sup>a</sup> | λ (Asteris <i>et al.</i> , 2011) | λ vs R <sub>1</sub>    |
|--------------|--|----------------------------------|------------------------|
| 0            | 1  | 1                                | R <sub>1</sub> = λ     |
| 25           | 0,64   | 0,26                             | R <sub>1</sub> = 2,5 λ |
| 50           | 0,35   | 0,078                            | R <sub>1</sub> = 4,5 λ |
| 100          | 0  | 0                                | R <sub>1</sub> = λ     |

**a** Les coefficients d'Al-Chaar sont ceux utilisés dans la présente thèse, puisqu'ils ont été calibrés expérimentalement.

Jusqu'à maintenant, les bielles ont été positionnées de façon concentrique, en reliant entre eux les joints poutres – colonnes (*Voir* figure 6.1.a). Les exceptions concernent les ouvertures de type 2 et 5 (*Revoir* p. 96, figure 5.1-3) et 9). Afin de tenir compte, pour tous les types d'ouvertures, du cisaillement possible des colonnes de béton par l'action du mur de remplissage, les bielles seront maintenant uniques (et non plus multiples, figure 5.1, p. 96) pour tous les types d'ouvertures et positionnées sur les colonnes de façon excentrique à une distance  $l_{col}$  du bas de la poutre (*Voir* figure 6.1.b). Les effets de cisaillement des colonnes par le remplissage devraient ainsi être aussitôt visibles après analyse et ne nécessiter aucune étape supplémentaire.

La création de bielles excentriques est une des deux possibilités de modélisation énoncées dans le document FEMA 356 (2000, p. 7-26). Selon ce document, l'excentricité des bielles représente le cas le plus sévère de cisaillement et flexion sur les colonnes. Combescure et Pegon (2000) ont démontré avec leur micromodélisation la concentration du cisaillement à l'extrémité des colonnes, ce qui leur fait dire que la modélisation excentrique est requise pour

l'évaluation détaillée des actions sur les colonnes. Crisafulli *et al.* ont utilisé des bielles excentriques dans leurs travaux de façon concluante (2000).

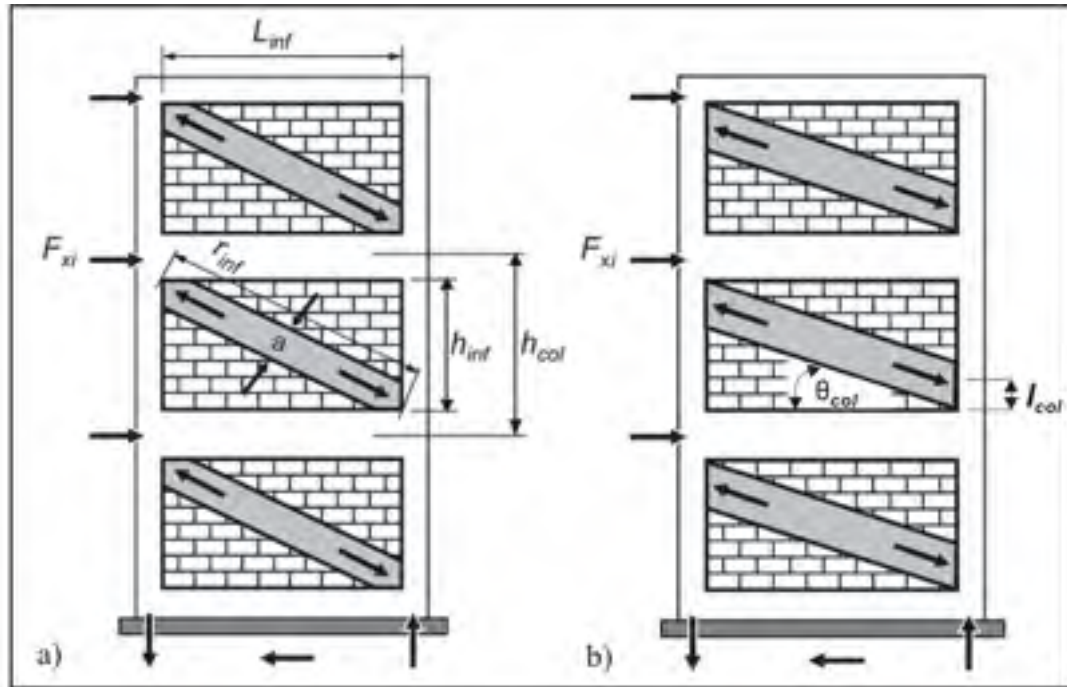


Figure 6.1 L'analogie de la bielle de compression : a) concentrique ; b) excentrique  
Adaptée de Federal Emergency Management Agency (2000, p. 7-26)

Les distances requises entre les joints poutre – colonne et le point d'attache des bielles sur les éléments de béton sont présentées au tableau 6.3; elles dépendent de la géométrie du panneau, de la largeur de la bielle ainsi que de son inclinaison. Pour les ouvertures de type 2, la bielle est fixée au cadre à la limite supérieure du remplissage.

Tableau 6.3 Distances d'attache des bielles sur les colonnes

| Types d'ouvertures | Distances à partir du bas (mm) : $l_{col}$ |                 |
|--------------------|--|-----------------|
|                    | Haut des bielles                           | Bas des bielles |
| 1 – 4 – 5          | 2925                                       | 1075            |
| 2                  | 2400                                       | 971             |

Ces distances ont été calculées à l'aide des recommandations de Al-Chaar (2002) ainsi que du document FEMA 356. La distance d'attache de la bielle sur la colonne est notée  $l_{col}$  et  $\theta_{col}$  est l'angle entre la face de la bielle équivalente excentrique et l'horizontale (*Voir* figure 6.1.b). Ce sont deux variables mutuellement liées à résoudre par un système à deux équations – deux inconnues (*Voir* équation 6.3).

$$l_{col} = \left[ \frac{a}{\cos(\theta_{col})} \right] \quad \text{et} \quad \tan(\theta_{col}) = \left[ \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos(\theta_{col})}}{L_{inf}} \right] \quad (6.3)$$

Avec  $a = 27,5$  po ;  $h_{inf} = 133,86$  po et  $L_{inf} = 216,54$  po, on obtient :

$$l_{col} = 30,5 \text{ po (775 mm)} \text{ et } \theta_{col} = 25,52^\circ (0,4454 \text{ rad})$$

Étant donné que  $l_{col}$  est définie par rapport au bas du panneau de remplissage et non par rapport à l'axe des poutres, il faut ajouter une demi-hauteur de poutre (0,3 m) pour obtenir la distance à utiliser dans la modélisation entre le joint poutre – colonne et la position de l'attache de la bielle. Cette distance est la même au haut et au bas des colonnes, tel que présenté au tableau 6.3.

### 6.3 Définition des rotules plastiques

Cette section concerne les rotules plastiques employées pour définir des caractéristiques non linéaires ponctuelles dans le modèle, ainsi que leur position. D'abord, la figure 6.2 présente le plan 1-2 d'une poutre et les efforts positifs de cisaillement et flexion dans le plan 1-2 (V2 et M3 de cette poutre).

Les rotules utilisées pour modéliser le comportement plastique des poutres (flexion M3 ou cisaillement V2) et des colonnes (cisaillement V2 et interaction P-M3) sont localisées, sur les colonnes, près du point d'attache des bielles. Un léger décalage entre les rotules et la jonction avec les bielles a été défini pour éviter l'instabilité. Cela correspondant à environ 0,375 % de la hauteur des colonnes. Le tableau 6.4 présente les positions des rotules sur les colonnes, les

poutres et les bielles. Les différents types de rotules, identifiées par des symboles spécifiques, sont illustrés à la figure 6.3. Les positions sont approximatives sur ce dessin.

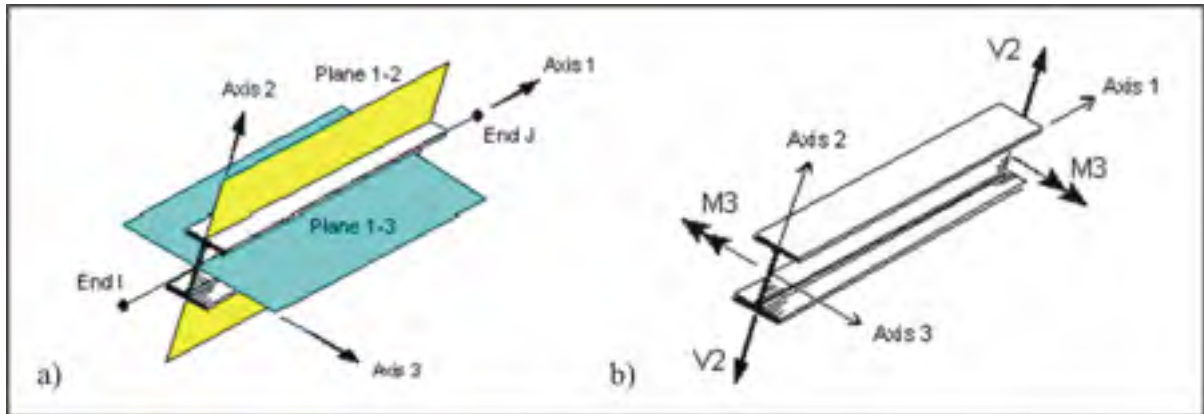


Figure 6.2 a) Plan 1-2, le plan 2D utilisé dans la présente recherche et les 3 axes locaux d'une poutre dans *SAP2000* ; b) les efforts de cisaillement  $V_2$  et de flexion  $M_3$  positifs  
Adaptée de CSI (2007.b)

Tableau 6.4 Position des rotules sur les colonnes, poutres et bielles

| Types d'ouvertures  | Distance des rotules sur les membrures (mm) |      |
|---|---|------|
| <b>COLONNES : distance à partir du bas (rotules au haut et au bas)</b>          |   |      |
| 1 – 4 – 5   | 2940  | 1060 |
| 2   | 2415  | 956  |
| <b>POUTRES : distances à partir de la gauche (rotules à gauche et à droite)</b> |   |      |
| 1 – 2 – 4 – 5   | 1390  | 4610 |
| <b>BIELLES : rotule au centre pour les 4 types d'ouverture</b>                  |   |      |

À la base, les bielles diagonales sont utilisées afin de modéliser la rigidité fournie à la structure par les panneaux de remplissage de maçonnerie. Leur utilisation peut être étendue à la détermination de la capacité structurale globale ultime des structures qui en comportent, en leur assignant des valeurs de résistance correspondant aux propriétés des murs de remplissage. Pour obtenir les effets locaux de l'interaction des remplissages et de l'ossature,

il faut utiliser des analyses par éléments finis ou des bielles représentant les champs de contraintes (ex. bielles multiples, figure 5.1 – p. 96).

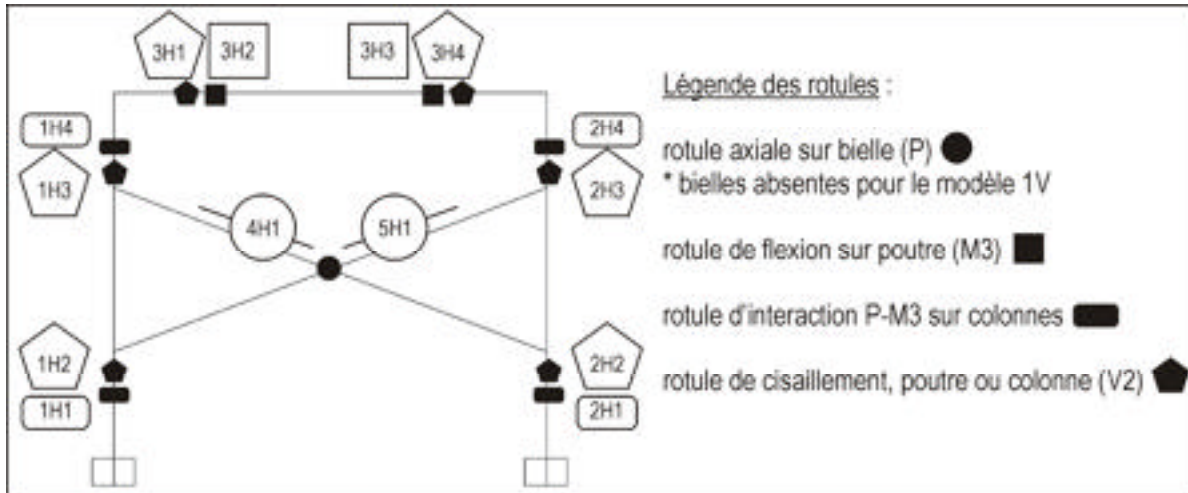


Figure 6.3 Modélisation des cadres de BA avec remplissage, ouverture de type 1 (sans ouverture), 4 (porte) ou 5 (coin)

Les rotules plastiques permettent de suivre avec précision la performance des éléments structuraux, au-delà de la limite élastique des matériaux, à chaque étape de l'analyse incrémentale que constitue une analyse *pushover*. Les rotules plastiques automatiques disponibles dans le logiciel *SAP2000* (basées sur le FEMA 356) ne peuvent pas être utilisées pour deux raisons : elles ne sont pas applicables aux structures existantes et ne sont définies que pour des cadres vides. Il convient donc de définir des rotules adaptées aux cadres avec remplissages.

Les unités de maçonnerie et les joints de mortier sont des éléments structuraux rigides au comportement linéaire élastique. Cependant, les panneaux agissent comme des coques qui subissent la fissuration par étapes (initiée dans un segment de joint de mortier, ou par la fissuration d'une unité de brique), correspondant à des états de dommages. La progression de ces états peut être décrite dans la courbe de comportement attribuée à la rotule plastique des bielles, afin de représenter les caractéristiques non linéaires des remplissages.

Afin d'assigner une résistance aux bielles, plus précisément aux rotules plastiques axiales, deux calculs préalables sont effectués : la charge provoquant la rupture du remplissage de maçonnerie par écrasement ( $R_{cr}$ ) et celle provoquant une rupture par cisaillement ( $R_{shear}$ ). Ces deux modes de rupture sont illustrés à la figure 1.10.a), b) et d) (*Revoir* p. 29), où les figures b) et d) sont deux variantes de rupture causées par le cisaillement dans les joints du remplissage de maçonnerie. C'est la composante de ces charges dans l'axe des bielles qui est utilisée pour définir la résistance axiale « à la compression » de la bielle,  $R_{strut}$ , soit la plus faible des deux résistances (*Voir* équation 6.4). Cette résistance est assignée à la rotule plastique positionnée au centre de la bielle et indique le mode de rupture probable.

$$R_{strut} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{cr} \\ R_{shear} / \cos(\theta) \end{array} \right\} \quad \text{où} \quad \tan(\theta) = \frac{h_{inf} - 2 \times l_{column}}{L_{inf}} \quad (6.4)$$

La figure 6.4 illustre le comportement de la rotule plastique axiale des bielles du modèle 1. La résistance axiale ultime des rotules a été calculée selon le document d'Al-Chaar (2002). Les équations utilisées considèrent deux modes de rupture (écrasement et cisaillement) et non un seul (cisaillement) comme cela est présenté dans le document FEMA 356 (2000). De plus, dans le document FEMA 356, la présence d'ouvertures n'est pas prise en compte, ni l'état de la maçonnerie. Ces paramètres sont pris en compte dans les équations d'Al-Chaar, par les facteurs de réduction  $R_1$  et  $R_2$ , respectivement, pour les ouvertures et l'endommagement.

La résistance à l'écrasement,  $R_{cr}$ , est très grande. Elle est calculée selon l'équation 6.5 et varie de 880 à 1160 kN, selon le type d'ouverture. Elle prend en compte l'épaisseur du remplissage  $t_{inf}$ , la résistance à la compression de l'assemblage de maçonnerie  $f'_m$  et la largeur de bielle équivalente réduite  $a_{red}$ .

$$R_{cr} = a_{red} \times t_{inf} \times f'_m \quad (6.5)$$

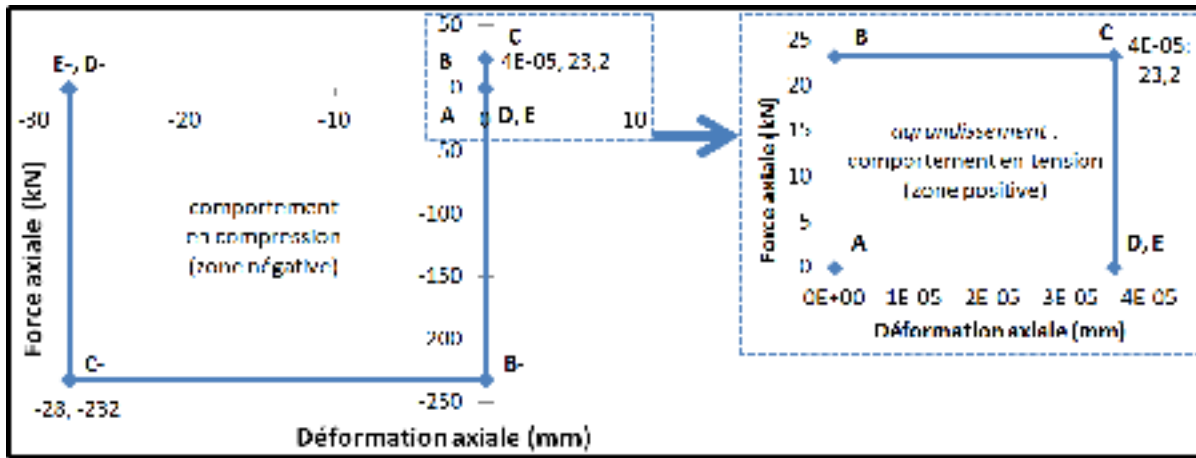


Figure 6.4 Comportement de la rotule plastique axiale applicable aux modèles sans ouvertures (type 1)

Pour ce qui est de la résistance au cisaillement des panneaux de remplissage,  $R_{shear}$ , on la calcule selon l'équation 6.6. Elle tient compte de l'aire cisailée  $A$ , correspondant à un plan horizontal; de la résistance au cisaillement de l'assemblage de maçonnerie  $f_s$ ; et des coefficients de réduction pour les ouvertures  $R_1$  et pour l'état de dommages  $R_2$  (ici  $R_2=1$ ). C'est la composante de la résistance au cisaillement dans l'axe des bielles qui est d'intérêt, c'est pourquoi on calcule la valeur de  $R_{shear} / \cos(\theta)$  où  $\theta$  est l'angle de la bielle par rapport à l'horizontale. La valeur de cette résistance au cisaillement, dans l'axe de la bielle équivalente, varie de 176 à 232 kN pour les divers modèles.

$$R_{shear} = A \times f_s \times (R_1)_i \times (R_2)_i \quad (6.6)$$

Étant donné que la résistance à l'écrasement est supérieure à la résistance au cisaillement, c'est cette dernière qui est utilisée comme résistance globale  $R_{strut}$  de la bielle équivalente lorsque la bielle est comprimée. Cela définit le mode de rupture probable : par cisaillement pour tous les modèles. La résistance axiale en tension de la bielle équivalente est généralement évaluée à 10 % de la résistance axiale en compression. On lui assigne donc des valeurs variant de 17,6 à 23,2 kN. Ceci représente la très faible résistance de la maçonnerie aux forces de traction.



Les déformations correspondant aux différents états de dommages sont calculées en utilisant les déformations à la plastification des sections, obtenues à l'aide du logiciel d'analyse. Le tableau des neuf états (E à E-) dans le logiciel *SAP2000* présente des valeurs de déplacements/facteur d'échelle. Le facteur d'échelle correspondant à la plastification est d'environ  $4 \times 10^{-4}$  pour les déplacements positifs et environ 10 pour les déplacements négatifs. Ces deux valeurs permettent de déduire les déplacements réels.

Les colonnes comportent deux types de rotules : interaction effort axial – moment (P-M3) et cisaillement (V2), tandis que les poutres ont des rotules de cisaillement (V2) et de flexion (M3), même si elles sont moins susceptibles de subir de grandes déformations plastiques que les colonnes. En effet, ces dernières sont fortement sollicitées par l'action directe des bielles de remplissage. Aussi, pour les structures existantes à l'étude, les poutres sont « fortes » et les colonnes sont « faibles », contrairement au précepte de *capacity design* (Revoir p. 23), ce qui fait que ce sont les colonnes qui sont plus susceptibles de subir la plastification.

La résistance ultime des rotules de cisaillement a été calculée selon les équations connues de la résistance au cisaillement des sections de béton armé (Voir équation 6.7). Ces équations considèrent la participation de l'armature (ici considérée nulle en raison des étriers inefficaces), la résistance à la compression du béton âgé, les propriétés réelles de la section, le coefficient du matériau béton, ainsi que le type de béton (normal). Ceci est donc applicable aux éléments de béton armé de structures anciennes, puisque les variables prennent des valeurs adaptées à la situation réelle du béton âgé. Étant donné que les rotules plastiques de cisaillement des colonnes et des poutres illustrent un comportement « fragile », selon la littérature, c'est un comportement bilinéaire qui leur a été assigné. La résistance ultime de ces rotules est 202 kN pour les colonnes et 148 kN pour les poutres (Voir figure 6.5 et figure 6.6).

$$V_r = V_c + V_s \quad \text{où } V_c = 0,2 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

et  $V_s = 0$  puisque les étriers ont des crochets insuffisants

(6.7)

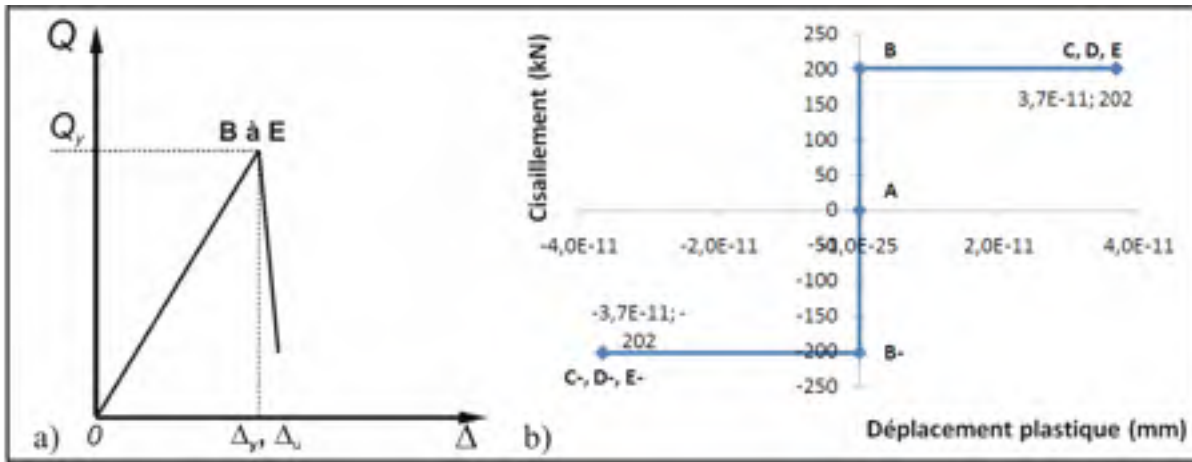


Figure 6.5 a) Courbe de comportement de type 3 (*fragile*) du FEMA 356; b) courbe de comportement des rotules plastiques de cisaillement des colonnes  
 a) Adaptée de Federal Emergency Management Agency (2000, figure 2-3)

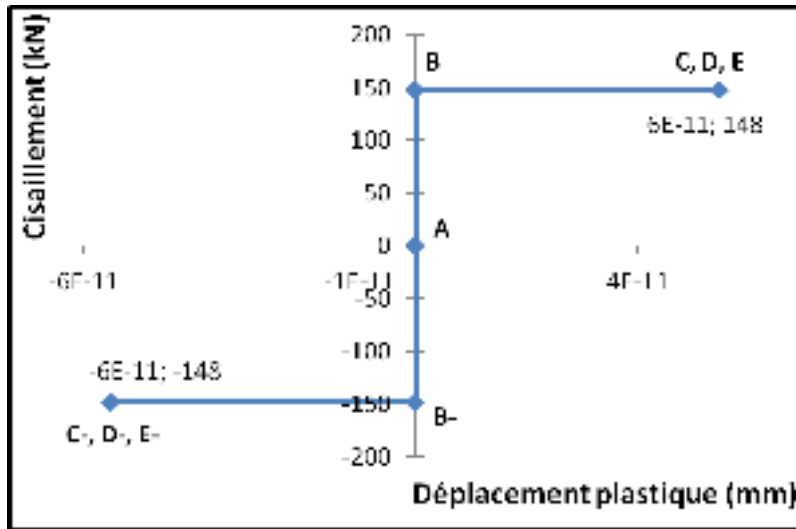


Figure 6.6 Comportement des rotules plastiques de cisaillement des poutres

Le comportement à l'ultime des rotules de flexion (M3) des poutres, sur une courbe de type « *backbone* », a été fixé par rapport au moment de flexion à la plastification (Voir figure 6.7).

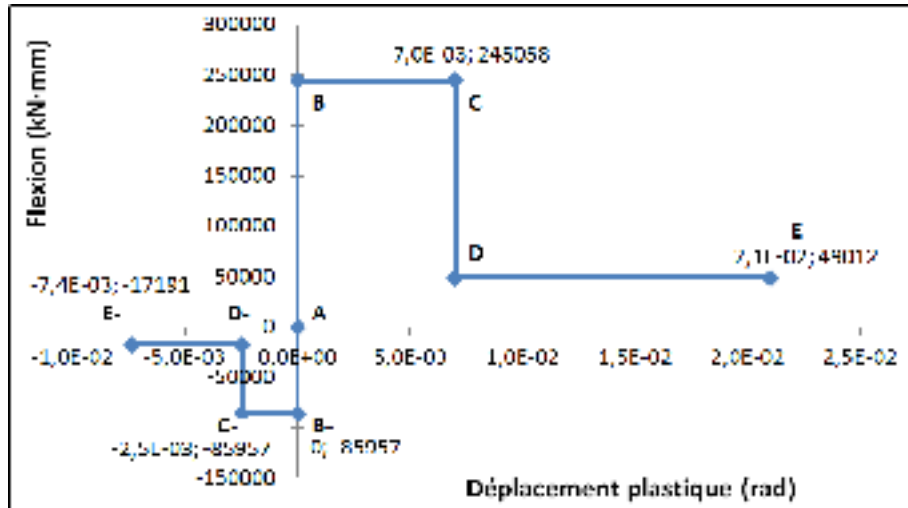


Figure 6.7 Courbe de comportement des rotules plastiques de flexion (M3) des poutres

Les rotules d'interaction P-M3 des colonnes ont été définies automatiquement à l'aide du logiciel selon la méthode du document FEMA 356 implémentée dans le logiciel *SAP2000* (Voir figure 6.8 et figure 6.9).

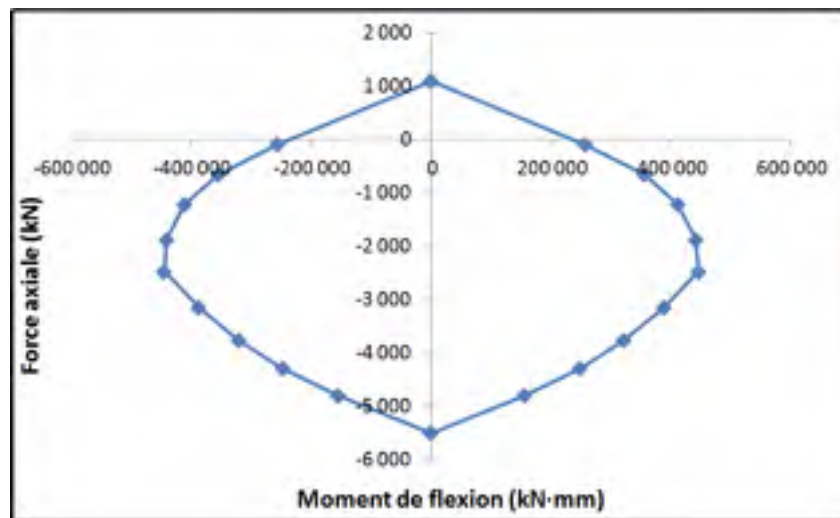


Figure 6.8 Courbe d'interaction des rotules plastiques P-M3 (efforts axial – moment des colonnes)

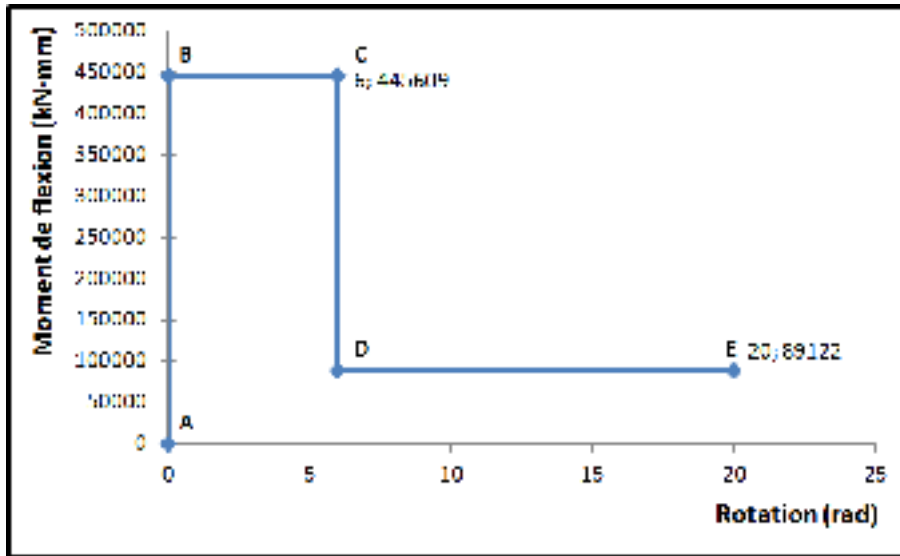


Figure 6.9 Courbe de comportement moment de flexion – rotation des rotules plastiques P-M3 (efforts axial – moment des colonnes)

#### 6.4 Autres paramètres de modélisation

Cette section traite des matériaux, des longueurs d'extrémités rigides, du poids sismique, de la charge latérale et du déplacement cible.

Dans le logiciel *SAP2000*, le matériau maçonnerie non armée ne fait pas partie des matériaux standards. Le béton armé étant un matériau auquel il est possible d'assigner une résistance en compression, il a donc été sélectionné. Cependant, comme la maçonnerie de briques ne doit pas être armée, l'armature incluse nécessairement dans du béton armé a été modifiée afin qu'elle n'ait pas d'effet dans les panneaux de remplissage. L'approche développée dans cette recherche est de créer manuellement une section de barre d'armature personnalisée de diamètre très petit (0,02 mm) afin d'obtenir un « béton-maçonnerie quasi non armé » pour modéliser la maçonnerie de briques non armée. Cette astuce a permis d'utiliser des matériaux standards au lieu de définir des matériaux personnalisés, ce qui est une solution beaucoup plus rapide et comportant moins de risque d'erreur. Aucune instabilité n'a été détectée avec l'utilisation de ce « béton-maçonnerie quasi non armé ». Le béton armé de l'ossature a quant à lui été modélisé en tenant compte de la fissuration créée au fil du temps. Ainsi, le module d'élasticité considéré est 70 % de la valeur du module non fissurée (ACI, 2000). Dans le cas

présent, le module d'élasticité fissuré vaut 16,4 GPa. Des essais en laboratoire, hors de la portée de cette présente étude, pourraient être effectués afin de mieux caractériser les matériaux et les techniques de construction.

Des longueurs d'extrémités rigides (*Rigid end offset* ou REO) ont été assignées aux poutres et aux colonnes des modèles. Pour des cadres vides, le REO est défini comme étant la moitié de la largeur de la membrure qui lui est perpendiculaire; par exemple sur une poutre ce sera  $D_c/2$  où  $D_c$  est la largeur de la colonne au même joint (Mondal et Jain, 2006). Pour les cadres avec remplissage de la présente recherche, les **REO assignés** sont de la même longueur que la distance entre les joints poutre – colonnes et les rotules plastiques (*Revoir* tableau 6.4). Ces valeurs sont supérieures à  $D_c/2$  sur les poutres et à  $D_b/2$  sur les colonnes (où  $D_b$  est la hauteur de la poutre). C'est une très grande rigidité qui est ainsi attribuée aux éléments de l'ossature : 165 % de  $D_b/2$  sur les colonnes et 298 % de  $D_c/2$  sur les poutres. Cela est nécessaire étant donné que le cadre n'est pas vide et flexible, mais plutôt limité dans ses mouvements par la maçonnerie érigée à l'intérieur des ouvertures des cadres (Al-Chaar, 2002). Les bielles de compression de maçonnerie qui poussent au coin des cadres « rigidifient » ces joints. Malgré les grandes valeurs des REO assignés, le logiciel calcule lors de la création du modèle des **REO effectifs** plus petits, qui font un peu moins de 50 % de la valeur assignée (495 mm sur les colonnes; 745 mm sur les poutres). Les REO sont illustrés à la figure 6.10.

Le poids sismique prévu pour chacun des modèles, incluant tous les matériaux (béton, maçonnerie) ainsi que 25 % de la surcharge de neige prévue, a été représenté fidèlement. Ce poids est réparti à travers les modèles par l'ajout de masses ponctuelles aux jonctions des membrures ainsi qu'aux nœuds du maillage.

Deux distributions de charges latérales incrémentales ont été appliquées aux modèles : une distribution modale et une distribution uniforme. La distribution modale est proportionnelle au mode propre fondamental (FEMA, 2000, article 3.3.3.2.3.1.2). Cette distribution de charges est permise puisqu'il y a plus de 75 % de la masse totale participante dans ce mode.

Une charge uniforme d'accélération dans la direction X globale (axe horizontal dans le plan du modèle) a été appliquée comme deuxième patron de charges, tel que proposé par le document FEMA 356.

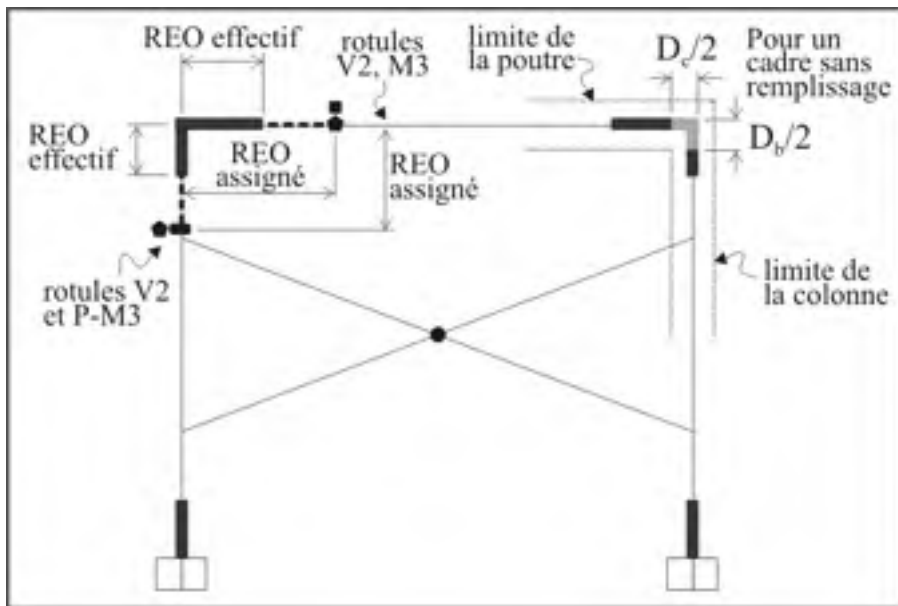


Figure 6.10 Illustration des REO assignés et effectifs et des paramètres  $D_b/2$  et  $D_c/2$

Les analyses ont été réalisées en contrôle de déplacement. Le déplacement cible devant être atteint par le nœud supérieur gauche a d'abord été calculé selon la méthode des coefficients du FEMA 356 (2000) pour mener à un état de dommages près de l'effondrement (*collapse prevention*). Ce déplacement cible est une estimation du déplacement maximum prévu au niveau du toit, calculé en utilisant le coefficient C1 maximum parmi les deux coefficients calculés (articles 3.3.3.3.2 et 3.3.1.3.1). Les déplacements cibles calculés pour les cadres avec remplissage de l'étude variaient de 3 à 48 mm (0,04 % à 0,73 % de la hauteur globale de la structure ; en moyenne 0,27 %). Ces déplacements étaient trop faibles pour observer un comportement non linéaire complet jusqu'à la formation d'un mécanisme global.

L'état limite, dans le cas de l'évaluation de bâtiments existants, est la déformation correspondant à l'effondrement structural (Papanikolaou *et al.*, 2005, p. 8). Pour se rapprocher de l'état limite, les déplacements cibles ont été fixés à des valeurs beaucoup plus

grandes. Le but était que les rotules plastiques soient plus sollicitées et que la structure, dans son ensemble, perde sa rigidité et sa résistance. La procédure doit continuer jusqu'à un état limite prédéfini ou jusqu'à ce que l'effondrement soit détecté. Un mécanisme global de rupture est visible sur les courbes *pushover* obtenues : arrêt subit de l'analyse, plateau de plastification ou diminution marquée de la résistance par rapport au cisaillement maximal à la base consistant en une diminution de plus de 20 % , tel que proposé dans la littérature par Lu *et al.* (2001) ou Tomaževic (1999). Les nouveaux déplacements cibles varient de 20 à 500 mm. Ces valeurs ont été définies par tâtonnement afin d'atteindre un mécanisme global de rupture.

## 6.5 Procédure de validation

Étant donné qu'aucun test en laboratoire n'a été réalisé dans le cadre de cette recherche, la méthode de validation du modèle de bielle demeure théorique. Elle est basée sur des essais en laboratoire qui ont été réalisés sur des structures composées de matériaux aux propriétés structurales similaires à celles définies dans la partie 1 de cette thèse. Ces essais ont été réalisés par Mehrabi et Shing (1997). Les courbes de capacité obtenues pour le modèle vide et pour le cadre avec remplissage, autant de façon expérimentale que numérique, sont présentées à la figure 6.11. Les cadres de béton armé sont tous les deux « faibles », et comportent des étriers qui n'ont pas de crochets. La contribution de l'armature à la résistance au cisaillement est alors considérée nulle, de la même façon que pour les structures décrites dans cette thèse, et l'équation 6.7 (p. 127) est applicable telle quelle.

L'objectif de la validation est de s'assurer que le modèle représente correctement :

- la courbe de capacité jusqu'à un déplacement de 2,8 % interétage, tel que recommandé dans le document HAZUS pour les structures BMR (FEMA, 2003, p. 5-18 et 5-43);
- la résistance en cisaillement à la base maximale;
- l'amplitude du plateau de plastification;
- la rigidité initiale.

Ces réponses en déplacements, résistance latérale et rigidité doivent être les plus exactes possible, dans le but de réaliser des études paramétriques (*Voir le chapitre 7*) ou des recommandations afin de réaliser la modélisation des structures BMR de façon conservatrice.

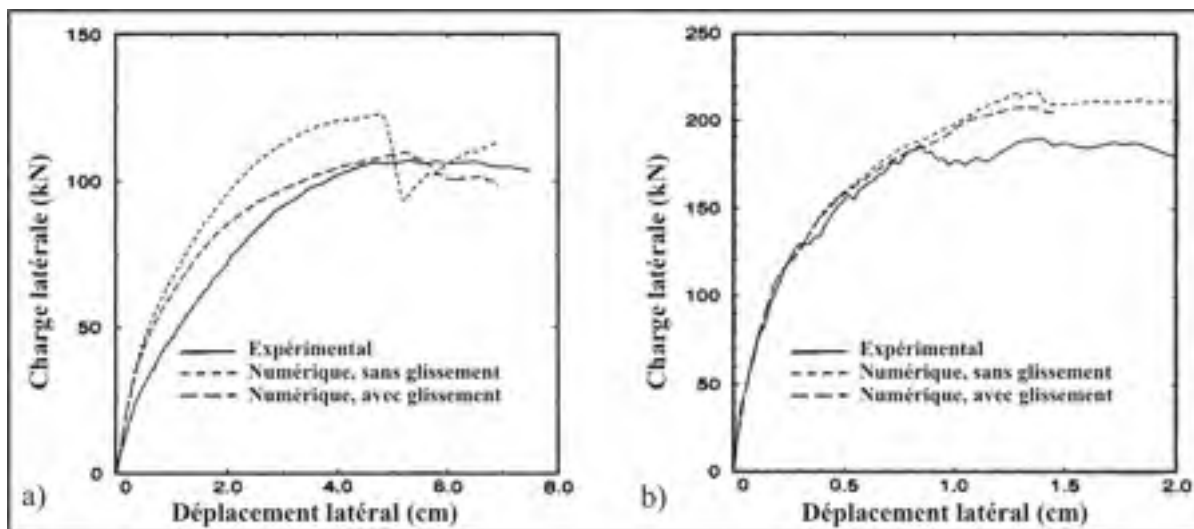


Figure 6.11 Modèles testés par Mehrabi et Shing : a) cadre vide « faible », b) cadre « faible » avec remplissage « faible »

Tirée de Mehrabi et Shing (1997, p. 611)

Les propriétés géométriques et celles concernant les matériaux dans l'article de Mehrabi et Shing (1997) ont été utilisées pour calculer les propriétés des bielles de remplissage et des rotules plastiques afin de créer des modèles reproduisant ceux de l'article, par la méthode proposée dans le présent chapitre. Les bielles ont une largeur de 250 mm et sont attachées à 298 mm des joints poutres-colonnes. Les rotules sur les colonnes sont à 283 mm des joints poutres-colonnes et celles sur les poutres sont à 395 mm des joints. La résistance en compression des rotules de maçonnerie est de 219 kN (21,9 kN en traction). Pour les rotules de cisaillement, la résistance ultime est de 72 kN pour les colonnes et 56,5 kN pour les poutres. Les REO effectifs du modèle sont 89 mm sur les poutres ; 115 mm sur les colonnes.

Dans leur article, Mehrabi et Shing obtiennent par analyse numérique des courbes *pushover* très semblables aux courbes expérimentales pour les cadres vides ou avec remplissage. Les courbes expérimentale et numérique du cadre avec remplissage sont plus proches que celles



du cadre vide (*Voir* figure 6.11). La résistance maximale atteinte lors des essais en laboratoire par le cadre avec remplissage versus celui qui est vide est 1,71 fois supérieure, tel qu'illustré à la figure 6.12. Sur cette figure sont aussi illustrées les courbes obtenues par analyses numériques en reproduisant avec le modèle développé dans ce chapitre les tests de Mehrabi et Shing.

Voici les résultats obtenus par la validation :

- (1) les courbes de capacité des reproductions sont semblables à celles des tests avant le déplacement interétage de 2,8 % (112 mm), tout en se terminant par un plateau de plastification. L'aire sous la courbe est comparable dans les deux cas, signifiant que les capacités en énergie sont similaires;
- (2) la résistance en cisaillement à la base maximale selon la présence ou non de remplissage est assez bien représentée ; le ratio entre les maximums des reproductions avec/sans remplissage est 9 % plus grand que celui des tests. Cependant, la résistance des reproductions est inférieure à celle des spécimens, indiquant que les modèles théoriques sont conservateurs;
- (3) plastification : le point de plastification de la reproduction du modèle avec remplissage se produit à un déplacement supérieur de 10 % à celui du spécimen, et à une charge supérieure de 15 %. On peut affirmer que le modèle théorique avec remplissage est représentatif, ce qui n'est pas le cas pour les cadres vides, où le point de plastification survient à une charge et à un déplacement qui sont le double de ceux du spécimen;
- (4) la rigidité initiale : pour ce qui est du modèle théorique avec remplissage, sa rigidité initiale est superposée à celle du spécimen. Cependant, la rigidité initiale de la reproduction du cadre vide est un peu plus élevée que celle du spécimen, ce qui est le cas aussi pour les courbes de capacité obtenues par Mehrabi et Shing (*Revoir* figure 6.11).

La définition des rotules plastiques influence les résultats. Par exemple, si des rotules de cisaillement moins « fragiles » avaient été assignées aux colonnes, la résistance ultime serait plus élevée pour les modèles théoriques tentant de reproduire les tests. D'un autre côté, le

module d'élasticité calculé sur la courbe de comportement obtenue indique un comportement beaucoup trop rigide en début de courbe, probablement dû à une hypothèse de modélisation différente de la réalité du modèle réel. Le pourcentage de perte de rigidité attribué à la structure de béton existante selon son âge (30 %) n'était peut-être pas assez grand. C'est pour le modèle sans remplissage que l'écart entre le modèle théorique et le spécimen testé par Mehrabi et Shing est le plus grand, malgré le fait que ce modèle soit plus simple.

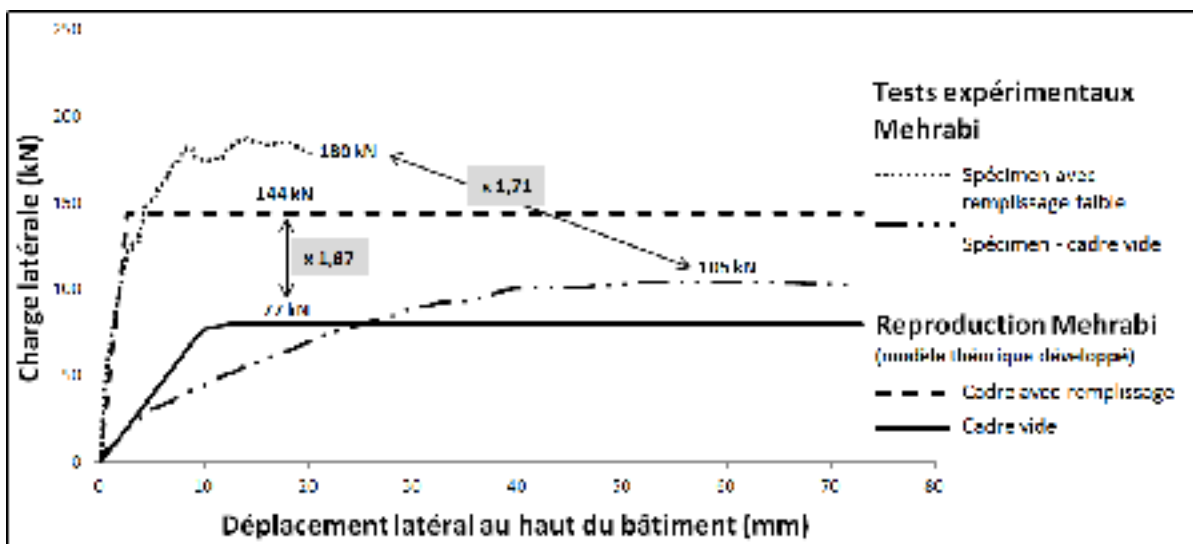


Figure 6.12 Modèles expérimentaux de Mehrabi et Shing vide et avec remplissage : courbes *pushover* des tests en laboratoire et celles obtenues à l'aide du modèle de bielle développé

Les ratios entre les résistances maximales des cadres avec/sans remplissage sont de 1,71 (tests) ou 1,87 (reproductions), ce qui constitue une erreur relative de 9 %. C'est un niveau d'erreur relative acceptable permettant de conclure que la méthode de modélisation et analyse présentée dans ce chapitre est valide pour l'étude paramétrique au chapitre 7.

Une autre étude comportant des volets expérimental et numérique et portant sur des structures vides ou avec l'un des trois différents matériaux de remplissage a été consultée (Sigmund *et al.*, 2010). La conception a été réalisée selon l'Eurocode 8 (2005), et représente des bâtiments modernes construits selon les techniques de la Croatie et non les techniques anciennes nord-américaines. De plus, le remplissage n'est pas composé de briques. Leurs résultats montrent des augmentations de la rigidité initiale d'environ 60 % lorsqu'il y a du

remplissage et une augmentation de la capacité de reprise de charge latérale variant de 5 à 25 % . Ces augmentations de rigidité et de résistance sont moins grandes que celles observées par Mehrabi et Shing (1997).

Trois chercheurs turcs ont réalisé des essais en laboratoire et des analyses numériques sur des structures BMR avec colonnes déficientes (Akpınar *et al.*, 2011). Ils ont développé une procédure d'analyse impliquant l'enlèvement automatique des éléments ayant atteint la rupture lors des simulations. Le modèle a été validé par des essais pseudodynamiques sur une structure de 3 baies-2 étages soumise à l'accélérogramme du séisme de Duzce en 1999. La capacité de résistance aux charges latérales est augmentée de 107 % par la présence de remplissage. Puis, dès l'écrasement du remplissage du rez-de-chaussée, la capacité diminue à la même amplitude que celle du cadre vide. Alors, la surcapacité fournie par le remplissage cesse lors de larges déformations.

Enfin, une étude sans pourcentage d'augmentation confirme que la présence de remplissage augmente la rigidité structurale initiale et la résistance, et diminue la période fondamentale de vibration et les déplacements absolus et relatifs des étages (Apostolska *et al.*, 2010).

## **6.6 Synthèse**

La méthode d'analyses *pushover* proposée dans ce chapitre combine des notions de plusieurs documents, notamment le FEMA 356 (2000) et un rapport de Al-Chaar (2002), en plus de précisions techniques développées dans cette thèse, pour réaliser de façon convenable les analyses des structures BMR.

La largeur de bielle calculée dans un précédent chapitre pour les panneaux de remplissage pleins est réutilisée, avec modifications. Pour les panneaux ayant des ouvertures, la méthode préconisée est de diminuer la largeur de la bielle par un coefficient de réduction lié au type

d'ouverture. La largeur des bielles après réduction varie de 76 % (ouverture en coin) à 91 % (ouverture dans le haut).

Afin de bien représenter l'action du cisaillement induite par la maçonnerie sur les colonnes, les bielles, jusqu'alors concentriques, sont éloignées des joints poutres – colonnes. Elles sont donc attachées sur les colonnes à une distance  $l_{col}$  de la poutre du bas, de façon excentrique dans les cadres.

Les rotules utilisées ici sont de quatre types :

- flexion (poutre);
- cisaillement (poutres et colonnes);
- interaction axial - flexion (colonnes);
- axial (bielles).

La résistance ultime assignée aux rotules axiales plastiques des bielles, afin d'évaluer la capacité des remplissages, correspond à la charge requise pour que le mur de remplissage atteigne sa limite de résistance à l'écrasement ou en cisaillement. Comme les rotules plastiques automatiques du logiciel *SAP2000* ne peuvent pas être utilisées (non applicables aux structures existantes ou avec remplissage), alors leurs propriétés ont été calculées à la main, à l'aide du document FEMA 356 (FEMA, 2000). Le comportement des divers types de rotules est illustré aux figures 6.4 à 6.9. Les rotules de cisaillement ont un comportement « fragile ». Aussi, pour les cadres en béton armé ce sont les rotules des colonnes qui devraient plastifier en premier étant donné que les modèles reproduisent des colonnes conçues de façon plus faible que les poutres, contrairement au principe de *capacity design* moderne.

Les REO (*Rigid end offset*) effectifs sont supérieurs aux REO utilisés en général pour des cadres vides ( $D_c/2$  sur une poutre et  $D_b/2$  sur une colonne) étant donné la rigidité fournie par les bielles de compression. La maçonnerie non armée est modélisée par du béton armé avec

des barres d'armature quasi nulles. Le béton armé de l'ossature est considéré comme fissuré, par l'utilisation d'un module d'élasticité fissuré de 16,4 GPa, puisqu'il est âgé.

Les deux distributions de charges latérales incrémentales utilisées sont une distribution modale proportionnelle au mode propre fondamental et une distribution uniforme d'accélération dans la direction X globale (dans l'axe des poutres). Afin d'atteindre un des trois mécanismes de rupture (arrêt brusque de l'analyse, plateau de plastification ou diminution de plus de 20 % de la résistance par rapport au maximum), de grands déplacements cibles ont été établis, variant de 20 à 500 mm.

Une validation théorique du modèle développé a été réalisée. Elle s'appuie sur des essais en laboratoire portant sur deux structures (l'une vide, l'autre avec remplissage) ayant des matériaux et des propriétés similaires à la typologie étudiée (Mehrabi et Shing, 1997). Pour la validation, un modèle vide et un avec remplissage ont été créés en utilisant les propriétés des matériaux et les dimensions définies dans l'article. Ces propriétés et dimensions ont servi à définir les bielles, leur position, les rotules (position et résistance), etc. Les résultats de cette validation sont positifs et le modèle développé peut donc être utilisé dans le chapitre 7 pour réaliser les analyses paramétriques.



## CHAPITRE 7

### ANALYSES PARAMÉTRIQUES STATIQUES NON LINÉAIRES

Des analyses non linéaires statiques (*pushover*) sont réalisées dans ce chapitre afin de cerner, parmi certains paramètres de modélisation et de géométrie, ceux qui ont une grande influence sur le comportement non linéaire des structures. L'allure des courbes *pushover*, ainsi que les divers résultats d'analyse (séquence de plastification des rotules, plateau de plastification, déplacement et résistance ultimes, rigidités initiales et après plastification, capacité en ductilité...), sera comparée pour identifier les paramètres les plus influents sur le comportement non linéaire. L'objectif est de faire des recommandations pour réaliser une modélisation des structures avec remplissage capable de représenter les déformations plastiques.

Selon les analyses statiques linéaires du chapitre 4, il y a sept paramètres importants lors de la modélisation. Ces paramètres sont :

- la largeur des baies;
- le nombre de baies;
- le nombre d'étages;
- la modélisation des étages supérieurs, tels qu'existants;
- la présence d'un étage flexible, s'il y a lieu;
- les ouvertures;
- la méthode de modélisation des remplissages : bielle ou coque.

#### 7.1 Paramètres

Le **nombre d'étages** et le **nombre de baies** ont une influence indéniable sur la rigidité des modèles. Il est alors moins intéressant de vérifier si ces paramètres influencent la réponse non linéaire des modèles puisque, normalement, tout ingénieur effectuant la modélisation de structures reproduira fidèlement ces paramètres. C'est le même raisonnement qui s'applique pour les paramètres **largeur des baies** et **présence d'un étage flexible** (absence de murs de

remplissage à un étage). Ces quatre caractéristiques sont prises en compte facilement lors de la modélisation numérique et on peut les mettre de côté pour les analyses non linéaires *pushover* présentées dans ce chapitre.

Les analyses précédentes ont démontré que le remplacement des étages supérieurs par des charges ponctuelles ne permet pas de bien capturer la réponse linéaire statique et modale de la structure. En effet, la rigidité est beaucoup plus faible lorsque les étages supérieurs sont absents. Il est donc préférable de s'en tenir à modéliser les étages supérieurs. Par conséquent, le paramètre **nombre d'étages** est conservé. Il en va de même pour le paramètre **nombre de baies**, conservé afin d'évaluer la façon dont les rotules se forment. Ainsi, les modèles auront une géométrie de 1 baie – 1 étage, 1 baie – 3 étages, 3 baies – 1 étage ou 3 baies – 3 étages, de façon similaire aux analyses des chapitres précédents.

Un des objectifs de la recherche est de définir une méthode pour modéliser les ossatures de béton armé et murs de remplissage de briques non armés par un moyen simple, tout en obtenant une réponse de la capacité à résister aux charges latérales semblable à celle qui serait obtenue par l'utilisation de modèles complexes. Le moyen simple préconisé est un modèle de bielles avec rotules plastiques, tel celui qui a été défini et validé au chapitre 6 par la reproduction d'essais présentés dans un article (Mehrabi et Shing, 1997).

Pour ce qui est des ouvertures, elles ont une influence sur la réponse en rigidité selon les analyses statiques linéaires réalisées, mais peu d'influence sur les réponses modales. Est-ce que la réponse dans le domaine non linéaire est affectée par la **présence de diverses ouvertures** (dimensions et position variables)? Quatre des cinq configurations évaluées aux chapitres précédents seront étudiées ici : sans ouvertures, ouvertures dans le haut, portes et ouvertures en coin. Il y aura aussi des modèles de référence sans remplissage, les cadres vides notés « V », afin de vérifier l'impact de la présence de remplissage, ce qui est une des choses importantes à vérifier.



## 7.2 Plan d'analyses

Les trois paramètres retenus pour les analyses non linéaires sont présentés au tableau 7.1. Le plan d'analyses détaillé est présenté à l'annexe VIII (p. 217). Il comporte vingt modèles.

Tableau 7.1 Paramètres des analyses non linéaires statiques (*pushover*)

| Paramètres   | Valeurs possibles |   |
|--|-------------------|---|
| <b>Ouvertures :</b><br>Cadre vide « V »<br>Panneau plein : 1)<br>Ouvertures : 2), 4) et 5) |                   |   |
| Nombre d'étages  | 1                 | 3 |
| Nombre de baies  | 1                 | 3 |

## 7.3 Résultats d'analyses

Les résultats complets des 20 analyses *pushover* réalisées sont présentés à l'annexe IX, modèle par modèle (p. 219). Ces résultats sont présentés ainsi : courbe de capacité, tableau décrivant la séquence de plastification des rotules et illustration de l'état final des rotules plastiques. La figure 7.1 regroupe l'ensemble des 20 courbes *pushover*. Sur cette figure, les courbes se terminant par un plateau de plastification sont indiquées (déformation qui augmente sans ajouts de charge). Afin que les courbes puissent être facilement comparées, les déplacements en abscisses ont été normalisés par rapport à la hauteur des modèles, tandis que les réactions à la base en ordonnées ont été normalisées par rapport aux poids des modèles ( $V/W$ ).

À l'annexe X (p. 267), les résultats sont comparés par paires ou groupes de quatre modèles. Un schéma identifiant les analyses A à K est présenté à la figure 7.2 (p. 145). Les paires permettent d'étudier l'influence de la présence ou non de remplissage (analyses D à G,

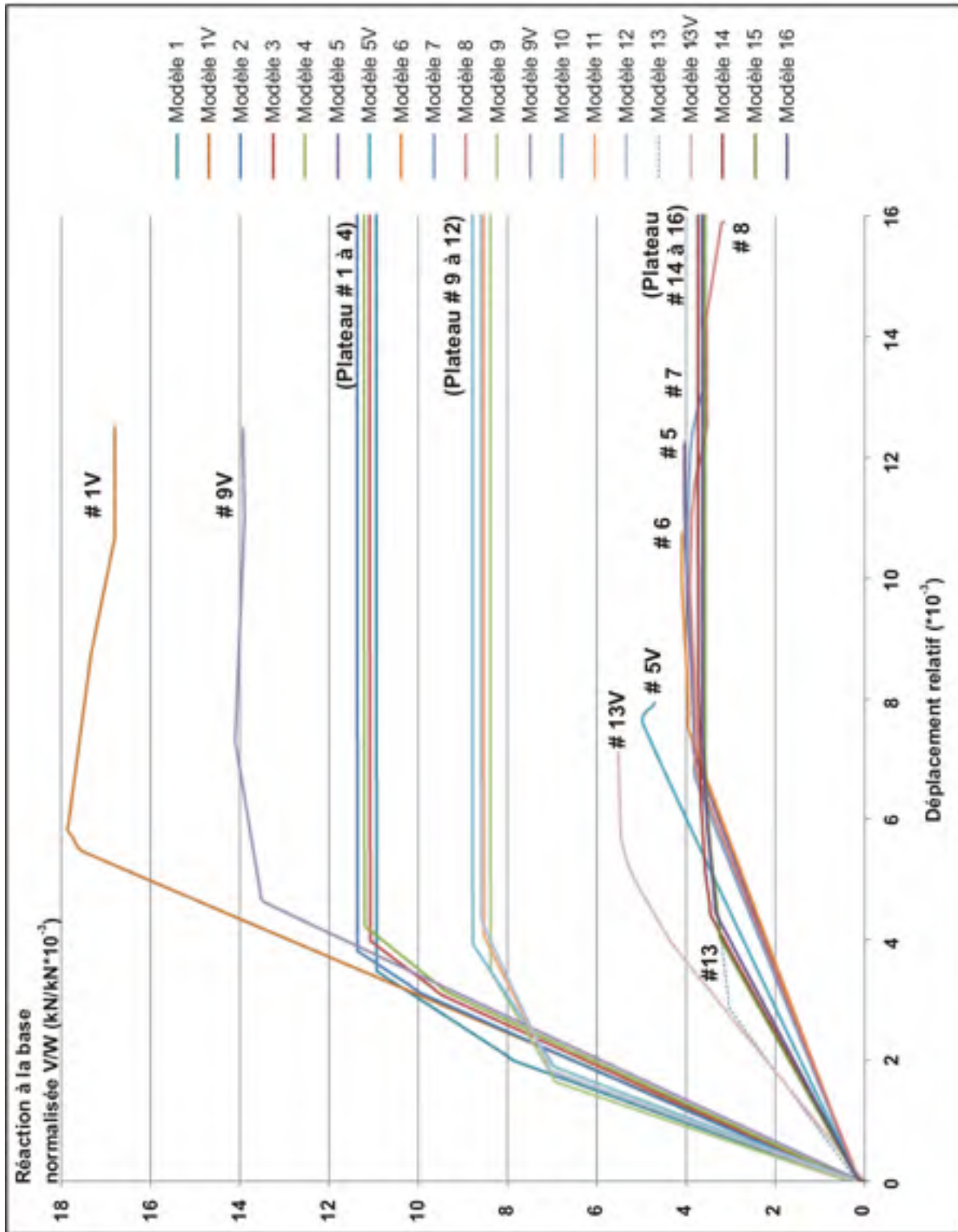


Figure 7.1 Courbes de capacité normalisées des 20 modèles testés

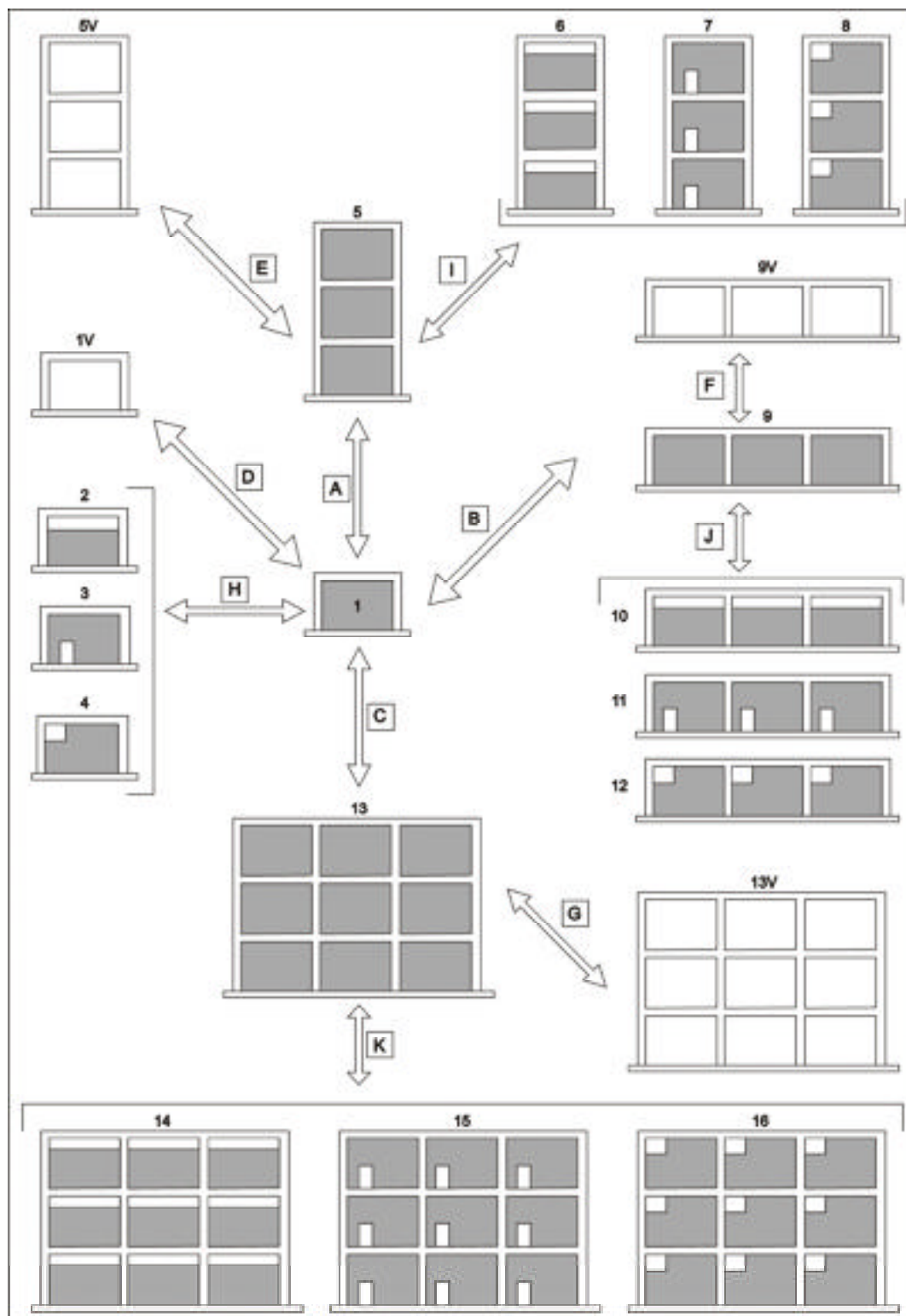


Figure 7.2 Identification des analyses comparatives effectuées sur les résultats de capacité

p. 271 à 274) ou la variation des paramètres géométriques, soit le nombre de baies et le nombre d'étages, sur le comportement non linéaire statique (analyses A à C, p. 267 à 270). Puis, les groupes de quatre modèles sont étudiés pour vérifier l'influence des types d'ouvertures sur la capacité des modèles (H à K, p. 275 à p. 278).

#### 7.4 Observations concernant la ductilité et le nombre de rotules plastifiées par modèle

À l'aide de la figure 7.1, une évaluation de la ductilité relative des modèles les uns par rapport aux autres a été effectuée. La ductilité est proportionnelle à l'aire sous la courbe *pushover*. La plus petite ductilité est celle du modèle #13 (3 baies – 3 étages, remplissages pleins); c'est donc par rapport à cette valeur qu'ont été établies les ductilités relatives des autres modèles, qui varient de 1,60 à 10,56.

Tableau 7.2 Ductilité relative des vingt modèles selon l'aire sous les courbes *pushover* normalisées

| Modèles | Ductilités relatives | Modèles | Ductilités relatives |
|---------|----------------------|---------|----------------------|
| 1       | 9,65                 | 9       | 7,57                 |
| 1V      | 10,56                | 9V      | 8,65                 |
| 2       | 9,65                 | 10      | 7,99                 |
| 3       |                      | 11      |                      |
| 4       |                      | 12      |                      |
| 5       | 2,43                 | 13      | 1                    |
| 5V      | 1,69                 | 13V     | 1,60                 |
| 6       | 2,09                 | 14      | 3,16                 |
| 7       | 2,57                 | 15      |                      |
| 8       | 3,13                 | 16      |                      |

Selon le tableau 7.2, il n'y a pas de tendance définissant la ductilité d'un modèle sans remplissage par rapport à un modèle avec remplissage (ratios très variés : 1,09 ; 0,69 ; 1,14 et 1,6). Pour ce qui est de la géométrie, parmi les quatre modèles sans ouvertures, les deux qui ont un étage (#1 et #9) ont une bonne ductilité relative, alors que pour les deux modèles de trois étages (#5 et #13), elle est faible. Enfin, concernant les ouvertures, il n'y a pas de

tendance globale : un seul modèle avec ouverture a une ductilité plus faible (#6) que le modèle plein (#5). Les autres ont une ductilité égale ou supérieure.

Le tableau 7.3 présente le nombre relatif de rotules plastifiées, en pourcentage, pour chaque modèle. Les pourcentages varient de 15 % pour le modèle #13V (soit 3 baies - 3 étages, sans remplissage) à 44 % pour les modèles #7-8 (1 baie – 3 étages avec ouvertures porte / coin).

Tableau 7.3 Pourcentage de rotules plastifiées à la fin de l'analyse

| Modèles | % de rotules plastifiées | Modèles | % de rotules plastifiées |
|---------|--------------------------|---------|--------------------------|
| 1       | 23                       | 9       | 23                       |
| 1V      | 42                       | 9V      | 25                       |
| 2       | 23                       | 10      | 23                       |
| 3       |                          | 11      |                          |
| 4       |                          | 12      | 26                       |
| 5       | 36                       | 13      | 31                       |
| 5V      | 22                       | 13V     | 15                       |
| 6       | 41                       | 14      | 27                       |
| 7       | 44                       | 15      | 37                       |
| 8       |                          | 16      |                          |

Pour ce qui est des cadres vides, il y a entre 15 et 42 % de rotules plastifiées à la fin de l'analyse (moyenne 26 %). Pour les cadres avec remplissage, la moyenne des rotules plastifiées est de 30 % à la fin des analyses; elle varie de 23 à 44 % .

### 7.5 Observations détaillées issues des analyses *pushover*

D'abord, il faut faire une observation générale : ce qui est identifié comme un plateau à la fin de la courbe de capacité peut être, en réalité, un segment comportant une très légère rigidité positive (pente maximale de 0,002 kN/mm). Ces plateaux surviennent lorsque toutes les composantes nécessaires pour former un mécanisme global ont plastifié (Kircher, 1999, p.

28), ce qui se produit souvent lorsque les rotules de cisaillement à la base de toutes les colonnes du rez-de-chaussée ont atteint la plastification.

Aussi, les bielles qui sont tendues sous l'action de la charge latérale plastifient toujours en premier dans les modèles. Pour les modèles #1 à #4, ceux d'une baie et un étage, la bielle rompt avant toute autre plastification de rotule.

Pour les modèles #5 à #8 (1 baie – 3 étages), les deux bielles inférieures sont rompues avant toute autre plastification de rotule tandis que la rotule de la troisième bielle tendue (dernier niveau) est à un état de dommage D et rompt plus tard au cours de l'analyse.

Pour ce qui est des modèles #9 à #12 (3 baies – 1 étage), 2 bielles sur 3 sont à l'état C avant tout autre plastification de rotule ; les trois bielles atteignent la rupture au cours de l'analyse *pushover*, donc avant l'atteinte du déplacement cible.

Pour les modèles #13 à #16 (3 baies – 3 étages), c'est plus varié : il y a entre de une à six bielles sur neuf déjà rompue(s) avant la plastification de rotules sur d'autres membrures. À l'état final, il y a de 4 à 7 des 9 bielles tendues qui sont rompues.

Notons, enfin, que les rigidités utilisées pour toutes les comparaisons sont des rigidités relatives, calculées selon l'équation 7.1.

$$K_{rel.} = \frac{[réaction \text{ à la base norm.}]_{2-1}}{[dépl. relatif]_{2-1}} = \frac{[V/W]_2 - [V/W]_1}{[dépl./H]_2 - [dépl./H]_1} \quad (7.1)$$

Les réponses analysées pour comparer entre eux les résultats obtenus sont les résistances latérales, les déplacements atteints au cours des analyses, les valeurs de déplacement / résistance auxquelles se produisent les plastifications (première et globale), la rigidité, la ductilité...

- résistance latérale relative : représentée par l'amplitude de la charge latérale relative appliquée, mesurée par la réaction à la base;

- résistance latérale maximale relative : valeur maximale de charge latérale appliquée;
- résistance latérale ultime relative : réaction à la base normalisée à la fin de la courbe de capacité, lorsque l'analyse se termine par une perte de résistance. Cette valeur est inférieure à la résistance maximale relative;
- déplacement relatif : déplacement au haut du modèle / hauteur du modèle;
- déplacement relatif ultime : déplacement relatif lorsque l'analyse se termine d'elle-même à la suite de la plastification d'un grand nombre de rotules causant une perte de résistance trop grande pour la poursuite de l'analyse;
- première plastification : l'endroit de la courbe de capacité où une première rotule plastifie;
- plastification globale : l'endroit de la courbe de capacité où une grande perte de rigidité relative est observée;
- rigidité relative initiale : calculée sur le premier segment de la courbe *pushover* normalisée, entre l'origine et la plastification globale (*Voir* équation 7.1);
- rigidité relative après plastification : elle est calculée sur le segment suivant la plastification globale. C'est la pente de ce deuxième segment (*Voir* équation 7.1);
- ductilité relative : elle correspond à l'aire sous la courbe de capacité normalisée.

Les premières analyses comparatives (D à G) sont présentées à la figure 7.3 et à l'annexe XI (Tableau-A XI-1, p. 279). Leur but est d'illustrer la contribution du remplissage, en matière de surrésistance et de ductilité. Pour ce faire, les courbes de capacité des modèles avec remplissage sans ouverture (**#1, 5, 9, 13**) sont comparées aux courbes des modèles de cadres vides (**#1V, 5V, 9V, 13V**).

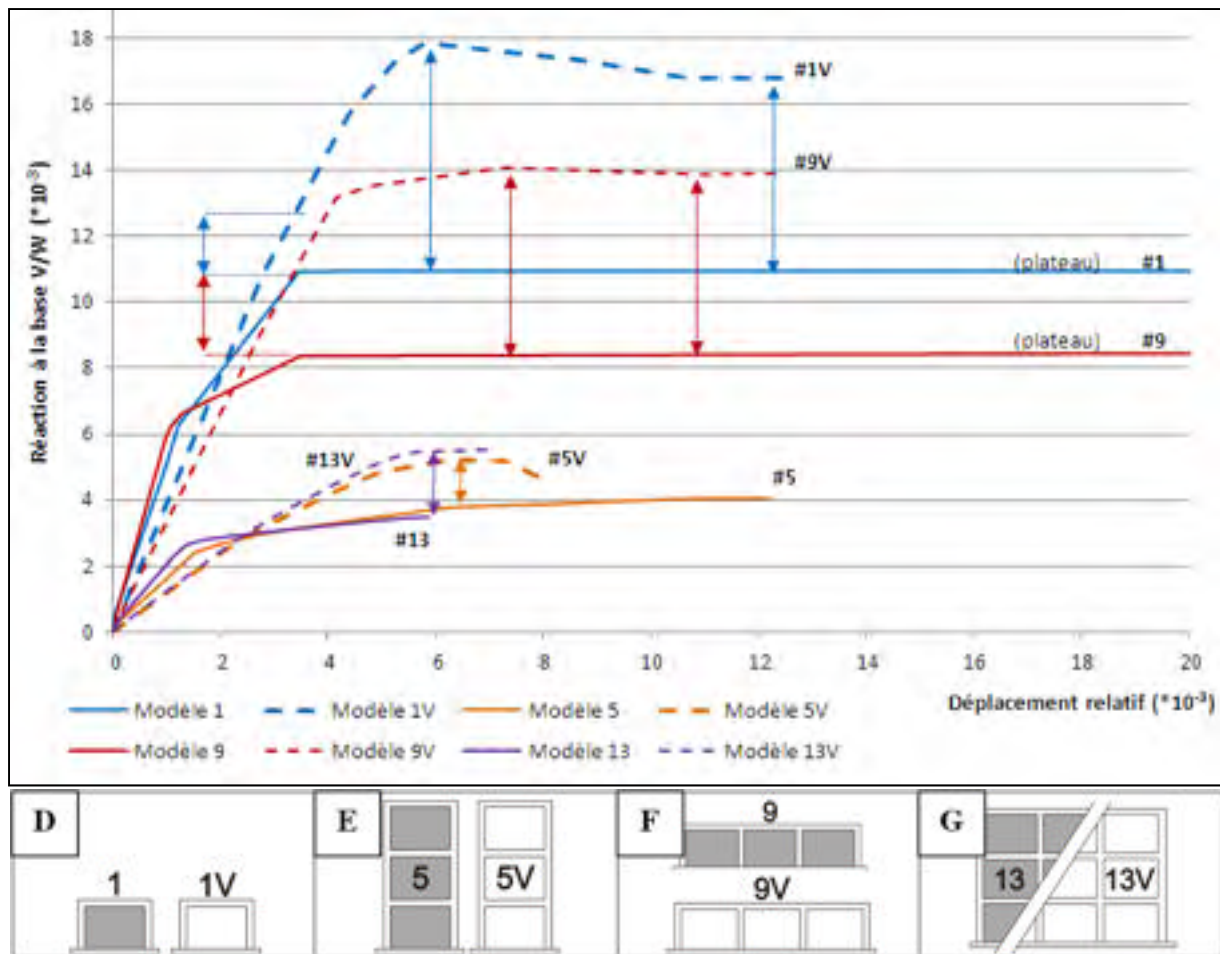


Figure 7.3 Courbes d'analyses *pushover* des modèles 1, 1V, 5, 5V, 9, 9V, 13 et 13V (effet de la présence de remplissage)

Les deuxièmes analyses comparatives (A à C) sont présentées à la figure 7.4 et à l'annexe XI (Tableau-A XI-2, p. 280). Leur but est d'illustrer l'influence du nombre de baies et du nombre d'étages sur la résistance, la rigidité et la séquence de plastification. Pour ce faire, les courbes de capacité des modèles de 1 baie-1 étage (#1), 1 baie-3 étages (#5), 3 baies-1 étage (#9) et 3 baies-3 étages (#13) sont comparées.

Une des hypothèses à vérifier est que la résistance en cisaillement normalisée  $V/W$  des modèles de 3 baies soit environ la même (#9 et #13) puisqu'ils comportent le même nombre de colonnes qui résistent au cisaillement.



Concernant la rigidité initiale, étant donné que les réactions à la base sont normalisées par rapport au poids des modèles et que les déplacements sont normalisés par rapport à leur hauteur, on s'attend à ce que la rigidité initiale des quatre modèles soit similaire.

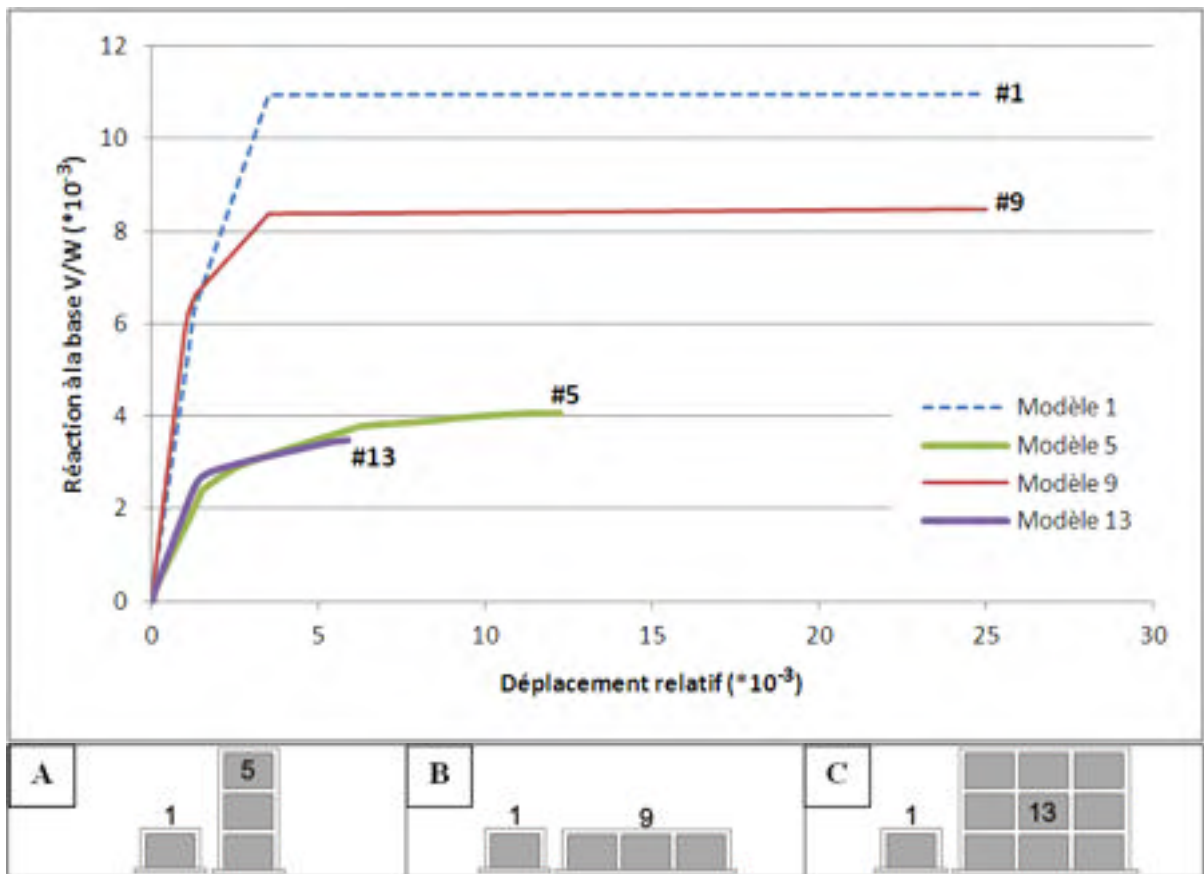


Figure 7.4 Courbes d'analyse *pushover* des modèles 1, 5, 9 et 13 (effet de la géométrie)

Les dernières analyses comparatives (H-K) sont maintenant présentées (Voir figure 7.5 et Tableau-A XI-4 de l'annexe XI, p. 282). Parmi les 20 modèles analysés, les 16 modèles qui comportent du remplissage sont comparés, par groupes de géométrie.

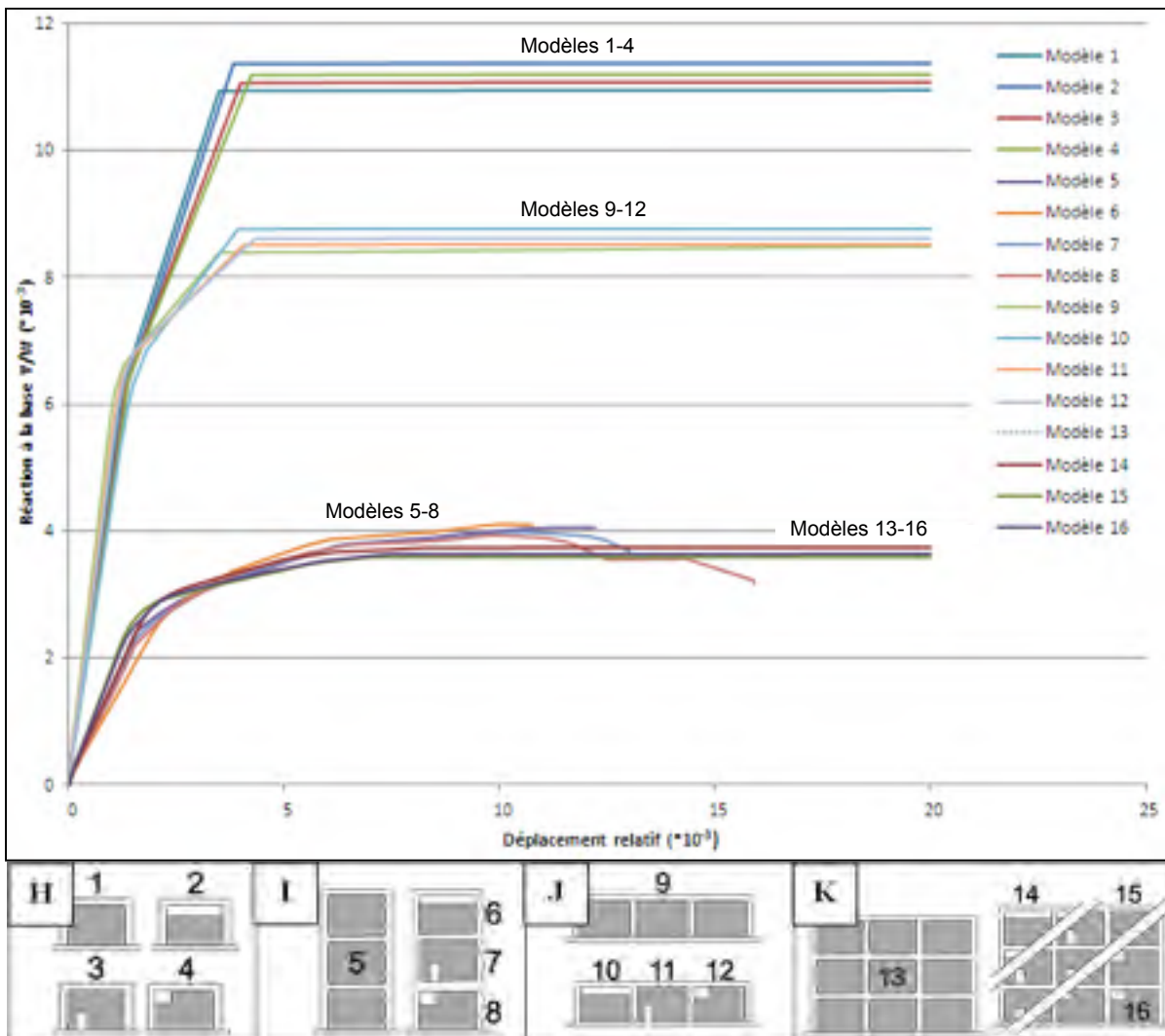


Figure 7.5 Courbes d'analyses *pushover* des modèles 1 à 16 (effet des ouvertures)

Par exemple, les 4 modèles ayant 1 étage-1 baie sont comparés entre eux pour valider si la présence d'ouverture cause une diminution de la résistance ou de la rigidité pour les modèles #2 à 4 par rapport au #1. On cherche aussi à vérifier si les différentes formes d'ouvertures (dans le haut du mur, en forme de porte ou au coin) influencent la ductilité et la séquence de

plastification. Une hypothèse est que le comportement sous charge *pushover* des cadres avec ouvertures dans le haut soit du type « colonnes courtes ».

## 7.6 Interprétation

Dans ce chapitre, des analyses *pushover* (non linéaires statiques) ont été réalisées pour des modèles ayant diverses caractéristiques de hauteur, largeur, présence ou non de remplissage, ouvertures, etc. Ces analyses visaient à identifier les paramètres les plus influents sur le comportement latéral non linéaire des structures modélisées. Les résultats des analyses *pushover* sont présentés en détail à l'annexe IX et résumés à la figure 7.1 (p. 144). L'annexe X présente les comparaisons A à K par paires ou groupes de quatre modèles.

Il y a 69 % des modèles ayant des bielles de remplissages qui se terminent par un plateau de plastification. Ce sont les 8 modèles de 1 étage et 3 des 4 modèles de 3 baies – 3 étages (exception = sans ouvertures). Les courbes de capacité des autres modèles se terminent par une perte de résistance de plus de 20 % ou par un arrêt automatique de l'analyse.

Une comparaison en deux volets est illustrée au tableau 7.4. D'abord, les charges ultimes relatives ( $V_{\max}/W \times 10^3$ ) sont indiquées pour chaque groupe de quatre modèles de même nombre d'étages et baies. À la dernière ligne, on trouve les ratios entre les modèles d'une baie versus trois baies. Le deuxième volet est la comparaison, pour les groupes de 4 modèles, de la résistance en cisaillement relative des colonnes à la base ( $V_{R \text{ col.}}/W \times 10^3$ ). Le but est de vérifier si le nombre de colonnes à la base permet de définir la charge ultime pouvant être supportée. Pour les modèles d'un étage, les ratios 1 baie/3 baies sont équivalents, alors le nombre de colonnes au rez-de-chaussée fournit directement une indication de la résistance. Cela pourrait être utilisé lors d'analyses préliminaires pour déterminer la charge pouvant être supportée par une structure, de façon conservatrice. Cependant, pour les modèles de 3 étages, il y a un écart de 10 % entre les 2 comparaisons : les modèles de trois baies supportent en moyenne une charge 10 % plus grande que l'augmentation du nombre de colonnes.

L'explication peut être que le calcul de  $V_{R\ col.}/W \times 10^3$  ne tient compte que du nombre de colonnes, alors que la charge supportée est un résultat des analyses *pushover*, qui tiennent aussi compte de la résistance au cisaillement des panneaux de remplissage. La charge supportée normalisée est la plus élevée pour les modèles de 1 baie, dans une plus grande proportion pour les modèles d'un étage. En conclusion, et selon les comparaisons de ce tableau, la résistance n'est pas proportionnelle au nombre de baies, et la résistance est proportionnelle au nombre de colonnes seulement pour les modèles d'un étage. Pour les structures de 3 étages, le fait de considérer la résistance au cisaillement des colonnes mène à une surestimation de 10 %.

Tableau 7.4 Corrélation entre le nombre de colonnes à la base et la charge ultime

|                         | 1 étage                              |  | 3 étages                             |  |
|-------------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|
|                         | $V_{max.}$<br>W<br>( $\times 10^3$ ) | $\sum V_{Reci.}$<br>W<br>( $\times 10^3$ ) | $V_{max.}$<br>W<br>( $\times 10^3$ ) | $\sum V_{Reci.}$<br>W<br>( $\times 10^3$ ) |
| <b>1 baie</b>           | 11,0 - 11,4                          | 10,9 - 11,3                                | 3,9 - 4,1                            | 4,4 - 4,7                                  |
| <b>3 baies</b>          | 8,4 - 8,8                            | 8,3 - 8,8                                  | 3,5 - 3,7                            | 3,5 - 3,7                                  |
| <b>1 baie / 3 baies</b> | 1,30                                 | 1,30                                       | 1,12                                 | 1,25                                       |

Pour ce qui est de la séquence de plastification, c'est toujours la bielle tendue qui plastifie en premier. La majorité des plastifications survient d'abord au rez-de-chaussée, puis aux étages, et principalement aux bielles, mais aussi aux colonnes (rotules de cisaillement surtout). Cette séquence de plastification confirme le rôle structural important joué par les remplissages.

Les analyses D-E-F-G ont permis d'évaluer l'influence de la présence de remplissage dans les cadres de béton armé. Comme que montré à l'annexe X, les résultats en valeurs réelles montrent que la présence de remplissage fait augmenter la résistance de 8 % à 51 % (24 % en moyenne) tandis que la rigidité est multipliée par un facteur variant entre 2,5 et 3,3. La première rotule est activée à une charge de 5 à 11 fois plus petite pour les modèles avec

remplissage. En l'absence de maçonnerie rigide, les cadres vides se déforment beaucoup plus que ceux avec remplissages. Alors, la première plastification de rotule des cadres vides survient à un déplacement de 27 à 37 fois plus grand que celui des cadres remplis. Pour ce qui est de la plastification globale, le déplacement auquel elle survient est 3,2 à 3,9 fois supérieur pour les cadres vides d'un étage par rapport à ceux remplis et 1,4 à 1,8 fois supérieur pour les modèles vides de trois étages.

Les analyses A-B-C ont permis d'évaluer l'influence de la géométrie des modèles (nombre d'étages et nombre de baies) sur la rigidité et la résistance. Les modèles d'un étage ont une résistance relative en moyenne 2,6 fois supérieure à celle des modèles de trois étages. Ce n'est donc pas un nombre de baies élevé qui fournit une meilleure résistance en cisaillement puisque celle-ci est fournie par les colonnes à la base des modèles : 2 colonnes pour les modèles d'une baie, peu importe le nombre d'étages et quatre colonnes pour trois baies (un ou trois étages). Le ratio de résistance relative qui prend en compte le poids des modèles (au dénominateur) fait en sorte que les modèles de trois étages, qui sont plus lourds, obtiennent un ratio plus faible que ceux d'un étage (*Revoir* tableau 7.4). Concernant la rigidité initiale relative, elle est beaucoup plus faible pour les modèles de trois étages que pour ceux d'un étage : le ratio de comparaison des rigidités est 31 %. Pour le même nombre de baie(s), le modèle à un étage est plus rigide sur tous les segments de la courbe *pushover*. C'est conforme au comportement des structures : plus elles sont hautes et plus elles sont flexibles. Les deux hypothèses émises aux pages 150 et 151 sont réfutées par les analyses effectuées. En effet, la résistance en cisaillement normalisée n'est pas semblable pour les modèles sans ouverture et à 3 baies #9 (1 étage) et #13 (3 étages) même si leur nombre de colonnes est égal. Aussi, les rigidités initiales des quatre modèles ne sont pas similaires, mais elles le sont pour les paires ayant le même nombre d'étages.

Les analyses H-I-J-K ont permis d'évaluer l'influence des diverses formes d'ouvertures dans les panneaux de remplissage. Elles n'influencent pas beaucoup le comportement sous charge *pushover* puisque les quatre courbes d'une même géométrie sont assez rapprochées. Les deux

exceptions sont le #8 de 1 baie - 3 étages avec ouvertures en coin (grand déplacement et grande ductilité) et le #13 de 3 baies - 3 étages sans ouverture (petit déplacement et petite ductilité). Considérant cette observation, il n'est pas recommandé de modéliser les ouvertures dans les panneaux de remplissages dans les cas où c'est le comportement global des structures qui est étudié. Pour les modèles avec ouvertures dans les remplissages, le point de plastification survient à environ 93 % de la charge des modèles sans ouvertures. La seule exception : les modèles de 1 baie – 1 étage où le ratio est 99 %. La rigidité initiale, jusqu'au point de plastification globale, est supérieure pour les modèles avec le remplissage sans ouverture dans chacun des quatre groupes. Le type d'ouverture qui donne les résultats les plus petits pour la rigidité initiale est l'ouverture dans le haut. Pour ces modèles, la largeur de bielle est plus grande que pour les autres qui ont des ouvertures (*Revoir* Tableau 6.1, p. 119), mais les bielles sont attachées plus bas sur les colonnes, donc elles contreventent moins.

Selon les résultats obtenus, la charge relative à laquelle se produirait la plastification est :

- 2,5 fois plus grande pour des cadres d'un étage versus trois étages;
- 2 fois plus grande pour des cadres d'un étage vide (1/3 baies) versus ceux remplis;
- 1,1 fois plus grande pour trois étages vides (1/3 baies) par rapport à ceux avec remplissage;
- Peu influencée par les diverses ouvertures.

Ce sont donc principalement le nombre de baies, le nombre d'étages ainsi que la présence ou absence de remplissage qui influencent la charge relative de plastification. Il n'y a pas eu d'effet de colonne « courte » sur la résistance totale observée, tel qu'illustré à la figure 7.5, ni sur la séquence de plastification (*Voir* annexe IX).

Une conclusion à laquelle arrive Shing dans ses récentes recherches (2007) est que les remplissages fournissent un gain en résistance et en rigidité aux structures de béton armé (*Voir* figure 7.6). En examinant les résultats de la présente thèse où la résistance latérale est en valeur absolue (annexe X, pages 271 à 274), on peut dire que la conclusion de Shing sur les gains de résistance et de rigidité est corroborée (*Revoir* la fin du tableau 7.4). Aussi, la

plus grande rigidité initiale est visible sur les courbes des modèles avec remplissages réalisés pour cette thèse, de façon similaire à ce qui est illustré sur les courbes de Shing.

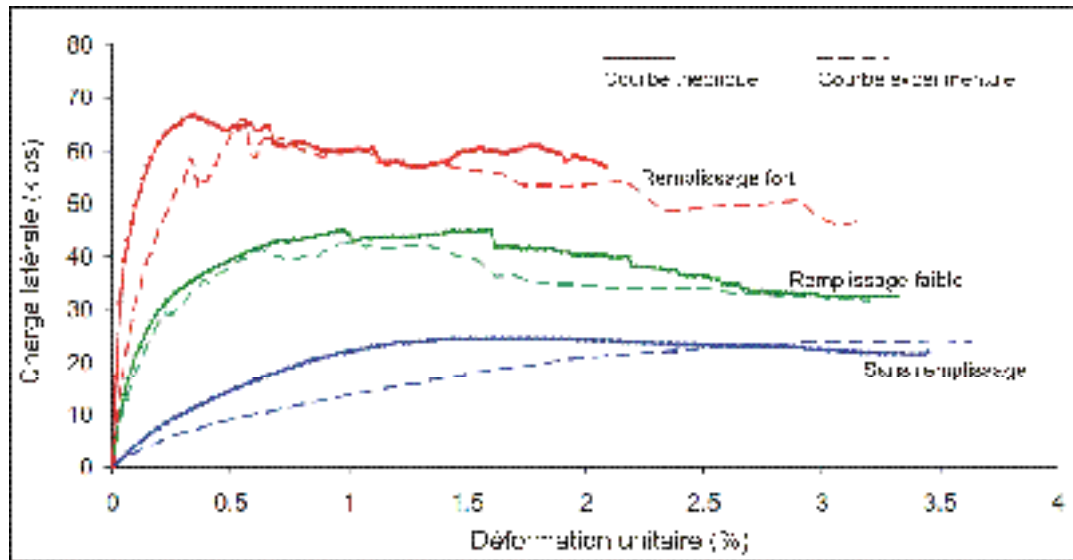


Figure 7.6 Courbes obtenues de façon théorique et de façon expérimentale pour deux types de maçonneries et pour des cadres vides  
Adaptée de Shing (2007, p. 25)

Globalement, on peut dire que la méthode de modélisation développée au chapitre 6 et utilisée dans ce chapitre-ci permet de représenter le comportement de façon satisfaisante pour réaliser des analyses non linéaires statiques. Une conclusion importante de ce chapitre est qu'il n'est pas nécessaire de représenter les ouvertures présentes dans les panneaux de remplissage puisqu'elles ont une influence faible sur les résultats des analyses *pushover*. Enfin, on peut utiliser la résistance des colonnes à la base pour estimer de façon préliminaire la charge pouvant être supportée par une structure, surtout dans le cas de celles d'un étage (*Revoir* tableau 7.4).

Le chapitre 8 est une synthèse des choix effectués et les résultats obtenus tout au long de la thèse.





## **PARTIE 3**

### **INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS**



## CHAPITRE 8

### DISCUSSION DES RÉSULTATS

Ce chapitre constitue un sommaire des discussions présentées au fil de cette thèse. Des liens seront effectués entre les différentes hypothèses et les résultats obtenus.

#### 8.1 Recension des écrits

La recension des écrits et l'introduction servent à présenter :

- l'observation de dommages à la suite de séismes;
- les mécanismes de rupture pour les panneaux de maçonnerie;
- les mécanismes de rupture pour les cadres de béton armé;
- les méthodes de modélisation et les procédures d'analyse disponibles.

Les structures BMR (cadres de béton armé avec remplissages de brique non armés) considérées pour l'étude sont des structures régulières en plan et en élévation qui ont été construites avant les années 1960.

Les conclusions principales de la recension des écrits sont les suivantes :

- plusieurs bâtiments à structure BMR ont été construits après 1915. Les usages sont variés et parmi eux : des hôpitaux et des écoles devant être fonctionnels à la suite d'un séisme;
- la charge sismique lors de la conception versus la charge calculée selon le Code national du bâtiment 2005 vaut environ 5 % pour 1941 et 15 % pour 1953. Ces valeurs sont très éloignées du 60 % requis pour que les bâtiments soient dispensés d'être mis aux normes en cas de travaux de modification, changement d'usage, rénovation, etc. Cela justifie la présente étude. Voir les conclusions concernant la résistance par rapport à  $V_{2005}$  à la page 175;
- les conclusions des articles de divers auteurs étrangers ne peuvent être utilisées ici telles quelles puisque l'aspect « régional » des matériaux et des techniques de construction influence le comportement sous les charges latérales;

- les chercheurs internationaux ne s'entendent pas pour déterminer si les panneaux de remplissage des structures BMR agissent positivement ou négativement sur le comportement de ces structures sous charges latérales. Il y a encore plusieurs aspects à étudier;
- les cadres en béton armé conçus au Canada avant les années 1960 sont peu susceptibles d'être ductiles et de suivre les préceptes du dimensionnement en capacité. Les modes de rupture probables sont :
  - arrachement de l'armature;
  - création de colonnes « courtes » ou « captives »;
  - cisaillement des colonnes par les bielles de compression qui sont attachées aux colonnes, amplifié aux coins puisque la compression provenant des étages supérieurs est moindre pour une pleine valeur de cisaillement;
  - rupture des joints poutres – colonnes intérieurs ou extérieurs;
  - interaction flexion – cisaillement poutres ; interaction flexion / axiale colonnes;
- si les remplissages de maçonnerie atteignent la rupture, alors le mortier cède par cisaillement horizontal le long des joints, écrasement du coin, fissures en « X » ou en escalier, détachement / chute de la maçonnerie ou effondrement des remplissages intérieurs ou extérieurs hors plan. Ce dernier mode, la rupture hors plan, est peu fréquent et très difficile à examiner sans essais en laboratoire. De plus, les colonnes étant carrées, leur orientation n'influence pas l'interaction colonnes - maçonnerie.

## **8.2 Caractérisation des matériaux des structures BMR**

L'objectif des chapitres 2 et 3 était d'obtenir le maximum d'information sur les techniques de construction et sur les propriétés des matériaux des structures qui font l'objet de la thèse. Ces propriétés étant très variables, un maximum d'information permet d'utiliser des moyennes ou médianes, tout en diminuant l'incertitude lors de leur utilisation dans les modèles

Concernant la cueillette d'information, des sources variées (rapports de laboratoire, plans anciens, littérature) ont été consultées. Les valeurs moyennes retenues pour les propriétés des

matériaux ont été utilisées lors de la modélisation. Pour les techniques de construction, des valeurs conservatrices ont été utilisées lorsque peu de détails avaient été obtenus. Par exemple, seules trois sources mentionnaient le pourcentage d'armatures des éléments de béton armé. Il variait de 1 % à 1,5 %, alors il a été fixé à 1 %, borne inférieure.

Le chapitre 2 a permis de caractériser les éléments de la structure de béton :

- résistance à la compression du béton : 20,7 MPa (médiane de neuf valeurs);
- acier d'armature : détails aux sections 0 et 2.4 et au tableau 4.1 (p. 70).

Le chapitre 3 a permis de caractériser la maçonnerie (*Revoir* tableau 3.3 et tableau 3.4) :

- caractéristiques des murs de remplissage :
  - considérés non structuraux lors de la conception et donc peu souvent indiqués sur les plans;
  - coupe type d'un mur de remplissage : tuile de terre cuite, air 25 mm, remplissage de briques (3-4 épaisseurs), air 25 mm, briques/pierres (*Revoir* figure 3.1);
  - remplissage au centre : briques variées, disposées pêle-mêle, avec peu de mortier;
- mortier de type « O » = 1 partie ciment : 2 parties chaux hydratée : 8-9 parties sable.

### **8.3 Analyses paramétriques statiques linéaires**

Le chapitre 4 présente les premières analyses paramétriques, celles de type statique linéaire. En soumettant une centaine de modèles à une charge sismique statique équivalente, le but est de cibler les paramètres géométriques et de modélisation ayant une influence critique sur la réponse statique des modèles en rigidité initiale et en déplacement interétage. Cette étape d'analyses statiques précède les analyses non linéaires où, a priori, l'on croyait que les paramètres influents seraient semblables. Les analyses ont été séparées en deux phases distinctes : la première permettant de vérifier l'influence de sept paramètres et la seconde trois nouveaux paramètres ainsi que l'interaction avec un paramètre testé à la phase 1.

Les hypothèses de ces analyses sont que :

- seules des analyses en deux dimensions dans le plan sont effectuées ; les analyses hors plan ne sont pas considérées. La raison est que l'on considère que les dommages causés aux panneaux de remplissage, se répercutant sur les éléments de béton, surviennent principalement dans le plan;
- ces analyses statiques servent à valider la partie élastique des courbes charge – déformations (rigidité, par exemple);
- les structures existantes sont non conformes aux normes actuelles, alors  $R_d = R_o = 1$ , autant pour les structures BMR (avec remplissage) que pour les cadres vides.

Les résultats complets pour les deux phases sont fournis à l'annexe IV : déplacements au haut des modèles, rigidité globale et déplacements interétages.

### Phase 1 des analyses paramétriques statiques

- la réponse en rigidité peut être estimée en utilisant sept paramètres de modélisation, telle que présentée par la relation de la page 77. Le paramètre *présence d'un étage flexible* est influent, même si absent de l'équation (augmente le déplacement interétage ; diminue la rigidité). Voici l'influence des paramètres sur la rigidité :

- si la largeur des baies augmente, alors la rigidité globale diminue;
- si le nombre d'étages augmente, alors la rigidité globale diminue;
- en l'absence de remplissage, la rigidité diminue;

- la présence ou absence d'un étage flexible influence différemment les résultats issus de modèles où les remplissages sont modélisés à l'aide de bielle ou de coque (dont les nœuds sont tous liés au cadre sur le pourtour) :
  - coques - avec étage flexible : déplacements interétages x 13,6 ; rigidité ÷ 8,4;
  - bielles - avec étage flexible : déplacements interétages x 3,9 ; rigidité ÷ 3,5;
- la rigidité des modèles avec coque est 4,4 fois supérieure à celle des modèles avec bielles, en moyenne. Les déplacements interétages des modèles avec bielles sont supérieurs dans le même rapport, en raison du caractère linéaire des analyses.

### Phase 2 des analyses paramétriques statiques

- avec un étage flexible : les ouvertures modifient peu la rigidité du premier niveau;
- sans étage flexible : les ouvertures influencent plus la rigidité du premier niveau;
- dans les cas où les étages supérieurs sont modélisés, la rigidité moyenne au 1er étage des modèles avec un rez-de-chaussée flexible vaut en moyenne 11,9 % de la rigidité des modèles sans étage flexible. Elle vaut 12,4 % pour les cas où les étages sont remplacés par des charges ponctuelles;
- la rigidité est liée à ces paramètres :
 

|   |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>○ s'il y a un étage flexible : la rigidité diminue;</li> <li>○ si le nombre de baies augmente : la rigidité augmente;</li> </ul> |
|---|
- les ouvertures ne doivent pas être négligées parce qu'elles causent, entre autres, des zones de tension aux coins des ouvertures, zones vulnérables à cause de la faiblesse de la maçonnerie en tension. De plus, les ouvertures dans le haut engendrent de grands déplacements interétages et de grands efforts tranchants;
- en regroupant l'ensemble des résultats des deux phases d'analyses paramétriques, ceux qu'il faut considérer pour représenter le comportement élastique linéaire sont :
 

|   |                           |
|---|---------------------------|
| ○ largeur des baies,                      | ○ nombre de baies,        |
| ○ nombre d'étages,                        | ○ étage flexible présent, |
| ○ modélisation du remplissage,            | ○ type d'ouvertures.      |
| ○ charges ponctuelles / étages modélisés, |                           |

### 8.4 Analyses paramétriques modales

Les analyses modales paramétriques du chapitre 5 avaient pour but de mesurer l'influence des paramètres de modélisation sur les propriétés dynamiques linéaires (périodes naturelles, modes propres). Cinq paramètres variaient dans ce chapitre où les remplissages étaient principalement modélisés par des bielles.

Les hypothèses liées aux analyses modales sont les suivantes :

- le poids des modèles doit représenter la réalité : c'est pourquoi des masses ponctuelles réparties ont été ajoutées aux nœuds;
- les modèles où les remplissages sont représentés par des bielles ont été adaptés afin de tenir compte des ouvertures d'après les champs de contraintes observés à la figure 4.5;
- pour utiliser les analyses *pushover* au chapitre 7, le premier mode de vibration doit être dominant. Cette caractéristique est donc vérifiée pour chaque modèle.

Les analyses paramétriques modales ont permis d'obtenir quelques résultats sur les caractéristiques dynamiques des modèles, par exemple :

- la charge participante pour le premier mode est en moyenne de 78 % pour les 30 modèles, ce qui confirme la prédominance du premier mode, nécessaire pour utiliser le *pushover*;
- de façon générale, les bielles ont une déformation modale d'ordre 1; les colonnes une déformation modale d'ordre 1 (24 %) ou d'ordre 2 (69 %) et les poutres, une déformation modale d'ordre 1 (13 %) ou d'ordre 2 (80 %);
- les périodes fondamentales obtenues sont inférieures aux périodes calculées à l'aide du CNBC 2005 (ossatures contreventées : -16 %; murs de cisaillement : -29 %);
- la modélisation des étages supérieurs ou leur remplacement par des charges ponctuelles est un paramètre influent pour les quatre premières périodes naturelles. Si les étages sont modélisés, la période fondamentale est multipliée par 1,4 et la rigidité est réduite ( $\div 1,4$ );
- pour la période fondamentale, le seul paramètre influent, mais de façon forte, est la modélisation des étages supérieurs ou leur remplacement par des charges ponctuelles;
- trois modèles semblables ont été testés : (A) bielle, (B) coque avec 100 % des nœuds communs et (C) coque avec des nœuds partiellement communs (nœuds communs sur 50 % de la hauteur des colonnes et 60 % de la longueur des poutres). La période des trois premiers modes de (A) étant « x »; pour (B) c'est 5,7 « x » et pour (C), c'est 0,83 « x ». Le modèle (A) est celui qui permet d'obtenir la période fondamentale la plus proche de celle du CNBC 2005 (73 %); (B) surestime en moyenne de 328 %; (C) sous-estime de 48 %;



- les paramètres essentiels à considérer lors de la modélisation :
  - nombre d'étages,
  - nombre de baies,
  - type d'ouvertures,
  - modéliser les étages supérieurs ou les remplacer par des charges ponctuelles.

## 8.5 Modèle de bielle

Les analyses subséquentes ont été réalisées à l'aide d'un modèle de bielle dont l'élaboration est présentée de façon détaillée au chapitre 6. Le but est de bien représenter la réalité, par un moyen simple. L'usage du logiciel commercial *SAP2000* est préconisé. Des modèles simplifiés en deux dimensions représentent les structures en trois dimensions. Cela est correct, étant donné la régularité des structures de cette thèse. Voici les caractéristiques du modèle de bielle et les étapes de son développement :

- pour représenter les ouvertures dans les remplissages ainsi que l'état de fissuration, la section des bielles est modifiée par deux coefficients proposés par Al-Chaar (2002). Plus les ouvertures et les fissures sont grandes, plus la section est réduite ; dans la thèse, la largeur des bielles équivalentes est diminuée de 9 à 24 % par rapport aux bielles des panneaux pleins. Tenir compte de ces deux paramètres est une amélioration par rapport au document FEMA 356 (FEMA, 2000);
- les bielles sont positionnées de façon excentrique dans les cadres, de façon à engendrer des forces de cisaillement sur les colonnes. Les rotules plastiques sur les colonnes sont placées à 15 mm du point d'attache des bielles, pour éviter l'instabilité;
- la modélisation des panneaux par des bielles permet de représenter l'apport en rigidité du remplissage (principe de contreventement). Cependant, on élargit l'usage des bielles à l'évaluation de la capacité structurale en assignant aux rotules axiales des bielles une résistance axiale équivalente, qui est la résistance minimale parmi ces deux valeurs :

- la résistance à l'écrasement  $R_{cr}$ , qui tient compte de l'épaisseur des remplissages ( $t_{inf}$ ), de la résistance à la compression de l'assemblage de maçonnerie ( $f'_m$ ) et de la largeur de bielle équivalente réduite ( $a_{red}$ );
- la résistance au cisaillement  $R_{shear}$ , qui tient compte de l'aire cisailée ( $A$ ), de la résistance au cisaillement de l'assemblage ( $f_s$ ) et des coefficients de réduction pour les ouvertures ( $R_1$ ) et l'état de dommage ( $R_2$ );

Comme la résistance au cisaillement est plus faible que celle à l'écrasement, alors c'est la résistance au cisaillement qui est attribuée comme résistance axiale en compression des bielles équivalentes ( $R_{strut}$ ). La résistance à la tension de la maçonnerie est faible. On considère généralement qu'elle est égale à 10 % de la résistance en compression et c'est ce qui a été utilisé ici;

- on assigne aux extrémités des membrures une longueur rigide (REO) ; c'est la portion entre les joints poutres – colonnes et les rotules plastiques. Cela représente la rigidité fournie par la maçonnerie aux structures BMR, comparé à des cadres vides flexibles. Les longueurs d'extrémités rigides (REO) assignées aux poutres et colonnes sont réduites d'environ 50 % par le logiciel d'analyse lors de la création du modèle. Cela constitue les REO effectifs;
- afin de créer le matériau maçonnerie de briques non armée, une méthode a été développée. Il s'agit d'utiliser le matériau béton standard de *SAP2000* en lui assignant les propriétés de la maçonnerie, et en spécifiant des barres d'armatures de section presque nulle. Cette solution permet d'utiliser les matériaux standards du logiciel;
- les rotules définies sont de type « fragile », donc sont conservatrices (type 3 du FEMA 356). La résistance attribuée aux rotules de cisaillement des poutres et colonnes de béton armé a été calculée à l'aide de l'équation connue pour une section de béton, sans tenir compte de la résistance en cisaillement des étriers, qui est pratiquement nulle en raison des crochets insuffisants des structures de l'époque. Des rotules moins conservatrices mèneraient à une résistance en cisaillement supérieure et ainsi les résultats de la

validation seraient plus près des résultats expérimentaux de comparaison (Mehrabi et Shing, 1997). La rigidité initiale du modèle théorique avec remplissage est superposée à celle du spécimen expérimental de Mehrabi et Shing. Pour les cadres vides, la rigidité obtenue avec le modèle développé est supérieure à celle du spécimen expérimental. Dans l'article de Mehrabi et Shing, c'était aussi le cas pour les modèles de cadres vides, théorique versus expérimental;

- les déplacements cibles initiaux étaient trop faibles pour amener le comportement des rotules dans la zone plastique. Ils ont donc été augmentés (x 6-10) jusqu'à atteindre pour chaque modèle soit l'arrêt subi, soit un plateau de plastification, soit une diminution de plus de 20 % de la résistance au cisaillement à la base;
- en l'absence d'essais de laboratoire associés à cette thèse, des tests expérimentaux publiés dans un article (Mehrabi et Shing, 1997) ont été reproduits pour démontrer la validité du modèle. Les structures ont des propriétés structurales similaires à celles étudiées ici. La validation consiste à vérifier si les courbes numériques résultant de l'analyse de structures modélisées par la méthode du chapitre 6 sont semblables à celles de l'article. Voici les résultats de cette validation :
  - la résistance en cisaillement à la base se compare assez bien : le ratio entre les résistances maximales du cadre rempli et du cadre vide est 9 % plus grand pour les reproductions effectuées avec mon modèle;
  - les rigidités initiales sont superposées pour les modèles avec remplissage, tandis qu'elles sont semblables pour les cadres vides;
  - les courbes de capacité des représentations sont assez semblables avant 2,8 % de déplacement interétage, indiquant des capacités en énergie comparables;
  - les points de plastification sont assez semblables pour les modèles avec remplissage : environ 10 % d'écart entre la reproduction et le spécimen. Pour les modèles avec remplissages, le point de plastification est au double de charge et de déplacement.

Cette comparaison favorable démontre que la méthode de modélisation peut être utilisée pour l'étude paramétrique au chapitre 7.

## 8.6 Analyses non linéaires statiques (*pushover*)

Le chapitre 7 présente les analyses non linéaires statiques paramétriques (*pushover*). L'objectif principal de ces analyses était d'établir, parmi les paramètres étudiés, ceux qui ont une grande influence sur le comportement non linéaire et qui doivent donc être reproduits lors de la création de modèles.

Pour ce qui est des analyses *pushover*, quelques hypothèses ont été posées :

- il a été choisi que le niveau d'analyse le plus complexe est l'analyse *pushover* (non linéaire statique). En effet, afin de discerner les paramètres influents, on émet l'hypothèse que des analyses temporelles non linéaires ne sont pas nécessaires;
- les ouvertures au haut des panneaux induisent un comportement de type colonnes « courtes ». Cela influence la position des bielles pour ce type d'ouverture.

Les analyses paramétriques *pushover* ont été réalisées pour 20 modèles. Présentées en détail au chapitre 7, voici les principaux résultats de ces analyses :

- les 20 courbes *pushover* normalisées (déplacements absolus/hauteur des modèles versus réaction de cisaillement à la base/poids des modèles) permettent de comparer les résultats en éliminant les effets de grande hauteur ou poids des modèles de 3 étages ou 3 baies;
- la ductilité relative la plus petite, sur les courbes *pushover* normalisées, est celle du modèle #13 (3 étages - 3 baies). Les autres modèles ont une ductilité de 1,6 à 10,6 fois plus grande. Les modèles ayant des ouvertures ont en général une ductilité plus faible que les panneaux pleins du même groupe;
- à l'état final, les cadres avec remplissages ont en moyenne 30 % de leurs rotules qui sont plastifiées. C'est 26 % pour les cadres vides;
- les rotules qui plastifient les premières sont celles des bielles sollicitées en tension;

- 69 % des courbes *pushover* des modèles avec bielles se terminent par un plateau de plastification. La plastification des bielles ne représente pas directement la plastification des panneaux de maçonnerie, mais plutôt leur fissuration, ou la production de déformation permanente. Les divers points de plastification sont les points de la courbe *pushover* à la suite de la portion élastique. La plupart des plastifications de rotules (fissuration de maçonnerie), surviennent au rez-de-chaussée puis aux étages, et affectent surtout les rotules de bielles, confirmant le rôle structural important des remplissages;
- en cas de travaux sur des structures anciennes de type BMR, il n'est pas recommandé d'enlever les remplissages de maçonnerie. En valeurs normalisées, les courbes de capacité des cadres vides sont supérieures à celles des modèles contenant des remplissages. Cependant, la différence entre ces courbes n'est pas suffisamment grande pour recommander l'enlèvement des remplissages (figure 7.3). En valeurs réelles, la résistance d'un cadre vide représente entre 66 % et 93 % de celle d'un cadre plein;
- les résultats en valeurs réelles montrent que la présence de remplissage fait augmenter la résistance de 8 à 51 % et que la rigidité est multipliée par une valeur entre 2,5 et 3,3. La première plastification de rotules des cadres vides survient à un déplacement 27 à 37 fois plus grand que celui des cadres remplis;
- pour les modèles d'un étage, la résistance latérale est proportionnelle au nombre de colonnes du premier niveau, tandis que dans le cas des modèles de 3 étages, leur résistance est 10 % supérieure à l'augmentation du nombre de colonnes;
- pour le même nombre de baies, les modèles d'un étage ont une résistance relative en moyenne 2,6 fois supérieure à celle des modèles de trois étages. Aussi, la rigidité initiale relative des modèles de 3 étages est en moyenne 31 % celle des modèles d'un étage;
- les analyses ont montré que les ouvertures n'influencent pas beaucoup le comportement sous charge *pushover* ; il n'est donc pas nécessaire de les modéliser lorsqu'on s'intéresse aux caractéristiques globales des structures;
- il n'y a pas eu d'évidence de comportement de colonnes « courtes »;

- les résultats exprimés en valeur absolue dans cette thèse corroborent ceux présentés par Shing (2007) dans ses récentes recherches et exprimés en valeurs absolues : il y a des gains en résistance et en rigidité fournis par les remplissages;
- parmi les paramètres étudiés, ceux qui influencent le plus la charge à laquelle se produit la plastification globale des modèles sont : le nombre de baies, le nombre d'étages et la présence ou absence remplissage.

## 8.7 Résumé

En bref, la méthode de modélisation développée et validée permet de représenter de façon satisfaisante le comportement non linéaire sous chargement statique des structures BMR.

Finalement, à la suite des trois types d'analyses paramétriques, le tableau 8.1 présente les paramètres ayant le plus ou le moins influencé le comportement des modèles analysés.

Tableau 8.1 Paramètres devant être modélisés et paramètres non essentiels

| <b>Paramètres essentiels</b>                | <b>Paramètres non essentiels</b>   |
|---|------------------------------------|
| Nombre d'étages                             | Épaisseur précise du remplissage   |
| Nombre de baies                             | Ouvertures (dimension et position) |
| Largeur des baies                           |                                    |
| Modéliser l'étage flexible, s'il y a lieu   |                                    |
| Modéliser les étages tels qu'existant       |                                    |
| Modéliser les remplissages tels qu'existant |                                    |

## CONCLUSION

Afin de mieux comprendre la vulnérabilité sismique des structures anciennes comportant des remplissages, il est nécessaire d'améliorer les techniques de modélisation de celles-ci. Une meilleure évaluation de leur capacité sismique permettrait de mieux définir les interventions de réhabilitation. L'**objectif principal** de la thèse était de caractériser le comportement sous l'action sismique des structures de béton armé et murs de remplissage de maçonnerie non armée (BMR) intérieurs et extérieurs.

Les structures BMR étudiées sont celles qui ont été construites au Québec, de 1915 à 1960. Plusieurs hôpitaux et écoles font partie de cette catégorie, reconnue pour être une typologie structurale vulnérable lors d'épisodes sismiques. Ces bâtiments dits « essentiels » doivent être réhabilités si leur évaluation démontre qu'ils n'ont pas la capacité de résister à de grandes charges sismiques, amplifiées par le facteur d'importance, en demeurant fonctionnels. Les structures BMR érigées dans la province au cours de la période étudiée diffèrent de ceux qui ont été construits à d'autres endroits du monde, d'où l'importance de les étudier spécifiquement. Ici, les techniques de construction sont différentes de celles d'autres régions, par exemple en Amérique latine où les remplissages sont construits avant les cadres de béton armé. Il y a aussi toutes les propriétés des matériaux qui varient beaucoup selon les pays, mais aussi en fonction de l'âge du béton considéré. Dans la présente étude, le béton est âgé de 50 à 100 ans.

Il y a trois principales **contributions** issues de cette thèse : la caractérisation a servi à définir les propriétés des structures BMR en vue de leur modélisation; les analyses ont permis de déterminer les paramètres les plus influents sur leur comportement sous charge latérale; un modèle de bielle qui peut facilement être implémenté dans un logiciel d'analyses standard a été développé.

- 1) la caractérisation des structures BMR québécoises existantes a permis de recueillir et synthétiser une quantité d'information concernant les techniques de mise en œuvre, mais

aussi les caractéristiques des matériaux de cette typologie. Les résultats de ce premier apport sont d'abord les techniques de construction, principalement des détails sur les assemblages des maçonneries mixtes (brique et terre cuite), une coupe de mur type et les détails d'armature. Très utiles pour la modélisation, il y a aussi comme résultats toutes les propriétés des matériaux impliqués qui ont été définis : béton, acier d'armature, brique, tuiles de terre cuite, mortier;

- 2) comme deuxième contribution : les trois types d'analyse ont permis d'identifier, parmi un ensemble de huit paramètres (géométriques et de modélisation), ceux qui influencent le plus les comportements statique et dynamique des structures BMR. Il y a seulement trois paramètres qui sont influents pour l'ensemble des résultats d'analyses : nombres d'étages et de baies ainsi que le fait de modéliser les étages tels que sur la structure réelle étudiée. Voici les sept paramètres influents en fonction du type d'analyse :

|   | <b>Paramètres influençant la rigidité initiale, les déplacements interétages et les caractéristiques dynamiques (période et modes propres) à partir des analyses statiques linéaires (ASL) et modales (AM)</b> | <b>Paramètres influençant la résistance, la ductilité globale, les séquences de plastification à partir des analyses statiques non linéaires (<i>pushover</i>)</b> |
|---|--|--|
| Géomé-<br>trique                                  | Nombre d'étages (ASL, AM)  | Nombre d'étages  |
|   | Nombre de baies (ASL, AM)  | Nombre de baies  |
|   | Largeur des baies (ASL)  | Largeur des baies  |
| Items à modéliser / techniques<br>de modélisation | Modéliser l'étage flexible, s'il y a lieu (ASL)  | Modéliser l'étage flexible, s'il y a lieu  |
|   | Modéliser les étages supérieurs ou les remplacer par des charges ponctuelles (ASL, AM)   | Modéliser les étages tels que sur la structure réelle étudiée  |
|   | Type de modélisation : les modèles de bielle ou coque mènent à des réponses différentes (ASL)  | Remplissages modélisés afin de représenter la réalité  |
|   | Types d'ouvertures (ASL, AM)   |  |

- 3) le modèle de bielle développé est une hybridation de directives du document FEMA 356, de propositions de chercheurs (ex. Al-Chaar, 2002 pour les facteurs de réduction liés aux



ouvertures et à l'endommagement) et d'innovations issues d'expérimentations de l'auteure (ex. représentation de l'armature quasi nulle, position des rotules et point d'attache des bielles). La modélisation du remplissage par des bielles axiales dont la rotule centrale est l'élément comportant les caractéristiques non linéaires de la maçonnerie semble représenter de façon satisfaisante le rôle structural de la maçonnerie, selon la validation effectuée. Le modèle n'est pas parfait, mais il est acceptable pour les études paramétriques qui ont été réalisées, tout en fournissant des résultats de résistance aux charges latérales assez précis. Étant donné les rigidités très différentes des remplissages et des cadres de béton armé, ce sont les remplissages qui subissent les premiers dommages, ce qui est observable par l'état des rotules des bielles qui se dégrade tôt lors des analyses. Puis, lorsqu'elles rompent, les rotules des éléments du cadre de béton armé sont sollicitées. Cette séquence de plastification confirme le rôle structural des remplissages de maçonnerie, qu'on ne peut limiter à un rôle non structural.

**Conclusions** principales découlant des analyses effectuées :

- 1) Dans la pratique actuelle seule la résistance des colonnes est prise en compte, l'évaluation est très conservatrice et peut mener à des travaux d'ampleur exagérée. Selon la figure 7.6 (p. 157), si les remplissages sont forts, la capacité évaluée sur la base des colonnes seules est encore plus conservatrice que dans le cas de remplissages faibles. D'après les courbes *pushover* du chapitre 7, le pourcentage d'augmentation de la résistance latérale fourni par le remplissage est de 8 % et 10 % pour les modèles d'un étage (respectivement 1 baie et 3 baies), tandis qu'il est de 51 % et 27 % pour les modèles de 3 étages (1 baie et 3 baies, respectivement). La contribution du remplissage à la capacité des structures d'un étage est donc faible (9 % en moyenne). Cela confirme que l'évaluation de la résistance en ne considérant que la résistance des colonnes n'est pas très loin de la réalité.
- 2) On a vérifié si la résistance aux charges latérales est inférieure à 60 % de la force sismique statique équivalente du CNBC 2005 ( $V_{2005}$ ). Ce seuil est celui pour lequel une

réhabilitation augmentant la résistance latérale est requise en cas de travaux majeurs à la structure. En valeur absolue, la charge  $V_{2005}$  appliquée est de 213 kN pour les modèles de 1 baie – 1 étage ( $60 \% * V_{2005} = 128 \text{ kN}$ ). La résistance en cisaillement maximale obtenue est de 405 kN, conférant à ces structures une résistance latérale très supérieure à  $60 \% * V_{2005}$ . On s'aperçoit que les valeurs de résistance en cisaillement, estimées a priori d'après l'année de conception ( $V_{1941-53} = 10 \% \text{ de } V_{2005}$  en moyenne - p. 4), étaient ultras conservatrices. Aussi, le point de plastification de ces modèles survient au-delà de 225 kN, ce qui est supérieur à la charge totale latérale appliquée (213 kN). Ces résultats indiquent que des mesures de mises aux normes ne seraient pas nécessaires pour les structures de 1 baie – 1 étage. La contribution de la maçonnerie est beaucoup plus importante pour les structures de trois étages, alors leur analyse devrait considérer les remplissages. En valeur absolue, la charge  $V_{2005}$  est de 359 kN pour les structures de 1 baie – 3 étages ( $60 \% * V_{2005} = 215 \text{ kN}$ ). Les modèles atteignent la plastification globale à 195, 208, 212 et 220 kN. Seul le modèle sans ouverture peut résister à une charge de  $60 \% * V_{2005}$  sans dommages permanents / fissurations ( $220 \text{ kN} > 215 \text{ kN}$ ). Les trois autres valeurs ne sont pas très éloignées : elles correspondent à 54 %, 58 % et 59 % de  $V_{2005}$ , ce qui est tout de même supérieur aux valeurs  $V_{1941-53}$  correspondant en moyenne à 10 % de  $V_{2005}$ . Elles sont tout de même inférieures à la limite de 60 %, qui est prescrite par le code. De telles structures BMR de trois étages devraient donc être réhabilitées en cas de changements d'usage ou de travaux de mises aux normes en utilisant le code du bâtiment en vigueur, afin de diminuer le risque d'être endommagées lors de séisme;

- 3) pour les quatre types de géométries, ceux avec ouvertures dans le haut (modèles 2, 6, 10 et 14, *Revoir* figure 7.1, p. 144) ont une résistance au cisaillement normalisée légèrement supérieure à celle des autres types d'ouvertures ou avec panneaux pleins. La variation de capacité normalisée pour les modèles de même géométrie est faible, alors il n'est pas nécessaire de modéliser les ouvertures;

- 4) il y a plusieurs informations importantes afin de procéder à la modélisation des BMR. Par exemple, il est très utile de connaître les détails d'armature. S'il n'y a aucune caractéristique parasismique, alors la résistance au cisaillement des sections de béton armé est réduite, puisque la contribution de l'acier est considérée comme nulle ou faible. Les caractéristiques devant être absolument connues et modélisées lors d'études de BMR sous charges latérales sont présentées au point 2 de la page 174;
- 5) une conclusion importante est que le modèle développé permet de bien représenter le comportement des structures à l'étude. La validation effectuée a permis de déterminer que la courbe de capacité représente bien le comportement attendu jusqu'à un déplacement interétage de 2,8 %, et que la résistance en cisaillement à la base maximale, l'amplitude du plateau de plastification et la rigidité initiale sont représentatives. Le modèle de bielle équivalente élaboré tient compte de la présence d'ouvertures; les rotules des colonnes sont tout à côté du point d'attache des bielles; les rotules plastiques axiales des bielles tiennent compte de plusieurs modes de rupture possibles; les matériaux standards d'un logiciel sont utilisés avec une certaine adaptation, etc. Pour réaliser les analyses, les déplacements cibles initiaux de chaque modèle ont été augmentés afin d'atteindre l'arrêt subi, un plateau de plastification ou une chute de plus de 20 % de la résistance au cisaillement à la base;
- 6) les analyses linéaires élastiques du chapitre 4 ont fourni de l'information sur les caractéristiques de rigidité de la centaine de modèles analysés. Pour obtenir une idée préliminaire de la rigidité globale d'une structure, ce type d'analyse serait donc une option. L'ensemble des résultats d'analyse des 98 modèles a été examiné de façon à définir une relation permettant d'estimer la rigidité à partir des paramètres les plus influents;
- 7) les analyses modales de 30 modèles (chapitre 5) ont permis de définir, entre autres, leur période. On a ainsi découvert que les périodes obtenues numériquement étaient

inférieures de 16 % en moyenne à celles calculées avec l'équation du CNBC 2005 pour les ossatures contreventées ( $T_a = 0,025 * h_n$ ). C'est cette équation qui permet de s'approcher le plus des valeurs trouvées lors des analyses et, à défaut d'une équation adaptée pour les BMR est celle qui est recommandée. Cependant, une analyse modale est préférable;

- 8) des modèles coque simples ont été créés dans le chapitre 5, aux fins de comparaison avec le modèle de bielle. Avec ce qui a été trouvé lors de la recension des écrits, ainsi que les résultats obtenus pour quelques essais avec des géométries variées, la longueur d'interface avec nœuds communs recommandée est de 50 % de la hauteur des colonnes et 60 % de la longueur des poutres;
- 9) il a été démontré que pour les modèles ayant un même nombre d'étages, la résistance est proportionnelle au nombre de colonnes du rez-de-chaussée;
- 10) concernant la séquence de plastification, la première plastification de rotules survient aux rotules axiales des bielles tendues, puis comprimées, signifiant que la fissuration du remplissage se produit sous de faibles charges et qu'elles jouent un rôle structural important. Ensuite, ce sont les rotules au bas des colonnes du premier niveau qui sont affectées en cisaillement, par l'action des bielles aux points d'attache. Les autres plastifications affectent les poutres (cisaillement) et les colonnes (effort de moment - axial);
- 11) la présence de remplissage amène une augmentation de la résistance de 8 % à 51 %, lorsque mesurée en valeur absolue, tandis que la rigidité globale est triplée. La première plastification pour les modèles avec remplissages comparativement aux modèles vides survient sous une charge de 5 à 11 fois plus petite et à un déplacement de 27 à 37 fois plus petit. Les modèles vides sont beaucoup plus flexibles et ne contiennent pas de remplissages modélisés par des bielles « fragiles ». Subissant moins de plastification de rotules, la plastification globale des modèles vides survient en moyenne à un

déplacement plus de 3 fois celui des cadres avec remplissage d'un étage (environ 1,5 fois dans le cas des modèles de 3 étages);

- 12) les résultats de Shing (2007), en valeurs absolues, illustrent eux aussi la contribution en résistance et en rigidité des remplissages aux structures de béton armé. La courbe expérimentale avec remplissage « faible » (p. 157) montre un gain de 75 % en résistance latérale par rapport au cadre vide. Ceci corrobore les courbes présentées en annexe X;
- 13) les analyses *pushover* ont permis de vérifier l'influence de la géométrie des modèles (nombre d'étages et nombre de baies) sur la rigidité et la résistance. Les résultats ont été exprimés en valeurs normalisées, afin d'annuler les effets de grande hauteur et de grand poids des structures. On s'attendait à obtenir une résistance en cisaillement proportionnelle au nombre de colonnes à la base pour tous les modèles. Ceci a été observé uniquement pour les modèles d'un étage. Cependant, le rapport de la résistance normalisée du modèle de 3 baies - un étage (#9) à celle du modèle de 3 baies - 3 étages (#13) est de 2,4 pour le même nombre de colonnes et un ratio de poids sismique de 3.



## RECOMMANDATIONS

D'abord, il y a deux questions très importantes à approfondir afin de poursuivre les efforts entrepris pour comprendre le comportement sous charges latérales des structures BMR construites au Québec avant les années 1960. Une de ces questions concerne la caractérisation des matériaux qui composent ces structures. La partie 1 de la thèse a consisté en la collecte d'informations sur les structures anciennes étudiées. Beaucoup d'efforts ont été déployés afin de collecter et traiter un maximum de données, mais celles-ci se font rares. Il y a sûrement d'autres sources qu'il faudrait consulter afin d'enrichir les connaissances acquises sur les structures de la typologie BMR (architectes, archives municipales). Une base de données concernant les divers matériaux (béton, acier, maçonnerie...) pourrait être créée afin de colliger l'information recueillie de sources littéraires et de tests en laboratoire.

Le deuxième point important à approfondir est de consolider la validation du modèle. Ceci pourrait être fait par comparaison avec des résultats expérimentaux : 1) présentés dans un ou des articles supplémentaires ; 2) obtenus en testant des structures BMR québécoises. Cette deuxième option, quoiqu'exigeant beaucoup de ressources, pourrait être réalisée sur des modèles à échelle réduite. Si le modèle de bielle est bien validé, il pourrait alors être utilisé afin de réaliser des évaluations comparatives de capacité d'un modèle de structure trois dimensions : 1) à l'aide d'un modèle coque (éléments finis) ; 2) à l'aide du modèle bielle.

Ensuite, il y a quelques questions plus pointues qui nécessitent des efforts de recherche supplémentaires afin d'être éclaircies. Parmi ces questions :

- la contribution de la maçonnerie des structures BMR anciennes étudiées à la résistance aux charges latérales provient peut-être d'un grand coefficient de sécurité utilisé lors de la conception. Des recherches plus approfondies à partir de notes de calculs de conception pourraient être menées (*Revoir* p. 23);
- pour ce qui est de la modélisation, l'approche utilisant des éléments de type coque a été réalisée sommairement. Une modélisation raffinée, par exemple par éléments finis,

pourrait être faite suite à l'homogénéisation des matériaux composant les panneaux de remplissage (modèle de Khoo et Hendry, 1973) (*Revoir* p. 35);

- pour l'évaluation de la capacité sismique d'un bâtiment spécifique, il est très important de pratiquer des ouvertures dans les murs à quelques endroits. Ceci permet de valider la composition des murs et procure des échantillons de matériaux à analyser en laboratoire pour définir de façon précise les propriétés des matériaux à intégrer au modèle d'analyse;
- plutôt que d'utiliser une valeur de résistance unique, on pourrait utiliser des valeurs de  $f_c$  spécifiques à chaque type d'élément structural étudié (*Revoir* p. 45);
- on pourrait considérer les joints de bâtiments anciens comme n'étant pas 100 % rigides, comme cela est présenté dans la littérature. Ce paramètre influence la réponse des modèles. Cet effet pourrait être vérifié lors de travaux subséquents, puisque dans cette thèse les joints ont été modélisés avec une rigidité complète (*Revoir* p. 52);
- il n'existe pas d'équation pour calculer la période naturelle des structures BMR dans le Code national du bâtiment actuel (*Revoir* p. 98). Une équation pourrait être développée à l'aide de tests de vibrations ambiantes réalisés sur un échantillon de bâtiments BMR. Dans l'Eurocode 8 (2005) on suggère d'utiliser la moyenne des périodes du cadre vide et du cadre élastique avec remplissage. Cette méthode pourrait aussi être envisagée;
- selon Asteris *et al.* (2011), la modélisation à l'aide de bielles triples serait beaucoup plus précise pour représenter les remplissages que les bielles simples. Ces dernières sont toutefois utiles pour évaluer la réponse globale des structures sans ouverture le long de la diagonale. Toujours selon Asteris *et al.* (2011), la modélisation à l'aide de bielles doubles serait un bon compromis pour l'étude de structures complexes avec remplissages. Ce modèle de bielle double est illustré à l'annexe XII (p. 285);
- la définition des rotules plastiques est subjective. Une étude de sensibilité pourrait être réalisée avec divers types de rotules. Parmi les types à tester, il y a des rotules ayant un comportement d'hystérésis, des rotules développées spécifiquement pour les structures BMR (ex. Crisafulli, 1997) ou des rotules dont le comportement serait basé sur des tests faits sur des échantillons de murs prélevés de bâtiments existants locaux.



**ANNEXE I**

**PROPRIÉTÉS DE LA MAÇONNERIE / LITTÉRATURE**

Tableau-A I-1 Résistances et modules d'élasticité et de cisaillement de la maçonnerie provenant de la recension des écrits

| Provenance des matériaux et année de production si connue | Résistance en MPa pour charge appliquée en ... |  |                      |                     |  | Module d'élasticité de l'assemblage $E_{mb}$ (module de cisaillement $G_{mb}$ ), en MPa |
|---|--|--|----------------------|---------------------|--|---|
|   | compression                                    |  |                      | cisaillement        | traction   |   |
|   | brique $\sigma_{c,b}$                          | mortier $\sigma_{c,bj}, \sigma_{c,hj}$                     | assemblage $f'_{mb}$ | assemblage $f_{sb}$ | assemblage $f_{tb}$ (brique $\sigma_{t,b}$ )     |   |
| Ottawa – brique de restauration / mortier K <sup>g</sup>  | 33   | 1,9 <sup>a</sup>   | 11,5                 |                     | (4,0)  | 2 800 à 5 700<br>14 000 pour brique   |
| Canada – norme CSA S304.1-94 / mortier N <sup>h</sup>     | 15 à 90  |  | 6 à 21               |                     | 1,0 <sup>b</sup><br>0,5 <sup>c</sup>             |   |
| Canada – mortier L <sup>i</sup>                           |  |  | 0,69                 | 0,07                | 0,21   |   |
| Australie, mortier O <sup>j</sup>                         | 16   |  |                      |                     | 0,19 (0,27)                                      | 3 540<br>52 700 pour brique   |
| É.-U. – début 20 <sup>e</sup> siècle <sup>k</sup>         |  | 5,5 <sup>a</sup> ;<br>8,3 <sup>e</sup> ; 13,8 <sup>d</sup> |                      |                     |  |   |
| É.-U. – début 20 <sup>e</sup> siècle <sup>l</sup>         | 15 à 90  | 0,2 à 2 <sup>d</sup>                                       |                      |                     | 0,4 à 1,4 <sup>b</sup><br>0,2 à 0,7 <sup>c</sup> |   |

Tableau-A I-1 Résistances et modules d'élasticité et de cisaillement de la maçonnerie provenant de la recension des écrits (suite)

| Provenance des matériaux et année de production si connue | Résistance en MPa pour charge appliquée en ... |   |                                       |                               |  | Module d'élasticité de l'assemblage $E_{mb}$ (module de cisaillement $G_{mb}$ ), en MPa |
|---|--|---|---------------------------------------|-------------------------------|--|---|
|   | compression                                    |   |                                       | cisaillement                  | traction   |   |
|   | brique<br>$\sigma_{c,b}$                       | mortier<br>$\sigma_{c,bj}$ , $\sigma_{c,hj}$              | assemblage<br>$f'_{mb}$               | assemblage<br>$f_{sb}$        | assemblage<br>$f_{tb}$<br>(brique $\sigma_{t,b}$ ) |   |
| É.-U. – tests 1924 <sup>m</sup>                           | 23   |   | 5,5 à 8,1 <sup>d</sup>                |                               |  |   |
| É.-U. – norme 1925 <sup>n</sup>                           | $\geq 13,8$                                    | $\geq 1,4$ <sup>d</sup>                                   |                                       |                               | (3,1)  |   |
| É.-U. – 20° s. <sup>o</sup>                               |  |   | $0,2(\sigma_{c,b}+57,8)$ <sup>f</sup> | $0,276 * e^{(f'_{mb}/12,27)}$ |  | $464 * f'_{mb}$<br>( $186 * f'_{mb}$ )  |
| É.-U. – mortiers historiques <sup>p</sup>                 |  | 0,5 <sup>a</sup> ;<br>2,4 <sup>e</sup> ; 5,1 <sup>d</sup> |                                       |                               |  |   |

**a** : mortier de type K ; **b** : avec charge parallèle au lit de mortier ; **c** : avec charge perpendiculaire au lit de mortier ; **d** : mortier de type N ; **e** : mortier de type O ; **f** : réduction de 29 % incluse pour mortier de type N.

**g** : (Ip, 1999), **h** : (ACNOR, 1994), **i** : (Smith, 1895), **j** : (Griffith et Vaculik, 2005), **k** : (Emley, 1917), **l** : (Sabnis, 1985), **m** : (Ingberg, 1924), **n** : (Bureau of standards, 1924), **o** : (Grimm, 2000), **p** : (Davison *et al.*, 1975).



## ANNEXE II

### CALCUL DU POIDS SISMIQUE DES MODÈLES

Tableau-A II-1 Calcul du poids sismique (W) et de la force sismique latérale (V) pour un échantillon de dix modèles

| No | Modèles           | Colonnes (kN) | Poutres (kN) | Dalles (kN) | Remplissage (kN) | Cloisons (kN) | Neige 25% (kN) | Poids add. toit (kN) | W (kN) | V calcul (kN) |
|----|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------------|---------------|----------------|----------------------|--------|---------------|
| 1  | 450-4-3-0-so-3    | 69            | 68           | 75          | 0                | 0             | 4,6            | 8                    | 224    | 88            |
| 2  | 450-4-3-150S-o-3  | 69            | 68           | 75          | 37               | 43            | 4,6            | 8                    | 304    | 195           |
| 3  | 450-4-3-250B-o-3  | 69            | 68           | 75          | 61               | 43            | 4,6            | 8                    | 329    | 210           |
| 4  | 450-4-4-150S-so-1 | 32            | 34           | 38          | 26               | 14            | 4,6            | 8                    | 157    | 102           |
| 5  | 450-4-4-250B-so-1 | 32            | 34           | 38          | 43               | 14            | 4,6            | 8                    | 174    | 113           |
| 55 | 600-3-5-150B-n-3  | 224           | 136          | 301         | 210              | 173           | 18,4           | 32                   | 1093   | 514           |
| 56 | 600-3-5-150S-so-1 | 75            | 68           | 151         | 70               | 58            | 18,1           | 32                   | 471    | 320           |
| 57 | 600-3-5-150S-o-3  | 224           | 136          | 301         | 140              | 173           | 18,4           | 32                   | 1024   | 481           |
| 58 | 600-3-5-250B-so-1 | 75            | 68           | 151         | 116              | 58            | 18,1           | 32                   | 517    | 352           |
| 59 | 600-3-5-250S-so-1 | 75            | 68           | 151         | 116              | 58            | 18,4           | 32                   | 517    | 352           |

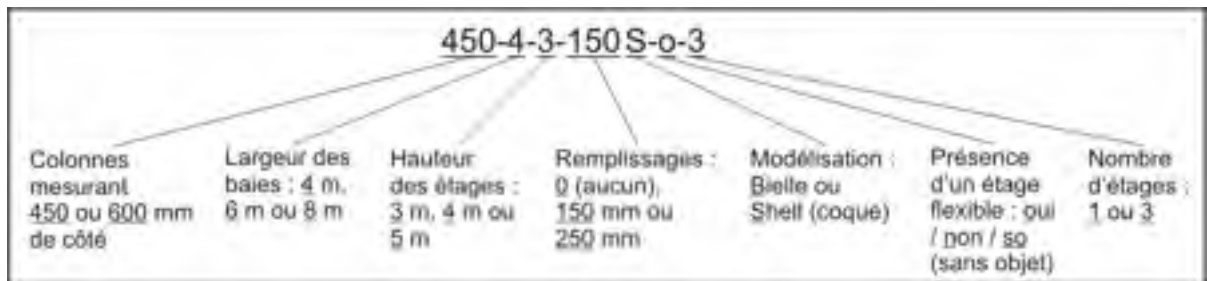


Figure-A II-1 Nomenclature des modèles, phase 1



### ANNEXE III

#### CALCUL DE LA LARGEUR DE BIELLE SELON LE DOCUMENT FEMA 356

Le calcul présenté dans cette annexe est tiré du document FEMA 356 (FEMA, 2000, article 7.5.2.1 Stiffness). Il permet de calculer une bielle de compression diagonale équivalente censée représenter, dans un modèle d'analyse numérique, la rigidité élastique dans le plan d'un panneau de maçonnerie plein non armé, avant sa fissuration. Les recherches de Mainstone (1971) sont à l'origine de ces équations.

Étant donné que le document est américain, les équations sont définies dans le système d'unités impériales. Les calculs effectués dans le cadre de cette thèse ont été faits en transformant les unités du système métrique vers le système impérial, puis en convertissant la réponse vers le système métrique. L'équation 7-14 du document FEMA 356 est celle qui permet de calculer la largeur de bielle équivalente :

$$a = 0,175 (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0,4} \cdot r_{inf} \quad \text{où} \quad \lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{fe} \cdot I_{col} \cdot h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (\text{A III-1})$$

Voici la notation utilisée, telle qu'incluse dans la *Liste des symboles et unités de mesure*, section *Calcul de largeur de bielle selon le FEMA 356* (p. XXV).

|                  |  |
|------------------|--|
| a                | largeur de la bielle de compression diagonale équivalente (po) |
| E <sub>fe</sub>  | module d'élasticité prévu du matériau d'ossature (ksi)         |
| E <sub>me</sub>  | module d'élasticité prévu du matériau de remplissage (ksi)     |
| h <sub>col</sub> | hauteur de colonne entre les lignes d'axe des poutres (po)     |
| h <sub>inf</sub> | épaisseur du panneau de remplissage (po)                       |
| I <sub>col</sub> | moment d'inertie de la colonne (po <sup>4</sup> )              |
| L <sub>inf</sub> | longueur du panneau de remplissage (po)                        |
| r <sub>inf</sub> | longueur de la diagonale du panneau de remplissage (po)        |
| t <sub>inf</sub> | épaisseur du panneau de remplissage (po)                       |

- $\theta$  angle dont la tangente est le ratio hauteur/longueur du remplissage (rad). C'est aussi l'angle de la bielle concentrique
- $\lambda_1$  coefficient utilisé pour déterminer la largeur équivalente de la bielle de remplissage (s.u.)



## ANNEXE IV

### RÉSULTATS DES ANALYSES PARAMÉTRIQUES STATIQUES LINÉAIRES

Tableau-A IV-1 Réponses obtenues par analyse statique des 58 modèles du plan d'analyses – phase 1

| No | Modèles           | Fx (1 <sup>e</sup> ) | Fx (2 <sup>e</sup> ) | Fx (3 <sup>e</sup> ) | V total (kN) | Rigidité globale (kN/m) | Déplacement inter-étages |                    |                    |
|----|-------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------|-------------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|
|    |                   |                      |                      |                      |              |                         | 1 <sup>e</sup> (%)       | 2 <sup>e</sup> (%) | 3 <sup>e</sup> (%) |
| 1  | 450-4-3-0-so-3    | 26                   | 35                   | 27                   | 88           | 10 441                  | 0,103                    | 0,114              | 0,062              |
| 2  | 450-4-3-150S-o-3  | 58                   | 77                   | 59                   | 195          | 29 378                  | 0,174                    | 0,028              | 0,019              |
| 3  | 450-4-3-250B-o-3  | 63                   | 83                   | 64                   | 210          | 20 894                  | 0,209                    | 0,083              | 0,043              |
| 4  | 450-4-4-150S-so-1 | 102                  |                      |                      | 102          | 216 508                 | 0,012                    |                    |                    |
| 5  | 450-4-4-250B-so-1 | 113                  |                      |                      | 113          | 61 419                  | 0,046                    |                    |                    |
| 6  | 450-4-4-250S-so-1 | 113                  |                      |                      | 113          | 307 593                 | 0,009                    |                    |                    |
| 7  | 450-4-5-0-so-1    | 75                   |                      |                      | 75           | 8 278                   | 0,181                    |                    |                    |
| 8  | 450-4-5-150S-so-1 | 118                  |                      |                      | 118          | 160 358                 | 0,015                    |                    |                    |
| 9  | 450-4-5-250B-o-3  | 61                   | 81                   | 63                   | 205          | 5 960                   | 0,495                    | 0,119              | 0,075              |
| 10 | 450-4-5-250S-n-3  | 69                   | 91                   | 71                   | 231          | 39 828                  | 0,028                    | 0,043              | 0,045              |
| 11 | 450-6-3-150S-n-3  | 106                  | 139                  | 108                  | 353          | 172 066                 | 0,027                    | 0,024              | 0,017              |
| 12 | 450-6-3-250S-o-3  | 107                  | 142                  | 110                  | 359          | 34 239                  | 0,310                    | 0,025              | 0,014              |
| 13 | 450-6-4-0-so-1    | 131                  |                      |                      | 131          | 14 103                  | 0,232                    |                    |                    |
| 14 | 450-6-4-150B-so-1 | 175                  |                      |                      | 175          | 58 050                  | 0,075                    |                    |                    |
| 15 | 450-6-4-150S-n-3  | 92                   | 122                  | 94                   | 308          | 103 197                 | 0,026                    | 0,027              | 0,022              |
| 16 | 450-6-4-250S-so-1 | 193                  |                      |                      | 193          | 412 332                 | 0,012                    |                    |                    |
| 17 | 450-6-5-150B-o-3  | 88                   | 117                  | 90                   | 295          | 6 121                   | 0,735                    | 0,153              | 0,075              |
| 18 | 450-6-5-250B-o-3  | 98                   | 130                  | 100                  | 328          | 6 568                   | 0,808                    | 0,124              | 0,067              |
| 19 | 450-6-5-250S-n-3  | 110                  | 146                  | 113                  | 369          | 82 919                  | 0,025                    | 0,032              | 0,031              |
| 20 | 450-8-3-0-so-1    | 204                  |                      |                      | 204          | 27 784                  | 0,245                    |                    |                    |
| 21 | 450-8-3-150B-n-3  | 162                  | 214                  | 165                  | 541          | 37 188                  | 0,195                    | 0,193              | 0,096              |
| 22 | 450-8-3-150B-so-1 | 252                  |                      |                      | 252          | 93 396                  | 0,090                    |                    |                    |
| 23 | 450-8-3-150S-so-1 | 252                  |                      |                      | 252          | 413 023                 | 0,020                    |                    |                    |
| 24 | 450-8-3-250B-so-1 | 269                  |                      |                      | 269          | 131 509                 | 0,068                    |                    |                    |
| 25 | 450-8-4-0-so-1    | 201                  |                      |                      | 201          | 13 113                  | 0,383                    |                    |                    |
| 26 | 450-8-4-150B-o-3  | 130                  | 171                  | 132                  | 434          | 10 708                  | 0,754                    | 0,182              | 0,077              |
| 27 | 450-8-4-250B-n-3  | 155                  | 204                  | 158                  | 516          | 37 986                  | 0,136                    | 0,133              | 0,071              |
| 28 | 450-8-5-0-so-3    | 57                   | 75                   | 58                   | 190          | 2 236                   | 0,625                    | 0,700              | 0,376              |
| 29 | 450-8-5-250S-so-1 | 331                  |                      |                      | 331          | 387 940                 | 0,017                    |                    |                    |
| 30 | 600-4-3-150B-n-3  | 72                   | 94                   | 73                   | 239          | 38 023                  | 0,073                    | 0,086              | 0,051              |



Tableau-A IV-2 Réponses obtenues par analyse statique des 40 modèles du plan d'analyses – phase 2

| Cas | Modèle  | Charges ponctuelles<br><br>0 = étages modélisés<br>1 = charges ponctuelles | Nombre de baies<br><br>1 ou 3 | Étage flexible<br><br>1=présence<br>0=absence | Ouvertures<br><br>1 = sans<br>2 = haut<br>3 = centre<br>4 = porte<br>5 = coin | Charge appliquée 1°<br><br>kN | Charge appliquée 2°<br><br>kN | Charge appliquée 3° (toit)<br><br>kN | Déplacement 1° étage<br><br>mm | Rigidité 1° étage<br><br>kN/m | Déplacement interétage, 1° étage<br><br>% |
|-----|---------|--|-------------------------------|---|---|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|---|
| 1   | 0-1-0-1 | 0  | 1                             | 0   | 1   | 109                           | 144                           | 111                                  | 0,86                           | 127 069                       | 0,021                                     |
| 2   | 0-1-0-2 | 0  | 1                             | 0   | 2   | 103                           | 136                           | 105                                  | 1,93                           | 53 313                        | 0,048                                     |
| 3   | 0-1-0-3 | 0  | 1                             | 0   | 3   | 108                           | 142                           | 110                                  | 0,94                           | 115 032                       | 0,023                                     |
| 4   | 0-1-0-4 | 0  | 1                             | 0   | 4   | 107                           | 141                           | 109                                  | 1,00                           | 107 222                       | 0,025                                     |
| 5   | 0-1-0-5 | 0  | 1                             | 0   | 5   | 106                           | 140                           | 108                                  | 1,06                           | 99 530                        | 0,027                                     |
| 6   | 0-1-1-1 | 0  | 1                             | 1   | 1   | 101                           | 133                           | 103                                  | 7,30                           | 13 839                        | 0,182                                     |
| 7   | 0-1-1-2 | 0  | 1                             | 1   | 2   | 97                            | 128                           | 99                                   | 7,04                           | 13 797                        | 0,176                                     |
| 8   | 0-1-1-3 | 0  | 1                             | 1   | 3   | 100                           | 133                           | 102                                  | 7,30                           | 13 732                        | 0,183                                     |
| 9   | 0-1-1-4 | 0  | 1                             | 1   | 4   | 100                           | 132                           | 102                                  | 7,43                           | 13 411                        | 0,186                                     |
| 10  | 0-1-1-5 | 0  | 1                             | 1   | 5   | 99                            | 131                           | 101                                  | 7,16                           | 13 829                        | 0,179                                     |
| 11  | 0-3-0-1 | 0  | 3                             | 0   | 1   | 286                           | 378                           | 292                                  | 0,88                           | 326 712                       | 0,022                                     |
| 12  | 0-3-0-2 | 0  | 3                             | 0   | 2   | 269                           | 354                           | 274                                  | 2,02                           | 132 724                       | 0,051                                     |
| 13  | 0-3-0-3 | 0  | 3                             | 0   | 3   | 283                           | 374                           | 289                                  | 0,96                           | 294 693                       | 0,024                                     |
| 14  | 0-3-0-4 | 0  | 3                             | 0   | 4   | 280                           | 370                           | 286                                  | 1,04                           | 270 821                       | 0,026                                     |
| 15  | 0-3-0-5 | 0  | 3                             | 0   | 5   | 277                           | 366                           | 283                                  | 1,09                           | 254 871                       | 0,027                                     |
| 16  | 0-3-1-1 | 0  | 3                             | 1   | 1   | 263                           | 347                           | 268                                  | 9,10                           | 28 873                        | 0,227                                     |
| 17  | 0-3-1-2 | 0  | 3                             | 1   | 2   | 251                           | 331                           | 256                                  | 8,73                           | 28 729                        | 0,218                                     |
| 18  | 0-3-1-3 | 0  | 3                             | 1   | 3   | 261                           | 344                           | 266                                  | 9,09                           | 28 681                        | 0,227                                     |
| 19  | 0-3-1-4 | 0  | 3                             | 1   | 4   | 259                           | 341                           | 264                                  | 9,22                           | 28 063                        | 0,230                                     |
| 20  | 0-3-1-5 | 0  | 3                             | 1   | 5   | 257                           | 339                           | 262                                  | 8,91                           | 28 817                        | 0,223                                     |

Tableau-A IV-2 Réponses obtenues par analyse statique des 40 modèles du plan d'analyses – phase 2 (suite)

| Cas | Modèle  | Charges ponctuelles<br>0 = étages modélisés<br>1 = charges ponctuelles | Nombre de baies<br>1 ou 3 | Étage flexible<br>1=présence<br>0=absence | Ouvertures<br>1 = sans<br>2 = haut<br>3 = centre<br>4 = porte<br>5 = coin | Charge appliquée 1 <sup>e</sup><br>kN | Charges ponctuelles verticales<br>kN | Déplacement 1 <sup>e</sup> étage<br>mm | Rigidité 1 <sup>e</sup> étage<br>kN/m | Déplacement interétage, 1 <sup>e</sup> étage<br>% |
|-----|---------|--|---------------------------|---|---|---------------------------------------|--------------------------------------|--|---------------------------------------|---|
| 21  | 1-1-0-1 | 1  | 1                         | 0   | 1   | 364                                   | 241                                  | 0,9                                    | 396 521                               | 0,023   |
| 22  | 1-1-0-2 | 1  | 1                         | 0   | 2   | 344                                   | 228                                  | 2,5                                    | 135 721                               | 0,063   |
| 23  | 1-1-0-3 | 1  | 1                         | 0   | 3   | 360                                   | 239                                  | 1,0                                    | 357 823                               | 0,025   |
| 24  | 1-1-0-4 | 1  | 1                         | 0   | 4   | 357                                   | 236                                  | 1,0                                    | 344 639                               | 0,026   |
| 25  | 1-1-0-5 | 1  | 1                         | 0   | 5   | 354                                   | 234                                  | 1,2                                    | 290 446                               | 0,030   |
| 26  | 1-1-1-1 | 1  | 1                         | 1   | 1   | 337                                   | 241                                  | 10,9                                   | 30 885                                | 0,273   |
| 27  | 1-1-1-2 | 1  | 1                         | 1   | 2   | 324                                   | 228                                  | 10,5                                   | 30 891                                | 0,262   |
| 28  | 1-1-1-3 | 1  | 1                         | 1   | 3   | 335                                   | 239                                  | 10,9                                   | 30 885                                | 0,271   |
| 29  | 1-1-1-4 | 1  | 1                         | 1   | 4   | 333                                   | 236                                  | 10,8                                   | 30 889                                | 0,270   |
| 30  | 1-1-1-5 | 1  | 1                         | 1   | 5   | 331                                   | 234                                  | 10,7                                   | 30 889                                | 0,268   |
| 31  | 1-3-0-1 | 1  | 3                         | 0   | 1   | 956                                   | 308                                  | 1,7                                    | 556 976                               | 0,043   |
| 32  | 1-3-0-2 | 1  | 3                         | 0   | 2   | 897                                   | 288                                  | 3,7                                    | 242 089                               | 0,093   |
| 33  | 1-3-0-3 | 1  | 3                         | 0   | 3   | 946                                   | 305                                  | 1,8                                    | 517 465                               | 0,046   |
| 34  | 1-3-0-4 | 1  | 3                         | 0   | 4   | 936                                   | 301                                  | 1,8                                    | 510 682                               | 0,046   |
| 35  | 1-3-0-5 | 1  | 3                         | 0   | 5   | 926                                   | 298                                  | 2,2                                    | 419 871                               | 0,055   |
| 36  | 1-3-1-1 | 1  | 3                         | 1   | 1   | 877                                   | 308                                  | 14,1                                   | 62 301                                | 0,352   |
| 37  | 1-3-1-2 | 1  | 3                         | 1   | 2   | 838                                   | 288                                  | 13,4                                   | 62 300                                | 0,336   |
| 38  | 1-3-1-3 | 1  | 3                         | 1   | 3   | 870                                   | 305                                  | 14,0                                   | 62 304                                | 0,349   |
| 39  | 1-3-1-4 | 1  | 3                         | 1   | 4   | 864                                   | 301                                  | 13,9                                   | 62 298                                | 0,347   |
| 40  | 1-3-1-5 | 1  | 3                         | 1   | 5   | 857                                   | 298                                  | 13,8                                   | 62 300                                | 0,344   |

## ANNEXE V

### ESSAI AVEC CHARGE RÉPARTIE APPLIQUÉE AU HAUT DES MURS

L'influence directe du passage d'une à trois baies pour un modèle d'un étage avec mur de remplissage de 200 mm a été vérifiée. Les modèles de coque et de bielle sont vérifiés. Les premières analyses ont été réalisées avec la charge  $V$  totale appliquée ponctuellement au nœud supérieur gauche du modèle. On aperçoit sur la Figure-A V-1 les déformées et diagrammes des contraintes de deux modèles où les murs de remplissage sont modélisés par des coques ou des bielles. La force horizontale appliquée est proportionnelle aux constituants du modèle et vaut ici 539 kN.

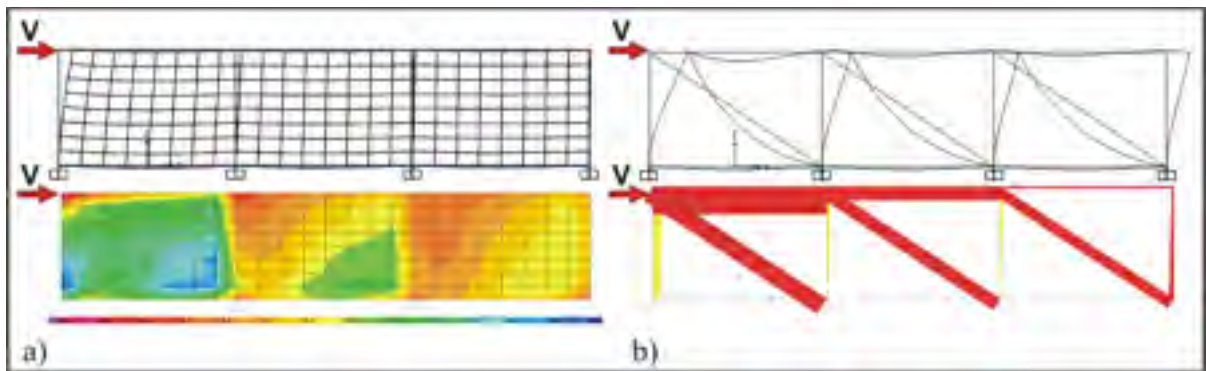


Figure-A V-1 Déformée et contraintes sous une charge ponctuelle ; modèles de trois baies à un étage, avec murs de remplissage modélisés par a) coques et b) bielles

L'analyse de ces modèles montre que les déplacements sont beaucoup plus grands pour les nœuds près de l'application de la charge. Pour le modèle avec coques, les déplacements des nœuds non chargés par rapport au nœud gauche sont inférieurs dans des proportions de 61 à 89 %. Pour le modèle avec bielles, les déplacements des nœuds non chargés par rapport au nœud gauche sont inférieurs dans des proportions de 26 à 41 %.

La rigidité des baies, calculée à l'aide du déplacement moyen des deux joints poutres – colonnes d'une baie, varie beaucoup. Par exemple, la baie de droite du modèle coque a une rigidité égale à 4,9 fois celle de la première baie. Cette proportion est de 1,4 pour le modèle bielle. Les diagrammes de contraintes dans les coques et des efforts axiaux dans les bielles

représentent bien la disparité de réponse entre les trois baies pour les deux types de modélisation du remplissage.

Afin de vérifier la possibilité de créer des modèles qui ne subissent pas d'écrasement local au point d'application de la charge latérale, une charge répartie constante le long de la poutre supérieure a été utilisée (tel que mentionné à la section 4.13, p. 89). Une vérification a d'abord été faite pour un modèle d'une baie et un étage, correspondant au cas 4 du plan d'analyses – phase 1. Les résultats d'analyse statique du modèle recevant une charge ponctuelle latérale **P** de 102 kN sont comparés aux résultats d'un modèle soumis à une charge répartie **w** totalisant 102 kN (25,5 kN/m) le long de la poutre supérieure de 4 mètres de long. Pour ce qui est du déplacement du nœud supérieur droit, il est inférieur de 8 % pour le modèle soumis à **w** comparé à **P**. Pour ce qui est du déplacement moyen des deux nœuds supérieurs, il est inférieur de 2 % dans le cas de la charge **w**.

Puis, les analyse de modèles avec coques ou bielles d'un étage et trois baies ont été exécutées en utilisant une charge répartie de 30 kN/m sur 18 mètres, équivalent à la force sismique **V** totale de 539 kN. Les résultats obtenus sont beaucoup plus uniformes, tant les déplacements que les rigidités et les contraintes (*Voir* Figure-A V-2 pour le modèle bielle et Figure-A V-3 pour le modèle coque).

Par exemple, avec la charge répartie **w**, les déplacements des nœuds diffèrent au maximum de 11 % pour le modèle coque, et de 21 % au maximum pour le modèle bielle. À noter que pour la charge qui est dirigée vers la droite, le déplacement maximal se produit au nœud gauche pour le modèle coque et au nœud droit pour le modèle bielle.

Pour ce qui est des résultats en rigidité, la différence entre les deux travées extérieures est de 7 % pour le modèle coque sous charge **w** (comparativement à 393 % sous une charge ponctuelle **P**) et de 11 % pour le modèle bielle (comparativement à 42 % sous **P**). Notons que la rigidité globale est plus élevée avec l'utilisation d'une charge répartie **w** que d'une charge ponctuelle **P** pour les deux méthodes de modélisation du remplissage. Cette rigidité

globale, qui est calculée à l'aide du déplacement du nœud gauche, est 2,7 fois plus élevée pour le modèle coque sous charge  $w$  au lieu de  $P$  (1457 kN/mm au lieu de 544 kN/mm) et 1,4 fois plus élevée pour le modèle bielle (284 kN/mm au lieu de 200 kN/mm).

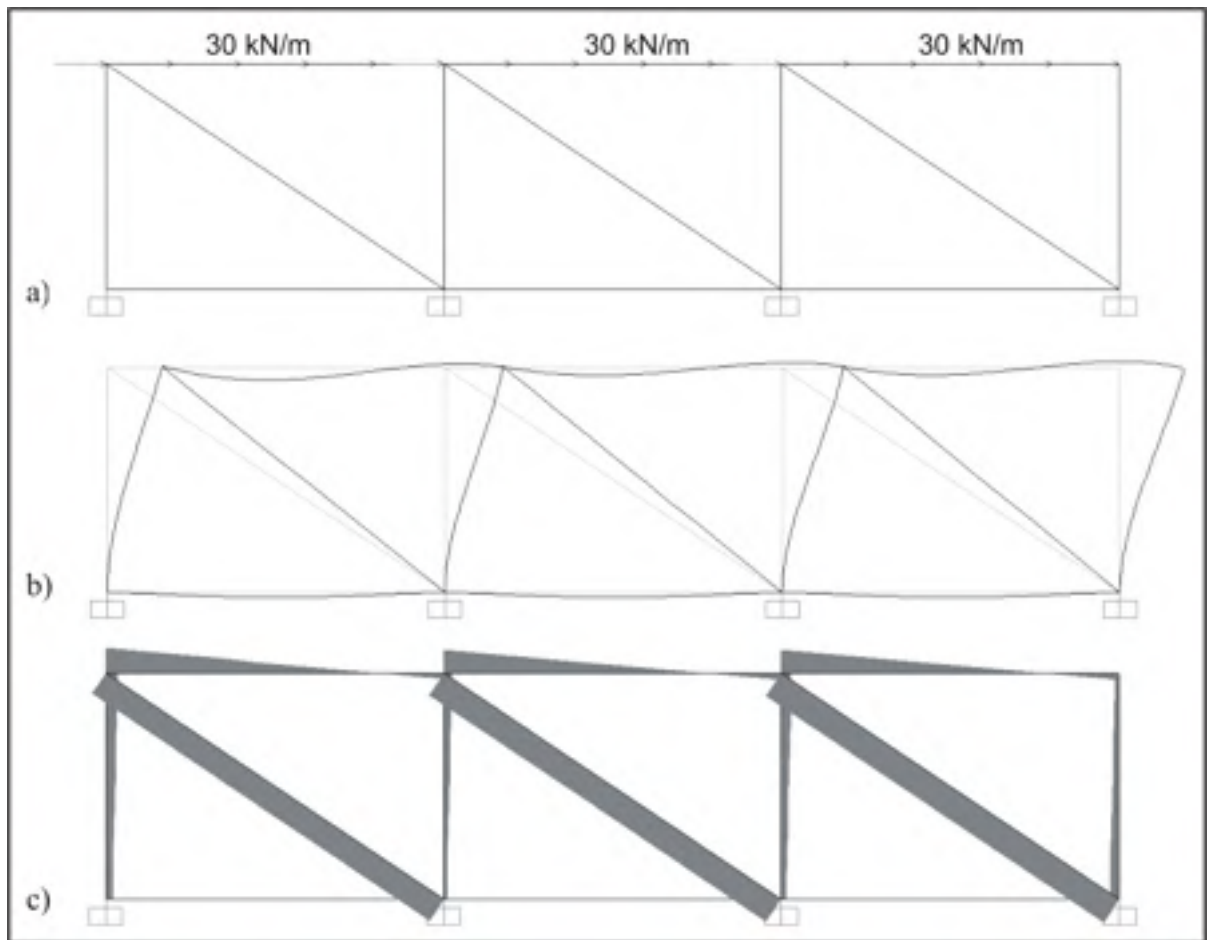


Figure-A V-2 a) Charge appliquée de façon répartie ( $w$ ) ; b) déformée et c) diagramme de contraintes pour le modèle de trois baies et un étage avec modélisation par bielles

La rigidité globale des modèles de trois baies a été calculée à l'aide du déplacement du nœud gauche, en fonction de la charge totale. Par rapport à un modèle d'une baie, sous l'application de la charge ponctuelle  $P$ , la rigidité du modèle à trois baies est 1,4 fois plus grande pour le modèle coque et 2,1 fois plus grande pour le modèle bielle. Ces valeurs passent respectivement à 2,96 et 2,98 fois pour les modèles avec une charge appliquée

répartie  $w$ . Ces valeurs correspondent beaucoup plus à ce qu'on s'attend a priori que les résultats obtenus avec une charge ponctuelle.

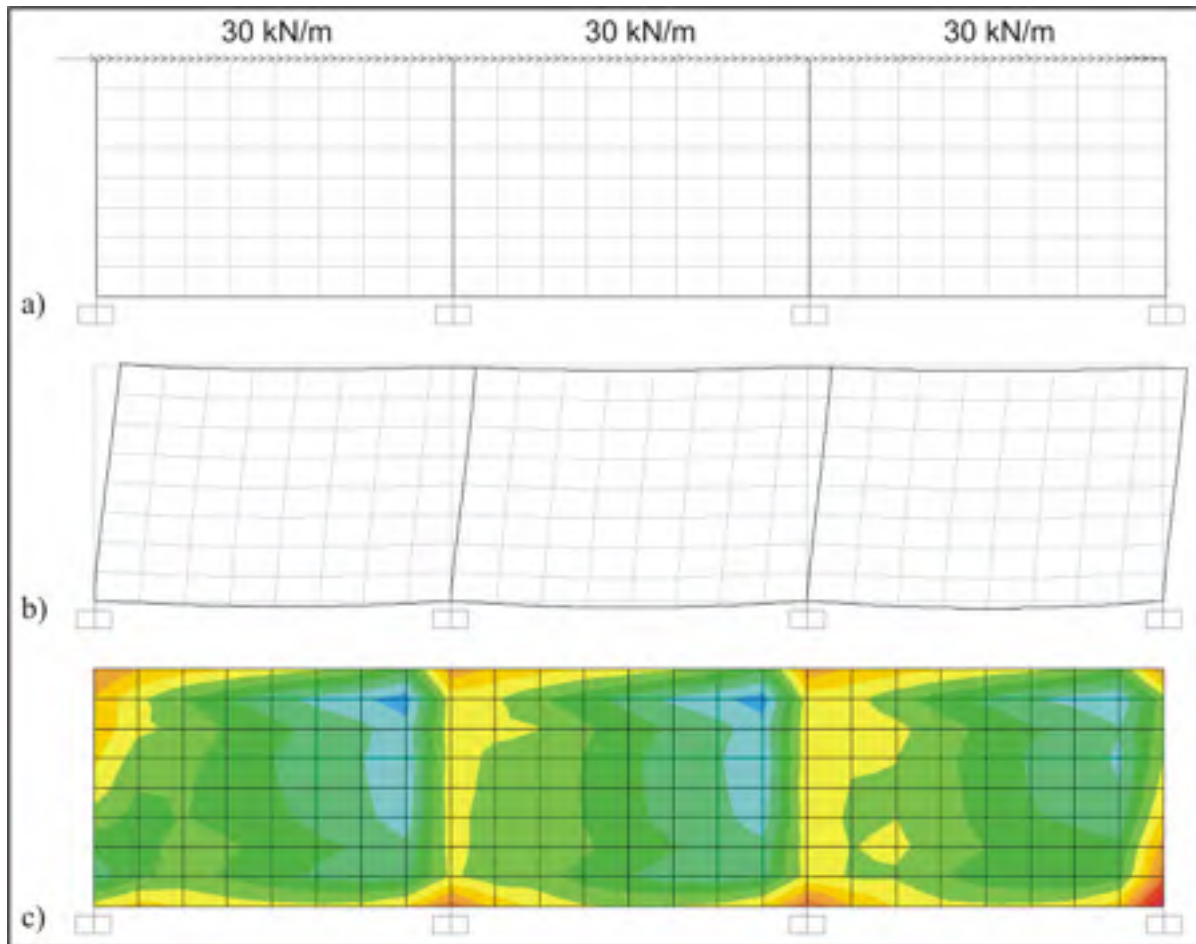


Figure-A V-3 a) Charge appliquée de façon répartie ( $w$ ) ; b) déformée et c) diagramme de contraintes pour le modèle de trois baies et un étage avec modélisation par coques



## ANNEXE VI

### PLAN D'ANALYSES POUR LES 30 ANALYSES MODALES

Tableau-A VI-1 Plan détaillé des analyses modales

| Cas | Étages<br>(1 / 3) | Baies<br>(1 / 3) | Type<br>ouverture | Ouvertures<br>(5 types) | Étages sup.<br>(M=modélisés,<br>P= charges<br>ponctuelle) | Poids sismique<br>à modéliser<br>W (kg) |         |
|-----|-------------------|------------------|-------------------|-------------------------|---|---|---------|
| 1   | 1                 | 1                | 1                 | aucune                  | sans objet<br>(pas d'étage)                               | 37 173                                  |         |
| 2   |                   |                  | 2                 | haut                    |   | 35 570                                  |         |
| 3   |                   |                  | 3                 | centre                  |   | 36 882                                  |         |
| 4   |                   |                  | 4                 | porte                   |   | 36 590                                  |         |
| 5   |                   |                  | 5                 | coin                    |   | 36 299                                  |         |
| 6   |                   | 3                | 1                 | aucune                  |   | 96 944                                  |         |
| 7   |                   |                  | 2                 | haut                    |   | 92 134                                  |         |
| 8   |                   |                  | 3                 | centre                  |   | 96 070                                  |         |
| 9   |                   |                  | 4                 | porte                   |   | 95 195                                  |         |
| 10  |                   |                  | 5                 | coin                    |   | 94 320                                  |         |
| 11  | 3                 | 1                | 1                 | aucune                  | M   | 91 484                                  |         |
| 12  |                   |                  |                   |                         | P   |   |         |
| 13  |                   |                  | 2                 | haut                    | M   | 86 674                                  |         |
| 14  |                   |                  |                   |                         | P   |   |         |
| 15  |                   |                  | 3                 | centre                  | M   | 90 609                                  |         |
| 16  |                   |                  |                   |                         | P   |   |         |
| 17  |                   |                  | 4                 | porte                   | M   | 89 735                                  |         |
| 18  |                   |                  |                   |                         | P   |   |         |
| 19  |                   |                  | 5                 | coin                    | M   | 88 860                                  |         |
| 20  |                   |                  |                   |                         | P   |   |         |
| 21  |                   | 3                | 1                 | 1                       | aucune  | M                                       | 230 725 |
| 22  |                   |                  |                   |                         |   | P                                       |         |
| 23  |                   |                  |                   | 2                       | haut  | M                                       | 216 294 |
| 24  |                   |                  |                   |                         |   | P                                       |         |
| 25  | 3                 |                  |                   | centre                  | M   | 228 101                                 |         |
| 26  |                   |                  | P                 |                         |   |   |         |
| 27  | 4                 |                  | porte             | M                       | 225 477   |   |         |
| 28  |                   |                  |                   | P                       |   |   |         |
| 29  | 5                 |                  | coin              | M                       | 222 854   |   |         |
| 30  |                   |                  |                   | P                       |   |   |         |



## ANNEXE VII

### ANALYSES PARAMÉTRIQUES MODALES : MODES PROPRES DES 30 MODÈLES AVEC BIELLES

Les trois premiers modes propres des 30 modèles soumis à une analyse modale permettent de saisir l'influence des caractéristiques des modèles sur les modes de déformation. L'analyse des modes propres est présentée en détail à la fin de cette annexe (p. 213) et en résumé dans le texte principal au chapitre 5 (*Voir* section 5.4, p. 102).

Tableau-A VII-1 Modes propres des 60 modèles

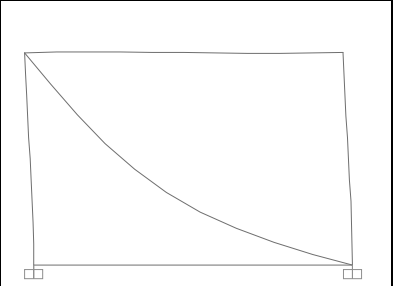
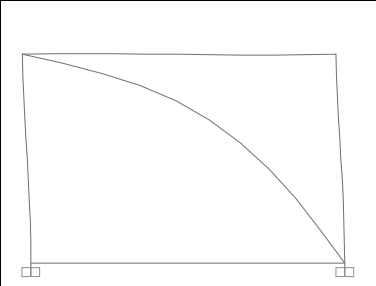
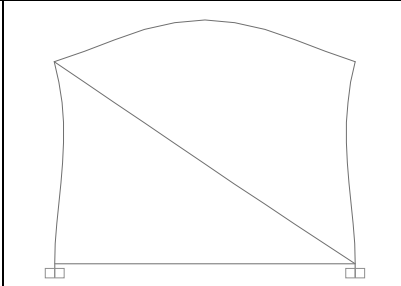
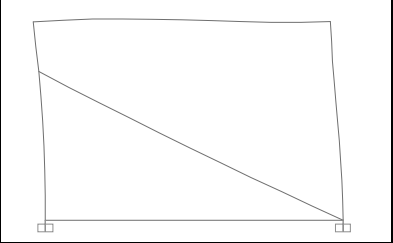
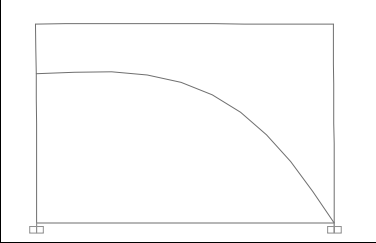
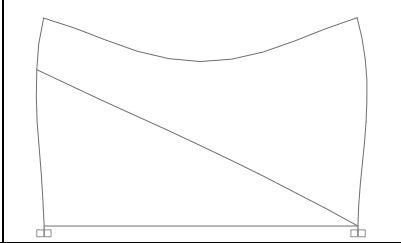
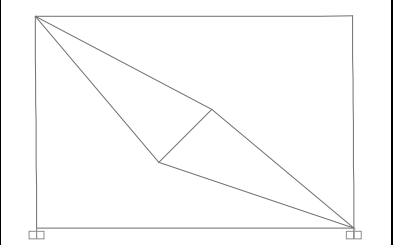
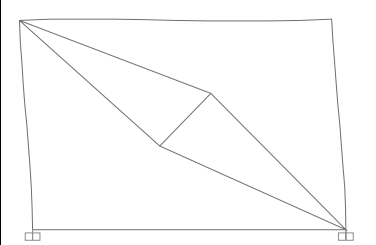
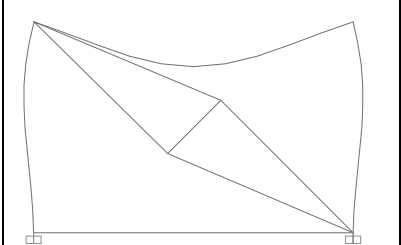
| Mode 1  | Mode 2   | Mode 3  |
|---|--|---|
| Modèle 1, échelle 1   |  |   |
|   |   |   |
| Modèle 2, échelle 1   |  |   |
|  |  |  |
| Modèle 3, échelle 1   |  |   |
|  |  |  |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

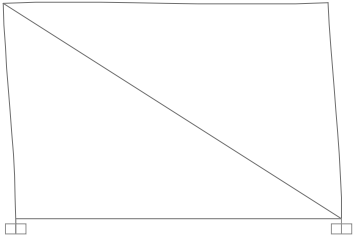
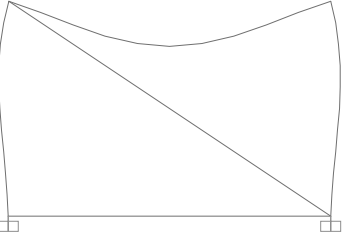
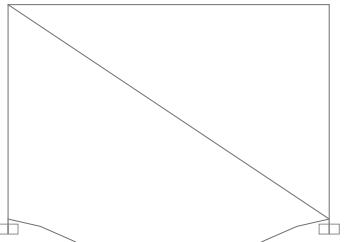
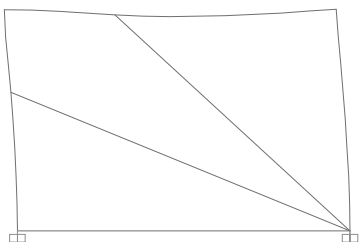
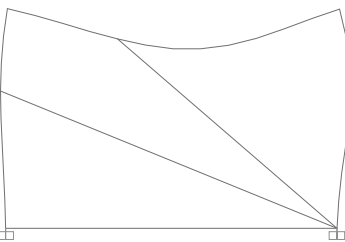
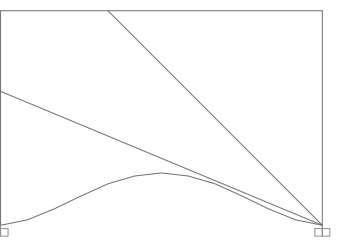
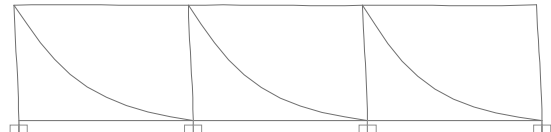
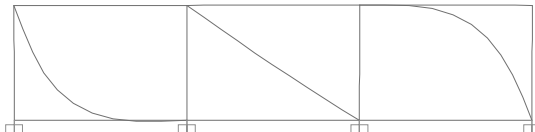
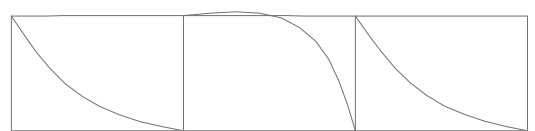
| Mode 1   | Mode 2   | Mode 3  |
|--|--|---|
| <b>Modèle 4, échelle 1</b>   |  |   |
|     |     |   |
| <b>Modèle 5, échelle 1</b>   |  |   |
|    |    |  |
| <b>Mode 1</b>  | <b>Mode 2</b>  |   |
| <b>Mode 3</b>  |  |   |
| <b>Modèle 6, échelle 2</b>   |  |   |
|   |  |   |
|  |  |   |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

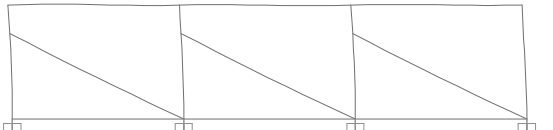
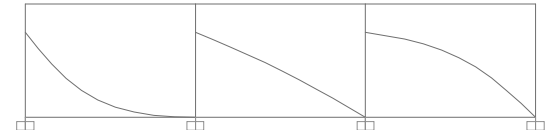
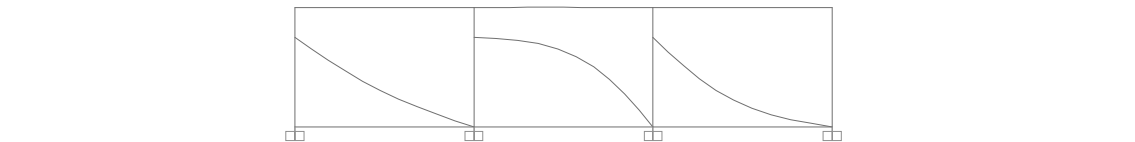
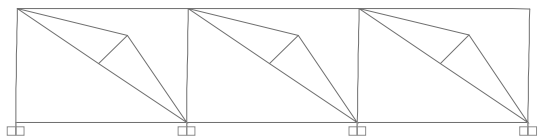
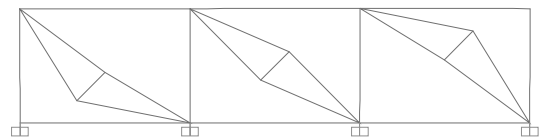
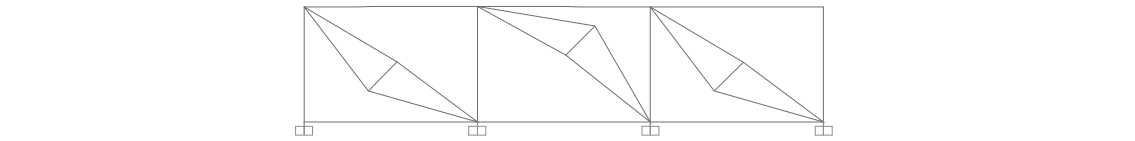
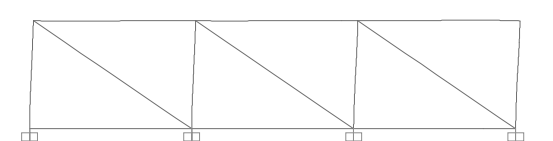
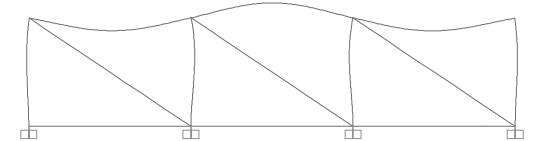
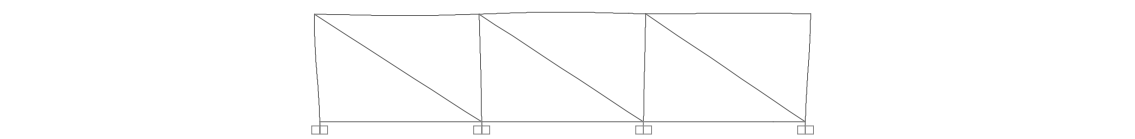
| Mode 1   | Mode 2   |
|--|--|
| <b>Mode 3</b>  |  |
| Modèle 7, échelle 1  |  |
|     |    |
|    |  |
| Modèle 8, échelle 4  |  |
|    |   |
|  |  |
| Modèle 9, échelle 1  |  |
|   |  |
|  |  |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

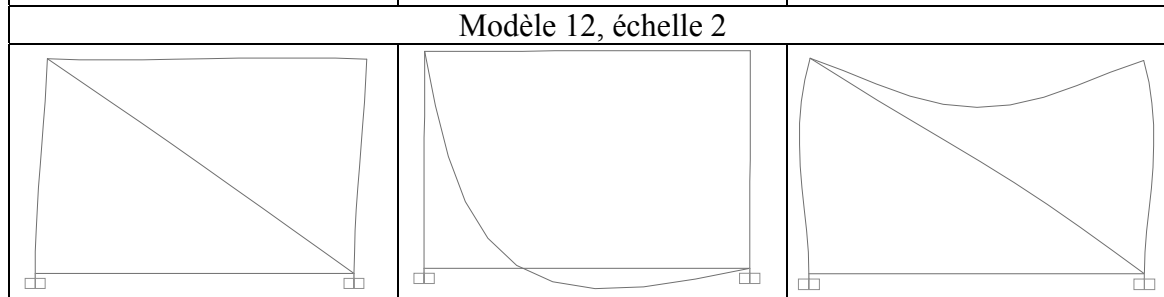
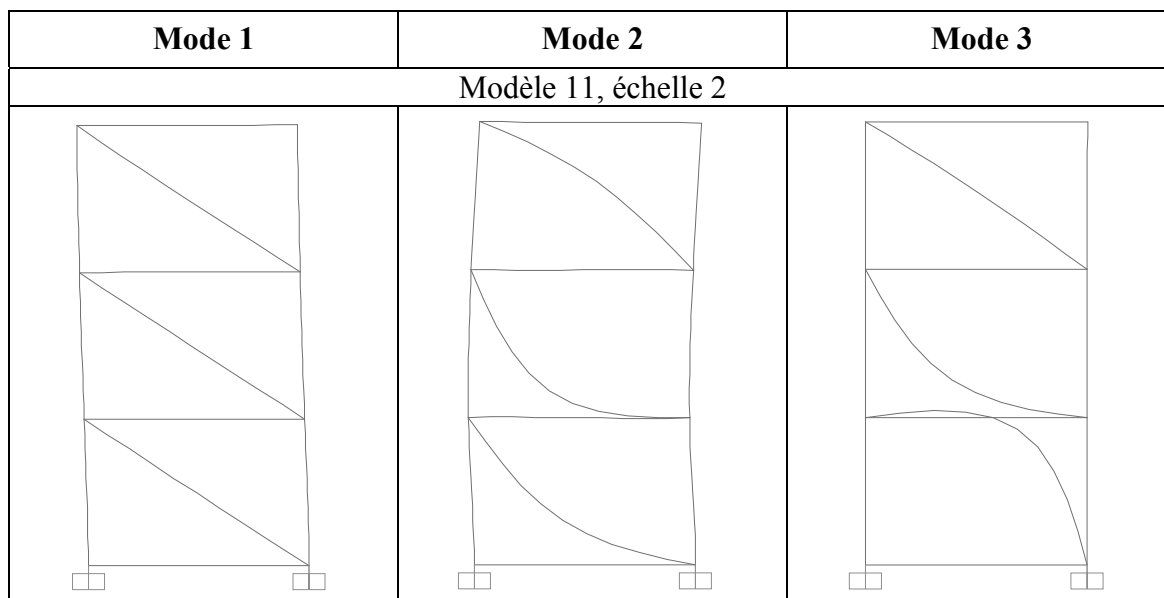
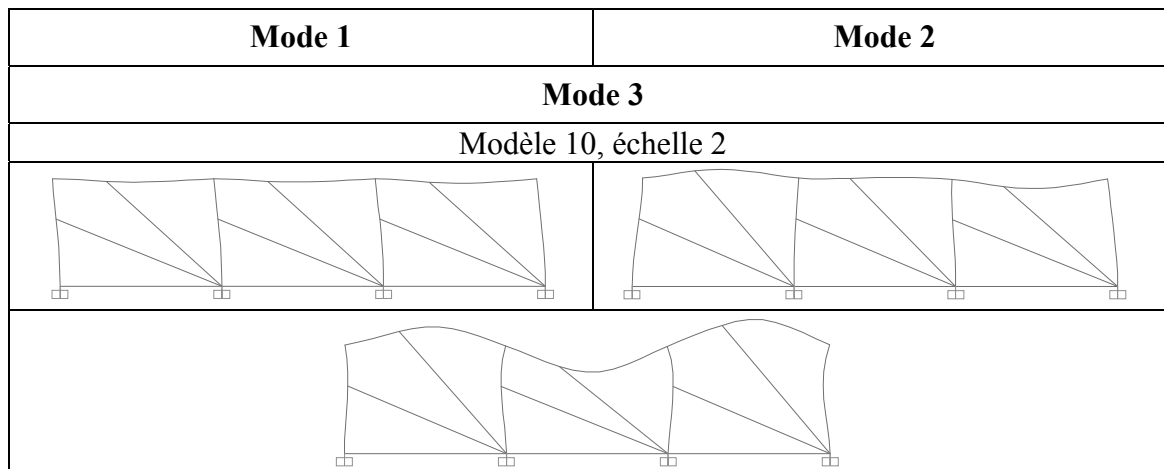


Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

| Mode 1               | Mode 2 | Mode 3 |
|----------------------|--------|--------|
| Modèle 13, échelle 1 |        |        |
|                      |        |        |
| Modèle 14, échelle 1 |        |        |
|                      |        |        |
| Modèle 15, échelle 4 |        |        |
|                      |        |        |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

| Mode 1               | Mode 2 | Mode 3 |
|----------------------|--------|--------|
| Modèle 16, échelle 2 |        |        |
|                      |        |        |
| Modèle 17, échelle 4 |        |        |
|                      |        |        |
| Modèle 18, échelle 2 |        |        |
|                      |        |        |



Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

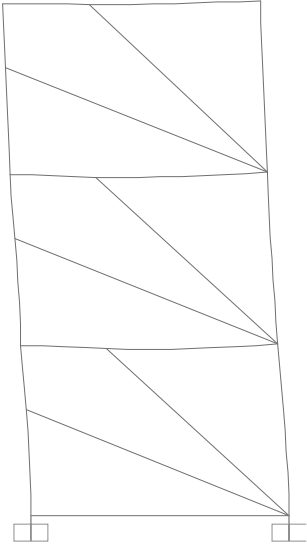
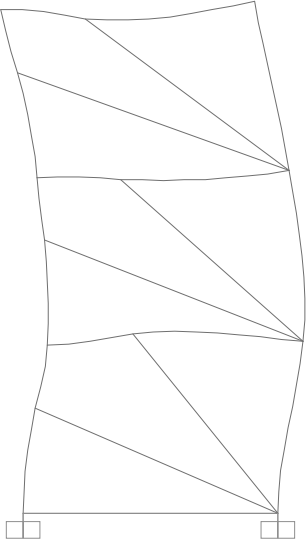

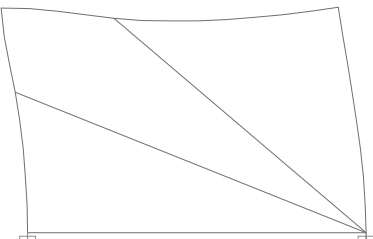
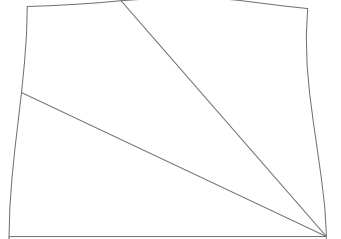
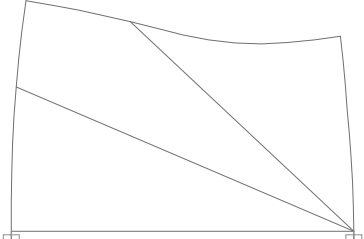
| Mode 1  | Mode 2   | Mode 3  |
|---|--|---|
| Modèle 19, échelle 4  |  |   |
|   |   |   |
| Modèle 20, échelle 4  |  |   |
|  |  |  |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

| Mode 1               | Mode 2 |
|----------------------|--------|
| <b>Mode 3</b>        |        |
| Modèle 21, échelle 2 |        |
|                      |        |
|                      |        |
| Modèle 22, échelle 1 |        |
|                      |        |
|                      |        |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

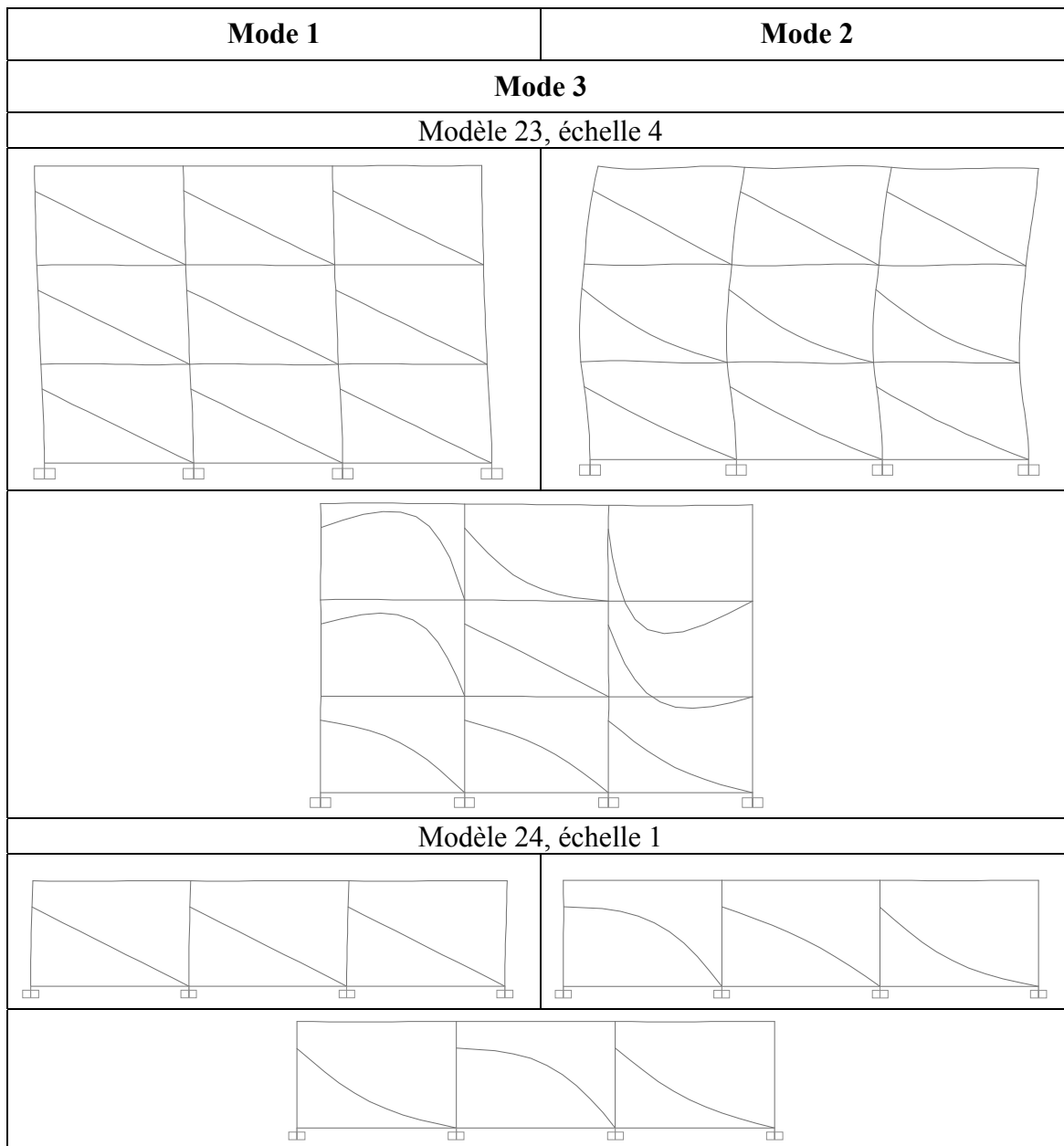


Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

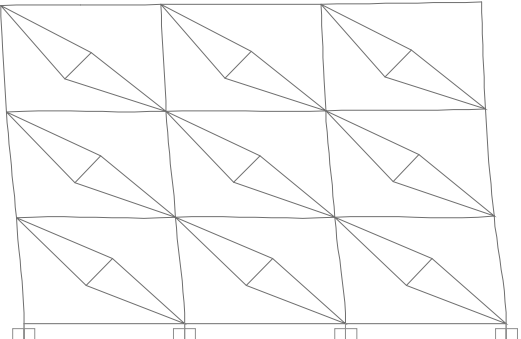
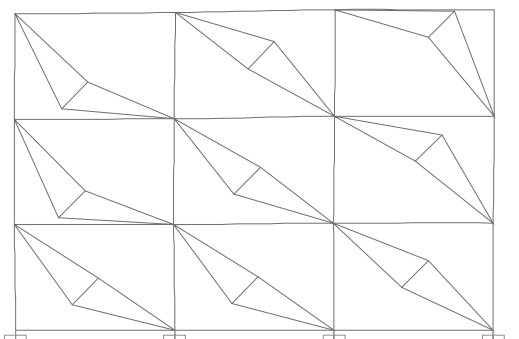
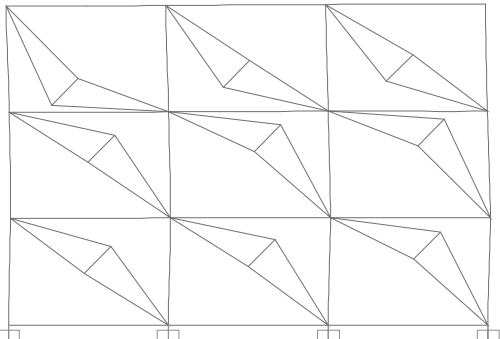
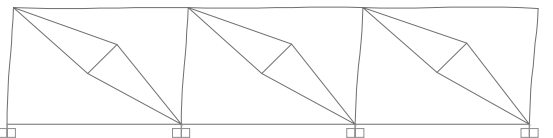
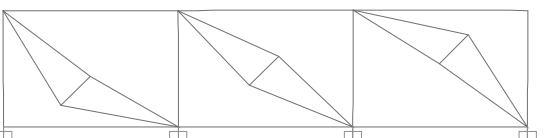
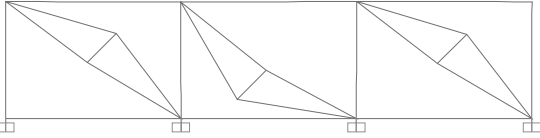
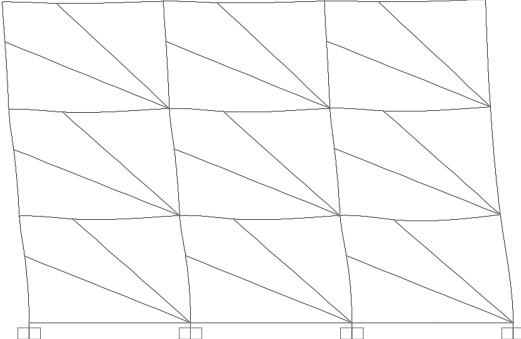
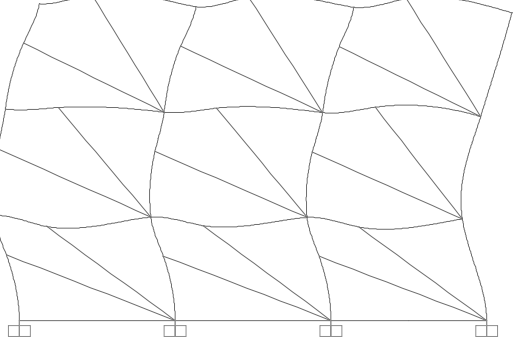
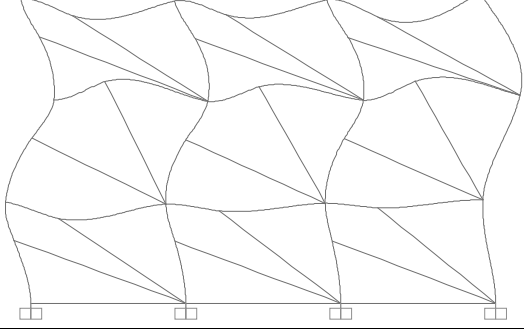
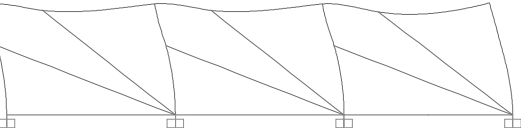
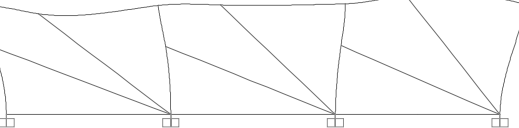
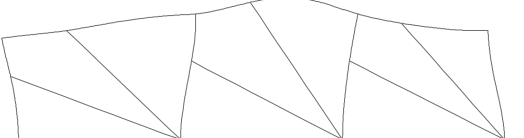
| Mode 1   | Mode 2   |
|--|--|
| <b>Mode 3</b>  |  |
| Modèle 25, échelle 10  |  |
|     |    |
|    |  |
| Modèle 26, échelle 4   |  |
|   |  |
|  |  |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (suite)

| Mode 1                | Mode 2 |
|-----------------------|--------|
| <b>Mode 3</b>         |        |
| Modèle 27, échelle 10 |        |
|                       |        |
|                       |        |
| Modèle 28, échelle 4  |        |
|                       |        |
|                       |        |

Tableau-A VII-1 Modes propres des 30 modèles (fin)

| Mode 1   | Mode 2  |
|--|---|
| <b>Mode 3</b>  |   |
| Modèle 29, échelle 10  |   |
|  The diagram shows a rectangular frame with four supports at the bottom corners. The structure is divided into a 3x3 grid of rectangular panels by two vertical and two horizontal lines. Diagonal lines run from the top-left to the bottom-right in each panel. The shape is distorted, with the top edge curving downwards and the bottom edge curving upwards, indicating a bending mode. |  The diagram shows the same rectangular frame and grid as in the previous cell. The distortion is different, with the top edge curving upwards and the bottom edge curving downwards, representing a higher-order bending mode. |
|  The diagram shows the same rectangular frame and grid. The distortion is more pronounced, with the top edge curving significantly upwards and the bottom edge curving significantly downwards, representing a higher-order bending mode.  |   |
| Modèle 30, échelle 10  |   |
|  The diagram shows a rectangular frame with four supports at the bottom corners. The structure is divided into three vertical panels by two vertical lines. Diagonal lines run from the top-left to the bottom-right in each panel. The shape is distorted, with the top edge curving downwards and the bottom edge curving upwards.  |  The diagram shows the same rectangular frame and grid as in the previous cell. The distortion is different, with the top edge curving upwards and the bottom edge curving downwards.   |
|  The diagram shows the same rectangular frame and grid. The distortion is more pronounced, with the top edge curving significantly upwards and the bottom edge curving significantly downwards.   |   |

### Analyse des modes propres obtenus

Voici l'analyse détaillée des modes propres obtenus pour les 30 modèles. Ces résultats sont regroupés par type d'ouvertures. Un résumé de cette analyse est fourni à la section 5.4 (p. 102).

**1) modèles sans ouvertures (type 1) : #1 (1 baie-1 étage), #6 (3 baies-1 étage), #11 (1 baie-3 étages modélisés), # 12 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C), #21 (1 baie-3 étages modélisés), # 22 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C)**

- les **bielles** montrent une vibration d'ordre 1 (flexion), à une exception près : une double courbure (donc une vibration de second ordre) pour le mode 3 du modèle 1;
- en général, les **poutres et les colonnes** ont une vibration de second ordre pour les modes 1 à 3. Pour quelques cas il n'y a presque pas de déformation : modes 2-3 du #6, mode 3 du #11, mode 2 du #12;
- une autre exception : certaines poutres et colonnes ont une vibration d'ordre 1, donc sont soumises seulement à de la flexion au lieu de la flexion et du cisaillement. C'est le cas des modes propres suivants : mode 2 au 1<sup>e</sup> étage du #11 (2 colonnes), mode 3 au R de C du # 12 (deux colonnes et la poutre), mode 2 au 1<sup>e</sup> étage du #21 (les deux colonnes extérieures) ainsi que presque toutes les colonnes (10/12) et quelques poutres (3/9) au mode 3 de ce même modèle, mode 2 du #22 (les deux colonnes intérieures) ainsi que toutes les colonnes (4/4) et les deux poutres extérieures sur un total de 3 poutres au mode 3 du #22 toujours;

**2) modèles avec ouvertures en haut (type 2) : #2 (1 baie-1 étage), #7 (3 baies-1 étage), #13 (1 baie-3 étages modélisés), # 14 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C), #23 (1 baie-3 étages modélisés), # 24 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C)**

- les **bielles** montrent une vibration d'ordre 1 (flexion), avec certaines exceptions : une double courbure (donc une vibration de second ordre) pour le mode 3 des modèles 2 et 14;
- les **poutres et colonnes** ont une vibration de second ordre, exceptés ces cas-ci :

- #2 : une des trois membrures de chaque mode a une vibration d'ordre 1 (flexion seulement);
- #7 : colonnes au mode 1 ont une vibration d'ordre 1 et aux modes 2 et 3 : pratiquement aucune déformation du cadre;
- #13 : vibration d'ordre 1 pour presque toutes les colonnes de gauche des 3 modes et la poutre du bas du mode 3;
- #14 : Au mode 1, la poutre et les 2 colonnes ont une vibration d'ordre 1, comme les 2 colonnes du mode 2 et la poutre du mode 3;
- #23 : au mode 1, il y a cinq colonnes des étages qui ont une vibration d'ordre 3 et deux autres une vibration d'ordre 1; au mode 2, toutes les colonnes (4/4) du 1<sup>er</sup> étage ont une vibration d'ordre 1; au mode 3 deux poutres et une colonne de la 3<sup>e</sup> baie ont une vibration d'ordre 1;
- #24 : au mode 2, la poutre de la 3<sup>e</sup> baie a une vibration d'ordre 1, ainsi que toutes les poutres du mode 3 (3/3) ainsi que la colonne de droite;

**3) modèles avec ouvertures au centre (type 3) : #3 (1 baie-1 étage), #8 (3 baies-1 étage), #15 (1 baie-3 étages modélisés), #16 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C), #25 (1 baie-3 étages modélisés), #26 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C)**

- les groupes de **bielles** vibrent avec une vibration d'ordre 1 de flexion;
- les **poutres et colonnes** ont une vibration de second ordre, excepté ces cas :
  - #3 : la poutre du haut du 3<sup>e</sup> mode a une vibration d'ordre 1;
  - #8 : toutes les colonnes des modes 2 et 3 ont une vibration d'ordre 1;
  - #15 : vibration d'ordre 1 pour certaines colonnes (4 colonnes du haut du mode 1, 2 colonnes du 1<sup>er</sup> étage du mode 2 et la colonne en bas à droite au mode 3);
  - #16 : au mode 3, les deux poutres ont une vibration d'ordre 1;
  - #25 : au mode 1, les 4 colonnes du haut ont une vibration d'ordre 1; au mode 2 à l'extrémité droite 4 membrures ont une vibration d'ordre 1, de même que la colonne du 1<sup>er</sup> étage à l'extrémité gauche ; au mode 3 une poutre (bas à droite) et une colonne (1<sup>er</sup> étage à gauche) ont une vibration d'ordre 1;



- #26 : au mode 2, la poutre gauche a une vibration d'ordre 3 de même qu'une des colonnes centrales et l'autre colonne centrale a une vibration d'ordre 1 ; au mode 3 les 2 colonnes d'extrémité ont une vibration d'ordre 1, comme la poutre droite.

**4) modèles avec ouvertures de porte (type 4) : #4 (1 baie-1 étage), #9 (3 baies-1 étage), #17 (1 baie-3 étages modélisés), # 18 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C), #27 (1 baie-3 étages modélisés), # 28 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C)**

- o les **bielles** ne présentent pas de courbure pour l'ensemble des trois modes propres des six modèles ; les bielles ont tous des mouvements axiaux afin de suivre les nœuds du cadre auxquels elles sont reliées et qui se déplacent. Une seule exception : le mode 3 du modèle 4 où la bielle est immobile;
- o les **poutres et colonnes** ont une vibration d'ordre 2, excepté ces cas-ci :
  - #4 : au mode 2 la poutre est en une vibration d'ordre 1; au mode 3 rien ne bouge, excepté la poutre du bas en vibration d'ordre 3;
  - #9 : les trois poutres du mode 2 et les deux poutres de droite du 3<sup>e</sup> mode ont une vibration d'ordre 1, de même qu'une colonne intérieure du mode 3;
  - #17 : vibration d'ordre 1 pour certaines colonnes (la colonne en haut à droite au mode 1 et les 2 colonnes du 1<sup>er</sup> étage du mode 2);
  - #18 : au mode 2, la poutre a une vibration d'ordre 1, tout comme la colonne gauche du mode 3;
  - #27 : au mode 1, la colonne du 1<sup>er</sup> étage à l'extrémité droite a une vibration d'ordre 1, tout comme les 2 colonnes d'extrémité du 1<sup>er</sup> étage au mode 2;
  - #28 : au mode 2 la poutre centrale a une vibration d'ordre 1; au mode 3, les 3 poutres ont une vibration d'ordre 3, tandis que la colonne gauche et une colonne centrale ont une vibration d'ordre 1.

**5) modèles avec ouvertures en coin (type 5) : #5 (1 baie-1 étage), #10 (3 baies-1 étage), #19 (1 baie-3 étages modélisés), #20 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C), #29 (1 baie-3 étages modélisés), #30 (1 baie-3 étages/charges ponctuelles sur R de C)**

- les **bielles** ne présentent pas de courbure pour l'ensemble des trois modes propres des six modèles ; les bielles ont tous des mouvements axiaux afin de suivre les nœuds du cadre auxquels elles sont reliées et qui se déplacent.
- les **poutres et colonnes** ont une déformation d'ordre 2, excepté ces membrures :
  - #5 : la colonne droite du mode 1 et la poutre du mode 2 ont une déformation d'ordre 1. Au mode 3, rien ne bouge sauf la poutre du bas (déformation d'ordre 3);
  - #10 : au mode 2, la colonne de droite et celle au centre à gauche ainsi que les deux poutres d'extrémité ont une déformation d'ordre 1, de même que les deux poutres de gauche et une colonne centrale au mode 3;
  - #19 : déformation d'ordre 1 pour certaines membrures (2 colonnes au mode 1 aux étages à droite, les deux colonnes du 1<sup>e</sup> étage au mode 2 en plus de la colonne de droite au 2<sup>e</sup> étage et la poutre en haut de la structure);
  - #20 : au mode 1, la colonne de droite a une déformation d'ordre 1, tout comme les deux colonnes du mode 3;
  - #29 : deux colonnes de droite aux étages ont une simple courbure au mode 1, comme la colonne de droite du 1<sup>e</sup> au mode 2, et celle du 2<sup>e</sup> à droite au mode 3;
  - #30 : au mode 1 la colonne de droite a une simple courbure, tout comme deux colonnes au mode 2 et 1 colonne et 1 poutre de la baie de droite au mode 3.

## ANNEXE VIII

### PLAN D'ANALYSES POUR LES 20 ANALYSES *PUSHOVER*

Tableau-A VIII-1 Plan détaillé des analyses *pushover*

| Cas | Baies (1 / 3) | Nombre d'étages (1 / 3) | Ouv. # | Largeur réduite de bielle $a_{red}$ (mm) | Poids sismique $W$ (kg ou $N \cdot s^2/m$ ) | Résistance en compression de la rotule axiale $P$ de la bielle = $R_{strut}$ (kN) | Résistance en traction de la rotule axiale $P$ de la bielle = 10 % de $R_{strut}$ (kN) | Déplacement cible spécifié (mm) |     |
|-----|---------------|-------------------------|--------|--|---|---|--|---------------------------------|-----|
| 1   | 1             | 1                       | 1      | 698                                      | 37 147                                      | 232,1   | 23,21  | 20                              |     |
| 1V  |               |                         | V      | N/A                                      | 20 997                                      | <i>cadre Vide de référence</i>  |  | 50                              |     |
| 2   |               |                         | 2      | 638                                      | 35 639                                      | 230,6   | 23,06  | 30                              |     |
| 3   |               |                         | 4      | 584                                      | 36 734                                      | 194,1   | 19,41  | 20                              |     |
| 4   |               |                         | 5      | 530                                      | 36 297                                      | 176,2   | 17,62  | 20                              |     |
| 5   |               | 3                       | 3      | 1  | 698   | 91 451  | 232,1  | 23,21                           | 200 |
| 5V  |               |                         |        | V  | N/A   | 46 828  | <i>cadre Vide de référence</i>   |                                 | 500 |
| 6   |               |                         |        | 2  | 638   | 86 669  | 230,6  | 23,06                           | 200 |
| 7   |               |                         |        | 4  | 584   | 89 801  | 194,1  | 19,41                           | 200 |
| 8   |               |                         |        | 5  | 530   | 88 808  | 176,2  | 17,62                           | 200 |
| 9   | 3             | 1                       | 1      | 698                                      | 96 886                                      | 232,1   | 23,21  | 20                              |     |
| 9V  |               |                         | V      | N/A                                      | 53 307                                      | <i>cadre Vide de référence</i>  |  | 50                              |     |
| 10  |               |                         | 2      | 638                                      | 92 105                                      | 230,6   | 23,06  | 20                              |     |
| 11  |               |                         | 4      | 584                                      | 95 157                                      | 194,1   | 19,41  | 25                              |     |
| 12  |               |                         | 5      | 530                                      | 94 244                                      | 176,2   | 17,62  | 25                              |     |
| 13  |               | 3                       | 3      | 1  | 698   | 230 734   | 232,1  | 23,21                           | 100 |
| 13V |               |                         |        | V  | N/A   | 114 396   | <i>cadre Vide de référence</i>   |                                 | 250 |
| 14  |               |                         |        | 2  | 638   | 216 390   | 230,6  | 23,06                           | 125 |
| 15  |               |                         |        | 4  | 584   | 225 384   | 194,1  | 19,41                           | 100 |
| 16  |               |                         |        | 5  | 530   | 222 808   | 176,2  | 17,62                           | 150 |



## ANNEXE IX

### RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES ANALYSES *PUSHOVER*

Les résultats des analyses *pushover* sont présentés ainsi :

- identification des rotules plastiques (symboles et numéros) pour un groupe de cinq modèles ayant la même géométrie globale (nombre de baies et nombre d'étages),  
*Voir Figure-A IX-1 et figures des pages 228, 240 et 251;*
- modèle 1 : courbe de capacité, tableau descriptif de la séquence de plastification des rotules, état final des rotules plastiques;
- modèle 1V : idem;
- ainsi de suite jusqu'au dernier des 5 modèles du groupe de géométrie identique;
- identification des rotules plastiques pour un deuxième groupe de cinq modèles;
- etc.

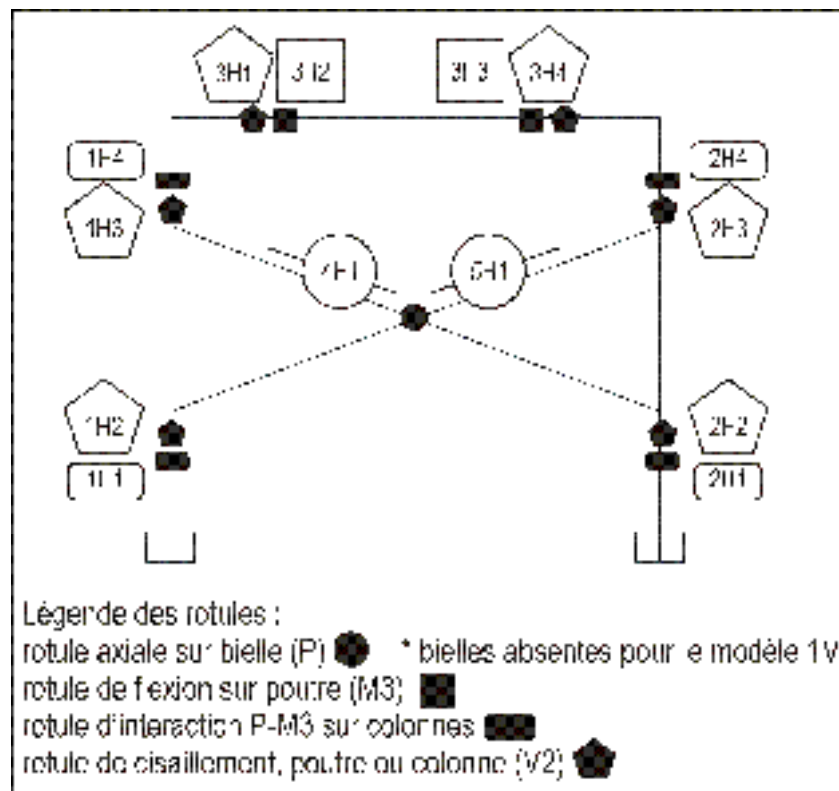


Figure-A IX-1 Identification des rotules des modèles 1, 1V, 2, 3 et 4

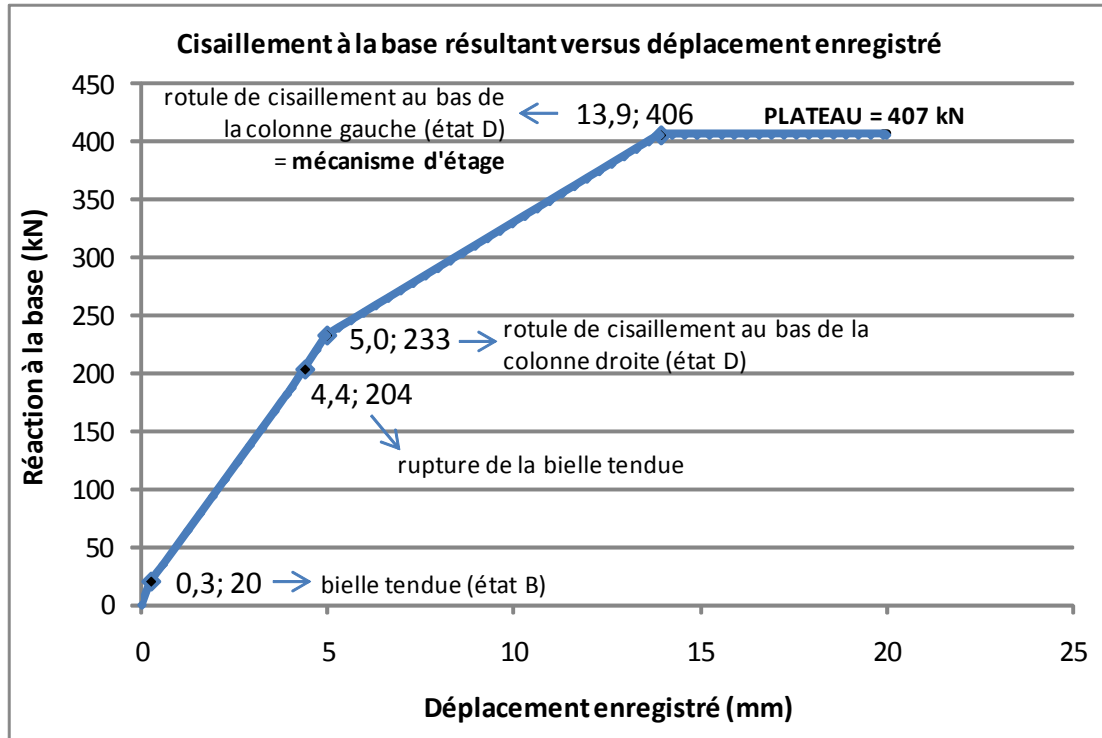


Figure-A IX-2 Courbe de capacité du modèle 1

Tableau-A IX-1 Séquence de plastification des rotules, modèle 1

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                          | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|---|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |   |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |              |   |              |
| 1      | 0,3             | 20                     | 5H1                |       |       |              | bielle tendue                             |              |
| 2      | 0,6             | 35                     |                    | 5H1   |       |              |   |              |
| 13     | 4,0             | 188                    |                    |       | 5H1   |              |   |              |
| 14     | 4,4             | 204                    |                    |       |       | 5H1          |   |              |
| 16     | 5,0             | 233                    | 2H2                |       |       |              | cisaillement colonnes (mécanisme d'étage) | bas à droite |
| 17     | 5,0             | 233                    |                    | 2H2   |       |              |   |              |
| 18     | 5,0             | 233                    |                    |       | 2H2   |              |   |              |
| 45     | 13,9            | 406                    | 1H2                |       |       |              | bas, à gauche                             |              |
| 46     | 13,9            | 406                    |                    | 1H2   |       |              |   |              |
| 47     | 13,9            | 406                    |                    |       | 1H2   |              |   |              |
| 66     | 20,0            | 407                    | (plateau)          |       |       |              |   |              |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

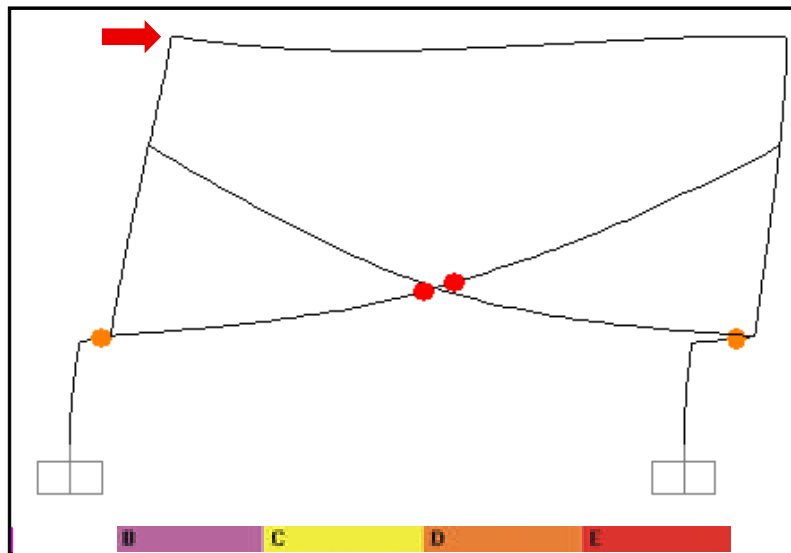


Figure-A IX-3 État final des rotules plastiques du modèle 1 (échelle de la déformée : x 40)

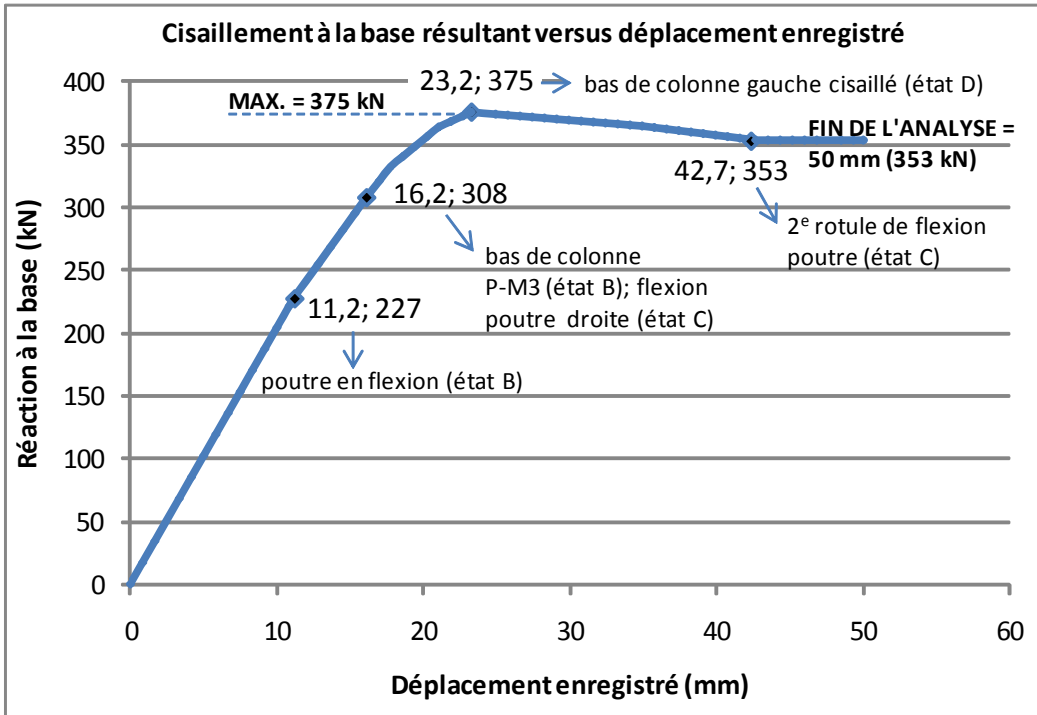


Figure-A IX-4 Courbe de capacité du modèle 1V

Tableau-A IX-2 Séquence de plastification des rotules, modèle 1V

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                     | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--------------------------------------|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |                                      |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |              |                                      |              |
| 14     | 11,2            | 227                    | 3H3                |       |       |              | flexion poutre<br>à droite           |              |
| 20     | 16,2            | 308                    |                    | 3H3   |       |              |                                      |              |
| 26     | 21,0            | 363                    | 1H1                |       |       |              | P-M3 colonnes<br>bas des 2 colonnes  |              |
| 29     | 23,2            | 375                    | 1H2                |       |       |              |                                      |              |
| 30     | 23,2            | 375                    |                    | 1H2   |       |              | cisaillement colonne<br>bas à gauche |              |
| 31     | 23,3            | 375                    |                    |       | 1H2   |              |                                      |              |
| 45     | 34,9            | 364                    | 3H2                |       |       |              | flexion poutres<br>2 extrémités      |              |
| 55     | 42,7            | 353                    |                    |       | 3H3   |              |                                      |              |
| 64     | 50,0            | 353                    |                    |       |       |              |                                      |              |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)



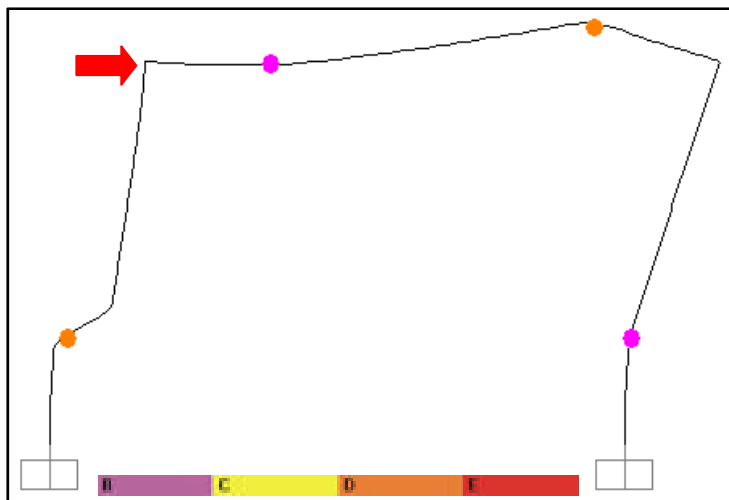


Figure-A IX-5 État final des rotules plastiques du modèle 1V  
(échelle de la déformée : x20)

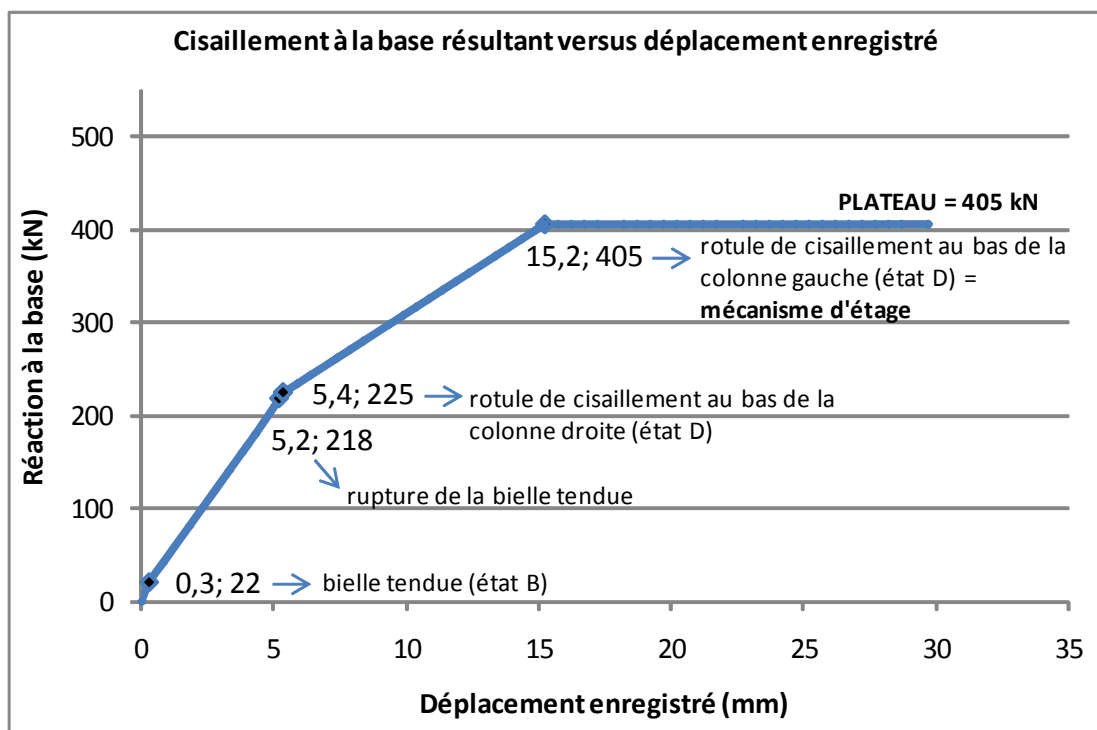


Figure-A IX-6 Courbe de capacité du modèle 2

Tableau-A IX-3 Séquence de plastification des rotules, modèle 2

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                         | Localisation   |  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--|----------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |  |                |  |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |              |  |                |  |
| 1      | 0,3             | 22                     | 5H1                |       |       |              | bielle tendue                            |                |  |
| 2      | 0,8             | 41                     |                    | 5H1   |       |              |  |                |  |
| 10     | 5,2             | 218                    |                    |       |       | 5H1          |  |                |  |
| 11     | 5,4             | 225                    | 2H2                |       |       |              | cisaillement colonne (mécanisme d'étage) | droite, en bas |  |
| 12     | 5,4             | 225                    |                    | 2H2   |       |              |  |                |  |
| 13     | 5,4             | 225                    |                    |       | 2H2   |              |  |                |  |
| 33     | 15,2            | 405                    | 1H2                |       |       |              |  | gauche, en bas |  |
| 34     | 15,2            | 405                    |                    | 1H2   |       |              |  |                |  |
| 35     | 15,2            | 405                    |                    |       | 1H2   |              |  |                |  |
| 65     | 30,0            | 405                    | (plateau)          |       |       |              |  |                |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

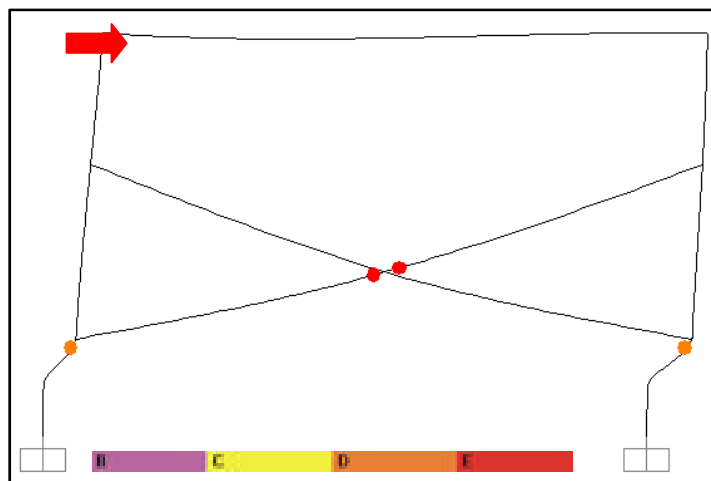


Figure-A IX-7 État final des rotules plastiques du modèle 2 (échelle de la déformée : x 20)

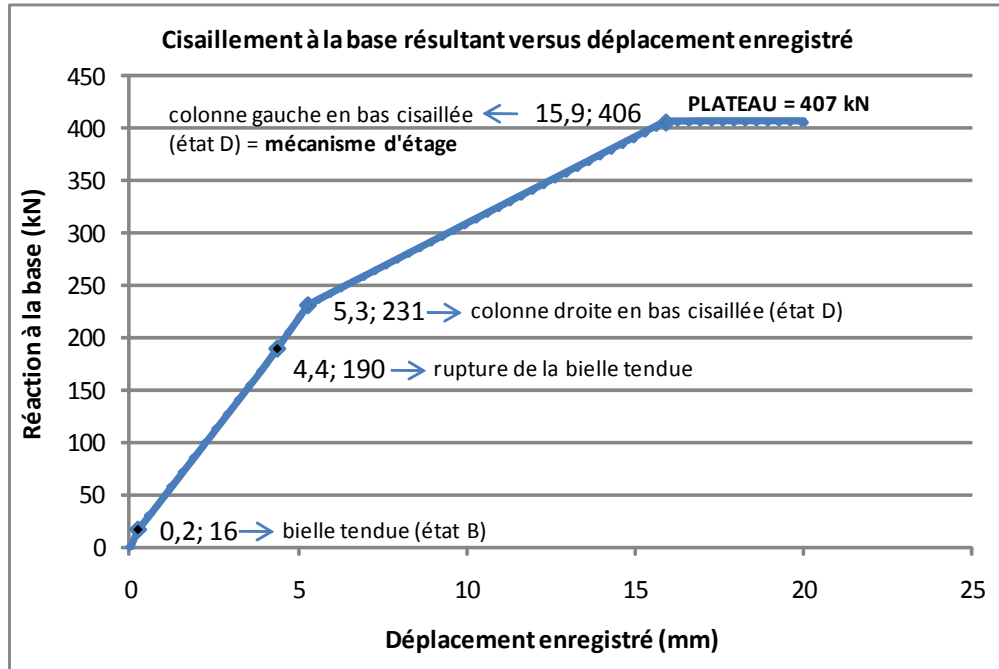


Figure-A IX-8 Courbe de capacité du modèle 3

Tableau-A IX-4 Séquence de plastification des rotules, modèle 3

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                          | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|---|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |   |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |              |   |              |
| 1      | 0,2             | 16                     | 5H1                |       |       |              | bielle tendue                             |              |
| 2      | 0,6             | 30                     |                    | 5H1   |       |              |   |              |
| 13     | 4,4             | 190                    |                    |       |       | 5H1          |   |              |
| 16     | 5,3             | 231                    | 2H2                |       |       |              | cisaillement colonnes (mécanisme d'étage) |              |
| 17     | 5,3             | 231                    |                    | 2H2   |       |              |   |              |
| 18     | 5,3             | 231                    |                    |       | 2H2   |              |   |              |
| 50     | 15,9            | 406                    | 1H2                |       |       |              |   |              |
| 51     | 15,9            | 406                    |                    | 1H2   |       |              | bas, à gauche                             |              |
| 52     | 15,9            | 406                    |                    |       | 1H2   |              |   |              |
| 65     | 20,0            | 407                    | (plateau)          |       |       |              |   |              |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

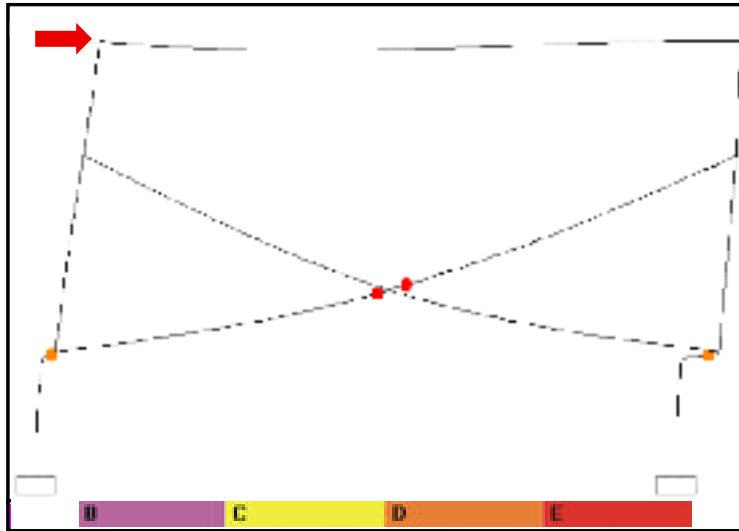


Figure-A IX-9 État final des rotules plastiques du modèle 3 (échelle de la déformée : x 30)

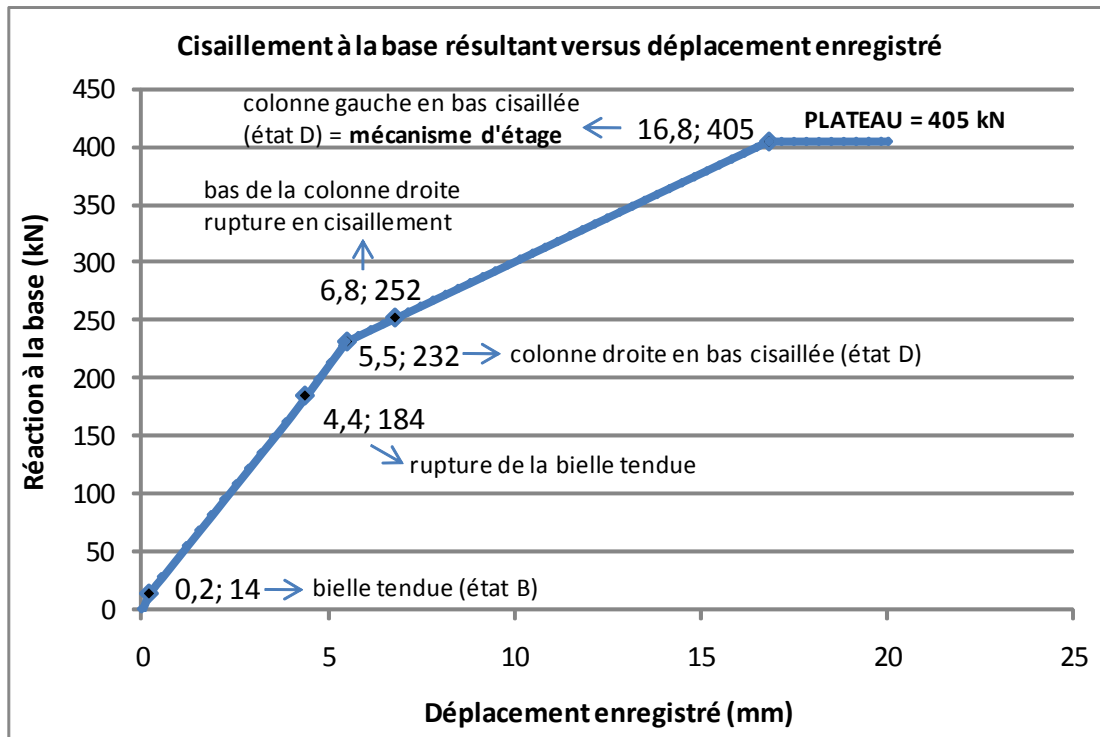


Figure-A IX-10 Courbe de capacité du modèle 4

Tableau-A IX-5 Séquence de plastification des rotules, modèle 4

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                             | Localisation  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--|---------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |  |               |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |              |  |               |
| 1      | 0,2             | 14                     | 5H1                |       |       |              | bielle tendue                                |               |
| 2      | 0,5             | 28                     |                    | 5H1   |       |              |  |               |
| 13     | 4,4             | 184                    |                    |       |       | 5H1          |  |               |
| 17     | 5,5             | 232                    | 2H2                |       |       |              | cisaillement de colonnes (mécanisme d'étage) | bas, à droite |
| 18     | 5,5             | 232                    |                    | 2H2   |       |              |  |               |
| 19     | 5,5             | 232                    |                    |       | 2H2   |              |  |               |
| 23     | 6,8             | 252                    |                    |       |       | 2H2          |  | bas, à gauche |
| 53     | 16,8            | 405                    | 1H2                |       |       |              |  |               |
| 54     | 16,8            | 405                    |                    | 1H2   |       |              |  |               |
| 55     | 16,8            | 405                    |                    |       | 1H2   |              |  |               |
| 65     | 20,0            | 405                    | (plateau)          |       |       |              |  |               |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

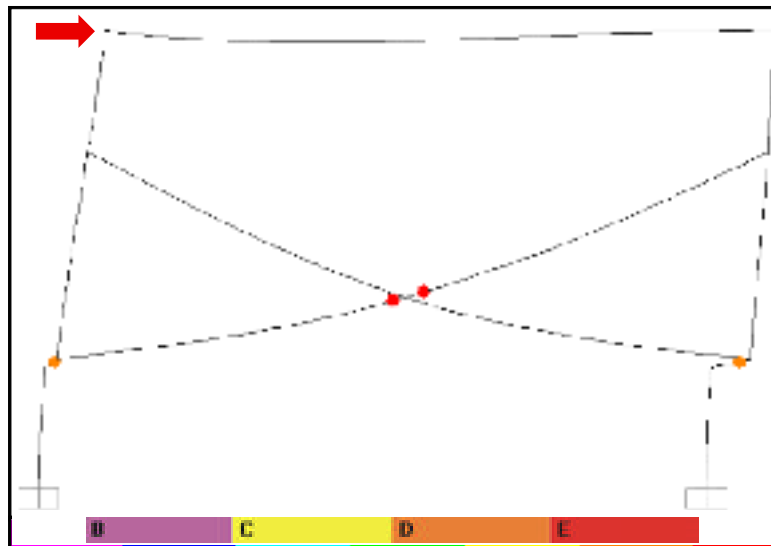


Figure-A IX-11 État final des rotules plastiques du modèle 4 (échelle de la déformée : x 30)

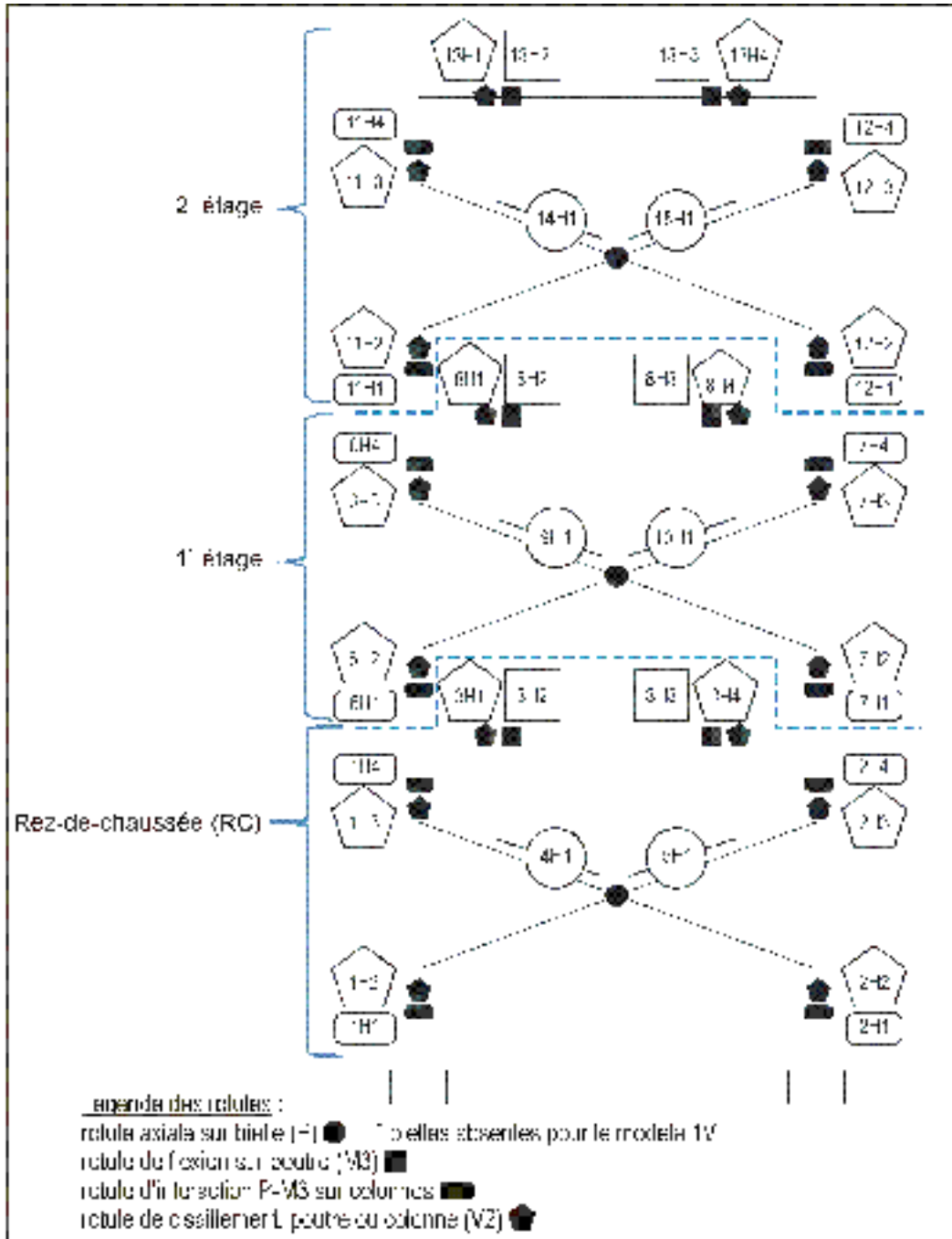


Figure-A IX-12 Identification des rotules des modèles 5, 5V, 6, 7 et 8

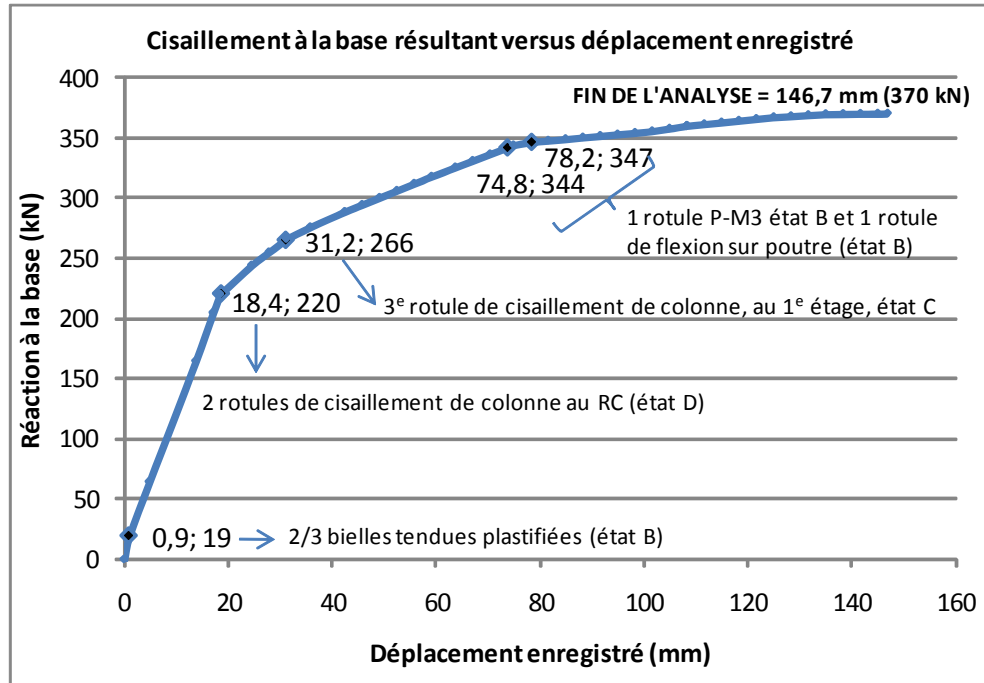


Figure-A IX-13 Courbe de capacité du modèle 5

Tableau-A IX-6 Séquence de plastification des rotules, modèle 5

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                 |       |              | Types de rotules         | Localisation                      |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------|-------|--------------|--------------------------|-----------------------------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D           | D à E | Au-delà de E |                          |                                   |
| 0      | 0               | 0                      |                    |                 |       |              |                          |                                   |
| 1      | 0,9             | 19                     | 5H1, 10H1          |                 |       |              | 3 bielles tendues        | rupture RC et 1 <sup>e</sup>      |
| 2      | 4,8             | 64                     |                    | 5H1, 10H1, 15H1 |       |              |                          |                                   |
| 4      | 13,8            | 165                    |                    |                 | 5H1   | 10H1         |                          |                                   |
| 5      | 17,1            | 205                    |                    |                 |       | 5H1          |                          |                                   |
| 6      | 18,4            | 220                    | 1H3                |                 | 2H2   |              |                          |                                   |
| 7      | 18,4            | 220                    |                    | 1H3             |       |              | cisaillement de colonnes | RC, bas à droite et haut à gauche |
| 8      | 18,4            | 220                    |                    |                 | 1H3   |              |                          |                                   |
| 9      | 24,5            | 244                    | 3H3, 9H1           |                 |       |              | flexion poutre           | RC, droite                        |
|        |                 |                        |                    |                 |       |              | bielle comprimée         | 1 <sup>e</sup>                    |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-6 Séquence de plastification des rotules, modèle 5 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules     | Localisation   |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|----------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |                      |  |
| 11     | 31,2            | 266                    | 6H3                |       |       |              | cisaillement colonne | 1 <sup>e</sup> , haut à gauche                                 |
| 12     | 31,2            | 266                    |                    | 6H3   |       |              |                      |  |
| 13     | 35,8            | 276                    |                    |       | 6H3   | 15H1         | bielle tendue        | 2 <sup>e</sup>   |
|        |                 |                        |                    | 3H3   |       |              | flexion poutres      | RC, droite   |
| 14     | 42,4            | 289                    | 8H3                |       |       |              |                      | 1 <sup>e</sup> , droite  |
| 20     | 63,6            | 326                    |                    | 8H3   |       |              | P-M3 col.            | RC, bas à droite   |
| 24     | 74,8            | 344                    | 2H1                |       |       |              |                      |  |
| 25     | 78,2            | 347                    | 3H2                |       |       |              | flexion poutre       | RC, gauche/droite  |
| 32     | 101,5           | 356                    |                    |       | 3H3   |              |                      |  |
| 34     | 108,1           | 360                    | 6H2                |       |       |              | cisaillement colonne | 1 <sup>e</sup> , bas à gauche                                  |
| 35     | 108,1           | 360                    |                    | 6H2   |       |              |                      |  |
| 36     | 108,1           | 360                    |                    |       | 6H2   |              |                      |  |
| 41     | 124,8           | 367                    | 12H1               |       |       |              | P-M3 colonnes        | 2 <sup>e</sup> , bas à droite;<br>1 <sup>e</sup> haut à droite |
| 44     | 134,8           | 370                    | 7H4                |       |       |              |                      |  |
| 48     | 146,7           | 370                    |                    | 3H2   |       |              | flexion poutre       | RC, gauche   |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

RC = rez-de-chaussée

xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)



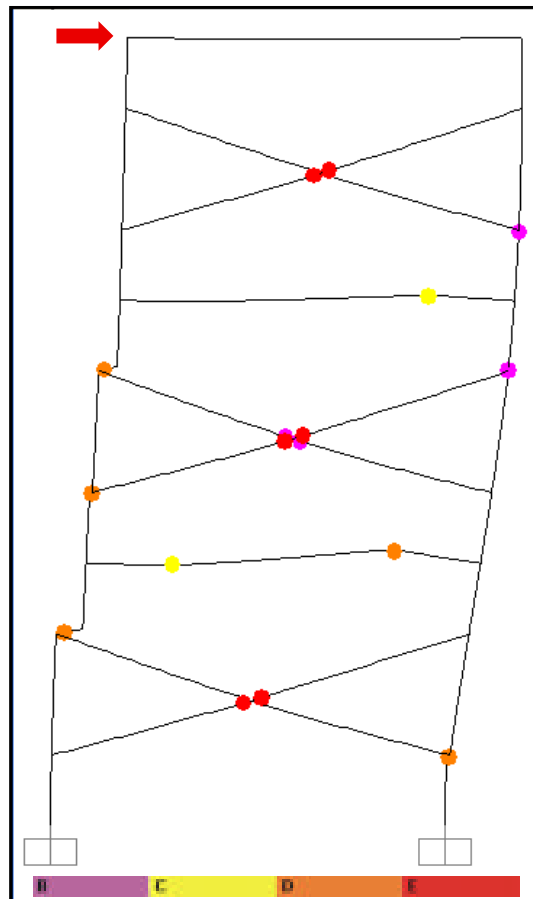


Figure-A IX-14 État final des rotules plastiques du modèle 5 (échelle de la déformée : x 8)

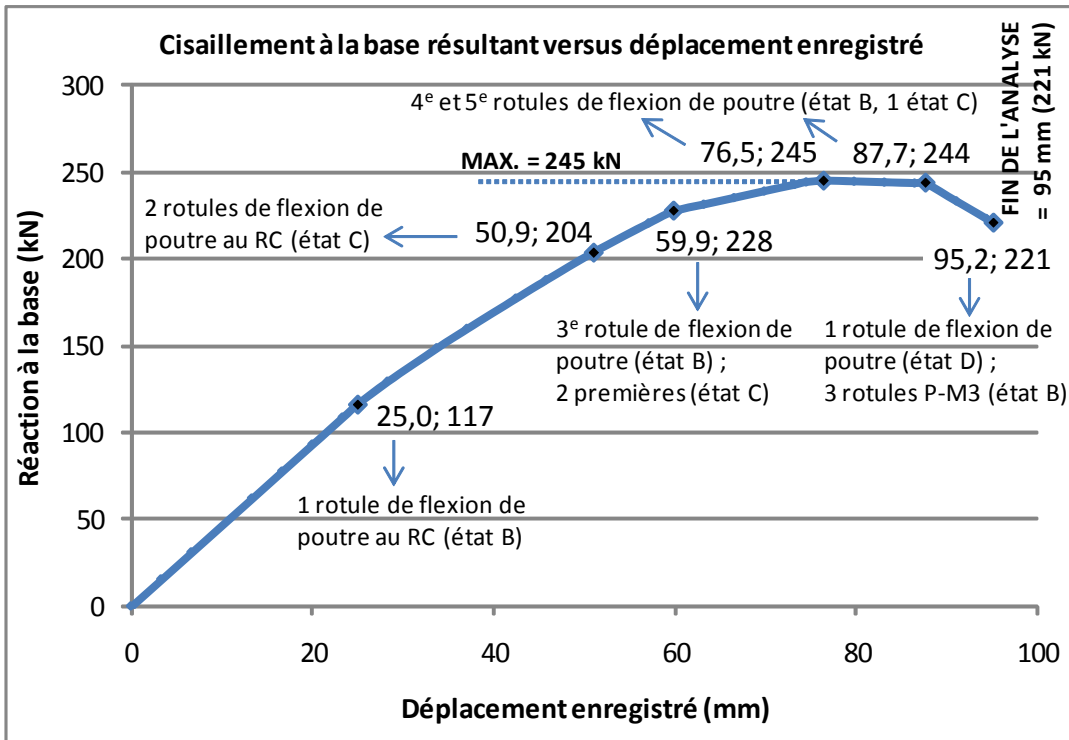


Figure-A IX-15 Courbe de capacité du modèle 5V

Tableau-A IX-7 Séquence de plastification des rotules, modèle 5V

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |                 | Types de rotules                         | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|-----------------|--|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E    |  |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |                 |  |              |
| 8      | 25,0            | 117                    | 3H3                |       |       |                 |  |              |
| 10     | 33,7            | 149                    | 8H3                |       |       | flexion poutres | RC et 1 <sup>e</sup> , à droite          |              |
| 12     | 42,5            | 178                    |                    | 3H3   |       |                 |  |              |
| 14     | 50,9            | 204                    |                    | 8H3   |       |                 |  |              |
| 15     | 57,1            | 221                    | 1H1                |       |       |                 |  | P-M3 colonne |
| 16     | 59,9            | 228                    | 3H2                |       |       | flexion poutre  | RC, à gauche                             |              |
| 21     | 74,5            | 245                    | 2H1                |       |       | P-M3 colonne    | RC, bas à droite                         |              |
| 22     | 76,5            | 245                    | 8H2                |       |       | flexion poutres | 1 <sup>e</sup> , à gauche                |              |
| 23     | 79,8            | 245                    | 13H3               |       |       |                 | 2 <sup>e</sup> , à droite et RC à gauche |              |
| 26     | 87,7            | 244                    |                    | 3H2   |       |                 | RC, à droite                             |              |
| 29     | 95,2            | 221                    | 6H4                |       | 3H3   | P-M3 colonne    | RC, bas à droite                         |              |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

RC = rez-de-chaussée

xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

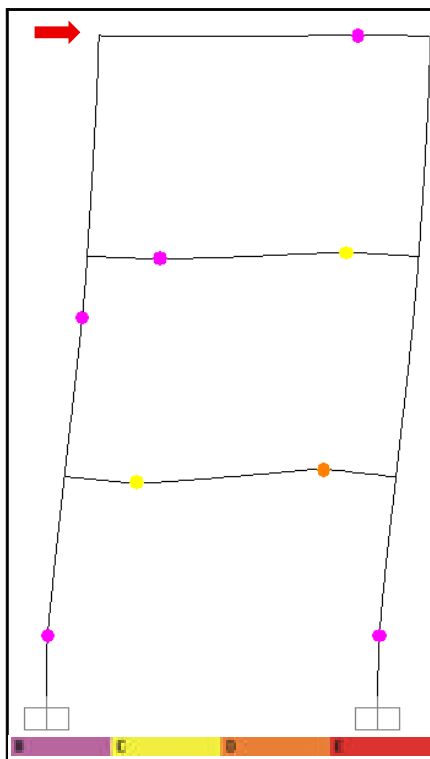


Figure-A IX-16 État final des rotules plastiques du modèle 5V (échelle : x 10)

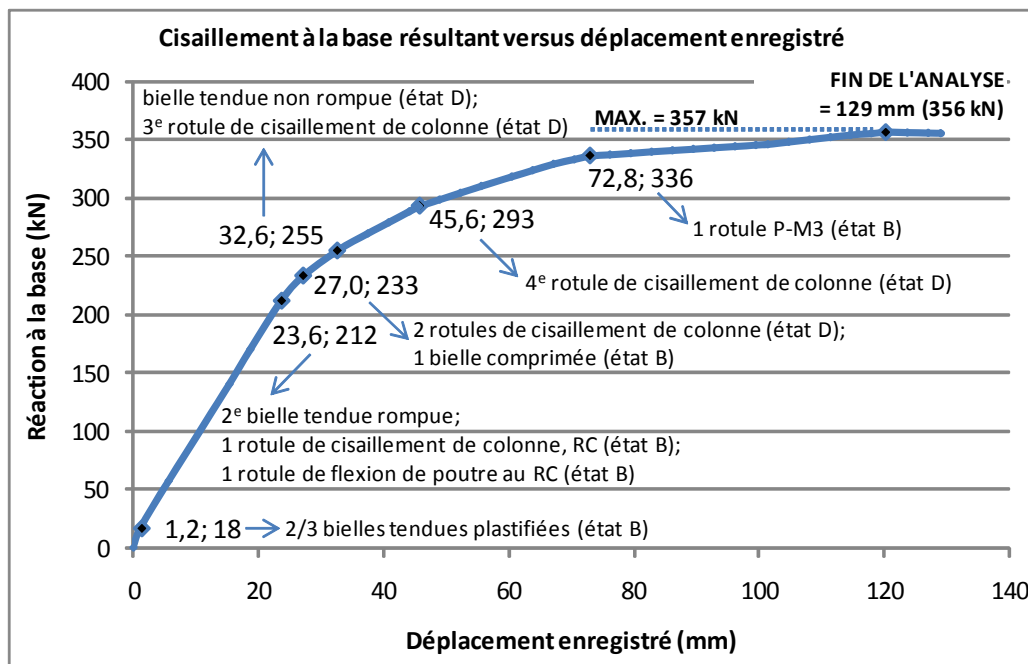


Figure-A IX-17 Courbe de capacité du modèle 6

Tableau-A IX-8 Séquence de plastification des rotules, modèle 6

| Étapes  | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                       |             |           | Types de rotules         | Localisation   |
|---|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------------|-------------|-----------|--------------------------|--|
|   |                 |                        | B à C              | C à D                 | D à E       | delà de E |                          |  |
| 0   | 0               | 0                      |                    |                       |             |           |                          |  |
| 1   | 1,2             | 18                     | 5H1,<br>10H1       |                       |             |           | 3 bielles tendues        | du RC vers le 2 <sup>e</sup> ,<br>rupture RC et 1 <sup>e</sup> |
| 2   | 5,6             | 57                     |                    | 5H1,<br>10H1,<br>15H1 |             |           |                          |  |
| 4   | 15,4            | 141                    |                    |                       | 10H1        |           |                          |  |
| 5   | 18,7            | 170                    |                    |                       |             | 10H1      |                          |  |
| 6   | 23,6            | 212                    | 3H3<br>2H2         |                       |             | 5H1       |                          |  |
| 6   | 23,6            | 212                    |                    |                       |             |           | flexion poutre           | RC, droite   |
| 7   | 27,0            | 233                    |                    |                       | 2H2,<br>7H2 |           | cisaillement de colonnes | en bas à droite au RC et au 1 <sup>e</sup>                     |
|   |                 |                        | 9H1                |                       |             |           | bielle comprimée         | 1 <sup>e</sup>   |
| 8   | 32,6            | 255                    |                    |                       | 15H1<br>1H3 |           | bielle tendue            | 2 <sup>e</sup>   |
| 8   | 32,6            | 255                    |                    |                       |             |           | cisaillement colonne     | RC, haut à gauche  |
| 9   | 37,5            | 270                    | 8H3                | 3H3                   |             |           | flexion poutres          | à droite RC et 1 <sup>e</sup>                                  |
| 9   | 37,5            | 270                    |                    |                       |             | 15H1      | bielle tendue            | 2 <sup>e</sup>   |
| 12  | 45,6            | 293                    | 6H3                |                       |             |           | cisaillement de colonne  | 1 <sup>e</sup> , haut à gauche                                 |
| 13  | 45,6            | 293                    |                    | 6H3                   |             |           |                          |  |
| 14  | 45,6            | 293                    |                    |                       | 6H3         |           |                          |  |
| 18  | 60,5            | 319                    |                    | 8H3                   |             |           | flexion poutres          | RC à gauche et 1 <sup>e</sup> à droite                         |
| 20  | 67,1            | 330                    | 3H2                |                       |             |           | P-M3 colonnes            | RC, en bas des deux côtés                                      |
| 22  | 72,8            | 336                    | 2H1                |                       |             |           |                          |  |
| 26  | 86,2            | 341                    | 1H1                |                       |             |           |                          |  |
| 31  | 101,4           | 347                    |                    |                       | 3H3         |           |                          |  |
| 35  | 114,6           | 355                    | 6H2                |                       |             |           | cisaillement de colonne  | 1 <sup>e</sup> , bas à gauche                                  |
| 36  | 114,6           | 355                    |                    | 6H2                   |             |           |                          |  |
| 37  | 114,6           | 355                    |                    |                       | 6H2         |           |                          |  |
| 39  | 120,4           | 357                    |                    | 3H2                   |             |           | flexion poutres          | RC et 1 <sup>e</sup> , à gauche                                |
| 42  | 129,0           | 356                    | 8H2<br>1H4         |                       |             |           | P-M3 colonne             | RC, haut à gauche  |
| Trame grisée : points identifiés sur le graphique                                   |                 |                        |                    |                       |             |           | RC = rez-de-chaussée     |  |
| xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x) |                 |                        |                    |                       |             |           |                          |  |

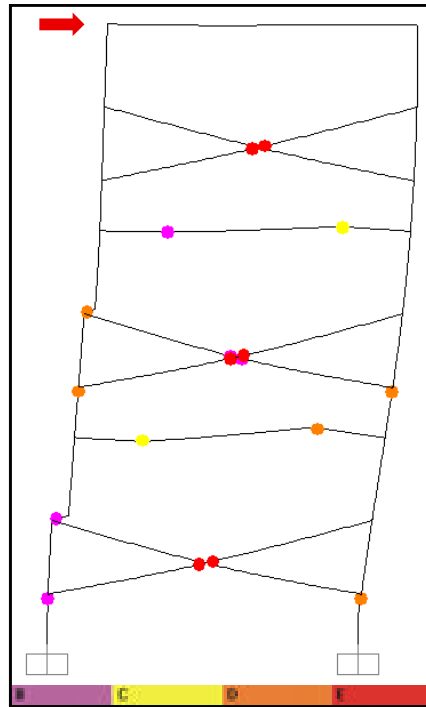


Figure-A IX-18 État final des rotules plastiques du modèle 6 (échelle de la déformée : x 9)

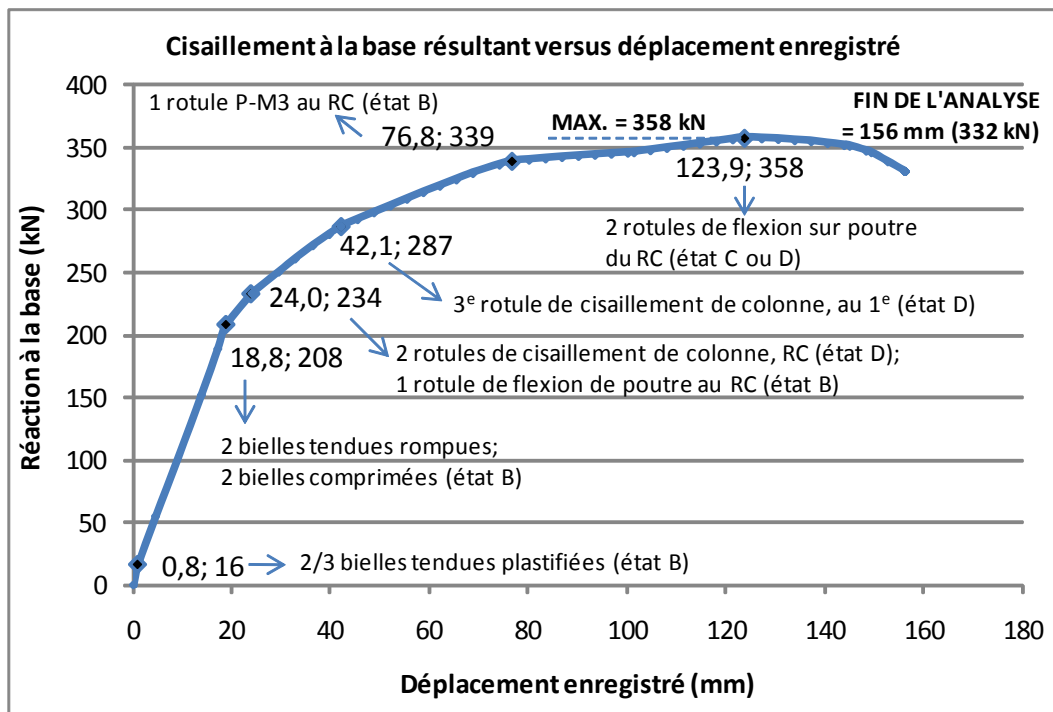


Figure-A IX-19 Courbe de capacité du modèle 7

Tableau-A IX-9 Séquence de plastification des rotules, modèle 7

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                       |       |              | Types de rotules         | Localisation                                    |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------------|-------|--------------|--------------------------|---|
|        |                 |                        | B à C              | C à D                 | D à E | Au-delà de E |                          |   |
| 0      | 0               | 0                      |                    |                       |       |              |                          |   |
| 1      | 0,8             | 16                     | 5H1,<br>10H1       |                       |       |              | 3 bielles tendues        | 2 bielles rompues; du RC vers le 2 <sup>e</sup> |
| 2      | 4,5             | 55                     |                    | 5H1,<br>10H1,<br>15h1 |       |              |                          |   |
| 4      | 13,8            | 152                    |                    |                       | 5H1   | 10H1         |                          |   |
| 5      | 17,1            | 189                    |                    |                       |       | 5H1          |                          |   |
| 6      | 18,8            | 208                    | 4H1,<br>9H1        |                       |       |              | bielles comprimées       | RC et 1 <sup>e</sup>                            |
| 7      | 24,0            | 234                    | 3H3<br>1H3         |                       | 2H2   |              | flexion poutre           | RC, droite                                      |
| 8      | 24,0            | 234                    |                    | 1H3                   |       |              | cisaillement de colonnes | RC, bas à droite et haut à gauche               |
| 9      | 24,0            | 234                    |                    |                       | 1H3   |              |                          |   |
| 10     | 29,5            | 251                    |                    |                       |       | 15H1         | bielle tendue            | 2 <sup>e</sup>                                  |
| 12     | 36,3            | 272                    | 8H3                | 3H3                   |       |              | flexion poutres          | RC et 1 <sup>e</sup> , droite                   |
| 14     | 42,1            | 287                    | 6H3                |                       |       |              | cisaillement de colonne  | 1 <sup>e</sup> , haut à gauche                  |
| 15     | 42,1            | 287                    |                    | 6H3                   |       |              |                          |   |
| 16     | 42,1            | 287                    |                    |                       | 6H3   |              |                          |   |
| 21     | 58,7            | 315                    |                    | 8H3                   |       |              | flexion poutre           | 1 <sup>e</sup> , droite                         |
| 25     | 74,1            | 337                    | 3H2                |                       |       |              |                          | 1 <sup>e</sup> , gauche                         |
| 26     | 76,8            | 339                    | 2H1                |                       |       |              | P-M3 colonne             | RC, bas à droite                                |
| 29     | 86,8            | 343                    | 1H2                |                       |       |              | cisaillement de colonne  | RC, bas à gauche                                |
| 30     | 90,1            | 344                    | 14H1               |                       |       |              | bielle comprimée         | 2 <sup>e</sup>                                  |
| 34     | 101,3           | 346                    |                    |                       | 3H3   |              | flexion poutres          | RC, gauche et droite ; 1 <sup>e</sup> à gauche  |
| 41     | 123,9           | 358                    |                    | 3H2                   |       |              |                          |   |
| 43     | 130,5           | 357                    | 8H2                |                       |       |              |                          |   |
| 45     | 137,2           | 355                    | 12H1               |                       |       |              | P-M3 colonne             | 2 <sup>e</sup> , bas à droite                   |
| 52     | 156,0           | 332                    | 7H4                |                       |       |              |                          | 1 <sup>e</sup> , haut à droite                  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

RC = rez-de-chaussée  
xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

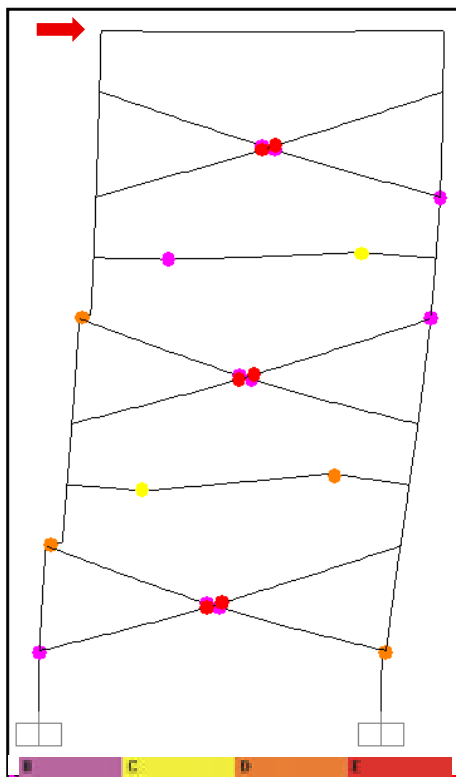


Figure-A IX-20 État final des rotules plastiques du modèle 7 (échelle de la déformée : x 7)

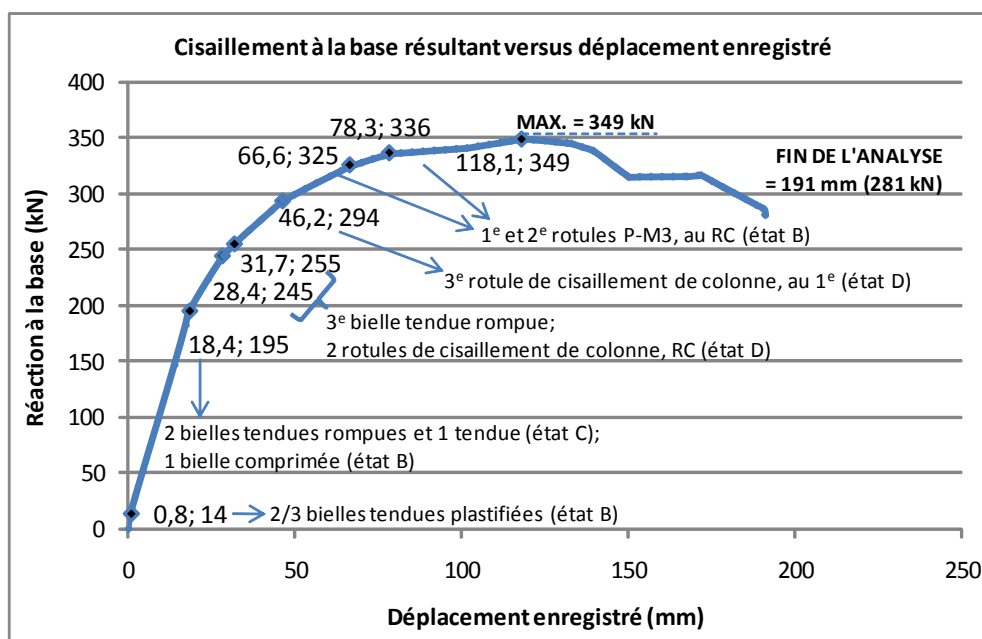


Figure-A IX-21 Courbe de capacité du modèle 8

Tableau-A IX-10 Séquence de plastification des rotules, modèle 8

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                 |       |              | Types de rotules         | Localisation   |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------|-------|--------------|--------------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D           | D à E | Au-delà de E |                          |  |
| 0      | 0               | 0                      |                    |                 |       |              |                          |  |
| 1      | 0,8             | 14                     | 5H1, 10H1          |                 |       |              | 3 bielles tendues        | du RC vers le 2 <sup>e</sup> ,<br>2 bielles rompues; |
| 2      | 4,3             | 51                     |                    | 5H1, 10H1, 15H1 |       |              |                          |  |
| 4      | 13,8            | 146                    |                    |                 | 5H1   | 10H1         |                          |  |
| 5      | 17,1            | 182                    |                    |                 |       | 5H1          |                          |  |
| 6      | 18,4            | 195                    | 4H1                |                 |       |              |                          |  |
| 7      | 23,8            | 223                    | 9H1<br>3H3         |                 |       |              | bielles comprimées       | RC et 1 <sup>e</sup>                                 |
| 8      | 28,4            | 245                    |                    |                 |       | 15H1         | flexion poutre           | RC, droite   |
| 9      | 28,4            | 245                    | 1H3                |                 |       |              | bielle tendue            | 2 <sup>e</sup>                                       |
| 10     | 31,7            | 255                    |                    | 1H3             |       |              | cisaillement de colonnes | RC, bas à droite et haut à gauche                    |
| 11     | 36,2            | 267                    |                    |                 | 1H3   |              |                          |  |
| 14     | 46,2            | 294                    | 8H3<br>6H3         |                 |       |              | flexion poutres          | RC et 1 <sup>e</sup> , droite                        |
| 15     | 46,2            | 294                    |                    | 3H3             |       |              | cisaillement de colonne  | 1 <sup>e</sup> , haut à gauche                       |
| 16     | 46,2            | 294                    |                    |                 |       | 6H3          |                          |  |
| 20     | 60,4            | 316                    |                    | 8H3             |       |              |                          |  |
| 22     | 66,6            | 325                    | 3H2<br>1H1         |                 |       |              | flexion poutres          | 1 <sup>e</sup> , droite<br>RC, gauche                |
| 24     | 73,2            | 331                    | 14H1               |                 |       |              | P-M3 colonne             | RC, bas à gauche                                     |
| 26     | 78,3            | 336                    | 2H1                |                 |       |              | bielle comprimée         | 2 <sup>e</sup>                                       |
| 33     | 101,5           | 341                    |                    |                 |       | 3H3          | P-M3 colonne             | RC, bas à droite                                     |
| 38     | 118,1           | 349                    |                    | 3H2             |       |              | flexion poutres          | RC et 1 <sup>e</sup>                                 |
| 40     | 124,8           | 348                    | 8H2                |                 |       |              |                          |  |
| 45     | 139,4           | 339                    | 12H1               |                 |       |              |                          |  |
| 49     | 150,0           | 315                    |                    |                 |       | 3H2          | P-M3 colonne             | 2 <sup>e</sup> , bas à droite                        |
| 55     | 167,4           | 316                    |                    |                 |       | 8H3          |                          |  |
| 57     | 171,6           | 317                    |                    | 8H2             |       |              |                          |  |
| 63     | 190,4           | 287                    | 11H1               |                 |       |              | P-M3 colonne             | 2 <sup>e</sup> , bas à gauche                        |
| 64     | 190,9           | 281                    |                    |                 |       |              |                          |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

RC = rez-de-chaussée



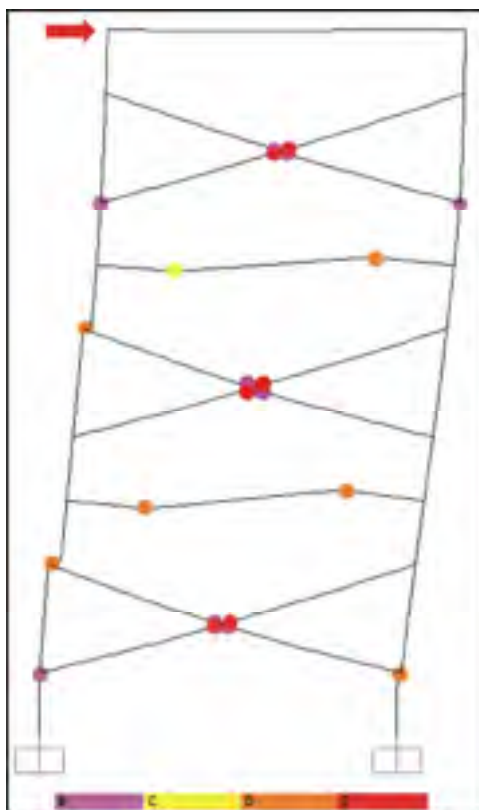


Figure-A IX-22 État final des rotules plastiques du modèle 8 (échelle de la déformée : x 6)

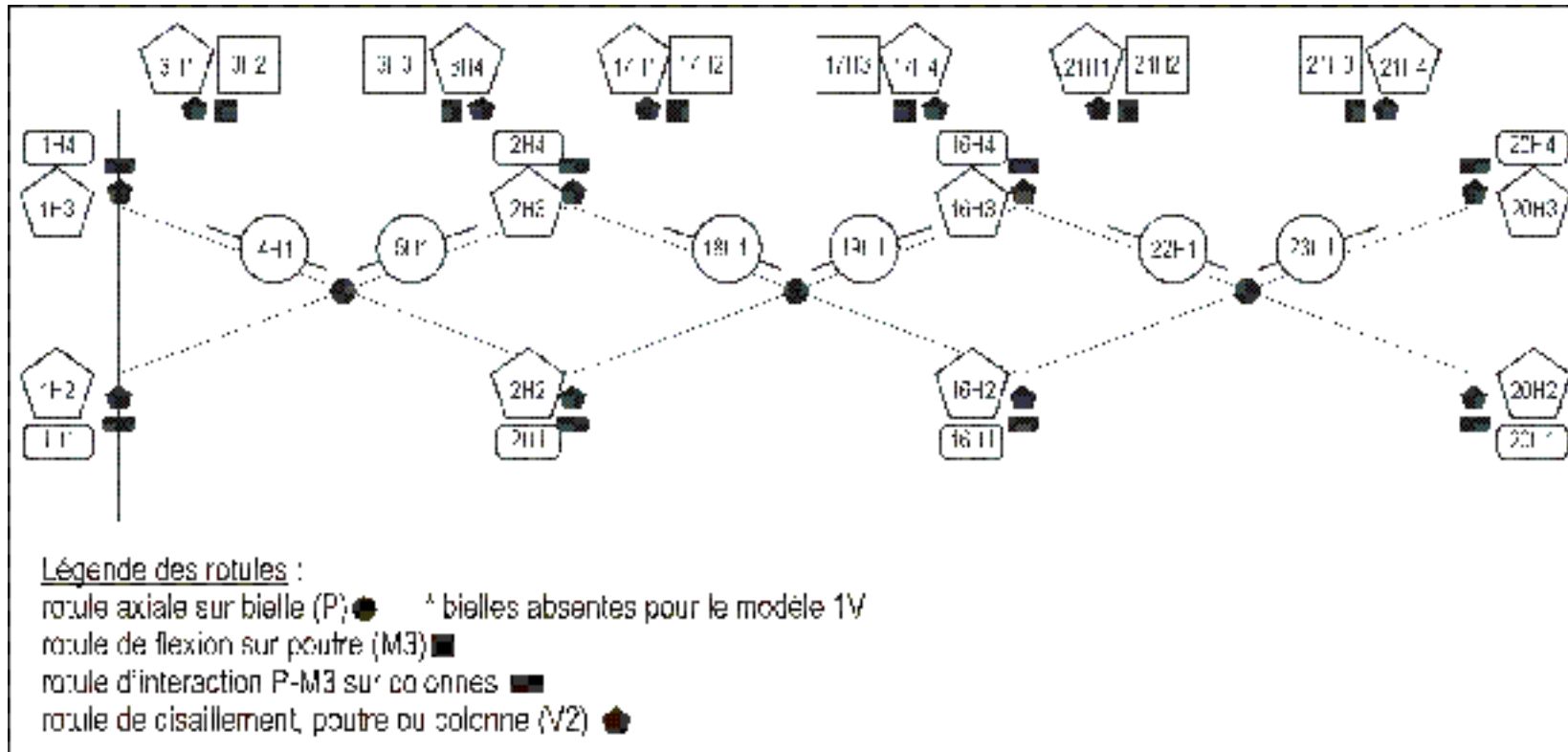


Figure-A IX-23 Identification des rotules des modèles 9, 9V, 10, 11 et 12

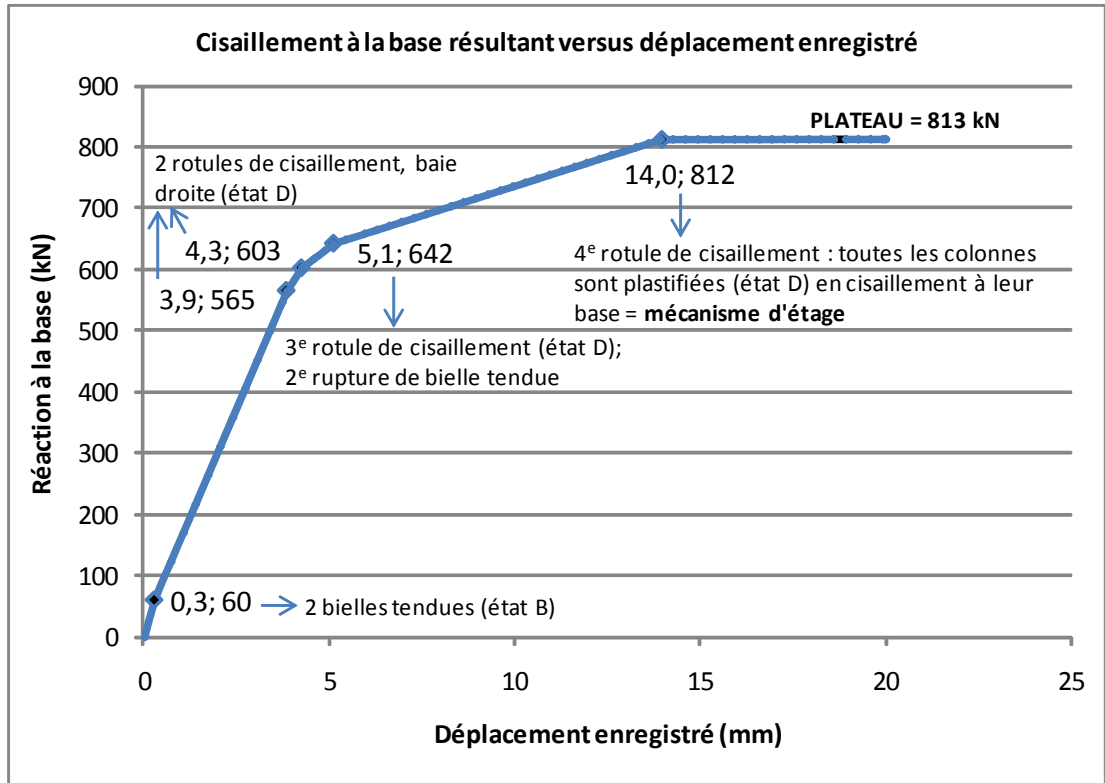


Figure-A IX-24 Courbe de capacité du modèle 9

Tableau-A IX-11 Séquence de plastification des rotules, modèle 9

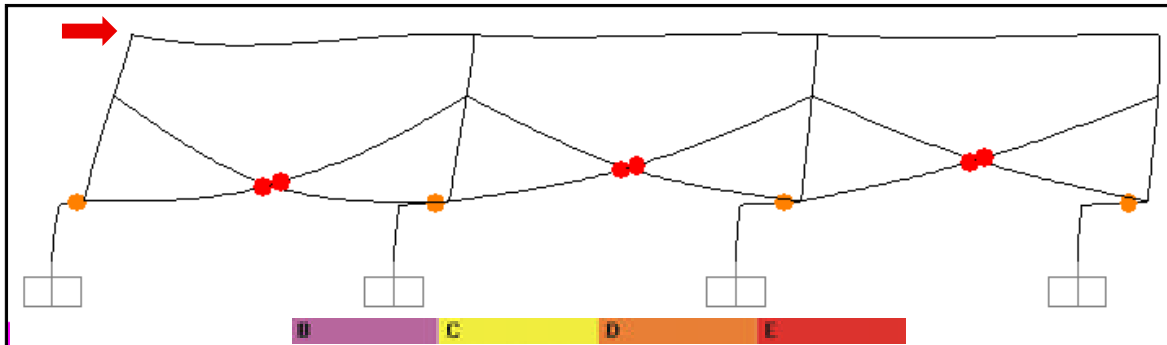
| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                 |       |              | Types de rotules              | Localisation              |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------|-------|--------------|-------------------------------|---------------------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D           | D à E | Au-delà de E |                               |                           |
| 0      | 0               | 0                      |                    |                 |       |              |                               |                           |
| 1      | 0,3             | 60                     | 5H1, 23H1          |                 |       |              | bielles tendues               | 2 baies d'extrémité       |
| 2      | 0,7             | 122                    |                    | 5H1, 19H1, 23H1 |       |              |                               | 3 baies                   |
| 12     | 3,9             | 565                    | 20H2               |                 |       |              | cisaillement de colonnes      | colonne de droite, en bas |
| 13     | 3,9             | 565                    |                    | 20H2            |       |              |                               |                           |
| 14     | 3,9             | 565                    |                    |                 | 20H2  |              |                               |                           |
| 16     | 4,3             | 603                    | 16H2               |                 |       |              | colonne centre droite, en bas |                           |
| 17     | 4,3             | 603                    |                    | 16H2            |       |              |                               |                           |
| 18     | 4,3             | 603                    |                    |                 | 16H2  |              |                               |                           |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-11 Séquence de plastification des rotules, modèle 9 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                            | Localisation                 |  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|---|------------------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |   |                              |  |
| 20     | 4,9             | 630                    |                    |       | 5H1   | 23H1         | bielles tendues                             | 2 baies d'extrémité          |  |
| 21     | 5,1             | 642                    | 2H2                |       |       | 5H1          |   |                              |  |
| 22     | 5,1             | 642                    |                    | 2H2   |       |              | cisaillement de colonne                     | colonne centre gauche en bas |  |
| 23     | 5,1             | 642                    |                    |       | 2H2   |              |   |                              |  |
| 25     | 6,0             | 658                    |                    |       |       | 19H1         | bielle tendue                               | centrale                     |  |
| 49     | 14,0            | 812                    | 1H2                |       |       |              | cisaillement de colonne (mécanisme d'étage) | colonne de gauche, en bas    |  |
| 50     | 14,0            | 812                    |                    | 1H2   |       |              |   |                              |  |
| 51     | 14,0            | 812                    |                    |       | 1H2   |              |   |                              |  |
| 70     | 20,0            | 813                    | (plateau)          |       |       |              |   |                              |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)



(échelle de la déformée : x 70)

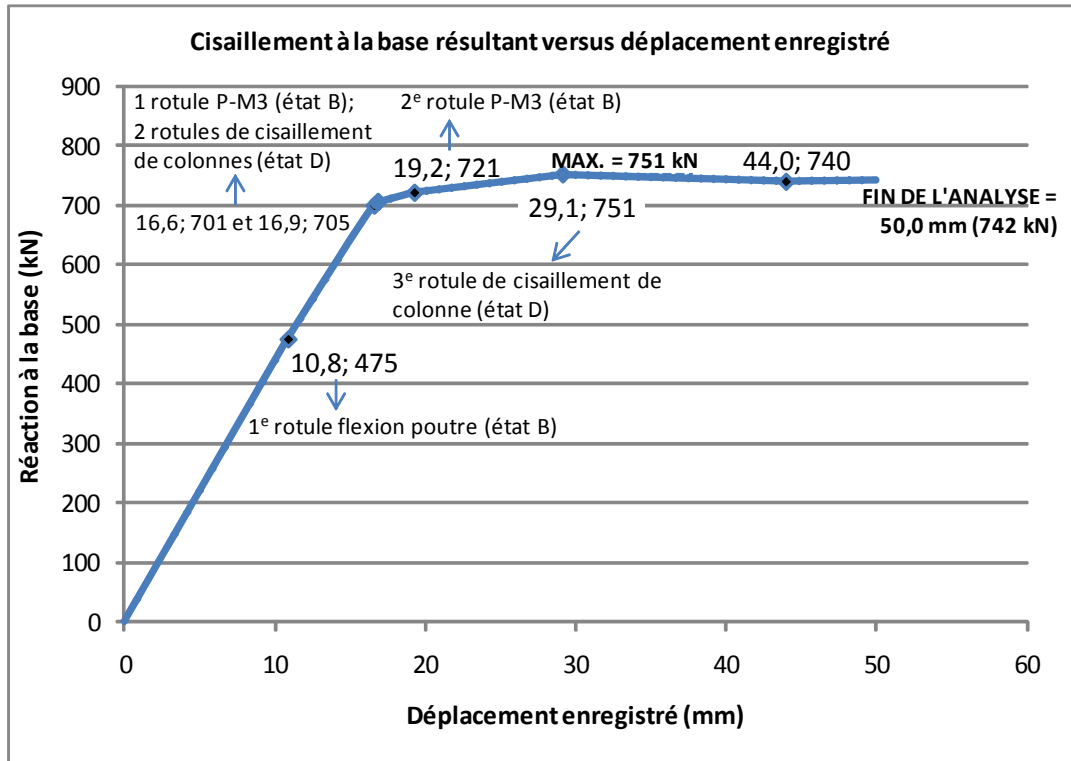


Figure-A IX-26 Courbe de capacité du modèle 9V

Tableau-A IX-12 Séquence de plastification des rotules, modèle 9V

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules   | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |  |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |       |       |              |  |              |
| 13     | 10,8            | 475                    | 21H3               |       |       |              | flexion poutres<br>2 baies d'extrémité, à la rotule droite des poutres |              |
| 18     | 15,0            | 640                    | 3H3                |       |       |              |  |              |
| 19     | 15,8            | 672                    |                    | 21H3  |       |              |  |              |
| 20     | 16,6            | 701                    | 1H1<br>16H2        |       |       |              | P-M3 colonne<br>à gauche, bas  |              |
| 21     | 16,6            | 701                    |                    | 16H2  |       |              | cisaillement colonnes<br>en bas des deux colonnes centrales            |              |
| 22     | 16,6            | 701                    |                    |       | 16H2  |              |  |              |
| 23     | 16,9            | 705                    | 2H2                |       |       |              |  |              |
| 24     | 16,9            | 705                    |                    | 2H2   |       |              |  |              |
| 25     | 16,9            | 705                    |                    |       | 2H2   |              |  |              |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-12 Séquence de plastification des rotules, modèle 9V (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules      | Localisation                  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|-----------------------|-------------------------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |                       |                               |
| 28     | 19,2            | 721                    | 20H1               |       |       |              | P-M3 colonne          | en bas de la colonne          |
| 40     | 29,1            | 751                    | 1H2                |       |       |              | cisaillement colonnes | en bas de la colonne gauche   |
| 41     | 29,1            | 751                    |                    | 1H2   |       |              |                       |                               |
| 42     | 29,1            | 751                    |                    |       | 1H2   |              |                       |                               |
| 60     | 44,0            | 740                    |                    |       | 21H3  |              | flexion poutres       | baie de droite, rotule droite |
| 68     | 50,0            | 742                    |                    |       |       |              |                       |                               |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

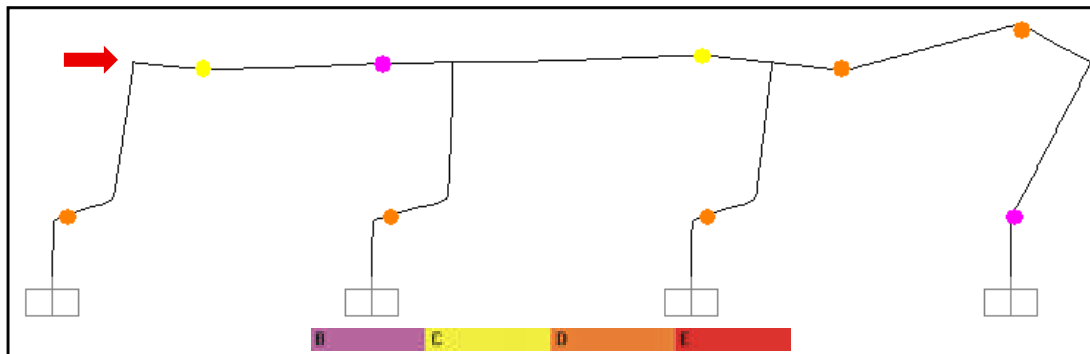


Figure-A IX-27 État final des rotules plastiques du modèle 9V (échelle de la déformée : x 30)

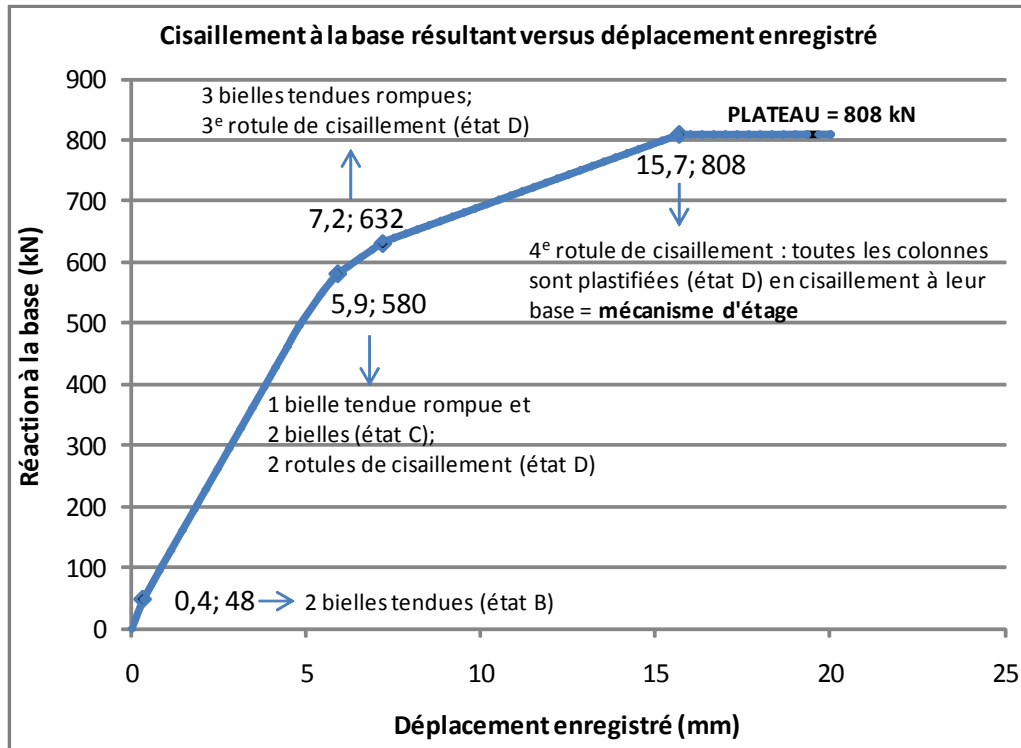


Figure-A IX-28 Courbe de capacité du modèle 10

Tableau-A IX-13 Séquence de plastification des rotules, modèle 10

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |           |       |              | Types de rotules     | Localisation                  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------|-------|--------------|----------------------|-------------------------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D     | D à E | Au-delà de E |                      |                               |
| 0      | 0               | 0                      |                    |           |       |              |                      |                               |
| 1      | 0,4             | 48                     | 5H1, 23H1          |           |       |              | bielles tendues      | 2 baies d'extrémité           |
| 2      | 0,4             | 48                     |                    | 23H1      |       |              |                      | 2 baies de gauche             |
| 3      | 0,8             | 94                     |                    | 5H1, 19H1 |       |              |                      |                               |
| 16     | 5,4             | 545                    |                    |           | 20H2  |              | cisaillement colonne | colonne de droite, en bas     |
| 18     | 5,9             | 580                    |                    |           | 23H1  |              | bielle tendue        | baie de droite                |
| 19     | 5,9             | 580                    | 16H2               | 16H2      |       |              | cisaillement colonne | colonne centre droite, en bas |
| 20     | 5,9             | 580                    |                    |           | 16H2  | 23H1         | bielle tendue        | baie de droite                |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-13 Séquence de plastification des rotules, modèle 10 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                          | Localisation                 |  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|---|------------------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |   |                              |  |
| 24     | 7,2             | 632                    | 2H2                |       |       | 5H1, 19H1    | bielles tendues                           | baies gauche et centrale     |  |
| 25     | 7,2             | 632                    |                    | 2H2   |       |              | cisaillement colonnes (mécanisme d'étage) | colonne centre gauche en bas |  |
| 26     | 7,2             | 632                    |                    |       | 2H2   |              |   | colonne de gauche, en bas    |  |
| 52     | 15,7            | 808                    | 1H2                |       |       |              |   |                              |  |
| 53     | 15,7            | 808                    |                    | 1H2   |       |              |   |                              |  |
| 54     | 15,7            | 808                    |                    |       | 1H2   |              |   |                              |  |
| 68     | 20,0            | 808                    | (plateau)          |       |       |              |   |                              |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

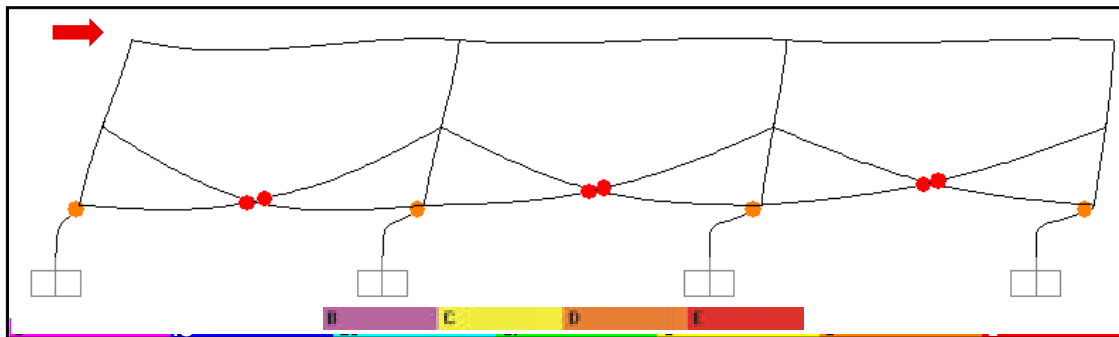


Figure-A IX-29 État final des rotules plastiques du modèle 10 (échelle de la déformée : x 70)



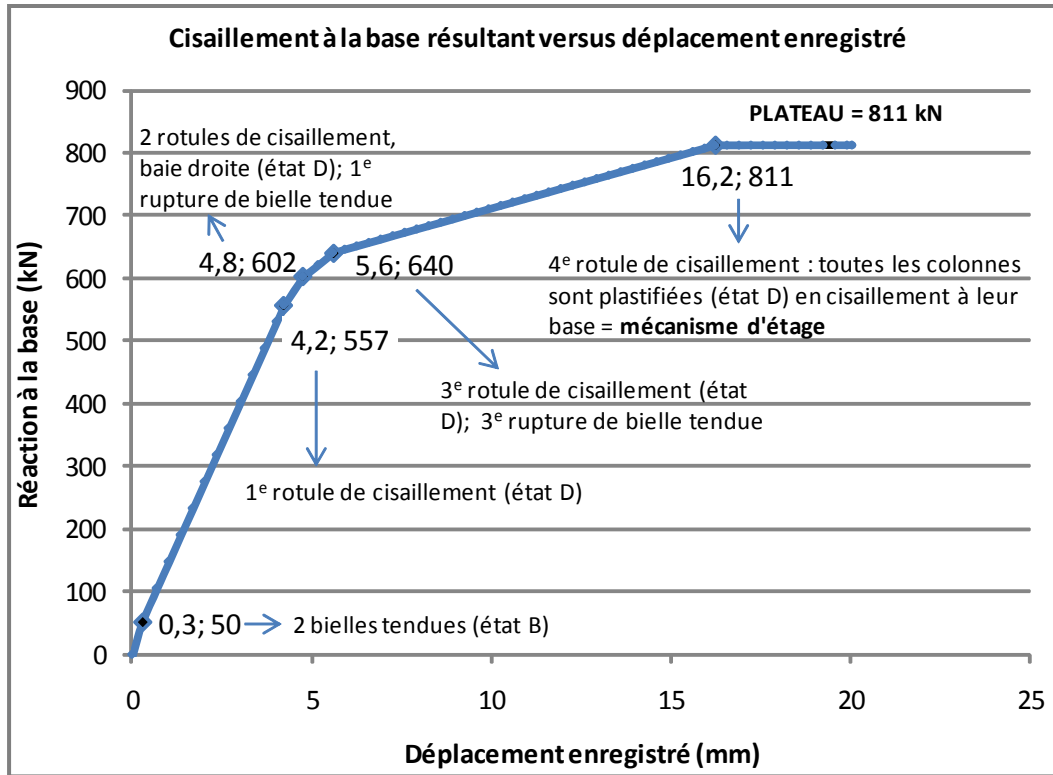


Figure-A IX-30 Courbe de capacité du modèle 11

Tableau-A IX-14 Séquence de plastification des rotules, modèle 11

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                 |       |              | Types de rotules                                      | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------|-------|--------------|---|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D           | D à E | Au-delà de E |   |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |                 |       |              |   |              |
| 1      | 0,3             | 50                     | 5H1, 23H1          |                 |       |              | 2 baies d'extrémité                                   |              |
| 2      | 0,7             | 105                    |                    | 5H1, 19H1, 23H1 |       |              | 3 baies   |              |
| 13     | 4,2             | 557                    | 20H2               |                 |       |              | cisaillement colonne<br>colonne de droite, en bas     |              |
| 14     | 4,2             | 557                    |                    | 20H2            |       |              |   |              |
| 15     | 4,2             | 557                    |                    |                 | 20H2  |              |   |              |
| 16     | 4,8             | 602                    | 16H2               |                 |       | 23H1         | bielle tendue<br>baie de droite                       |              |
| 17     | 4,8             | 602                    |                    | 16H2            |       |              | cisaillement colonne<br>colonne centre droite, en bas |              |
| 18     | 4,8             | 602                    |                    |                 | 16H2  |              |   |              |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-14 Séquence de plastification des rotules, modèle 11 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                         | Localisation                 |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--|------------------------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |  |                              |
| 19     | 5,2             | 621                    |                    |       |       | 5H1<br>19H1  | bielles tendues                          | 2 baies de gauche            |
| 20     | 5,6             | 640                    | 2H2                |       |       |              | cisaillement colonne (mécanisme d'étage) | colonne centre gauche en bas |
| 21     | 5,6             | 640                    |                    | 2H2   |       |              |  |                              |
| 22     | 5,6             | 640                    |                    |       | 2H2   |              |  |                              |
| 54     | 16,2            | 811                    | 1H2                |       |       |              |  | colonne de gauche, en bas    |
| 55     | 16,2            | 811                    |                    | 1H2   |       |              |  |                              |
| 56     | 16,2            | 811                    |                    |       | 1H2   |              |  |                              |
| 68     | 20,0            | 811                    | (plateau)          |       |       |              |  |                              |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

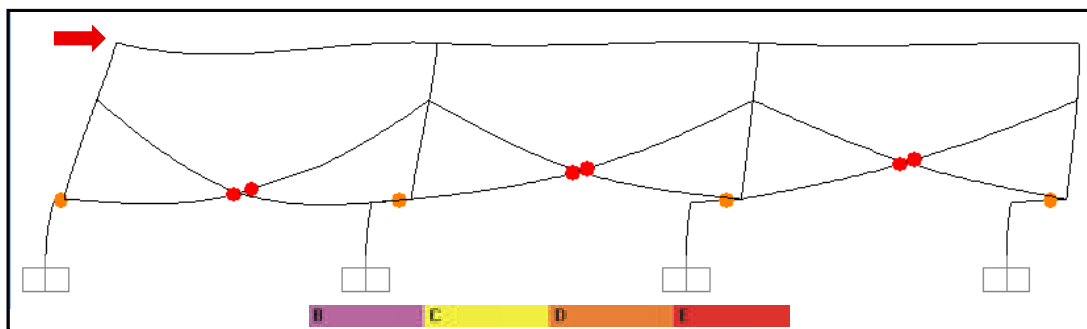


Figure-A IX-31 État final des rotules plastiques du modèle 11 (échelle de la déformée : x 70)

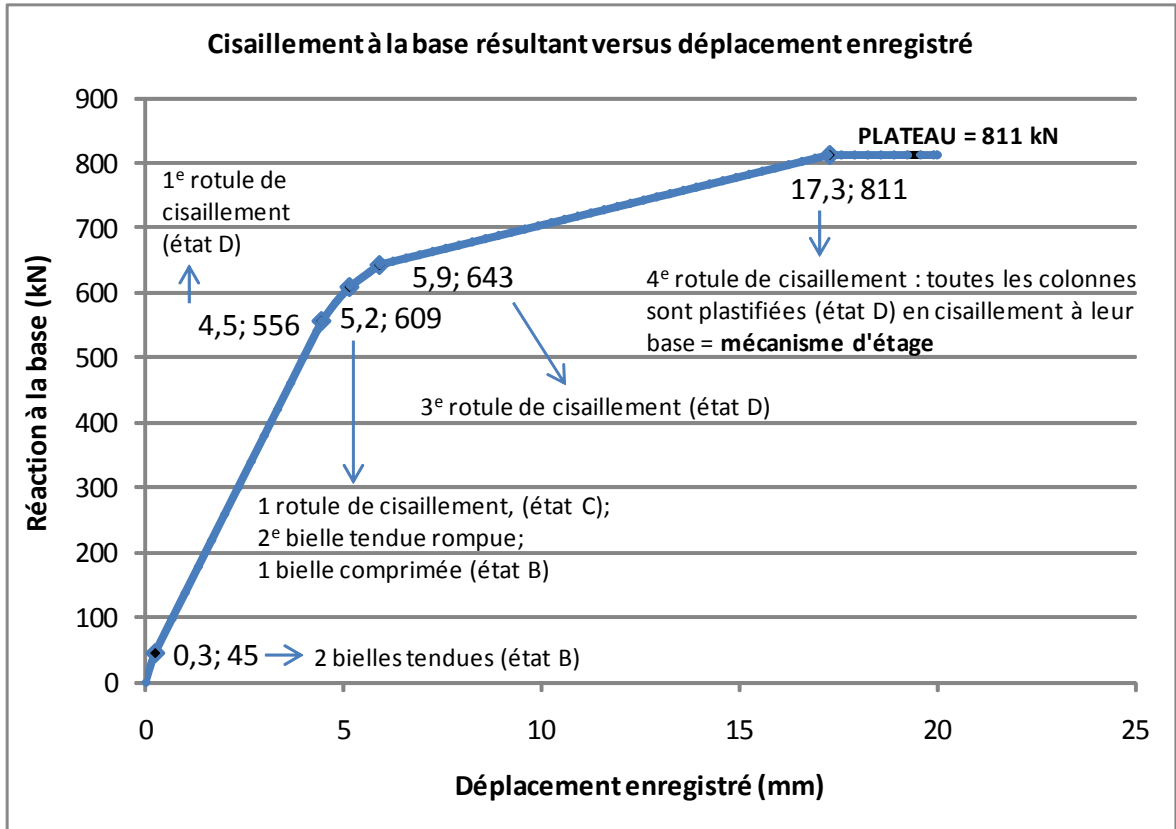


Figure-A IX-32 Courbe de capacité du modèle 12

Tableau-A IX-15 Séquence de plastification des rotules, modèle 12

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |                 |       |                      | Types de rotules          | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-----------------|-------|----------------------|---------------------------|--------------|
|        |                 |                        | B à C              | C à D           | D à E | Au-delà de E         |                           |              |
| 0      | 0               | 0                      |                    |                 |       |                      |                           |              |
| 1      | 0,3             | 45                     | 5H1, 23H1          |                 |       |                      | 2 baies d'extrémité       |              |
| 2      | 0,7             | 97                     |                    | 5H1, 19H1, 23H1 |       | bielles tendues      | 3 baies                   |              |
| 14     | 4,5             | 556                    | 20H2               |                 |       | cisaillement colonne | colonne de droite, en bas |              |
| 15     | 4,5             | 556                    |                    | 20H2            |       |                      |                           |              |
| 16     | 4,5             | 556                    |                    |                 | 20H2  |                      |                           |              |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-15 Séquence de plastification des rotules, modèle 12 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                             | Localisation                         |  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--|--------------------------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |  |                                      |  |
| 17     | 4,8             | 585                    |                    |       | 5H1   | 23H1         | bielle tendue                                | 2 baies d'extrémité                  |  |
| 18     | 5,2             | 609                    | 18H1<br>16H2       |       |       | 5H1          | bielle comprimée                             | baie centrale                        |  |
| 19     | 5,2             | 609                    |                    | 16H2  |       |              | cisaillement de colonne                      | centre droite, en bas                |  |
| 20     | 5,7             | 631                    |                    |       | 16H2  | 19H1         | bielle tendue                                | baie centrale                        |  |
| 21     | 5,9             | 643                    | 2H2                |       |       |              | cisaillement de colonnes (mécanisme d'étage) | 2 colonnes de la baie gauche, en bas |  |
| 22     | 5,9             | 643                    |                    | 2H2   |       |              |  |                                      |  |
| 23     | 5,9             | 643                    |                    |       | 2H2   |              |  |                                      |  |
| 57     | 17,3            | 811                    | 1H2                |       |       |              |  |                                      |  |
| 58     | 17,3            | 811                    |                    | 1H2   |       |              |  |                                      |  |
| 59     | 17,3            | 811                    |                    |       | 1H2   |              |  |                                      |  |
| 68     | 20,0            | 811                    | (plateau)          |       |       |              |  |                                      |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique

xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

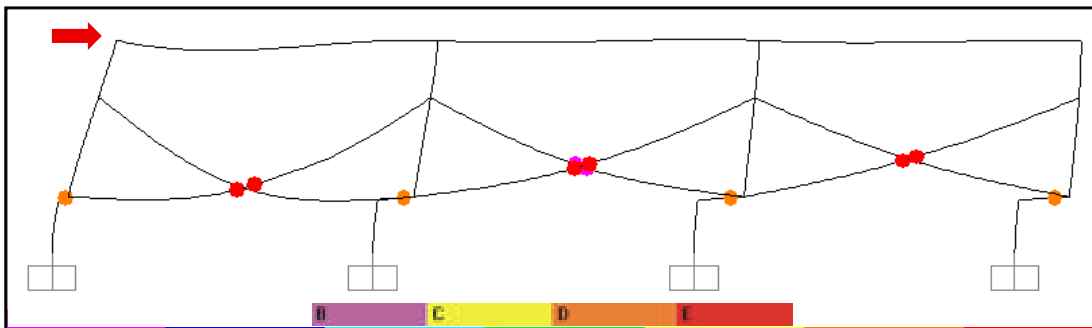


Figure-A IX-33 État final des rotules plastiques du modèle 12 (échelle de la déformée : x 60)

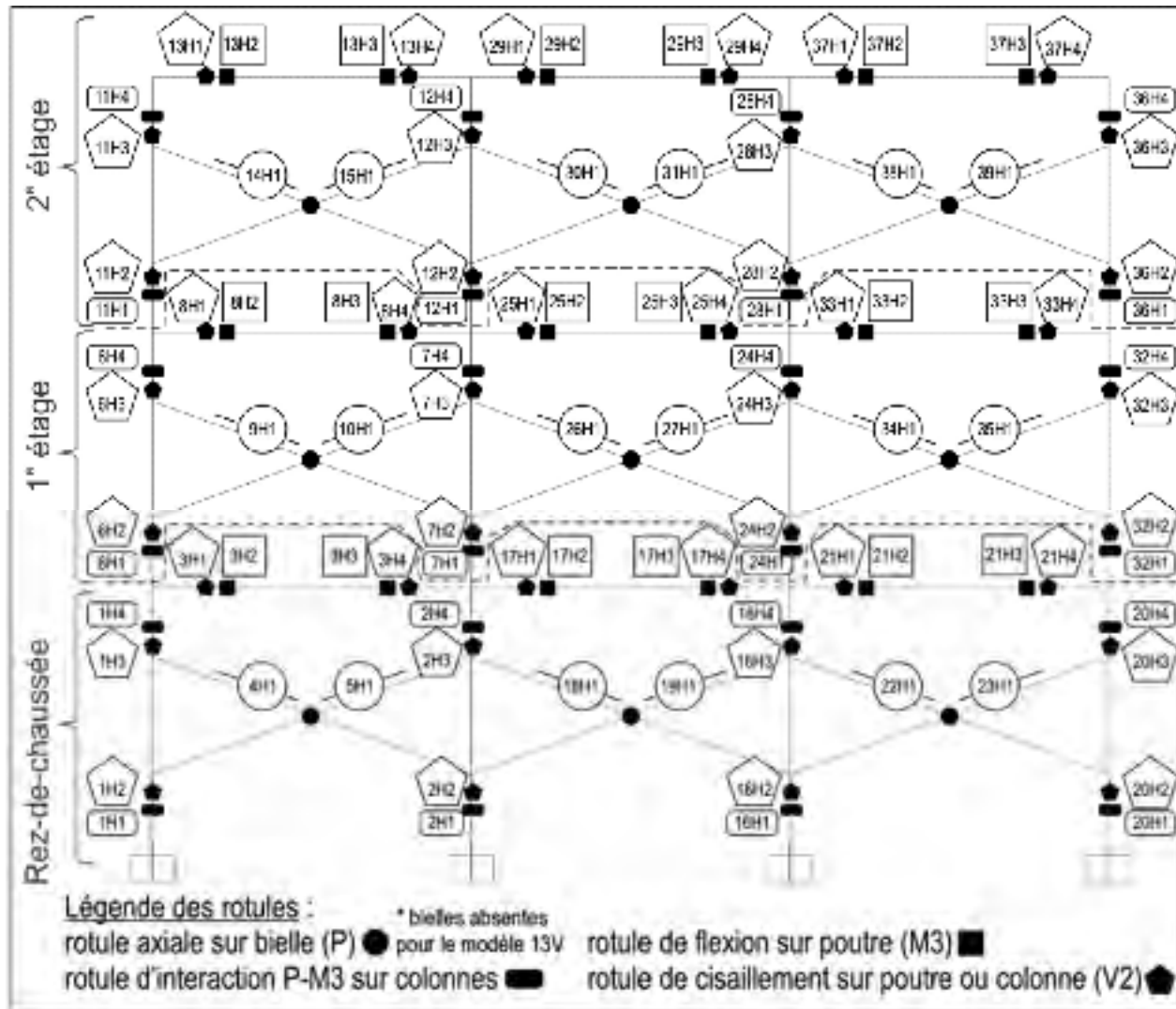


Figure-A IX-34 Identification des rotules des modèles 13, 13V, 14, 15 et 16

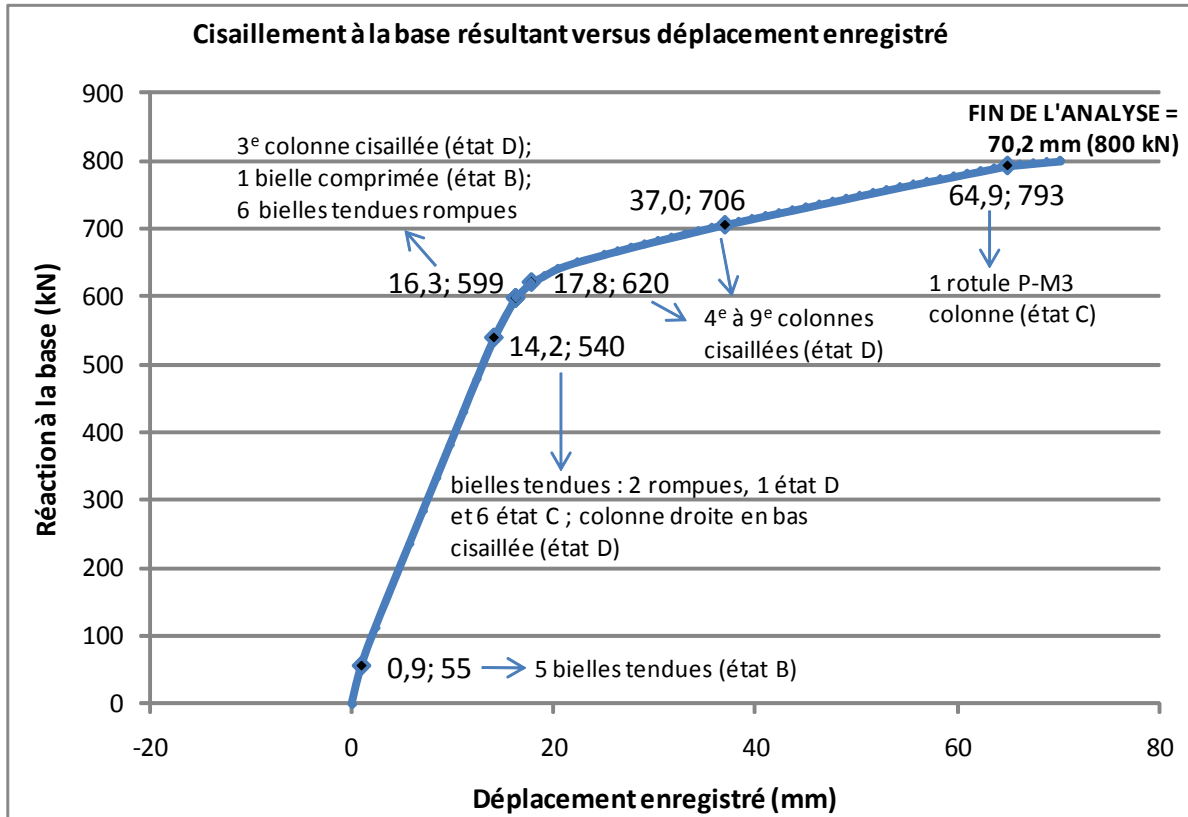


Figure-A IX-35 Courbe de capacité du modèle 13

Tableau-A IX-16 Séquence de plastification des rotules, modèle 13

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état          |                                   |            |              | Types de rotules        | Localisation                              |
|--------|-----------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|------------|--------------|-------------------------|---|
|        |                 |                        | B à C                       | C à D                             | D à E      | Au-delà de E |                         |   |
| 0      | 0               | 0                      |                             |                                   |            |              |                         |   |
| 1      | 0,9             | 55                     | 5H1, 19H1, 23H1, 27H1, 35H1 |                                   |            |              | bielles tendues         | 9/9 bielles, du RC vers le 2 <sup>e</sup> |
| 2      | 2,4             | 112                    | 31H1, 39H1                  | 5H1, 19H1, 23H1, 27H1, 35H1, 10H1 |            |              |                         |   |
| 3      | 4,4             | 187                    |                             | 15H1, 31H1, 39H1                  |            |              |                         |   |
| 10     | 14,2            | 540                    |                             |                                   | 10H1, 20H2 | 23H1         | cisaillement de colonne | RC, bas colonne droite                    |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-16 Séquence de plastification des rotules, modèle 13 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |          |          |                       | Types de rotules         | Localisation  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|----------|----------|-----------------------|--------------------------|---|
|        |                 |                        | B à C              | C à D    | D à E    | Au-delà de E          |                          |   |
| 11     | 16,3            | 599                    | 18H1               |          |          |                       | bielle comprimée         | RC, centre  |
|        |                 |                        |                    |          |          | 5H1, 10H1, 19H1, 27H1 | bielles tendues          | RC gauche/centre, 1 <sup>e</sup> gauche/centre                    |
| 12     | 16,3            | 599                    | 1H3                | 1H3      |          |                       | cisaillement de colonnes | RC, gauche en haut et centre droite en bas                        |
| 13     | 16,3            | 599                    |                    |          | 16H2     |                       |                          | RC, centre gauche en haut et en bas                               |
| 14     | 17,8            | 620                    | 2H2, 2H3           |          |          |                       | bielle comprimée         | 1 <sup>e</sup> , centre   |
|        |                 |                        | 26H1               |          |          |                       |                          |   |
| 15     | 17,8            | 620                    |                    | 2H2, 2H3 |          |                       | cisaillement de colonnes | RC, centre gauche en haut et en bas                               |
| 16     | 17,8            | 620                    |                    |          | 2H2, 2H3 |                       |                          | RC centre droite en haut, 1 <sup>e</sup> colonne de droite en bas |
| 18     | 20,4            | 641                    | 16H3, 32H2         |          |          |                       | bielles comprimées       | RC, droite  |
|        |                 |                        | 22H1               |          |          |                       |                          | 1 <sup>e</sup> , gauche   |
| 19     | 22,4            | 651                    | 9H1                |          |          |                       | flexion poutre           | RC, poutre droite   |
|        |                 |                        | 21H3               |          |          | 16H3, 32H2            |                          | RC centre droite en haut, 1 <sup>e</sup> colonne de droite en bas |
| 20     | 25,0            | 662                    | 34H1               |          |          |                       | bielle comprimée         | 1 <sup>e</sup> , droite   |
| 21     | 26,3            | 667                    | 3H3                |          |          |                       | flexion de poutres       | RC, gauche  |
| 22     | 27,7            | 673                    | 17H3               |          |          |                       |                          | RC, centre  |
| 23     | 29,0            | 678                    |                    |          |          | 24H2                  | cisaillement de colonnes | 1 <sup>e</sup> , colonne du centre en bas                         |
| 28     | 35,7            | 702                    | 7H2                |          |          |                       |                          | 1 <sup>e</sup> , colonne centre gauche, en bas                    |
| 29     | 37,0            | 706                    |                    |          |          | 7H2                   | flexion poutre           | RC, poutre droite   |
| 42     | 54,4            | 762                    | 6H3                |          | 21H3     |                       |                          |   |
| 43     | 55,7            | 766                    |                    |          |          | 6H3                   | cisaillement colonne     | 1 <sup>e</sup> , colonne de gauche, en haut                       |
| 50     | 64,9            | 793                    | 20H1               |          |          |                       | P-M3 colonne             | RC, bas colonne droite  |
| 51     | 66,2            | 795                    | 7H3                |          |          |                       | cisaillement de colonnes | 1 <sup>e</sup> , colonne centre gauche en bas                     |
| 52     | 67,6            | 797                    |                    |          |          | 7H3                   |                          | 1 <sup>e</sup> , colonne centre droite en haut                    |
| 54     | 70,2            | 800                    | 24H3               |          |          |                       |                          |   |
| 55     | 70,2            | 800                    |                    | 24H3     |          |                       |                          |   |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

RC = rez-de-chaussée

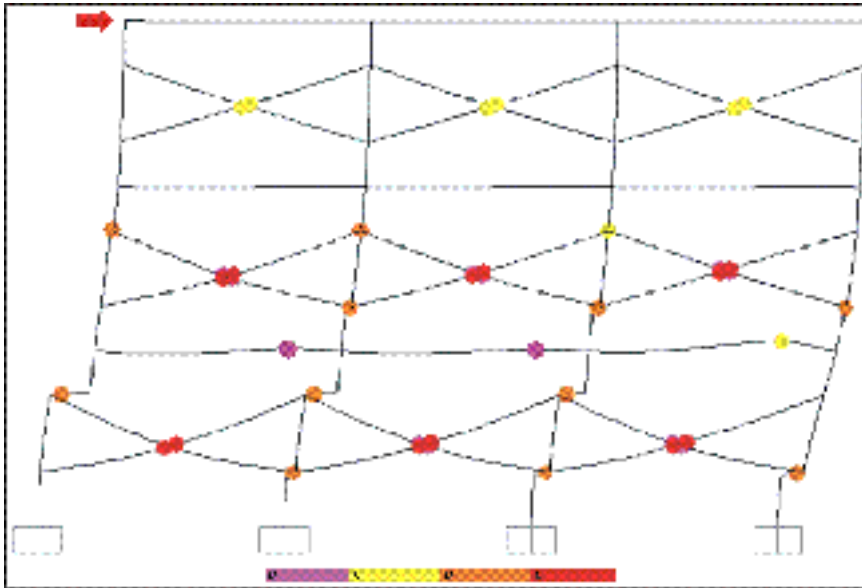


Figure-A IX-36 État final des rotules plastiques du modèle 13  
(échelle de la déformée : x 30)

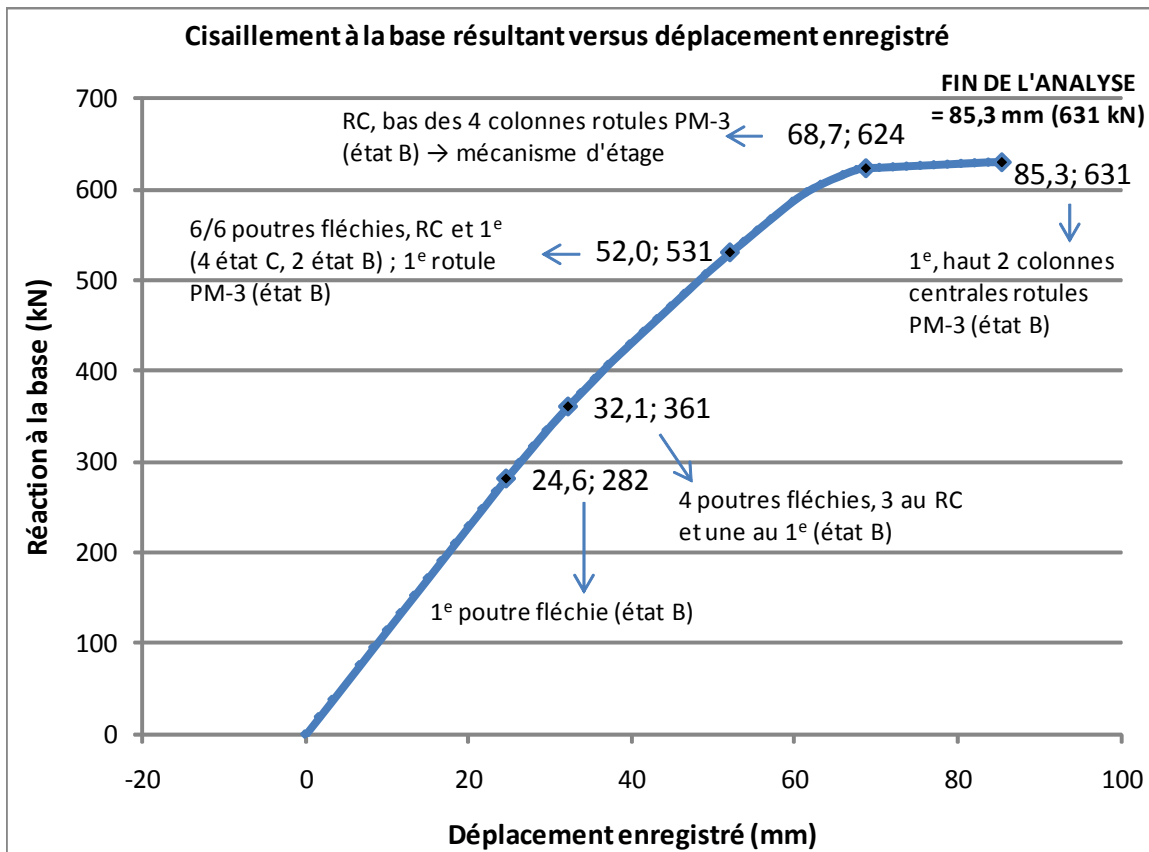


Figure-A IX-37 Courbe de capacité du modèle 13V



Tableau-A IX-17 Séquence de plastification des rotules, modèle 13V

| Étapes  | Déplacement,<br>mm | Réaction<br>à la base,<br>kN | Changements d'état |               |       |                      | Types de<br>rotules  | Localisation   |
|---|--------------------|------------------------------|--------------------|---------------|-------|----------------------|--|--|
|   |                    |                              | B à C              | C à D         | D à E | Au-delà<br>de E      |  |  |
| 0   | 0                  | 0                            |                    |               |       |                      |  |  |
| 15  | 24,6               | 282                          | 21H3               |               |       |                      | flexion<br>poutres<br><br>RC et 1 <sup>e</sup> ; 6/6 rotules<br>à droite des poutres |  |
| 18  | 29,6               | 336                          | 3H3                |               |       |                      |  |  |
| 19  | 32,1               | 361                          | 17H3, 33H3         |               |       |                      |  |  |
| 22  | 37,1               | 408                          | 8H3                |               |       |                      |  |  |
| 23  | 39,8               | 430                          | 25H3               | 21H3          |       |                      |  |  |
| 24  | 41,4               | 444                          |                    |               |       |                      |  |  |
| 28  | 49,1               | 508                          |                    | 3H3           |       |                      |  |  |
| 29  | 52,0               | 531                          |                    | 33H3,<br>17H3 |       |                      | P-M3 colonne   |  |
|   |                    |                              | 1H1                |               |       |                      | RC, bas de colonne<br>gauche   |  |
|   |                    |                              |                    | 8H3           |       |                      | flexion poutre   | 1 <sup>e</sup> , poutres centre et<br>gauche                         |
| 33  | 59,7               | 588                          |                    |               |       |                      | P-M3 colonne   | RC, bas des 2<br>colonnes centrales                                  |
|   |                    |                              | 2H1, 16H1          |               |       |                      |  |  |
| 34  | 61,5               | 598                          | 3H2                | 25H3          |       |                      |  |  |
| 36  | 65,8               | 617                          | 21H2               |               |       |                      | flexion<br>poutres   | RC, bout gauche<br>3/3; 1 <sup>e</sup> , poutre<br>centrale à droite |
| 37  | 67,5               | 623                          | 17H2               |               |       |                      |  |  |
| 38  | 68,7               | 624                          | 20H1               |               |       |                      |  | RC, bas colonne<br>droite  |
| 47  | 83,7               | 631                          | 24H4               |               |       |                      | P-M3 colonnes  | 1 <sup>e</sup> , haut des<br>colonnes centrales                      |
| 48  | 85,3               | 631                          | 7H4                |               |       |                      |  |  |
| Trame grisée : points identifiés sur le graphique                                   |                    |                              |                    |               |       | RC = rez-de-chaussée |  |  |
| xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x) |                    |                              |                    |               |       |                      |  |  |

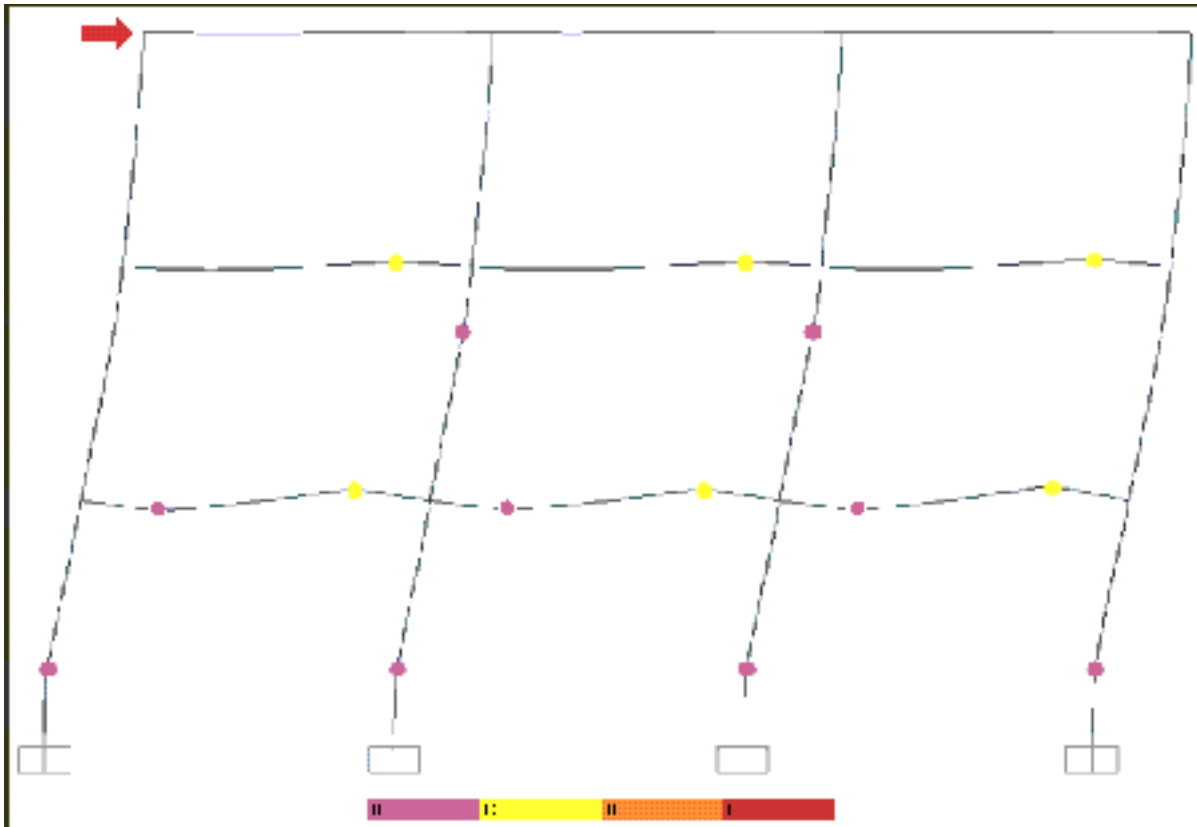


Figure-A IX-38 État final des rotules plastiques du modèle 13V  
(échelle de la déformée : x 20)

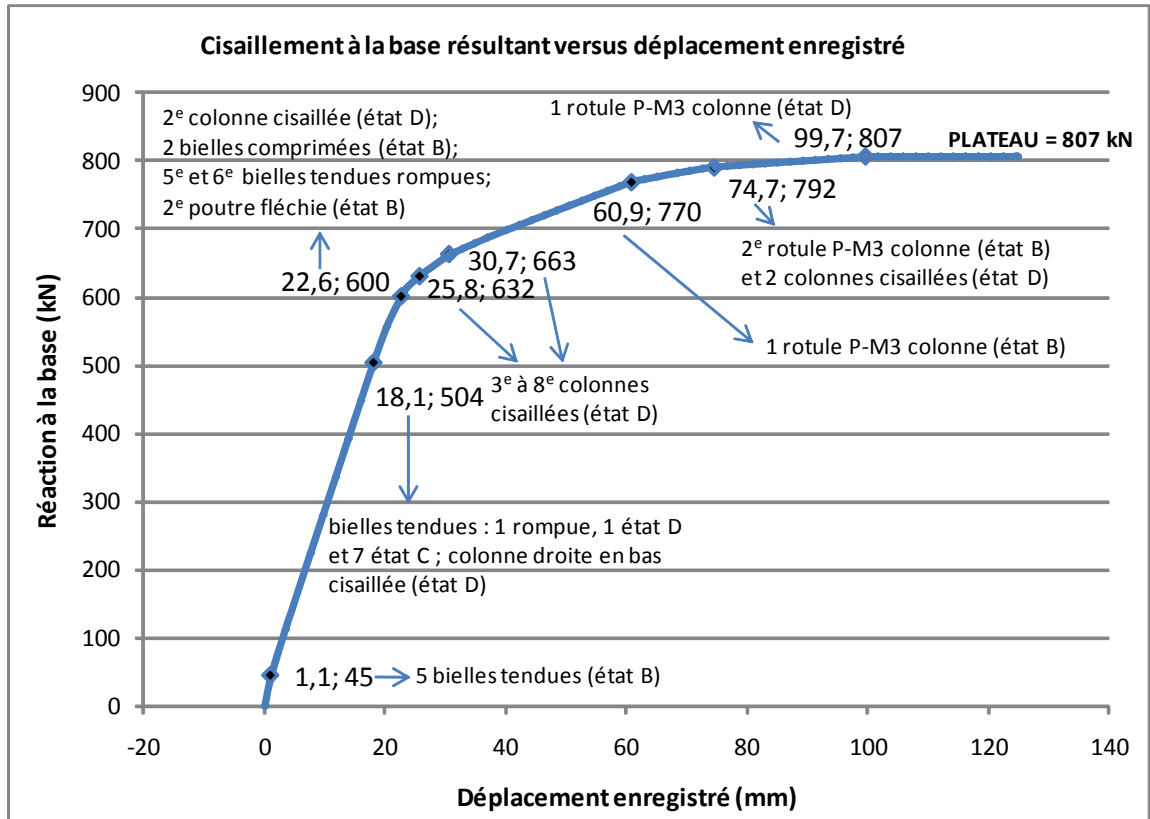


Figure-A IX-39 Courbe de capacité du modèle 14

Tableau-A IX-18 Séquence de plastification des rotules, modèle 14

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état          |   |              |              | Types de rotules     | Localisation                              |
|--------|-----------------|------------------------|-----------------------------|---|--------------|--------------|----------------------|---|
|        |                 |                        | B à C                       | C à D   | D à E        | Au-delà de E |                      |   |
| 0      | 0               | 0                      |                             |   |              |              |                      |   |
| 1      | 1,1             | 45                     | 5H1, 19H1, 23H1, 27H1, 35H1 |   |              |              | bielles tendues      | 9/9 bielles, du RC vers le 2 <sup>e</sup> |
| 2      | 3,4             | 112                    | 15H1                        | 5H1, 10H1, 19H1, 23H1, 27H1, 31H1, 35H1, 39H1 |              |              |                      |   |
| 3      | 5,5             | 168                    |                             | 15H1  |              |              |                      |   |
| 9      | 18,1            | 504                    |                             |   | 23H1<br>20H2 | 35H1         | cisaillement colonne | RC, bas col. droite                       |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-18 Séquence de plastification des rotules, modèle 14 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |                  | Types de rotules      | Localisation                                 |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|------------------|-----------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E     |                       |  |
| 10     | 20,2            | 557                    | 21H3               |       |       |                  | flexion poutre        | RC, droite                                   |
|        |                 |                        |                    |       |       | 10H1, 27H1, 23H1 | bielles tendues       | RC, droite ; 1 <sup>e</sup> gauche et centre |
|        |                 |                        | 16H2               |       |       |                  | cisaillement colonne  | RC, centre droite en bas                     |
| 11     | 22,6            | 600                    |                    |       | 16H2  |                  | cisaillement colonne  | RC, centre droite en bas                     |
|        |                 |                        | 18H1, 26H1         |       |       |                  | bielles comprimées    | RC et étage, au centre                       |
|        |                 |                        |                    |       |       | 5H1, 19H1        | bielles tendues       | RC, gauche et centre                         |
| 12     | 23,2            | 611                    | 3H3                |       |       |                  | flexion poutres       | RC, centre                                   |
|        |                 |                        | 17H3, 9H1          |       |       |                  | bielles comprimée     |  |
| 13     | 25,8            | 632                    | 1H3, 32H2          |       |       |                  | cisaillement colonnes | RC et 1 <sup>e</sup>                         |
|        |                 |                        | 2H3                |       |       | 1H3, 2H2, 32H2   |                       |  |
| 14     | 29,9            | 658                    | 24H2               |       |       |                  |                       |  |
| 15     | 30,7            | 663                    | 16H3               |       |       | 2H3              |                       |  |
| 16     | 30,7            | 663                    |                    | 16H3  |       |                  |                       |  |
| 17     | 30,7            | 663                    |                    |       |       | 24H2             |                       |  |
| 20     | 36,9            | 687                    |                    | 21H3  |       |                  | flexion poutre        | RC, droite                                   |
| 21     | 40,1            | 699                    |                    |       |       | 7H2              | cisaillement colonne  | 1 <sup>e</sup> , centre gauche, bas          |
| 28     | 54,7            | 749                    | 8H3                |       |       |                  | flexion poutres       | RC et 1 <sup>e</sup> , centre et gauche      |
| 29     | 56,8            | 756                    | 25H3               |       |       |                  |                       |  |
| 31     | 60,9            | 770                    | 20H1               |       |       |                  | P-M3 colonne          | RC, bas col. droite                          |
| 34     | 68,5            | 783                    | 33H3               | 3H3   |       |                  | flexion poutre        | RC et 1 <sup>e</sup>                         |
|        |                 |                        | 6H3                |       |       |                  | cisaillement colonnes | 1 <sup>e</sup> , bas à gauche                |
| 35     | 70,6            | 786                    |                    |       |       | 6H3              |                       |  |
| 36     | 72,6            | 789                    | 7H3                |       |       |                  |                       | 1 <sup>e</sup> , centre gauche (bas)         |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-18 Séquence de plastification des rotules, modèle 14 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules         | Localisation                                   |  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--------------------------|--|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |                          |  |  |
| 37     | 74,7            | 792                    | 1H1<br>24H3        |       | 7H3   |              | P-M3 colonne             | RC, gauche                                     |  |
| 38     | 74,7            | 792                    |                    | 24H3  |       |              | cisaillement de colonnes | 1 <sup>e</sup> , centre gauche et droit (haut) |  |
| 39     | 74,7            | 792                    |                    |       | 24H3  |              |                          |  |  |
| 44     | 85,2            | 798                    |                    |       | 39H1  |              | bielle tendue            | 2 <sup>e</sup> , droite                        |  |
| 45     | 87,2            | 799                    |                    |       |       | 39H1         |                          |  |  |
| 52     | 99,7            | 807                    |                    | 1H1   |       |              | P-M3 colonne             | RC, gauche (bas)                               |  |
| 53     | 99,7            | 807                    |                    |       | 1H1   |              |                          |  |  |
| 66     | 125,0           | 807                    | (plateau)          |       |       |              |                          |  |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

RC = rez-de-chaussée

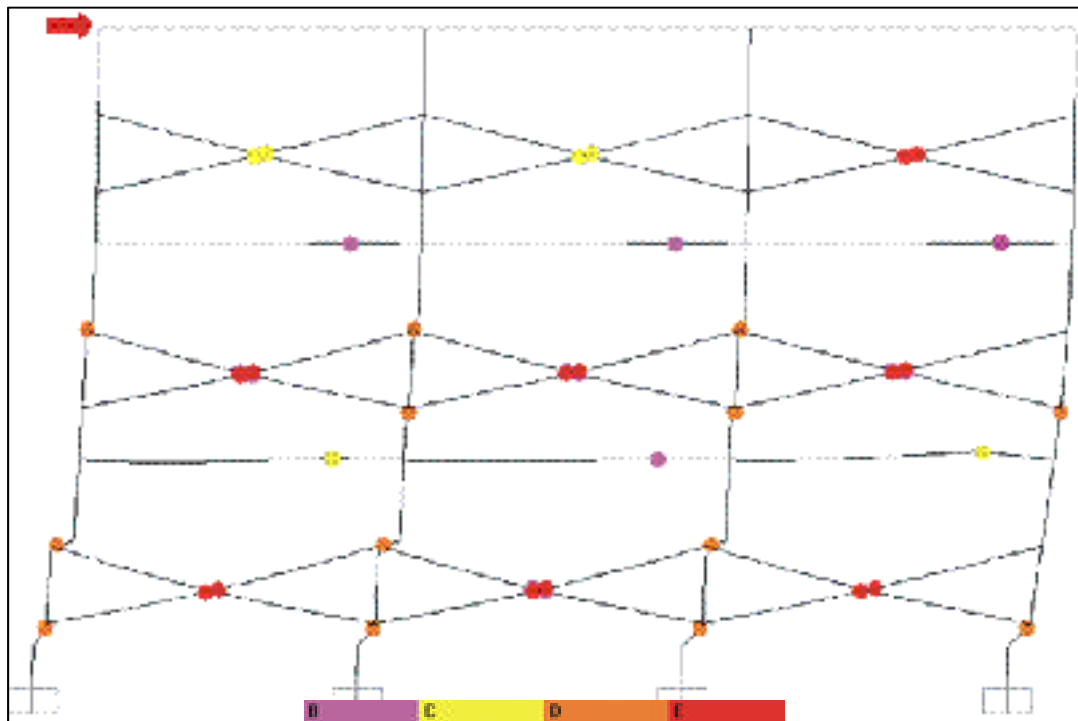


Figure-A IX-40 État final des rotules plastiques du modèle 14 (échelle de la déformée : x 10)

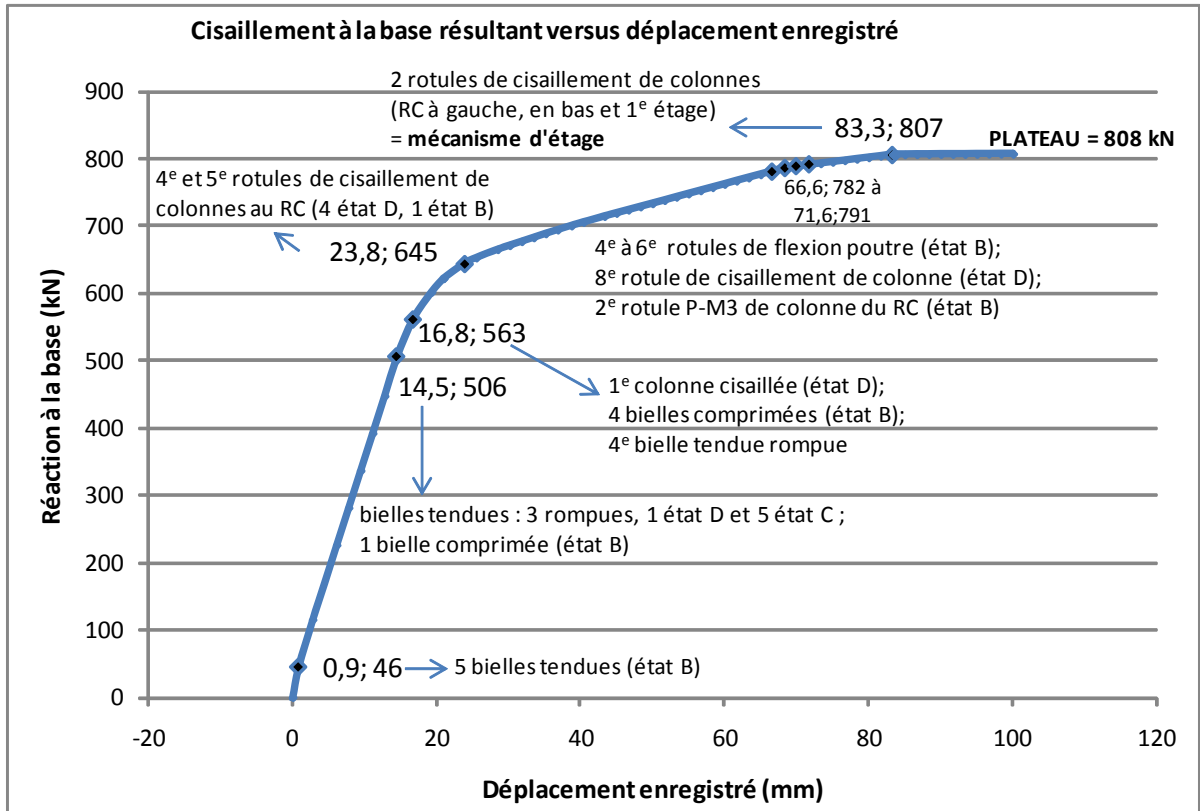


Figure-A IX-41 Courbe de capacité du modèle 15

Tableau-A IX-19 Séquence de plastification des rotules, modèle 15

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état          |   |       |              | Types de rotules   | Localisation |
|--------|-----------------|------------------------|-----------------------------|---|-------|--------------|--|--------------|
|        |                 |                        | B à C                       | C à D   | D à E | Au-delà de E |  |              |
| 0      | 0               | 0                      |                             |   |       |              |  |              |
| 1      | 0,9             | 46                     | 5H1, 19H1, 23H1, 27H1, 35H1 |   |       |              | bielles tendues<br>9/9 bielles, du RC vers le 2 <sup>e</sup> |              |
| 2      | 2,8             | 115                    | 15H1                        | 5H1, 10H1, 19H1, 23H1, 27H1, 31H1, 35H1, 39H1 |       |              |  |              |
| 3      | 4,5             | 171                    |                             | 15H1  |       |              |  |              |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-19 Séquence de plastification des rotules, modèle 15 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |          |                  | Types de rotules      | Localisation  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|----------|------------------|-----------------------|---|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E    | Au-delà de E     |                       |   |
| 9      | 14,5            | 506                    |                    |       | 27H1     | 10H1, 23H1, 35H1 | bielles tendues       | 1 <sup>e</sup> au complet et RC à droite                                  |
|        |                 |                        | 22H1               |       |          |                  | bielles comprimées    | RC, droite  |
| 10     | 16,8            | 563                    | 4H1, 18H1, 26H1    |       | 20H2     |                  | bielles comprimées    | RC, complet et 1 <sup>e</sup> centre                                      |
|        |                 |                        |                    |       |          | 27H1             | cisaillement colonne  | RC, bas colonne droite  |
|        |                 |                        |                    |       |          |                  | bielle tendue         | 1 <sup>e</sup> , centre   |
| 11     | 19,3            | 602                    | 9H1, 34H1          |       |          |                  | bielles comprimées    | 1 <sup>e</sup> , gauche et droite   |
|        |                 |                        | 21H3               |       |          |                  | flexion poutre        | RC, poutre droite   |
| 12     | 21,0            | 623                    | 1H3                |       | 16H2     |                  | cisaillement colonnes | RC, gauche en haut, centre gauche haut et bas; centre droit en bas        |
| 13     | 21,0            | 623                    |                    | 1H3   |          |                  |                       |   |
| 14     | 23,8            | 645                    | 2H3                |       | 1H3, 2H2 |                  | flexion poutres       | RC, centre et gauche  |
|        |                 |                        | 3H3, 17H3          |       |          |                  |                       |   |
| 15     | 25,5            | 653                    |                    |       | 2H3      |                  | cisaillement colonnes | RC, centre gauche et centre droit, en 1 <sup>e</sup> , centre droite, bas |
| 16     | 28,5            | 666                    |                    |       | 16H3     |                  |                       |   |
| 20     | 35,2            | 689                    | 24H2               |       |          |                  |                       |   |
| 21     | 36,8            | 695                    |                    |       | 24H2     |                  | flexion poutre        | RC, poutre droite   |
| 22     | 38,7            | 701                    |                    | 21H3  |          |                  |                       |   |
| 24     | 43,3            | 715                    |                    |       | 7H2      |                  | cisaillement colonne  | 1 <sup>e</sup> , centre gauche, bas                                       |
|        |                 |                        |                    | 3H3   |          |                  | flexion poutre        | RC, poutre gauche   |
| 38     | 66,6            | 782                    | 1H1                |       |          |                  | P-M3 colonnes         | RC, bas des colonnes gauche et droite                                     |
| 39     | 68,3            | 787                    | 20H1               |       |          |                  | flexion poutres       | 1 <sup>e</sup> , poutre gauche  |
|        |                 |                        | 8H3                |       |          |                  |                       |   |
| 40     | 70,0            | 789                    | 33H3               |       |          |                  | cisaillement colonne  | 1 <sup>e</sup> colonne gauche, haut                                       |
|        |                 |                        | 6H3                |       |          |                  |                       |   |
| 41     | 71,6            | 791                    |                    |       | 6H3      |                  | flexion poutre        | 1 <sup>e</sup> , poutre centrale  |
|        |                 |                        | 25H3               |       |          |                  |                       |   |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-19 Séquence de plastification des rotules, modèle 15 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |              | Types de rotules                             | Localisation   |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|--------------|--|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà de E |  |  |
| 48     | 83,3            | 807                    | 7H3, 1H2           |       |       |              | cisaillement de colonnes (mécanisme d'étage) | RC, gauche en bas ; 1 <sup>e</sup> centre gauche en haut |
| 49     | 83,3            | 807                    |                    | 1H2   |       |              |  |  |
| 50     | 83,3            | 807                    |                    |       | 1H2   |              |  |  |
| 51     | 85,0            | 807                    |                    |       | 7H3   |              |  |  |
| 61     | 100,0           | 808                    | (plateau)          |       |       |              |  |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

RC = rez-de-chaussée

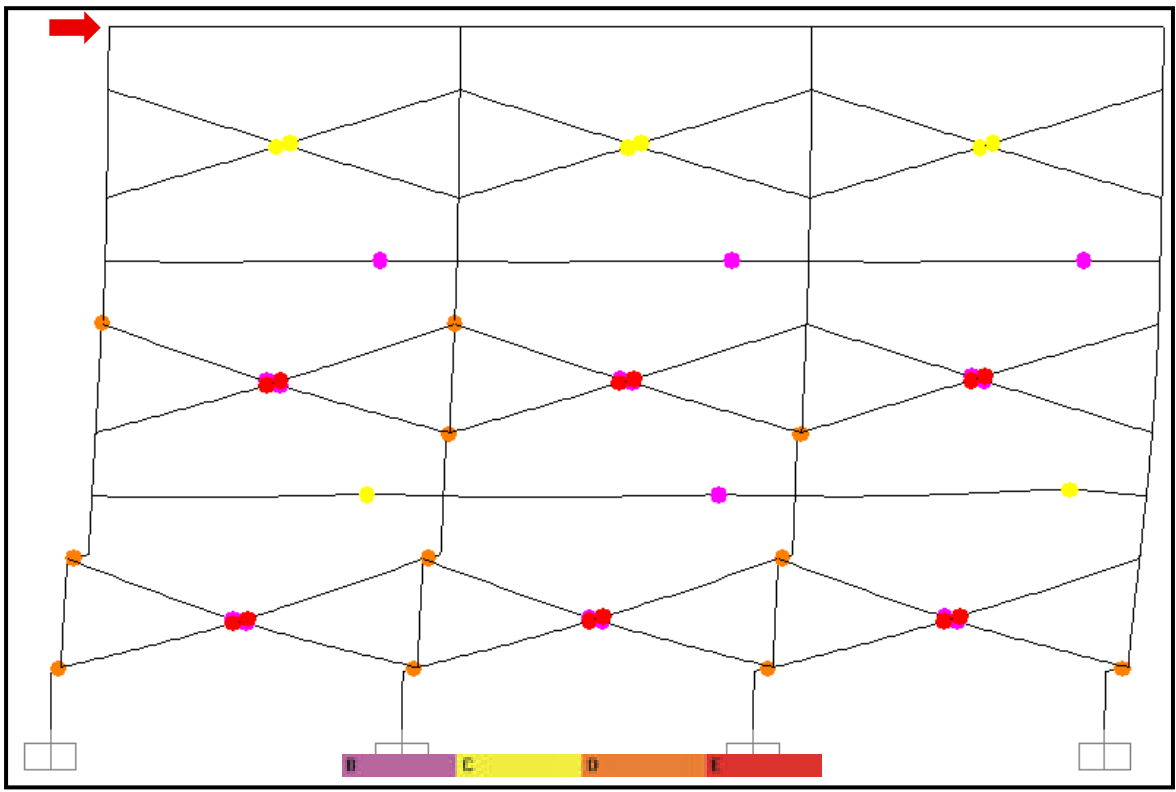


Figure-A IX-42 État final des rotules plastiques du modèle 15 (échelle de la déformée : x 10)



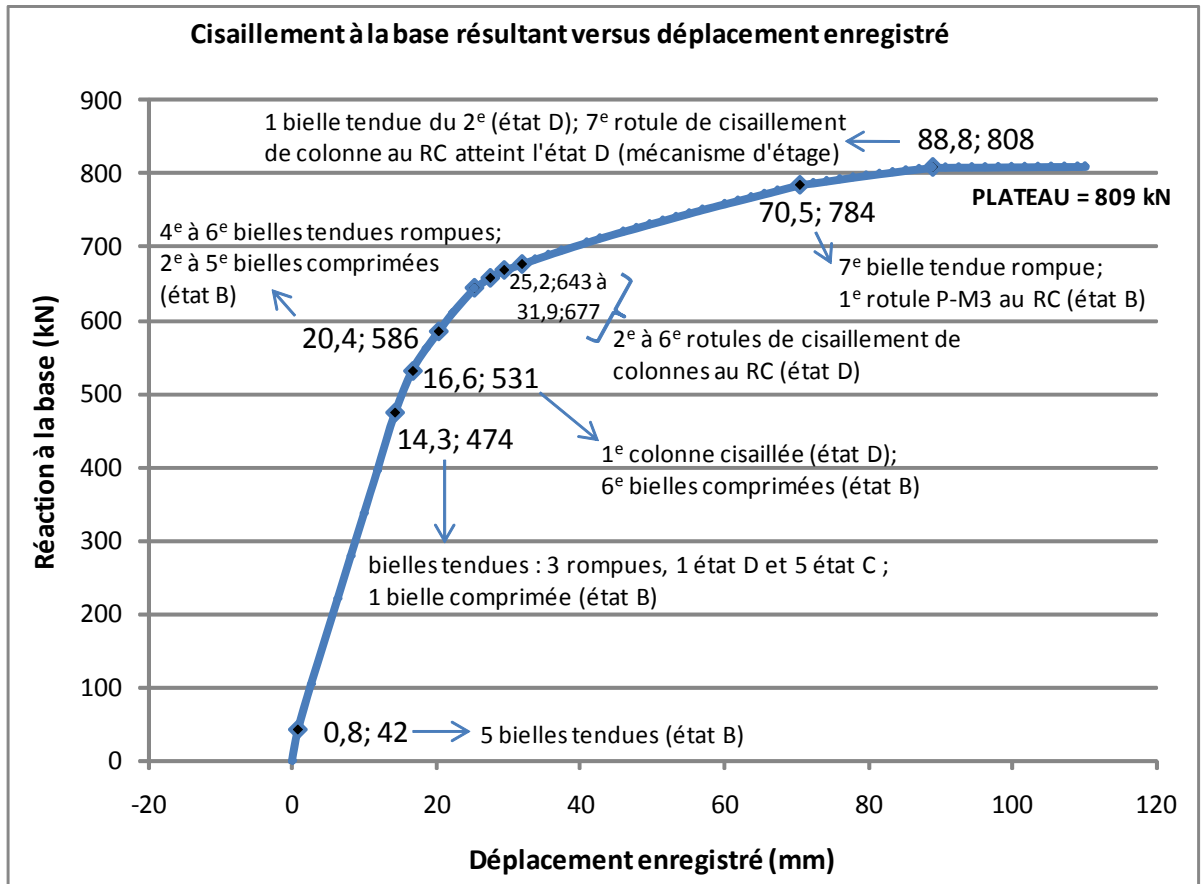


Figure-A IX-43 Courbe de capacité du modèle 16

Tableau-A IX-20 Séquence de plastification des rotules, modèle 16

| Étapes                     | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état          |   |       |         | Types de rotules   | Localisation |
|----------------------------|-----------------|------------------------|-----------------------------|---|-------|---------|--|--------------|
|                            |                 |                        | B à C                       | C à D   | D à E | Au-delà |  |              |
| 0                          | 0               | 0                      |                             |   |       |         |  |              |
| 1                          | 0,8             | 42                     | 5H1, 19H1, 23H1, 27H1, 35H1 |   |       |         | bielles tendues<br>9/9 bielles, du RC vers le 2 <sup>e</sup> |              |
| 2                          | 2,7             | 104                    | 15H1                        | 5H1, 10H1, 19H1, 23H1, 27H1, 31H1, 35H1, 39H1 |       |         |  |              |
| 3                          | 4,5             | 162                    |                             | 15H1  |       |         |  |              |
| (suite à la page suivante) |                 |                        |                             |   |       |         |  |              |

Tableau-A IX-20 Séquence de plastification des rotules, modèle 16 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état     |       |       |                  | Types de rotules         | Localisation   |
|--------|-----------------|------------------------|------------------------|-------|-------|------------------|--------------------------|--|
|        |                 |                        | B à C                  | C à D | D à E | Au-delà          |                          |  |
| 8      | 14,3            | 474                    |                        |       | 27H1  | 10H1, 23H1, 35H1 | bielles tendues          | 1 <sup>e</sup> au complet et RC à droite                                 |
| 9      | 16,6            | 531                    | 22H1                   |       |       |                  | bielles comprimées       | RC, droite   |
|        |                 |                        | 4H1, 9H1<br>18H1, 26H1 |       |       |                  | 5H1, 19H1, 27H1          | RC, complet et 1 <sup>e</sup> centre                                     |
| 10     | 18,6            | 561                    | 21H3                   |       |       |                  | bielles tendues          | RC, gauche et centre, 1 <sup>e</sup> centre                              |
|        |                 |                        | 34H1                   |       |       |                  | flexion poutre           | RC, à droite   |
|        |                 |                        | 20H2                   |       |       |                  | bielle comprimée         | 1 <sup>e</sup> , droite  |
| 11     | 20,4            | 586                    |                        |       | 20H2  |                  | cisaillement colonne     | RC, bas colonne droite   |
| 12     | 22,2            | 610                    | 3H3, 17H3              |       |       |                  | flexion poutres          | RC, centre et gauche   |
| 13     | 25,2            | 643                    | 1H3                    |       |       | 16H2             | cisaillement de colonnes | RC, gauche en haut, centre gauche haut et bas ; centre droit haut et bas |
| 14     | 25,2            | 643                    |                        | 1H3   |       |                  |                          |  |
| 15     | 27,5            | 659                    | 2H3                    |       |       | 1H3, 2H2         |                          |  |
| 16     | 29,4            | 668                    |                        |       |       | 2H3              |                          |  |
| 17     | 31,9            | 677                    |                        |       |       | 16H3             |                          |  |
| 19     | 35,5            | 689                    |                        | 21H3  |       |                  | flexion poutre           | RC, droite   |
| 21     | 40,9            | 706                    |                        |       |       | 24H2             | cisaillement de colonnes | 1 <sup>e</sup> , centre droit, en bas                                    |
| 23     | 45,9            | 721                    |                        |       |       | 7H2              |                          | 1 <sup>e</sup> centre gauche en bas                                      |
| 29     | 56,9            | 751                    | 1H1                    |       |       |                  | flexion poutres          | 1 <sup>e</sup> , toutes les poutres                                      |
| 30     | 60,0            | 758                    |                        | 33H3  |       |                  |                          |  |
| 31     | 61,8            | 763                    | 8H3                    |       |       |                  |                          |  |
| 32     | 63,7            | 768                    | 25H3                   |       |       |                  |                          |  |
| 35     | 70,5            | 784                    |                        |       |       | 39H1             | bielle tendue            | 2 <sup>e</sup> , à droite  |
|        |                 |                        | 20H1                   |       |       |                  | P-M3 colonne             | RC, bas de la colonne droite   |
| 40     | 79,7            | 797                    | 6H3                    |       |       |                  | cisaillement colonne     | 1 <sup>e</sup> gauche en haut  |
| 41     | 81,5            | 799                    |                        |       | 6H3   |                  |                          |  |

(suite à la page suivante)

Tableau-A IX-20 Séquence de plastification des rotules, modèle 16 (suite)

| Étapes | Déplacement, mm | Réaction à la base, kN | Changements d'état |       |       |         | Types de rotules                         | Localisation            |  |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-------|---------|--|-------------------------|--|
|        |                 |                        | B à C              | C à D | D à E | Au-delà |  |                         |  |
| 43     | 85,2            | 804                    | 3H2                |       |       |         | flexion poutre                           | RC, gauche              |  |
| 45     | 88,8            | 808                    | 1H2                |       | 31H1  |         | bielle tendue                            | 2 <sup>e</sup> , centre |  |
| 46     | 88,8            | 808                    |                    | 1H2   |       |         | cisaillement colonne (mécanisme d'étage) | RC, gauche en bas       |  |
| 47     | 88,8            | 808                    |                    |       | 1H2   |         |  |                         |  |
| 59     | 110,0           | 809                    | (plateau)          |       |       |         |  |                         |  |

Trame grisée : points identifiés sur le graphique  
 xHy = numéro d'identification des rotules (x = no. membrure, y = ième rotule sur x)

RC = rez-de-chaussée

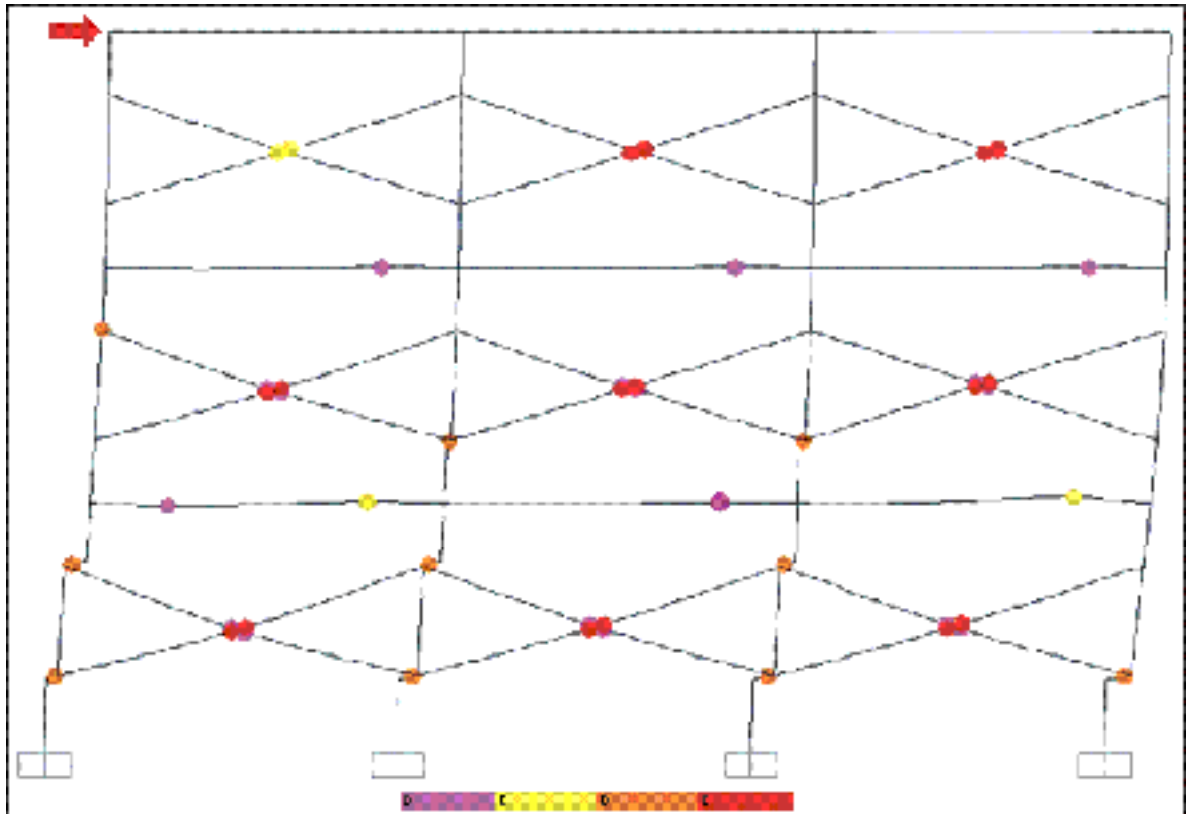


Figure-A IX-44 État final des rotules plastiques du modèle 16 (échelle de la déformée : x 10)



## ANNEXE X

### RÉSULTATS D'ANALYSES *PUSHOVER* : INTERPRÉTATION DÉTAILLÉE PAR GROUPES DE MODÈLES (COMPARAISONS A À K)

Cette annexe présente les comparaisons A à K illustrées à la figure 7.2 (p. 145) du chapitre 7. Cela représente une analyse par paires ou groupes de modèles, permettant de comparer des modèles de différentes géométries (A-C, p. 267 à 270), de la présence ou non de maçonnerie (D-G, p. 271 à 274), et de la présence de diverses ouvertures (H-K, p. 275 à p. 278).

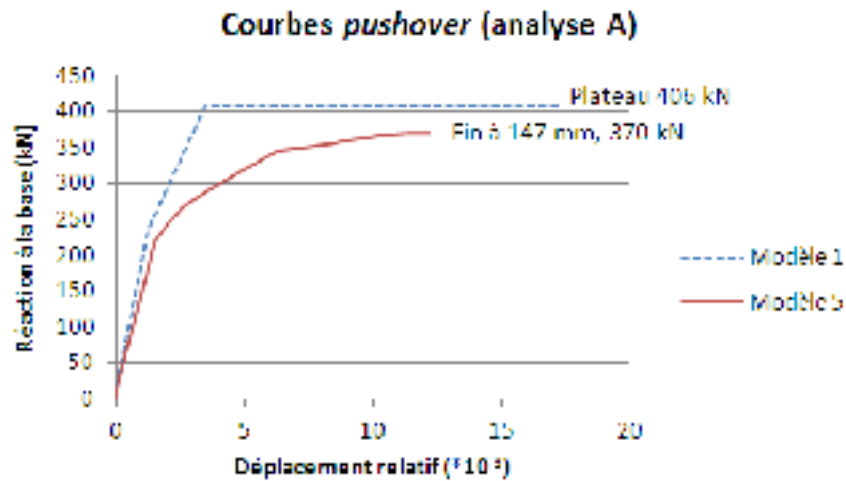




Figure-A X-1 Courbes de capacité des modèles 1 et 5 (comparaison A)

Tableau-A X-1 Comparaison A : résultats d'analyse *pushover* des modèles 1 et 5

| Caractéristiques comparées                                 |                       |    | Conclusions  |
|--|--|---|--|
| 1 <sup>e</sup> rotule plastifiée :<br>bielle tendue état B | 0,25 mm ;<br>20 kN<br>(1/1 bielle)   | 0,9 mm ; 19 kN<br>(2/3 bielles)   | → $\Delta \#5 = 3,0 * \Delta \#1$<br>→ charge semblable  |
| Rupture de bielle(s)                                       | 4,4 mm ;<br>204 kN<br>(1/1 bielle)   | 13,8 mm ; 165 kN<br>17,1 mm ; 205 kN<br>35,8 mm ; 276 kN  | → 1 <sup>e</sup> bielle : $\Delta \#5 = 3,1 * \Delta \#1$<br>→ rupture de bielle avant 1 <sup>e</sup> rotule cisaillement (#1)<br>→ 2/3 bielles rompues (RC, 1 <sup>e</sup> ) avant 1 <sup>e</sup> rotule de cisaillement (#5) |
| Point de plastification                                    | 233 kN<br>( $\Delta_y = 5,0$ mm)<br>→ 1 <sup>e</sup> rotule de cisaillement bas colonne droite, état D | 220 kN ( $\Delta_y = 18,4$ mm ;<br>$\Delta_y$ au 1 <sup>e</sup> étage = 6,4 mm)<br>→ 2 premières rotules de cisaillement de colonnes RC, état D | → $\Delta_y \#5 = 3,7 * \Delta_y \#1$<br>→ 1 <sup>e</sup> étage : $\Delta_y \#5 = 1,3 * \Delta_y \#1$<br>→ $F_y \#5 = 0,94 * F_y \#1$  |
| Plateau de la courbe / fin de l'analyse                    | Plateau = 406 kN (à 13,9 mm)<br>→ mécanisme d'étage  | Arrêtée à 370 kN (= $V_{max}$ )<br>( $\Delta_u = 146,7$ mm)   | → $V_{max} \#5 = 0,91 * V_{max} \#1$   |

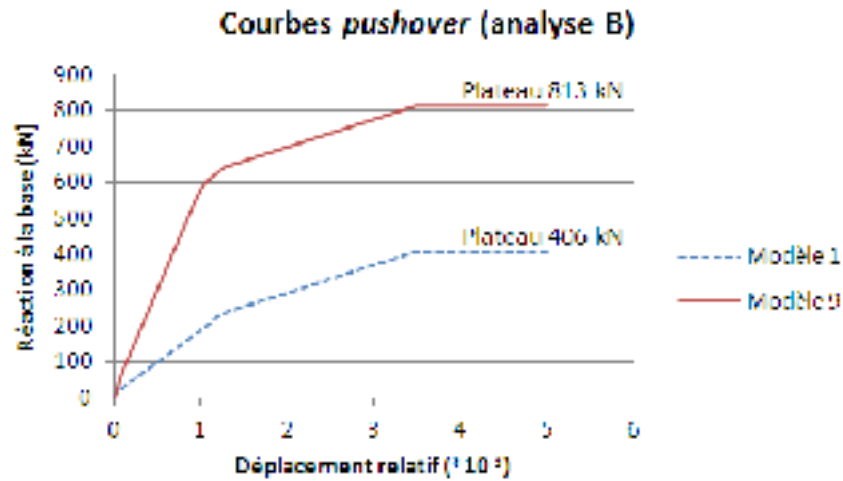




Figure-A X-2 Courbes de capacité des modèles 1 et 9 (comparaison B)

Tableau-A X-2 Comparaison B : résultats d'analyse *pushover* des modèles 1 et 9

| Caractéristiques comparées                                       |                        |  | Conclusions   |
|--|---|--|---|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée :</b><br>bielle tendue état B | 0,25 mm ; 20 kN<br>(1/1 bielle)   | 0,3 mm ; 60 kN<br>(2/3 bielles,<br>extrémités)                                       | → $\Delta_{\#9} = \Delta_{\#1}$<br>→ charge appliquée $\#9 = 3 * \#1$   |
| <b>Rupture de bielle(s)</b>                                      | 4,4 mm ; 204 kN<br>(1/1 bielle)   | 4,1 mm ; 630 kN<br>5,1 mm ; 642 kN<br>6,0 mm ; 658 kN                                | → $\Delta_{\#9} = 0,93 * \Delta_{\#1}$<br>→ rupture de bielle avant 1 <sup>e</sup><br>rotule de cisaillement pour $\#1$<br>→ 3/3 bielles état C avant 1 <sup>e</sup><br>rotule de cisaillement pour $\#9$ |
| <b>Point de plastification</b> de la<br>courbe de capacité       | 233 kN ( $\Delta_y = 5,0$ mm)<br>→ 1 <sup>e</sup> rotule de<br>cisaillement bas<br>colonne droite, état D | 603 kN ( $\Delta_y = 4,3$ mm)<br>→ 2 rotules de<br>cisaillement état D               | → $\Delta_y \#9 = 0,86 * \Delta_y \#1$<br>→ $F_y \#9 = 2,6 * F_y \#1$   |
| <b>Plateau de la<br/>courbe / fin de<br/>l'analyse</b>           | Plateau = 406 kN<br>(à 13,9 mm)<br>→ mécanisme d'étage  | Plateau = 813 kN<br>(à 14,0 mm)<br>→ mécanisme<br>d'étage                            | → $V_{\max} \#9 = 2,0 * \#1$<br>→ mécanisme d'étage aux 2<br>modèles  |

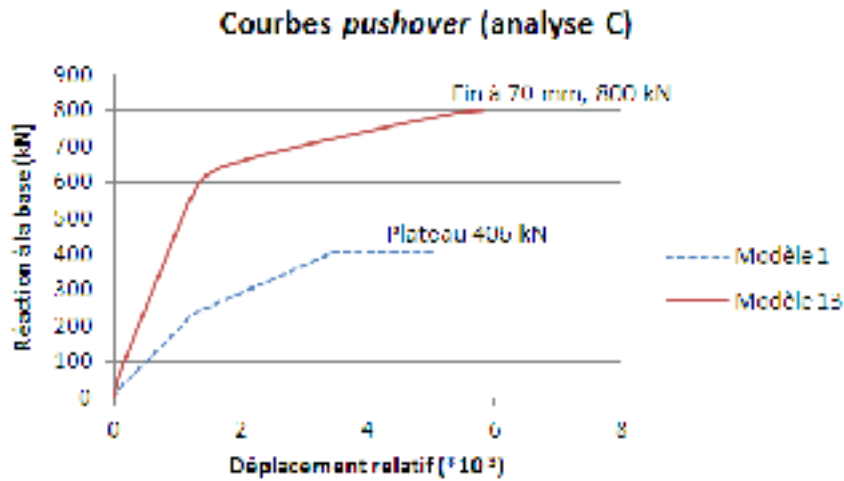




Figure-A X-3 Courbes de capacité des modèles 1 et 13 (comparaison C)

Tableau-A X-3 Comparaison C : résultats d'analyse *pushover* des modèles 1 et 13

| Caractéristiques comparées                                       |                |    | Conclusions  |
|--|---|---|--|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée :</b><br>bielle tendue état B | 0,25 mm ; 20 kN<br>(1/1 bielle)   | 0,9 mm ; 55 kN<br>(5/9 bielles, RC et 1 <sup>e</sup> étage)   | → $\Delta_{\#13} = 3 * \Delta_{\#1}$<br>→ charge appliquée 2,75x plus grande pour modèle #13   |
| <b>Rupture de bielle(s)</b>                                      | 4,4 mm ; 204 kN<br>(1/1 bielle)   | 2 bielles de la baie droite au RC et 1 <sup>e</sup> étage (14,2 mm en haut / 5 mm au 1 <sup>e</sup> étage ; 540 kN)<br>4 autres bielles RC et 1 <sup>e</sup> (16,3mm ; 599kN) | → $\Delta_{\#13} = 3,2 * \Delta_{\#1}$<br>→ 1 <sup>e</sup> étage : $\Delta_{\#13} = 1,1 * \Delta_{\#1}$<br>→ rupture de bielle avant 1 <sup>e</sup> rotule de cisaillement pour #1<br>→ 2 bielles tendues rompues + 1 état D + 6 état C avant 1 <sup>e</sup> rotule de cisaillement pour #13 |
| <b>Point de plastification de la courbe de capacité</b>          | 233 kN ( $\Delta_y=5,0$ mm)<br>→ 1 <sup>e</sup> rotule de cisaillement bas colonne droite, état D | 620 kN ( $\Delta_y=17,8$ mm)<br>→ 4 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> rotules de cisaillement, RC, D   | → $\Delta_y \#13 = 3,6 * \Delta_y \#1$<br>→ 1 <sup>e</sup> étage : $\Delta_{\#13} = 1,4 * \Delta_{\#1}$<br>→ $F_y \#13 = 2,7 * F_y \#1$  |
| <b>Plateau de la courbe / fin de l'analyse</b>                   | Plateau = 406 kN<br>(à 13,9 mm)<br>→ mécanisme d'étage  | Arrêtée à 800 kN (=V <sub>max</sub> )<br>( $\Delta_u=70,2$ mm)  | → $V_{\max} \#13 = 2,0 * \#1$  |



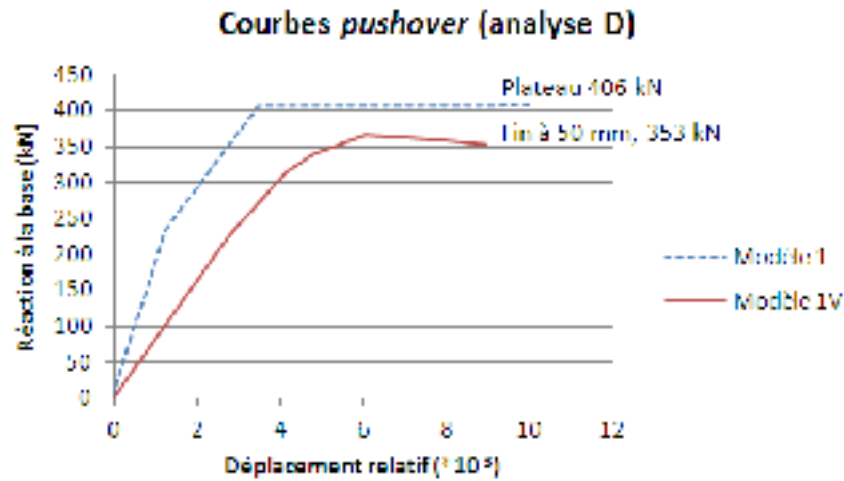

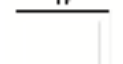


Figure-A X-4 Courbes de capacité des modèles 1 et 1V (comparaison D)

Tableau-A X-4 Comparaison D : résultats d'analyse *pushover* des modèles 1 et 1V

| Caractéristiques comparées                              |                |           | Conclusions  |
|---|---|---|--|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée</b>                  | 0,25 mm ; 20 kN<br>(1/1 bielle tendue, état B)  | 11,2 mm ; 227 kN<br>(flexion poutre, à droite, état B)  | → $\Delta_{\#1V} = 37 * \Delta_{\#1}$<br>→ charge appliquée 11x plus grande pour modèle <b>#1V</b> |
| <b>Rupture de bielle(s)</b>                             | 4,4 mm ; 204 kN<br>(1/1 bielle)   | Aucune bielle   | → <b>#1V</b> : aucune rotule n'atteint l'état E  |
| <b>Point de plastification de la courbe de capacité</b> | 233 kN ( $\Delta_y=5,0$ mm)<br>→ 1 <sup>e</sup> rotule de cisaillement bas colonne droite, état D | 308 kN ( $\Delta_y=16,2$ mm)<br>→ bas colonne P-M3 (état B) et flexion de poutre à droite (C) | → $\Delta_y \#1V = 3,2 * \Delta_y \#1$<br>→ $F_y \#1V = 1,3 * F_y \#1$                             |
| <b>Plateau de la courbe / fin de l'analyse</b>          | Plateau = 406 kN<br>(à 13,9 mm)<br>→ mécanisme d'étage  | Arrêtée à 353 kN<br>( $\Delta_u = 50$ mm)<br>$V_{\max} = 375$ kN                              | → $V_{\max} \#1V = 0,92 * \#1$   |

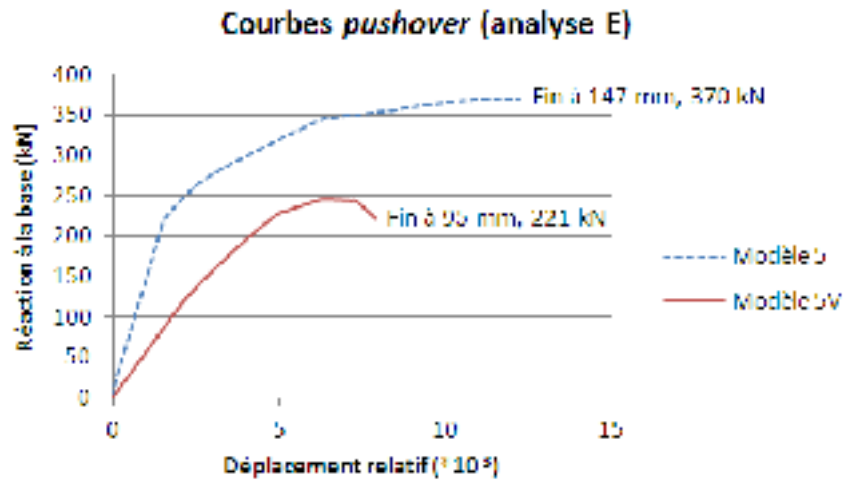


Figure-A X-5 Courbes de capacité des modèles 5 et 5V (comparaison E)

Tableau-A X-5 Comparaison E : résultats d'analyse *pushover* des modèles 5 et 5V

| Caractéristiques comparées                              | 5   | 5V   | Conclusions  |
|---|---|--|--|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée</b>                  | 0,9 mm ; 19 kN<br>(2/3 bielles)   | 25,0 mm ; 117 kN<br>(flexion poutre, à droite, RC, état B)             | → $\Delta_{\#5V} = 28 * \Delta_{\#5}$<br>→ charge appliquée 6x plus grande pour modèle #5V |
| <b>Rupture de bielle(s)</b>                             | 13,8 mm ; 165 kN<br>17,1 mm ; 205 kN<br>35,8 mm ; 276 kN  | Aucune bielle  | → #5V : aucune rotule n'atteint l'état E   |
| <b>Point de plastification de la courbe de capacité</b> | 220 kN ( $\Delta_y=18,4$ mm ;<br>$\Delta_y$ au 1 <sup>e</sup> étage=6,4 mm)<br>→ 2 premières rotules de cisaillement de colonnes RC, état D | 117 kN ( $\Delta_y=25,0$ mm)<br>→ flexion poutre, à droite, RC, état B | → $\Delta_y \#5V = 1,4 * \Delta_y \#5$<br>→ $F_y \#5V = 0,53 * F_y \#5$                    |
| <b>Plateau de la courbe / fin de l'analyse</b>          | Arrêtée à 370 kN = $V_{max}$<br>( $\Delta_u = 147$ mm)  | Arrêtée à 221 kN<br>( $\Delta_u = 95$ mm)<br>$V_{max} = 245$ kN        | → $V_{max} \#5V = 0,66 * \#5$<br>→ $\Delta_u \#5V = 0,65 * \Delta_u \#5$                   |

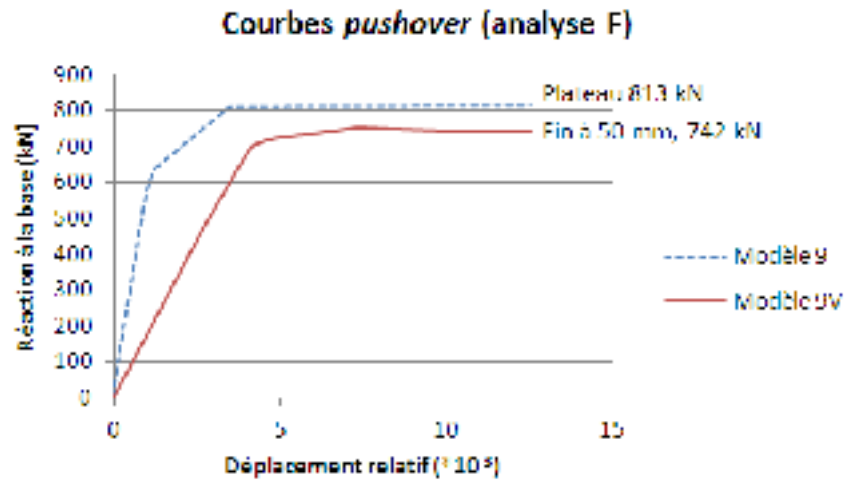


Figure-A X-6 Courbes de capacité des modèles 9 et 9V (comparaison F)

Tableau-A X-6 Comparaison F : résultats d'analyse *pushover* des modèles 9 et 9V

| Caractéristiques comparées                              | 9   | 9V  | Conclusions   |
|---|---|---|---|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée</b>                  | 0,3 mm ; 60 kN<br>(2/3 bielles, extrémités)                       | 10,8 mm ; 475 kN<br>(flexion poutre de droite à droite, état B)   | → $\Delta_{\#9V} = 36 * \Delta_{\#9}$<br>→ charge appliquée 8x plus grande pour modèle <b>#9V</b> |
| <b>Rupture de bielle(s)</b>                             | 4,1 mm ; 630 kN<br>5,1 mm ; 642 kN<br>6,0 mm ; 658 kN             | Aucune bielle   | → <b>#9V</b> : aucune rotule n'atteint l'état E   |
| <b>Point de plastification de la courbe de capacité</b> | 603 kN ( $\Delta_y=4,3$ mm)<br>→ 2 rotules de cisaillement état D | 701 kN ( $\Delta_y=16,6$ mm)<br>→ 1 rotule P-M3 (état B) colonne bas à gauche et 2 rotules cisaillement bas des 2 colonnes centrales (état D) | → $\Delta_y \#9V = 3,9 * \Delta_y \#9$<br>→ $F_y \#9V = 1,2 * F_y \#9$                            |
| <b>Plateau de la courbe / fin de l'analyse</b>          | Plateau = 813 kN<br>(14 mm)<br>→ mécanisme d'étage                | Arrêtée à 742 kN<br>( $\Delta_u = 50$ mm)<br>$V_{\max} = 751$ kN<br>→ mécanisme d'étage   | → $V_{\max} \#9V = 0,91 * \#9$<br>→ mécanisme d'étage pour les 2                                  |

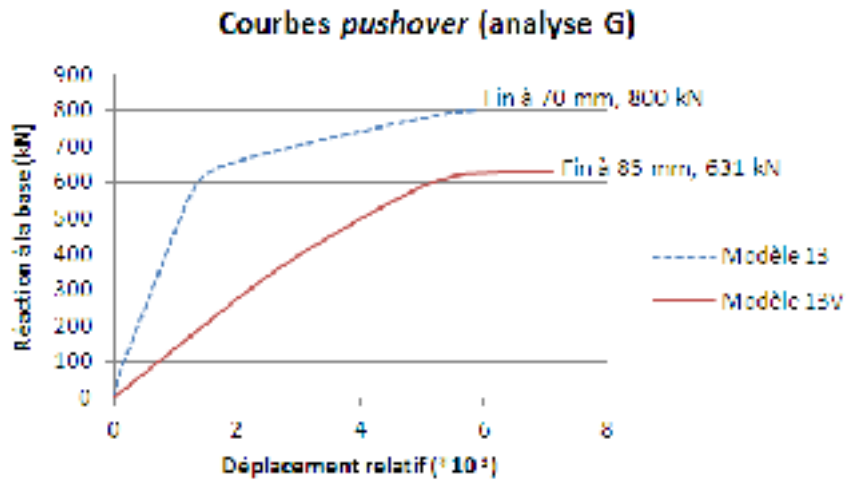


Figure-A X-7 Courbes de capacité des modèles 13 et 13V (comparaison G)

Tableau-A X-7 Comparaison G : résultats d'analyse *pushover* des modèles 13 et 13V

| Caractéristiques comparées                              | 13  | 13V  | Conclusions   |
|---|---|--|---|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée</b>                  | 0,9 mm ; 55 kN<br>(5/9 bielles, RC et 1 <sup>e</sup> étage)   | 24,6 mm ; 282 kN<br>(flexion poutre droite, extrémité droite, RC, B)                               | → $\Delta_{\#13V} = 27 * \Delta_{\#13}$<br>→ charge appliquée 5x plus grande pour modèle #13V |
| <b>Rupture de bielle(s)</b>                             | 2 bielles baie droite RC / 1 <sup>e</sup> étage (14,2mm en haut / 5mm au 1 <sup>e</sup> ; 540 kN)<br>4 autres bielles RC et 1 <sup>e</sup> étage (16,3 mm ; 599 kN) | Aucune bielle  | → #13V : aucune rupture ; aucune rotule ne dépasse l'état C                                   |
| <b>Point de plastification de la courbe de capacité</b> | 620 kN ( $\Delta_y=17,8\text{mm}$ )<br>→ 4 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> rotules de cisaillement état D, toutes au RC  | 361 kN ( $\Delta_y=32,1\text{ mm}$ )<br>→ 4 rotules flexion poutres, RC et 1 <sup>e</sup> , état B | → $\Delta_y \#13V = 1,8 * \Delta_y \#13$<br>→ $F_y \#13V = 0,58 * F_y \#13$                   |
| <b>Plateau de la courbe / fin de l'analyse</b>          | Arrêtée à 800 kN = $V_{\max}$<br>( $\Delta_u = 70\text{ mm}$ )  | Arrêtée à 631 kN = $V_{\max}$<br>( $\Delta_u = 85\text{ mm}$ )                                     | → $V_{\max} \#13V = 0,79 * V_{\max} \#13$<br>→ $\Delta_u \#13V = 1,2 * \Delta_u \#13$         |

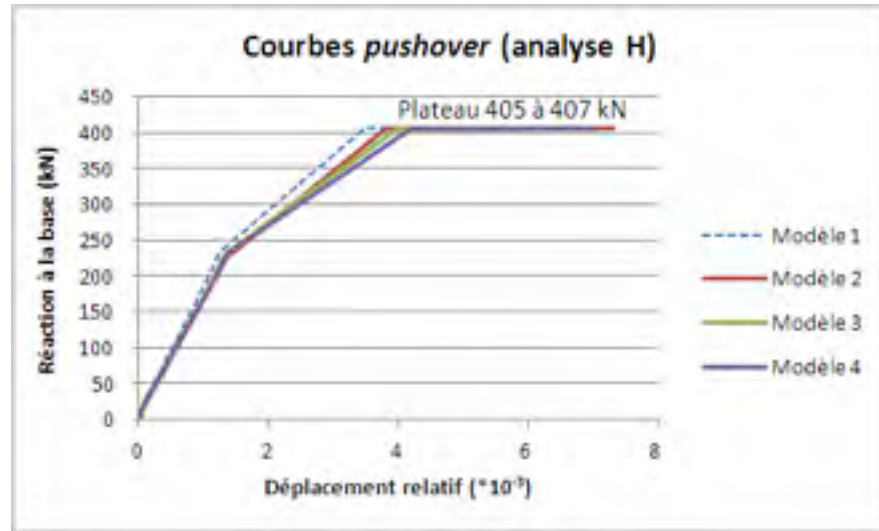


Figure-A X-8 Courbes de capacité des modèles 1 à 4 (comparaison H)

Tableau-A X-8 Comparaison H : résultats d'analyse *pushover* des modèles 1 à 4

| Caractéristiques comparées       | 1                   | 2                   | 3                   | 4                   | Conclusions  |
|----------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--|
| 1 <sup>e</sup> rotule plastifiée | 0,25 mm ;<br>20 kN  | 0,31 mm ;<br>22 kN  | 0,23 mm ;<br>16 kN  | 0,21 mm ;<br>14 kN  | → #2 : rotule à $\Delta$ et charge supérieure à #1<br>→ $\Delta$ plus petit #3-4<br>→ charge #3-4 ~ 0,71 % #1  |
| Rupture de bielle(s)             | 4,4 mm ;<br>204 kN  | 5,2 mm ;<br>218 kN  | 4,4 mm ;<br>190 kN  | 4,4 mm ;<br>184 kN  | → #2 : rupture à $\Delta$ et charge supérieure à #1<br>→ $\Delta$ #3-4 = $\Delta$ #1<br>→ charge #3-4 ~ 0,9 #1 |
| Point de plastification          | 5 mm ;<br>233 kN    | 5,4 mm ;<br>225 kN  | 5,3 mm ;<br>231 kN  | 5,5 mm ;<br>232 kN  | → $\Delta_y$ #2-3-4 > $\Delta_y$ #1 (108 %)<br>→ $F_y$ #2 = 0,97* $F_y$ #1<br>→ $F_y$ #3-4 ~ $F_y$ #1          |
| Plateau                          | 13,9 mm ;<br>406 kN | 15,2 mm ;<br>405 kN | 15,9 mm ;<br>407 kN | 16,8 mm ;<br>405 kN | → $\Delta$ #2-3-4 > $\Delta$ #1 (115 % en moyenne)<br>→ $V_{plateau}$ #2-3-4 ~ $V_{plateau}$ #1                |

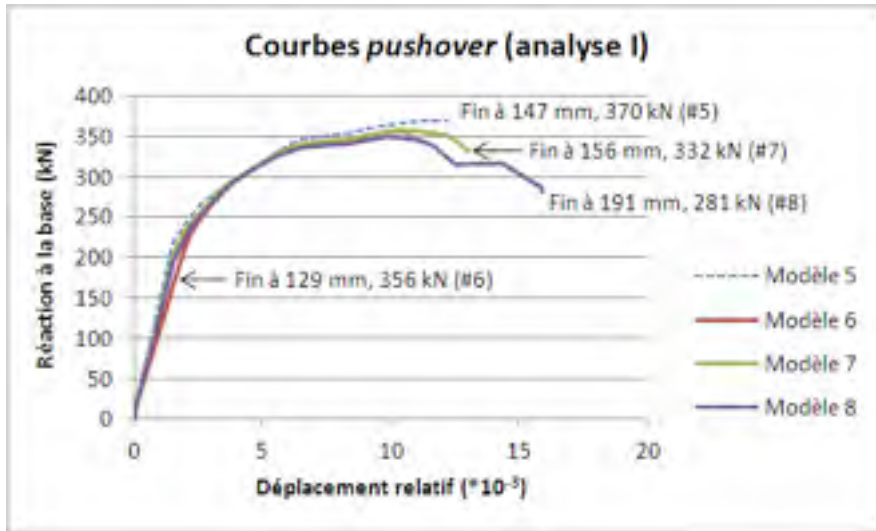


Figure-A X-9 Courbes de capacité des modèles 5 à 8 (comparaison I)

Tableau-A X-9 Comparaison I : résultats d'analyse *pushover* des modèles 5 à 8

| Caractéristiques comparées        | 5  | 6   | 7   | 8   | Conclusions   |
|-----------------------------------|--|---|---|---|---|
| 1 <sup>er</sup> rotule plastifiée | 0,92 mm ;<br>19 kN                         | 1,20 mm ;<br>18 kN                            | 0,84 mm ;<br>16 kN                            | 0,80 mm ;<br>14 kN                            | → Δ #6 = 1,3* Δ #5<br>→ Δ #7-8 = 0,89* Δ #5<br>→ charge #6-8 ~ 84 % #5 moy.   |
| Rupture de bielle(s)<br>(mm / kN) | 13,8 / 165<br>17,1 / 205<br>35,8 / 276     | 18,7 / 170<br>23,6 / 212<br>37,5 / 270        | 13,8 / 152<br>17,1 / 189<br>29,5 / 251        | 13,8 / 146<br>17,1 / 182<br>28,4 / 245        | → Δ rupture #6 = 1,26* Δ #5<br>→ #7-8 : 2 premières ruptures à Δ égal à #5<br>→ charge #6 = 1,03 #5 pour 2 premières ruptures<br>→ charge #7-8 = 0,9 #5 |
| Point de plastification           | 18,4 mm ;<br>220 kN                        | 23,6 mm ;<br>212 kN                           | 18,8 mm ;<br>208 kN                           | 18,4 mm ;<br>195 kN                           | → Δ <sub>y</sub> #6-8 = 1,01 * Δ <sub>y</sub> #5 moy.<br>→ F <sub>y</sub> #6-8 = 0,93* F <sub>y</sub> #5 moy.   |
| Fin de l'analyse                  | 147 mm ;<br>370 kN<br>(=V <sub>max</sub> ) | 129 mm ;<br>356 kN<br>V <sub>max</sub> =357kN | 156 mm ;<br>332 kN<br>V <sub>max</sub> =358kN | 191 mm ;<br>281 kN<br>V <sub>max</sub> =349kN | → Δ #8 = 1,3 * Δ #5<br>→ V <sub>max</sub> #6-7-8 = 0,96 V <sub>max</sub> #5   |

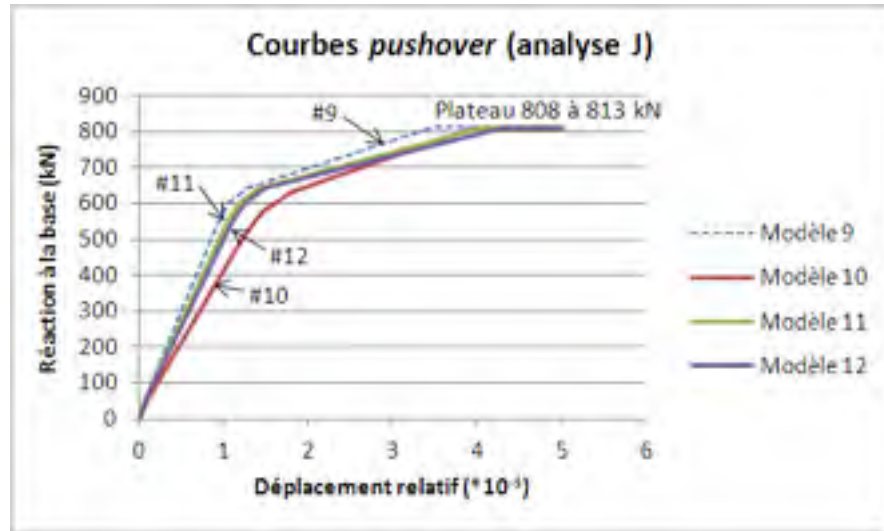


Figure-A X-10 Courbes de capacité des modèles 9 à 12 (comparaison J)

Tableau-A X-10 Comparaison J : résultats d'analyse *pushover* des modèles 9 à 12

| Caractéristiques comparées        | 9                                   | 10                                  | 11                                  | 12                                  | Conclusions   |
|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|
| 1 <sup>e</sup> rotule plastifiée  | 0,30 mm ;<br>60 kN                  | 0,36 mm ;<br>48 kN                  | 0,28 mm ;<br>50 kN                  | 0,27 mm ;<br>45 kN                  | → Δ supérieur #10<br>→ Δ petit #11-12<br>→ charge #10 à 12<br>~ 79 % charge #9  |
| Rupture de bielle(s)<br>(mm / kN) | 4,9 / 630<br>5,1 / 642<br>6,0 / 658 | 5,9 / 580<br>7,2 / 632<br>7,2 / 632 | 4,8 / 602<br>5,2 / 621<br>5,6 / 640 | 4,8 / 585<br>5,2 / 609<br>5,7 / 631 | → #10 : ruptures à Δ<br>supérieur à #9 (plus de<br>déformation plastique)<br>→ Δ #11-12 ~ Δ #9<br>→ charges de rupture<br>#10-11-12 ~ 0,95 #9   |
| Point de plastification           | 4,3 mm ;<br>603 kN                  | 5,9 mm ;<br>580 kN                  | 4,2 mm ;<br>557 kN                  | 4,5 mm ;<br>556 kN                  | → Δ <sub>y</sub> #10 >> Δ <sub>y</sub> #9 (137 %)<br>→ Δ <sub>y</sub> #11-12 ~ Δ <sub>y</sub> #9<br>(98-105 %)<br>→ F <sub>y</sub> #10 = 0,96 * F <sub>y</sub> #9<br>→ F <sub>y</sub> #11-12 = 0,92 F <sub>y</sub> #9 |
| Plateau                           | 14 mm ;<br>812 kN                   | 15,7 mm ;<br>808 kN                 | 16,2 mm ;<br>811 kN                 | 17,3 mm ;<br>811 kN                 | → Δ #10-11-12 > Δ #9<br>(117 % en moyenne)<br>→ V <sub>plateau</sub> #10-11-12 ~ #9   |

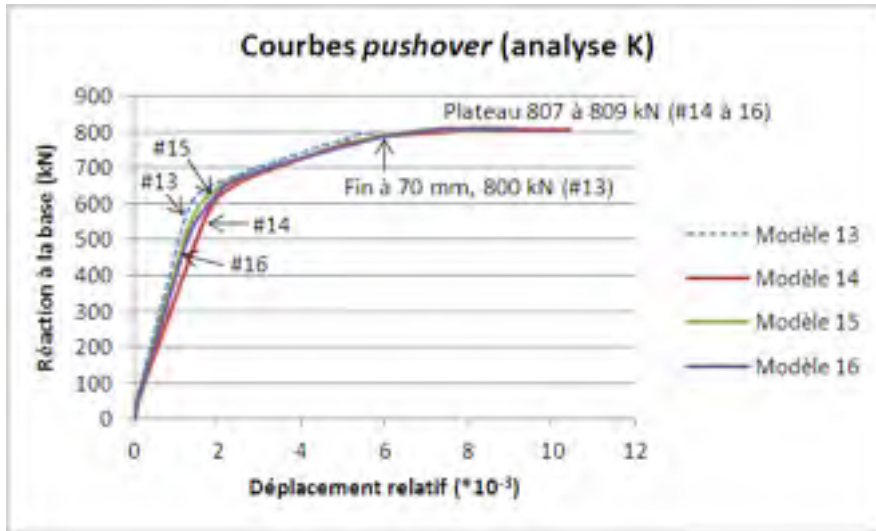




Figure-A X-11 Courbes de capacité des modèles 13 à 16 (comparaison K)

Tableau-A X-11 Comparaison K : résultats d'analyse *pushover* des modèles 13 à 16

| Caractéristiques comparées             |  |                          | Conclusions   |
|--|---|---|---|
| <b>1<sup>e</sup> rotule plastifiée</b> | #13 : 0,94 mm ; 55 kN   | #14 : 1,10 mm ; 45 kN<br>#15 : 0,86 mm ; 46 kN<br>#16 : 0,82 mm ; 42 kN                                     | → Δ supérieur #14<br>→ Δ petit #15-16 (~ 89 % de Δ#13)<br>→ charge #14 à 16 ~ 81 % #13  |
| <b>Rupture de bielle(s) mm / kN</b>    | 14,2 / 540 à 16,3 / 599 (5 bielles tendues)   | #14 : 18,1 / 504 à 87,2 / 799 (7)<br>#15 : 14,5 / 506 à 16,8 / 563 (4)<br>#16 : 14,3 / 474 à 70,5 / 784 (7) | → #14-16 : ruptures se produisent à des Δ supérieurs à ceux de #13 (plus de déformation plastique)<br>→ charges de rupture semblables #13 / #15 et semblables #14 / #16   |
| <b>Point de plastification</b>         | 14,2 mm ; 540 kN  | #14 : 18,1 mm ; 504 kN<br>#15 : 14,5 mm ; 506 kN<br>#16 : 14,3 mm ; 474 kN                                  | → Δ <sub>y</sub> #14 >> Δ <sub>y</sub> #13 (127 %)<br>→ Δ <sub>y</sub> #15-16 ~ Δ <sub>y</sub> #13 (102 et 101 %)<br>→ F <sub>y</sub> #14-15 = 0,935 * F <sub>y</sub> #13<br>→ F <sub>y</sub> #16 = 0,88 F <sub>y</sub> #13 |
| <b>Fin de l'analyse / Plateau</b>      | Arrêtée à 800 kN (Δ <sub>u</sub> = 70 mm)   | <b>Plateau :</b><br>#14 : 99,7 mm ; 807 kN<br>#15 : 83,3 mm ; 807 kN<br>#16 : 88,8 mm ; 808 kN              | → Δ <sub>plateau</sub> #14-15-16 > Δ <sub>ultime</sub> #13 (119 % à 142 %)<br>→ V <sub>plateau</sub> #14-15-16 ~ V <sub>ultime</sub> #13  |



## ANNEXE XI

### RÉSULTATS D'ANALYSES *PUSHOVER* : INTERPRÉTATION RÉSUMÉE PAR GROUPES DE MODÈLES (COMPARAISONS A À K)

Cette annexe présente le sommaire des observations issues des comparaisons D-E-F-G, A-B-C et H-I-J-K dont les graphiques sont présentés au chapitre 7 (p. 150 et suivantes).

Tableau-A XI-1 Observations issues des analyses D-E-F-G (#1, 1V, 5, 5V, 9, 9V, 13 et 13V)

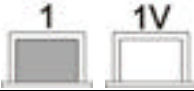
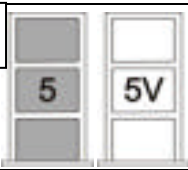
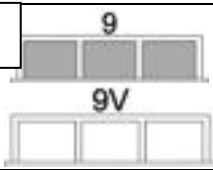
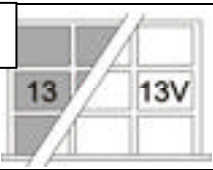
| <b>D</b><br>   | <b>E</b><br> | <b>F</b><br> | <b>G</b><br> |
|---|---|--|---|
| <p><b>OBSERVATIONS</b></p> <ul style="list-style-type: none"><li>• la résistance latérale maximale relative est toujours supérieure pour les modèles vides, dans un ratio variant de 1,6 à 1,7, sauf pour le modèle #5V par rapport au #5, où c'est 1,3. Au tout début de l'application de la charge (déplacement relatif <math>\leq 2</math> à <math>2,5 \times 10^{-3}</math>), les modèles vides ont un ratio de résistance normalisé V/W plus faible. Ensuite, les cadres vides ont une meilleure résistance latérale normalisée pour la majeure partie des courbes. Cela est logique puisque le petit poids W des modèles vides crée un grand V/W;</li><li>• la première plastification de rotule survient à une charge beaucoup plus faible pour les modèles avec remplissage que ceux qui sont vides (10 à 20 fois). La première plastification de rotule survient à un déplacement relatif de 27 à 37 fois plus grand pour les modèles vides que ceux avec remplissage;</li><li>• la première rotule à plastifier pour les modèles avec remplissage est la rotule axiale des bielles, tandis que le deuxième type est le cisaillement de colonne (action des bielles);</li><li>• pour ce qui est des cadres sans remplissages, la première rotule à plastifier en est une de flexion de poutre, du côté opposé au point d'application de la charge;</li><li>• la charge latérale relative à laquelle se produit la plastification globale du modèle est 1,7 ou 2,3 fois supérieure pour les modèles vides d'un étage par rapport à ceux avec remplissage (#1, #9 versus #1V, #9V). Pour ceux de 3 étages, le ratio est de 1,0 ou 1,2 pour les modèles vides par rapport à ceux avec remplissage (#5, #13 versus #5V, #13V);</li></ul> |   |  |   |

Tableau-A XI-2 Observations issues des analyses D-E-F-G (#1, 1V, 5, 5V, 9, 9V, 13 et 13V)  
(suite)



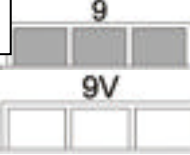
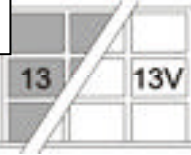
| D   | E   | F   | G   |
|---|---|---|---|
|    |  |  |  |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>il n'y a pas de relation constante entre le nombre de rotules et la variation des paramètres de modélisation. Ce sont les modèles avec remplissage (#1-5-13) qui ont le plus de plastification, en général. Pour les modèles #9, #9V, c'est semblable (23~25 %), p. 147.</li> <li>* Tel que montré à l'annexe X (p. 267), l'analyse des <u>résultats non normalisés</u> montre que :             <ul style="list-style-type: none"> <li>la présence de remplissage fait augmenter la résistance de 8 % à 51 % (24 % en moyenne);</li> <li>en présence de remplissage, la rigidité est multipliée par un facteur entre 2,5 et 3,3.</li> </ul> </li> </ul> |   |   |   |

Tableau-A XI-2 Observations issues des analyses A-B-C (#1, 5, 9 et 13)

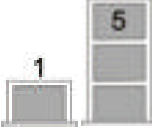

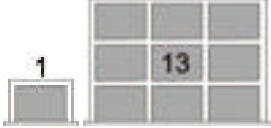
| A   | B   | C   |
|---|---|---|
|    |  |  |
| <p><b>RÉSISTANCE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>ce sont les modèles d'un étage (#1, #9) qui ont la plus grande résistance latérale maximale relative <math>V/W</math> (<math>10,9 \times 10^{-3}</math> et <math>8,4 \times 10^{-3}</math>). Pour les deux autres modèles : <math>4 \times 10^{-3}</math> et <math>3,5 \times 10^{-3}</math>.</li> </ul>  |   |   |
| <p><b>RIGIDITÉ RELATIVE</b> (calculée selon l'éq. 7.1, p. 148)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>la rigidité relative initiale des modèles varie beaucoup et n'est donc pas similaire pour les quatre modèles (<i>Voir</i> figure 7.4). Elle est beaucoup plus faible pour les modèles de trois étages que pour ceux d'un étage. Aussi, pour un nombre de baies particulier (1 ou 3), la rigidité initiale relative du modèle de 3 étages vaut seulement 31 % de celle du modèle d'un étage (#5 / #1 et #13 / #9);</li> <li>pour ce qui est de la rigidité relative après plastification, elle est faible pour les modèles de 3 étages (#5 et #13) : 0,2 et 0,3 ; elle est moyenne pour le modèle #9 de 3 baies-1 étage (valeur de 0,9) et elle est élevée pour le modèle #1 (valeur de 2,1).</li> </ul> |   |   |

Tableau-A XI-2 Observations issues des analyses A-B-C (#1, 5, 9 et 13) (suite)

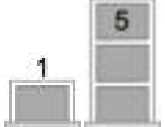

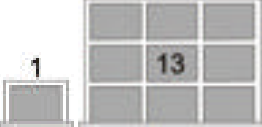
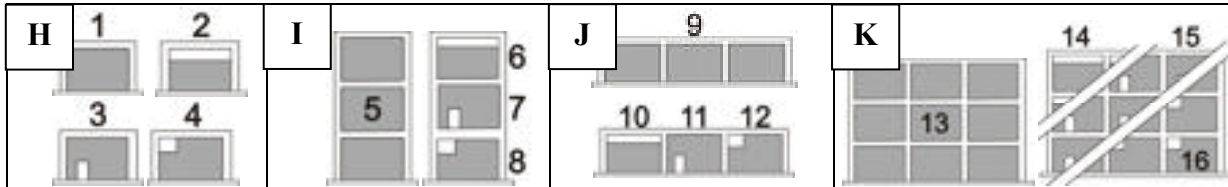
| A   | B  | C   |
|---|--|---|
|    |  |  |
| <p><b>SÉQUENCE DE PLASTIFICATION</b></p>  |  |   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>la plastification globale des modèles survient environ à la même charge latérale relative V/W pour les paires de modèles du même nombre d'étages. C'est <math>6,2 / 6,3 \cdot 10^{-3}</math> pour les modèles d'un étage (#1 / #9) et <math>2,4 / 2,7 \cdot 10^{-3}</math> pour les modèles de trois étages (#5 / #13);</li> <li>les modèles de trois étages #5 et #13 ont un plus grand nombre de rotules plastifiées que ceux d'un étage (36 % et 31 % versus 23 % pour un étage). Pour le modèle #5, les rotules plastifient de façon continue, créant une courbe de capacité bien continue;</li> <li>les éléments les plus faibles pour les 4 modèles, repérables par les rotules qui plastifient en premier, sont les remplissages modélisés par des bielles tendues, suivis des colonnes qui plastifient sous l'action de cisaillement des bielles de remplissage. Pour les modèles #1 et #9 (1 étage), ce sont les deux seuls types de rotules qui plastifient. Pour les 2 autres modèles (#5 et #13, 3 étages), il y a aussi les rotules de flexion des poutres, les rotules de compression des bielles et les rotules d'efforts axiaux-moments des colonnes.</li> </ul> |  |   |

Tableau-A XI-3 Comparaison des points de plastification globale

| Point de plastification<br>(dépl. relatif * 10 <sup>4</sup> ; V/W * 10 <sup>3</sup> ) |             |                   |             | Point de plastification<br>(% variation par rapport aux modèle 1-5-9-13) |             |                   |             | Moyenne des variations |
|---|-------------|-------------------|-------------|--|-------------|-------------------|-------------|------------------------|
| sans ouverture  |             | avec ouvertures : |             | sans ouverture   |             | avec ouvertures : |             |                        |
| ouverture   | haut        | porte             | coin        | ouverture  | haut        | porte             | coin        |                        |
| 1   | 2           | 3                 | 4           | 1  | 2           | 3                 | 4           | [-11%; +0,7%]          |
| (1,2 ; 6,3)   | (1,3 ; 6,3) | (1,3 ; 6,3)       | (1,4 ; 6,4) | 0%; 0%   | (+2%; 0%)   | (+6%; 0%)         | (-17%; +2%) |                        |
| 5   | 6           | 7                 | 8           | 5  | 6           | 7                 | 8           | [+19%; -4%]            |
| (1,5 ; 2,4)   | (2,0 ; 2,4) | (1,0 ; 2,3)       | (1,5 ; 2,2) | 0%; 0%   | (+33%; 0%)  | (-6,7%; -4%)      | 0%; -8%     |                        |
| 9   | 10          | 11                | 12          | 9  | 10          | 11                | 12          | [0%; -4%]              |
| (1,0 ; 5,8)   | (1,0 ; 6,3) | (1,0 ; 5,9)       | (1,0 ; 5,9) | 0%; 0%   | 0%; (-8,6%) | 0%; (+1,7%)       | 0%; (+1,7%) |                        |
| 13  | 14          | 15                | 16          | 13   | 14          | 15                | 16          | [+8,3%; -4%]           |
| (1,2 ; 2,3)   | (1,5 ; 2,3) | (1,2 ; 2,2)       | (1,2 ; 2,1) | 0%; 0%   | (+25%; 0%)  | 0%; -1%           | (+0%; -9%)  |                        |



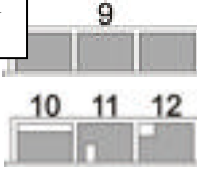
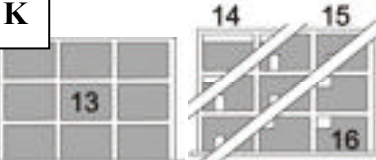
Tableau-A XI-4 Observations issues des analyses H-I-J-K  
(modèles 1 versus 2-4, 5 versus 6-8, 9 versus 10-12, 13 versus 14-16)



### OBSERVATIONS

- ce sont les modèles de 1 baie-1 étage (**#1-4**) qui ont la meilleure résistance latérale ultime relative ( $V/W \sim 11,2 \cdot 10^{-3}$ ). Ceux de 3 baies - 1 étage (**#9-12**) ont une résistance inférieure, valant 77 % des modèles précédents. Les modèles de 3 étages (**#5-8** et **#13-16**) ont quant à eux une résistance, correspondant à environ 32 % de la résistance des modèles de 1 baie-1 étage, peu importe le nombre de baies;
- tel que montré au Tableau-A XI-3, le point de plastification des modèles avec ouvertures, par rapport à celui des modèles avec panneaux de remplissage pleins, survient la plupart du temps à un déplacement relatif supérieur. Pour ce qui est de la charge relative à laquelle survient la plastification, il n'y a pas de tendance nette (même valeur, charge supérieure et charge inférieure :  $\frac{1}{3}$  chacun);
- les modèles **#13** et **#8** ont des comportements différents des autres modèles de leur groupe. Le **#13**, sans ouverture, a une faible capacité en déplacement puisque l'analyse se termine avant l'atteinte du plateau des autres modèles de 3 baies-3 étages (fin de l'analyse à 70 à 84 % des déplacements relatifs à la plastification des autres modèles);
- le **#8** (ouverture en coin) a une capacité en déplacement supérieure aux autres modèles de même géométrie (1 baie-3 étages), lui conférant une meilleure ductilité, et une chute de résistance pour un même déplacement que les autres modèles du groupe. Il n'y a pas d'explication évidente pour ce phénomène;
- peu importe le nombre de baies, les modèles d'un étage (**#1 à 4** et **#9 à 12**) montrent peu de plastification de rotules, ce qui est visible par les courbes de capacité qui sont moins arrondies (ce sont plutôt des courbes composées de trois segments). Le pourcentage de rotules plastifiées est présenté au tableau 7.3 (*Voir* p. 147). On constate qu'il est en moyenne de 23-24 % pour les modèles d'un étage (**#1-4** et **#9-12**) tandis que le pourcentage moyen est de 41 % (**#5-8**) et 33 % (**#13-16**) pour les modèles de trois étages;

Tableau-A XI-4 Observations issues des analyses H-I-J-K  
(modèles 1 versus 2-4, 5 versus 6-8, 9 versus 10-12, 13 versus 14-16) (suite)

|  |   |  |   |
|--|---|--|---|
| <b>H</b><br>  | <b>I</b><br> | <b>J</b><br> | <b>K</b><br> |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• on pouvait s'attendre à un comportement moins bon pour les modèles avec des ouvertures de type 2, en haut (<b>#2, #6, #10</b> et <b>#14</b>), dû à l'effet des « colonnes courtes ». Cet effet n'a pas été observé ; le nombre de rotules de cisaillement plastifiées pour ces modèles est semblable aux modèles de même géométrie ayant d'autres types d'ouvertures;</li> <li>• considérant ces observations, il n'y a pas de particularités pour les modèles ayant des remplissages avec ouvertures de quelque type que ce soit par rapport aux modèles avec panneaux de remplissage pleins. Les courbes de capacité des 4 groupes de 4 modèles ayant la même géométrie sont sensiblement les mêmes.</li> </ul> |   |  |   |



## ANNEXE XII

### BIELLE DOUBLE

Une amélioration qui pourrait être apportée serait de favoriser l'usage de bielles doubles au lieu de bielles simples. L'étude d'Asteris *et al.* (2011) a démontré de façon claire, pour des structures construites dans les années '60 résistant à des charges de gravité seulement, que les bielles doubles permettent d'obtenir des réponses très proches du comportement observé expérimentalement. Ce modèle est performant lorsque le mode de rupture attendu des panneaux est la rupture des joints ou la tension diagonale.

Voici une illustration de cette bielle double.

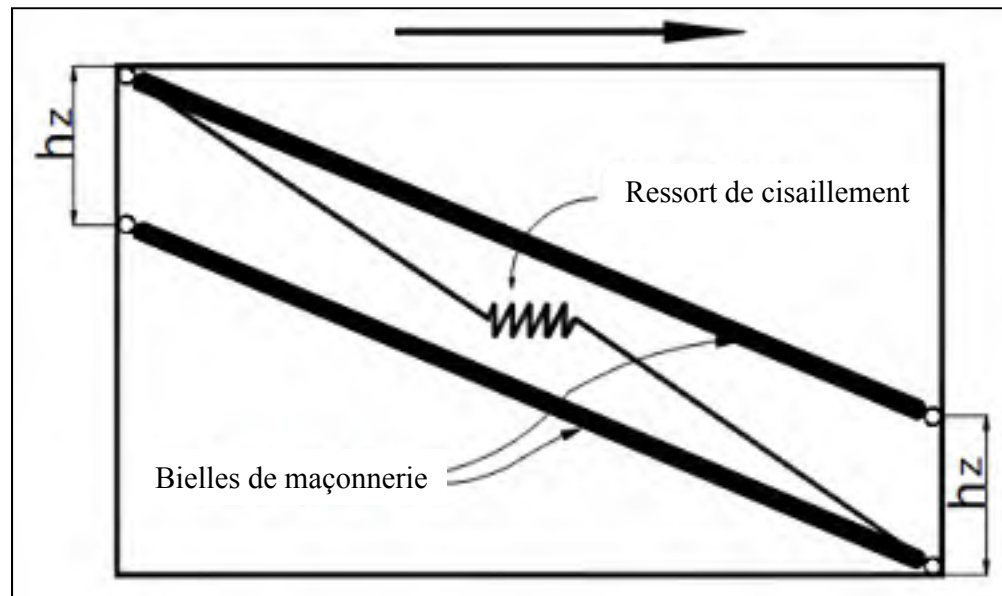


Figure-A XII-1 Multi-bielle proposée par Crisafulli et Carr (2007) pour les panneaux de maçonnerie. Seuls les bielles et le ressort de cisaillement actif dans une direction sont montrés

Adaptée d'Asteris *et al.* (2011)





## ANNEXE XIII

### DOMMAGES AUX BMR OBSERVÉS LORS DE SÉISMES PASSÉS

Dans cette annexe, les dommages relevés lors de séismes passés sont présentés pour des structures de béton armé (B.A.) avec ou sans remplissage, ainsi que des structures de maçonnerie non armée (MNA). Pour chacun des séismes rapportés, les caractéristiques propres à l'évènement sismique sont données, suivies des caractéristiques des bâtiments si connues, et des dommages subis par ces derniers. Au Québec, les séismes de forte magnitude sont des évènements plutôt rares. C'est pour cette raison que sont rapportés plusieurs articles décrivant les dommages subis par les bâtiments lors de séismes récents en Europe, en Asie, en Afrique ou aux États-Unis.

#### **1- Séisme de Hyogo-Ken Nambu / Kobe au Japon** (Shinozuka *et al.*, 1995)

##### a. Caractéristiques du séisme :

- 17 janvier 1995, 5h47 am
- 5500 morts, 36 896 blessés, 310 000 sans-abri
- Magnitude du moment sismique  $M_W = 6.8$ ,  $M_S = 6.5$
- Intensité Mercalli : X à XII et JMA : VII
- Durée du séisme : 10-12 s (quelques sites « mous » : jusqu'à 100 s)
- Accélération maximale (PGA) : 0,835 g (N-S) ; 0,63 g (E-O) et 0,339 g (vert.)
- Séisme le plus destructeur depuis 50 ans → 100 milliards \$ en réparation

##### b. Dommages observés aux bâtiments :

- 75 000 bâtiments détruits et 125 000 endommagés;
- Bâtiments en béton armé : plus de 100 bâtiments de hauteur moyenne construits dans les années 1960 se sont effondrés, souvent de façon catastrophique. Modes de rupture courants : cisaillement des colonnes (armature transversale trop faible) et écrasement d'un étage d'hauteur moyenne (*Voir figure-A XIII-1*).



Figure-A XIII-1 Écrasement d'un étage d'hauteur moyenne (*collapse pancake*)  
Tirée de Shinozuka *et al.* (1995)

## 2- Séisme de Hyogo-Ken Nambu / Kobe au Japon (Bruneau et Yoshimura, 1996)

### a. Effets de ce séisme sur les bâtiments en maçonnerie :

- Années 1900 : blocs de béton importés pour construire des murs non-porteurs en remplacement de la brique. Après le séisme de 1923 (Tokyo) : arrêt de la construction en maçonnerie. Aujourd'hui, la plupart des unités de maçonnerie produites servent à construire des **murs de remplissage** ou des murs de jardin;
- Murs de remplissage en maçonnerie : quelques cas de dommages. Ex. : un niveau d'une église comportant beaucoup d'ouvertures a été très endommagé, alors que les niveaux inférieurs ayant moins de fenêtres sont demeurés intacts. Le pignon en maçonnerie non armée « pure » était inadéquatement attaché à la structure, alors il s'est partiellement effondré hors plan. La maçonnerie légère de la **tour** d'une église neuve, construite en B.A. avec remplissage de maçonnerie, s'est complètement effondrée.

## 3- Séisme de Chi-Chi à Taiwan (Su *et al.*, 2002)

### a. Caractéristiques du séisme :

- 21 septembre 1999, 1h47 am                      - 2469 morts, 10 000 blessés, 600 000 sans-abri
- Magnitude des ondes de surface  $M_S = 7,6$  ; magnitude de Richter  $M_L = 7,3$

- Intensité JMA : VI                      - Durée du séisme : 40 s            - Profondeur focale : 8,5 km
- Accélération maximale (PGA) : 1,01 g (E-O) ; 0,57 g (N-S) et 0,53 g (vert.)
- 10 milliards \$ en réparation

b. Caractéristiques des bâtiments :

- 90 % des bâtiments sont en béton armé. Les travailleurs de la construction sont moins bien entraînés que dans les pays développés : les sous-traitants remplacent le ciment par des cendres volantes et des scories et ajoutent beaucoup d'eau.

c. Dommmages observés aux bâtiments :

- 17 484 bâtiments partiellement/totalement effondrés ; 82 000 habitation endommagées;
- Bâtiments effondrés selon le type de structures : 52 % des bâtiments en béton armé; 24 % des bâtiments en maçonnerie de briques, 13 % avec maçonnerie en blocs d'argile et 11 % sont d'autres bâtiments;
- Degré d'endommagement des bâtiments : 41 % complètement détruits, 22 % sérieusement endommagés, 18 % partiellement endommagés, 19 % dommages mineurs;
- Répartition des bâtiments endommagés selon l'année de construction : < 1974 : 42 % , 1975 – 1982 : 24 % , 1983 – 1989 : 14 % , 1990 – 1997 : 14 % , > 1994 : 6 %;
- Murs de maçonnerie : fissures à 45° en X : parfois fissures transmises aux colonnes adjacentes. En général : plus de dommages que des murs de béton, sauf lorsqu'ils ont beaucoup d'ouvertures.

**4- Séisme de Latur en Inde** (Sinha et Goyal, 1994)

a. Caractéristiques du séisme :

- 30 septembre 1993, 3h56 am
- 9748 morts, 30 000 blessés
- Magnitude de Richter  $M_L = 6,4$
- Épicentre situé dans une zone sismique de niveau I : la plus faible probabilité de séisme au pays

b. Caractéristiques des bâtiments :

- La plupart des bâtiments sont construits en maçonnerie de pierre (cailloux ou moellons de basalte). Des matériaux modernes (brique cuite ou béton armé) sont parfois utilisés;
- Il y a 3 catégories de bâtiments en maçonnerie, la troisième étant les bâtiments comportant des caractéristiques parasismiques. Quelques bâtiments sont des cadres en béton armé avec murs de remplissage. Ils ont des colonnes de 250 mm de côté, des poutres de 300-400 mm de haut et 250 mm de large. Un bâtiment comporte des murs porteurs de briques (230 mm) et une bande-linteau de 100 mm en béton armé au-dessus des ouvertures. Ces linteaux ajoutés aux bâtiments à maçonnerie de brique, sur tout leur périmètre, améliorent l'intégrité structurale. Les fondations de ces bâtiments sont des piliers de 4-5 m de profondeur.

c. Dommmages observés aux bâtiments comportant des caractéristiques parasismiques :

- Les cadres en B.A., lorsque bien conçus pour la ductilité, sont capables de subir de fortes secousses sismiques, sans dommage irréparables;
- Parmi les bâtiments inspectés, de petites fissures à travers la moitié de l'épaisseur des murs intérieurs ont été observées;
- Un bâtiment récemment réhabilité par l'ajout d'une bande-linteau a bien performé durant le séisme, ayant seulement quelques petites fissures (2 mm largeur) au coin des appuis de fenêtres. Cela démontre l'utilité de la bande-linteau. À noter que les bâtiments voisins ont tous été détruits.

**5- Séisme de Changureh / Avaj en Iran** (Mansouri *et al.*, 2002)

a. Caractéristiques du séisme :

- 22 juin 2002, 7h28 am
- 261 morts, 1300 blessés, 25 000 sans-abris, 5000 ménages affectés
- Région nord-ouest de l'Iran ; 90 % de l'Iran est actif sismiquement
- Magnitude de Richter  $M_W = 6,4$  ; Intensité VIII
- 8 villages détruits à 100 % , 41 villages affectés → dommages : 91 M \$ US

b. Caractéristiques des bâtiments :

- Même s'il y a un code récent de construction en Iran, comparable au code UBC américain, l'application de ce code est limitée aux grandes villes. Dans les villages, il n'y a souvent pas de règles pour la construction et la conception parasismique des bâtiments.

c. Dommmages observés aux bâtiments comportant des caractéristiques parasismiques :

- Les quelques bâtiments construits d'après le code ont résisté au séisme;
- Les causes principales des dommages ; mauvaise conception / construction et mauvais matériaux;
- Dommages aux éléments non-structuraux : parapet, mur de remplissage et cloison (*Voir figure-A XIII-2*).



Figure-A XIII-2 Dommages à la maçonnerie : a) parapet et corniche, b) mur de remplissage extérieur, c) cloison.

Tirée de Mansouri, Aghda et Safari (2002)

**6- Séisme de Marmara / Kocaeli en Turquie** (Bruneau, 2002)

a. Caractéristiques du séisme :

- 17 août 1999, 3h01 am. Durée du séisme : 37 s
- 17 118 morts, 50 000 blessés et 600 000 sans-abri. 30 milliards \$ de dommage
- Magnitude  $M_B = M_W = 7,4$  (plusieurs répliques ; autre séismes  $M_W = 7,1$  : 12 nov. 1999)
- Accélération maximale (PGA) : 0,36 g (hor.) ; épïcentre à 17 km de profondeur
- 140 000 structures se sont effondrées ; c'est 7,7 % de l'ensemble bâti de la région épïcentrale. Aussi, 28,6 % des bâtiments ont subi des dommages légers ou modérés

b. Caractéristiques des bâtiments :

- Système prédominant : cadres en B.A. avec remplissage de maçonnerie, de toutes les hauteurs et usages. Les planchers rectangulaires sont symétriques, les colonnes rectangulaires ou carrées. Les murs extérieurs et les cloisons sont non-porteurs, en remplissage de maçonnerie d'argile. Ils contribuent à la rigidité latérale et contrôlent souvent le déplacement latéral, surtout pour les bâtiments de faible hauteur et les bâtiments anciens où le ratio mur / superficie est très haut.

c. Dommmages observés aux bâtiments à cadres en B.A. :

Lorsque les murs de maçonnerie s'effondrent, la résistance latérale et la rigidité doivent être fournies par les cadres seuls, qui entrent dans l'état plastique dans les régions critiques. Le comportement dépend ensuite des détails de connexion, d'armature et la mise en œuvre. Les dommages observés découlent d'un ou plusieurs facteurs suivants :

- Étage flexible (*Voir figure-A XIII-3.a et figure-A XIII-4.a*): Un grand nombre de bâtiments résidentiels et commerciaux ont été construits avec un R de C flexible (commerces). Ce niveau est alors fermé par de grandes fenêtres, souvent avec un simple remplissage de maçonnerie à l'arrière, causant de la torsion. Les lourds remplissages débutent au-dessus du niveau commercial. Durant les séismes, la déformation est augmentée et le fardeau de la dissipation d'énergie repose sur les éléments structuraux du rez-de-chaussée, contrairement à ce qui se passe lorsque la maçonnerie est distribuée sur toute la hauteur. Ces bâtiments ont souvent aussi un manque de ductilité dû à des colonnes mal conçues. Ils tendent à s'effondrer vers la rue, en raison du plan de torsion excentrique causé par les murs pleins présents à l'arrière;
- Colonnes faibles et poutres fortes (*Voir figure-A XIII-3.b*) : Cela a été observé pour la plupart des cadres de béton armé. Les colonnes étaient faibles et ont subi des dommages tels la création de rotules plastiques, la rupture par cisaillement et même l'écrasement par compression pouvant mener à l'effondrement. Dans certains cas, les poutres étaient relativement grandes, donc fortes. Pour ce qui est des colonnes qui n'ont pas de détails ductiles : il peut se produire une dégradation de la résistance et de la rigidité précipitée

- par la présence de forces axiales. Les dommages aux colonnes sont une perte de résistance latérale et gravitaire;
- Manque de confinement des colonnes et pratique du détail pauvre (*Voir figure-A XIII-3.c et figure-A XIII-4.b et c*) : la plupart des dommages dans les colonnes de B.A. se produisent aux extrémités des colonnes. L'armature presque nulle dans ces éléments les rend incapables de maintenir la ductilité requise. Parmi les déficiences des détails : manque d'ancrage des armatures des colonnes et poutres, longueur insuffisante de chevauchement, l'utilisation de crochet à 90°, une mauvaise qualité du béton et des remplissages en maçonnerie qui ne remplissent pas toute la hauteur. Rupture en cisaillement de colonnes courtes captives;

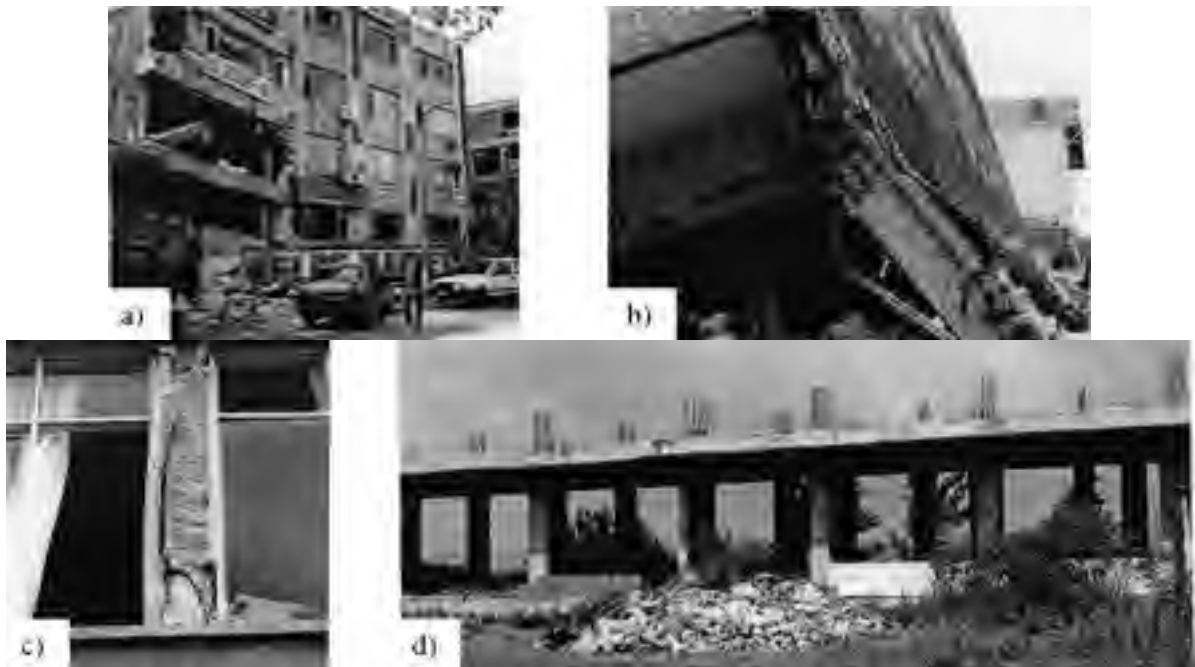


Figure-A XIII-3 a) Rupture de l'étage flexible ; b) dommages dus à des poutres fortes / colonnes faibles ; c) dommages dus à la rupture en flexion dans une rotule plastique non-ductile ; d) bâtiment d'un étage avec les barres d'armature laissées exposées en attente du besoin de construire un étage supplémentaire.

Tirée de (Bruneau, 2002)

- Façon de construire : un étage à la fois (*Voir figure-A XIII-3.d*) : un étage est construit seulement au besoin, parfois des années la construction du dernier niveau. Alors, les barres d'armature, qui sont souvent lisses, sont laissées exposées et le chevauchement n'est pas adéquat.

d. Autres dommages / commentaires :

- Dommages non-structuraux : la rupture hors plan d'un pignon en maçonnerie d'une école aurait pu être mortelle si les enfants avaient été présents au moment du séisme. C'est la même chose pour le revêtement de plâtre sur la brique des corridors intérieurs;
- Réhabilitation sismique : en Turquie, les bâtiments non conçus pour résister aux séismes n'étaient pas réhabilités avant 1999. Il n'y a qu'un bâtiment réhabilité dans la région fortement affectée avec des murs de cisaillement en béton. Il est demeuré fonctionnel après le séisme, c'est très significatif par rapport aux bâtiments adjacents qui se sont tous effondrés.

**7- Séisme de Marmara / Kocaeli en Turquie** (Saatcioglu *et al.*, 2001)

a. Caractéristiques des bâtiments :

- Les bâtiments en B.A. sont majoritairement coulés en place;
- Utilisation de dalles « Asmolen ». Ce sont des dalles épaisses portant dans une direction composées de poutres de béton reliées par des unités de maçonnerie. Les colonnes jumelées à ce type de dalle sont souvent de petites dimensions, donc flexibles et faibles.

b. Dommages observés aux bâtiments :

- Les bâtiments de 4 à 6 étages ont subi les pires dommages, causant la plupart des décès ;

Les remplissages de **maçonnerie** ont subi les dommages suivants :

- Le contreventement latéral des cadres en B.A. est fourni par les murs de maçonnerie de briques (blocs évidés maçonnerie non armée - MNA) ou de béton;
- Ces murs participent durant un séisme à la résistance latérale à divers degrés et sont souvent endommagés prématurément ; atteinte de la rupture par diagonales de traction et de compression ou effondrement hors plan (*Voir figure-A XIII-4.a*);



- En dépit de la faible résistance et du comportement fragile des murs MNA, les cadres de B.A. bénéficient d'un certain apport de la MNA jusqu'à l'atteinte de l'inélasticité de la maçonnerie;
- Le système de dalle « Asmolen » ne correspond pas à la philosophie colonnes fortes – poutres faibles.



Figure-A XIII-4 a) Dommages à la maçonnerie de remplissage avec quelques colonnes touchées au 1<sup>e</sup> étage (flexible); b) manque de confinement de l'armature des colonnes, résultant en l'écrasement du béton ; c) interférence d'éléments non-structuraux avec le système de résistance aux charges latérales : pallier d'escalier affectant les colonnes.

Tirée de Saatcioglu *et al.* (2001)

c. Autres dommages / commentaires :

- Les inspections ont révélé que peu de conception parasismique a été intégrée lors de la construction des cadres en B.A. Il est connu que le contrôle est très faible en Turquie. L'application inexistante ou inadéquate des règlements lors de la conception et de la construction ont influencé la pauvre performance des bâtiments;
- Concernant les bâtiments en construction lors du tremblement de terre (1999) : des déficiences ont été observées au confinement des colonnes, du chevauchement à la base des colonnes et du recouvrement de béton. Le code n'est pas toujours respecté.

**8- Séisme de Marmara / Kocaeli en Turquie** (Badoux *et al.*, 2000)

a. Caractéristiques des bâtiments :

- Description : voir la section 6.b (p. 292). Illustration : Voir figure-A XIII-5.a.



Figure-A XIII-5 a) Bâtiment typique en B.A. et murs de remplissage en maçonnerie ;  
 b) dégâts modérés à un immeuble de 5 étages ; c) fissures en croix caractéristiques dans un  
 mur de remplissage en maçonnerie.

Tirée de Badoux *et al.* (2000)

b. Dommmages observés aux bâtiments :

- Les murs de remplissage sont plus rigides que l'ossature, et il se produit des fissures en croix sous l'effet d'efforts horizontaux (figure-A XIII-5.b et c). Lorsque la maçonnerie s'écroule, la rigidité horizontale est fortement réduite, ce qui permet de grandes déformations pouvant mener à la ruine;
- « Colonnes captives » : problème souvent dû à la discontinuité des murs de remplissage en maçonnerie (ouverture ou mi-hauteur). Les colonnes ne peuvent se déformer sur toute la hauteur, ce qui produit des efforts de cisaillement et engendre des rotules plastiques où ce n'était pas prévu;
- Détails de construction : armature de confinement (étriers) souvent insuffisante (trop espacés et crochets à 90° au lieu de 135°);
- Les dommages sont concentrés sur les bâtiments de 4 à 7 étages.

**9- Séisme de Erzincan en Turquie** (Saatcioglu et Bruneau, 1993)

a. Caractéristiques du séisme :

- 13 mars 1992, 20h18. Durée du séisme : 10 s
- 525 morts, 2200 blessés. 2200 maisons très endommagées
- Magnitude de Richter = 6,8
- Accélération maximale : 0,39 g (N-S) ; 0,49 g (E-O) ; épiceutre à 7,7 km de la ville
- Il y a eu 20 séismes catastrophiques durant les derniers 1000 ans

b. Caractéristiques des bâtiments :

- Suite au séisme de 1939 (magnitude de 8,0), les 6600 bâtiments détruits (sur un total de 7200) ont été reconstruits selon les techniques occidentales de construction de l'époque. Ce fait est intéressant pour prévoir le comportement de nos bâtiments sous un séisme semblable;
- Système structural prédominant : BMR (cadres de B.A. et maçonnerie non armée). Utilisé pour des bâtiments de diverses hauteurs et usages ; la plupart ont moins de 4 étages, mais les plus récents ont 4 à 6 étages. Les murs extérieurs de remplissage en maçonnerie de briques non armée comportent souvent deux épaisseurs de briques isolées par un panneau ou de la poussière;
- Le 2<sup>e</sup> système structural le plus répandu consiste en des murs porteurs en maçonnerie non armée (pour les petits bâtiments) en briques, supportant des dalles B.A.

c. Dommmages observés aux bâtiments :

Les dommages répertoriés pour le séisme de Marmara (sections 6 à 8) sont aussi applicables à ce séisme. De plus,

- Les BMR : les remplissages contrôlent la déformation latérale, surtout dans les bâtiments de faible hauteur. Pour les remplissages dont les 2 épaisseurs sont séparées, le comportement sismique a été mauvais, puisque le matériau intermédiaire empêchait une bonne liaison entre les épaisseurs de maçonnerie. En considérant une seule épaisseur plutôt que les 2, le ratio hauteur / épaisseur était augmenté et des dommages hors plan étaient courants;
- La rupture d'unités de briques a déclenché la rupture hors plan dans certains cas;
- Des niveaux non rigides, des poutres fortes – colonnes faibles, un manque de confinement des colonnes et la rupture par cisaillement des colonnes ont été répertoriés lors de l'inspection des bâtiments. Le bon comportement poutres faibles – colonnes fortes n'a été observé qu'à un seul bâtiment : le quartier général de la police. En ce qui concerne l'armature, on note ici que le grade d'acier utilisé est faible, en plus d'être en quantité insuffisante (ex. : 1 % d'acier longitudinal dans colonnes de bâtiment à appartement);

- Pour ce qui est des murs de remplissage en maçonnerie : la plupart sont en briques vides ou pleines (dans le cas des murs non-porteurs de vieux bâtiments). Peu de maçonneries sont en blocs de béton. Les maçonneries de briques pleines ont bien performé, demeurant à l'état élastique et contribuant à la rigidité. Les murs de briques évidées non porteurs (*Voir figure-A XIII-6*) n'ont pas bien résisté à la compression diagonale et à la forte demande en déformation : rupture par traction diagonale et compression, séparation du remplissage et du cadre et effondrement hors plan.



Figure-A XIII-6 Blocs de maçonnerie à trous rectangulaires ou ronds.  
Tirée de Saatcioglu et Bruneau (1993)

d. Autres dommages / commentaires :

- La plupart des bâtiments à Erzincan ont subi des dommages, dû aux manquements en matière de conception parasismique, incluant le détail des armatures. Cela n'est pas surprenant pour les bâtiments construits avant 1975, mais plusieurs bâtiments post-1975 ont été endommagés.

**10- Séisme de Pyrgos en Grèce** (Karantoni et Bouckovalas, 1997)

a. Caractéristiques du séisme :

- 26 mars 1993, 13h58.
- Durée du séisme : 3 s
- 2 blessés
- Magnitude  $M_S = 5,5$
- Accélération maximale : 0,454 g (transv.), 0,149 g (long.) et 0,127 g (verticale)

b. Caractéristiques des bâtiments :

- Presque tous les bâtiments construits après 1960 sont des BMR, peu importe le nombre d'étages. La hauteur moyenne est de 4 étages, mais plusieurs en ont jusqu'à 7. Les remplissages sont en briques d'argile creuses (6 à 12 trous), liées par du mortier de ciment et chaux (*Revoir* figure-A XIII-6).

c. Dommages observés aux bâtiments :

- Les BMR ont subi des dommages importants aux remplissages en maçonnerie et des dommages légers aux cadres de B.A. Les remplissages de maçonnerie ont développé des fissures diagonales d'ouvertures variables dans le mortier et les unités de briques. Aussi, des fissures horizontales et verticales ont été observées au contact entre la maçonnerie et le béton. Seuls 22 bâtiments de 2 à 7 étages ont développé des fissures larges dans les éléments de béton : fissures diagonales au haut des colonnes, désintégration des colonnes du rez-de-chaussée, etc.

**11- Séisme du Saguenay au Québec** (Paultre *et al.*, 1993)

a. Caractéristiques du séisme :

- 25 novembre 1988, 18h46
- Magnitude  $M_B = 6,0$  et intensité de Mercalli : VII
- Amplification des ondes sismiques due aux dépôts alluviaux (ex. : x 1,4 à Baie St-Paul par rapport à une ville fondée sur le roc à la même distance)
- Ressenti jusqu'à Toronto et Washington ; plus gros séisme dans l'Est de l'Amérique du Nord depuis 50 ans
- Dommages subis par 1927 petits bâtiments

b. Dommages observés aux bâtiments :

- Les régions les plus affectées sont celles où les bâtiments sont situés sur des dépôts de sol. Ceux sur le sable ont subi des dommages dans un rayon de l'épicentre plus petit;

- Il s'est produit beaucoup de dommages aux murs de MNA : rupture du joint de mortier due aux vibrations sismique, fissures larges aux coins des ouvertures et à la jonction de deux murs ou d'un mur et du toit , séparation du revêtement de maçonnerie non ancré ou mal ancré à la structure ou aux murs extérieurs.

## **12- Séisme de Tecomán au Mexique** (Singh *et al.*, 2003)

### a. Caractéristiques du séisme :

- 22 janvier 2003. Durée du séisme : 3 - 15 s
- 29 morts, 300 blessés et 10 000 sans-abri.
- Magnitude  $M_w = 7,4$  ; intensité de VIII à Tecomán et Colima
- Accélération maximale (PGA) : 0,33 g (hor.)
- 2005 maisons détruites, 6615 endommagées

### b. Caractéristiques des bâtiments :

- La maçonnerie confinée est le mode de construction en maçonnerie armée le plus courant. Ce sont des éléments de béton armé verticaux et horizontaux censés confiner les murs de maçonnerie porteurs construits au préalable.

### c. Dommmages observés aux bâtiments :

- La maçonnerie confinée, lorsque bien conçue et construite, a démontré une performance adéquate. Ce style de construction a subi plus de dommages lorsque les colonnes étaient petites ou peu nombreuses. Les dommages étaient aux coins des ouvertures.

## **13- Séisme de Draney Park aux États-Unis** (Schuster et Murphy, 1996)

### a. Caractéristiques du séisme :

- 3 février 1994, 9h05
- Magnitude  $M_w = 5,9$  ; intensité VII
- Dégâts structuraux mineurs

b. Dommmages observés aux bâtiments :

- Parmi les groupes de dommages, structuraux ou non, qui ont été observés dans les villes autour de l'épicentre, il y a des fissures mineures dans les murs de maçonnerie à l'école d'Osmond, située à 19 km de l'épicentre. Il y a aussi deux larges fissures dans une dalle de 100 mm d'épaisseur, qui sont probablement apparues pendant ce séisme.

**14- Séisme de Loma Prieta / San Francisco aux États-Unis** (Bruneau, 1991)

a. Caractéristiques du séisme :

- 17 octobre 1989, 17h04. Durée du séisme : 10 s
- 62 décès, 3757 blessés. 5,6 milliards \$ de dommage
- Magnitude = 7,1 ; intensité max. = IX
- Accélération maximale (PGA) : 0,65 g à 15 km de l'épicentre
- Région de la faille de San Andreas
- Des séismes de cette magnitude sont susceptibles de se produire dans les centres urbains de l'est et de l'ouest canadien où beaucoup de structures historiques, non conçues pour résister à de telles forces latérales, sont exposées au risque sismique

b. Dommmages observés aux bâtiments :

- Dommages sévères à plusieurs structures modernes situées à 80 km de l'épicentre;
- Forme de dommage la plus courante : rupture hors plan de murs en MNA, résultant de connexions inadéquates entre les murs extérieurs et les planchers ou toits. Dans certains cas, la rupture hors plan a été accélérée par le choc subi avec le bâtiment adjacent;
- Le bâtiment 100 Front Street (1893) est particulier. Cet attrait de Watsonville, près de l'épicentre, a survécu au séisme de Loma Prieta sans dommage extérieur apparent, à l'exception de la rupture d'un lourd parapet de MNA. Cela est admirable étant donné que cette structure n'a pas été conçue du tout pour résister aux séismes. La chute du parapet confirme qu'il n'y a pas eu de réhabilitation sismique et atteste la survie de ce bâtiment au séisme de 1906 de San Francisco;

- Église de Watsonville : rupture hors plan du pignon, de même que la fissuration sévère des flèches. Souvent, les églises sont très endommagées suite à un séisme, à cause de leur configuration architecturale et des minces éléments de MNA;
- Un hôtel de 7 étages (Palomar Inn), construit vers 1920 en B.A. non ductile a subi un PGA de 0,5 g. Il ne s'est pas effondré et il n'y a eu aucun décès. Les dommages extérieurs consistent en une rupture par cisaillement de colonnes courtes et de larges fissures entre certaines fenêtres. Dû aux dommages structuraux et non structuraux, le bâtiment a été détruit (*Voir figure-A XIII-7*).



Figure-A XIII-7 Dommage typique extérieur au Palomar Inn :  
fissure de cisaillement d'une colonne courte (Santa Cruz).  
Tirée de Bruneau (1991)

c. Leçons retenues :

- L'étude des dommages aux bâtiments anciens éloignés de l'épicentre, même s'ils ont subi seulement de faibles accélérations, est pertinente pour plusieurs structures existantes au Canada non conçues pour résister aux séismes. La déficience en résistance sismique ou en ductilité de plusieurs structures anciennes est un problème actuel particulier au Canada, puisque les premières provisions parasismiques effectives datent du CNBC 1953, mais n'ont été adoptées qu'en 1967 dans certains cas;
- Le problème de sensibilisation à la vulnérabilité sismique est particulièrement grave dans l'Est du Canada où le niveau généralement faible d'activité sismique amène un relâchement de la sensibilité aux séismes. Les recommandations d'étude de capacité sismique rencontrent un désintéressement, même pour des structures « essentielles »;



- Les propriétaires craignent que les ingénieurs réalisent une évaluation de la vulnérabilité sismique basée sur des hypothèses conservatrices, en n'incluant pas la contribution potentiellement favorable d'éléments structuraux ou non structuraux, dont l'effet est difficilement quantifiable. Parfois, des bâtiments centenaires sont évalués comme ayant peu de résistance « théorique » au vent lorsqu'analysés selon la pratique moderne, alors que de telles structures ont démontré le contraire au cours de leur existence;
- Pour que la mitigation du risque sismique soit correctement effectuée dans les régions canadiennes de sismicité faible à modérée, l'évaluation des structures existantes doit être reliée étroitement au niveau de performance attendu de la structure en question. Le but premier des ingénieurs devrait être de réaliser une évaluation de la capacité en résistance sismique et de la ductilité de la structure et des éléments non structuraux qui ne soit pas trop pessimiste, mais réaliste;
- Le défi consiste donc à établir un modèle analytique réaliste du système analysé et fournir l'évaluation la plus précise et la plus fiable de sa capacité actuelle en ne tenant pas compte des performances historiques du bâtiment, ni des résultats découlant de techniques d'analyse poussées modernes.

d. Conclusion :

- Certains bâtiments non conçus pour résister aux séismes ont très bien performé, mais ont subi des dommages économiquement irréparables, ce qui met l'accent sur le besoin de revoir la philosophie de réhabilitation parasismique des bâtiments historiques.

**15- Tableau résumé des dommages identifiés pour les huit séismes**

| Séisme                        | Typologie structurale          | Modes de rupture   |
|-------------------------------|--------------------------------|--|
| Kobe 1995                     | B.A.                           | Cisaillement des colonnes, écrasement d'un étage ( <i>collapse pancake</i> )   |
|                               | Murs de remplissage            | Quelques cas : hors plan ; tour effondrée  |
| Chi-Chi 1999                  | B.A.                           | Étage flexible (92 % des effondrements de cette typologie) ; colonnes faibles – poutres fortes ; béton faible en compression   |
|                               | B.A. et remplissage            | Fissures en X, parfois transmises aux colonnes   |
| Changureh 2002                | Murs de remplissage            | Fissures en X, fissures de cisaillement, chute de parapets hors plan   |
| Kocaeli 1999 et Erzincan 1992 | B.A. avec remplissage          | Effondrement des remplissages, hors plan ou dans le plan (fissuration en X)<br>1 <sup>er</sup> niveau flexible et faible ductilité des colonnes : effondrement vers la rue<br>Colonnes faibles – poutres fortes et colonnes mal confinées : écrasement des colonnes en compression<br>Détails de ductilité pauvres (ex. : manque d'ancrage des armatures, crochets à 90°, armatures trop espacées, longueur de chevauchement insuffisante)<br>Remplissage partiel de maçonnerie : rupture en cisaillement des colonnes courtes<br>Endommagement de colonnes par des paliers d'escalier |
| Erzincan 1992                 | B.A. avec remplissage          | Remplissage ayant 2 épaisseurs de maçonnerie se sont effondrés, dû à la mauvaise liaison<br>Les maçonneries de briques pleines ont mieux performé que celles de briques évidées, qui ont subi des ruptures en X et hors plan   |
| Pyrgos 1993                   | B.A. avec remplissage          | Dommages importants aux remplissages et faibles dommages aux cadres : fissures diagonales dans la maçonnerie parfois transmises aux colonnes   |
| Saguenay 1988                 | Maçonnerie                     | Rupture du joint de mortier, fissures aux coins des ouvertures et à la jonction de deux éléments structuraux, séparation du revêtement de maçonnerie   |
| Loma Prieta 1989              | Maçonnerie non armée porteuses | Rupture hors plan de murs, rupture d'un parapet, fissuration de la maçonnerie  |
|                               | B.A. non ductile               | Rupture par cisaillement de colonnes courtes   |

## BIBLIOGRAPHIE

- Achyutha, H., R. Jagadish, P. S. Rao et S. Shakeebur Rahman. 1986. « Finite element simulation of the elastic behaviour of infilled frames with openings ». *Computers & Structures*, vol. 23, n° 5, p. 685-696.
- ACI. 2000. *Building code requirements for structural concrete with commentary*, Norme nationale des États-Unis, ACI 318-99. États-Unis : American Concrete Institute, 391 p.
- ACI. 2004. *Commentary on specification for masonry structures. Manual of concrete practice*, Norme nationale des États-Unis, 530.1-02. Détroit (MI) : American Concrete Institute, 147 p.
- ACNOR. 1994. *Calcul de la maçonnerie pour les bâtiments (calcul aux états limites) 2<sup>e</sup> éd.*, CAN/CSA-S304.1-F94. Association canadienne de normalisation, 148 p.
- ACNOR. 2004. *Calcul des ouvrages en béton 5<sup>e</sup> éd.*, CAN/CSA-A23.3-F04. Association canadienne de normalisation, 270 p.
- Addis, Bill. 1997. « Concrete and steel in twentieth century construction : from experimentation to mainstream usage ». In *Structure and Style : Conserving Twentieth Century Buildings*, sous la dir. de Michael Stratton, p. 103-142. Londres (Angleterre) : E & FN Spon.
- Akpınar, U., R. Ozcelik et B. Binici. 2011. « The Effect of Infill Wall on Seismic Performance of Deficient RC Structures ». In *COMPADYN 2011 - 3<sup>rd</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (Corfou, Grèce, 25-28 mai 2011), paper 569. M. Papadrakakis, M. Fragiadakis et V. Plevris
- Al-Chaar, Ghassan. 2002. *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. Coll. « Rapport du Construction Engineering Research Laboratory », ERDC/CERL TR-02-1. Champaign (IL): U.S. Army Engineer Research and Development Center, 88 p.
- Alcocer, S. M. et R. E. Klingner. 1994. « Masonry research in the Americas ». *ACI Special Publication*, vol. 147, p. 127 (Paper SP 147-5).
- Allen, D.E. et IRC. 1982 « CBD-221-F. Calcul aux états limites : Digests de la construction au Canada ». En ligne. 5 p., Institut de la recherche en construction, <<http://www.nrc-cnrc.gc.ca/fra/idp/irc/dcc/digest-construction-221.html>>. Consulté le 20 octobre 2006.
- Apostolska, R., G. Necevska-Cvetanovska, J. Cvetanovska et E. Gjorgjievska. 2010. « Influence of Masonry Infill on Seismic Performance of RC Frame Buildings ». In *14<sup>th</sup>*

- European Conference on Earthquake Engineering (14 ECEE)*. (Ohrid, Macédoine, 30 août - 3 sept. 2010), paper 1874. Mihail Garevski.
- Arrien, Paul et Martin Lemyre. 2003. *Étude de la capacité parasismique du bloc « D » du centre hospitalier Hôpital Saint-Sacrement (CHA)*. Coll. « Rapport de BPR Groupe-Conseil », Québec (QC): Corporation d'hébergement du Québec, 9 p.
- ASCE. 2007. *Seismic rehabilitation of existing buildings*, Norme nationale des États-Unis, ASCE/SEI 41. Reston (VA) : American Society of Civil Engineers, 428 p.
- Asteris, Panagiotis G., Christis Z. Chrysostomou, Ioannis P. Giannopoulos et Eleni Smyrou. 2011. « Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings ». In *COMPDYN 2011 - 3<sup>rd</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (Corfou, Grèce, 25-28 mai 2011), paper 378. M. Papadrakakis, M. Fragiadakis et V. Plevris. .
- ATC. 1996. *ATC 40 : Recommended methodology for seismic evaluation and retrofit of reinforced concrete buildings*. Redwood City (CA), Applied Technology Council.
- Bachmann, Hugo. 2000. « Principes de base pour la conception parasismique des bâtiments (traduction de la version revue et complétée de "Grundsätze für Ingenieure und Architekten für den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten") ». In *Journée d'études de la Société Suisse du Génie Parasismique - Mesures parasismiques pour les constructions existantes et nouvelles*. (ETH Zurich, Suisse, 7-8 septembre 2000).
- Badoux, Marc, Ersan Göksu, Pierino Lestuzzi et Jost Studer. 2000. « Le séisme de Kocaeli en Turquie - Mission de reconnaissance ». *IAS Bulletin technique de la Suisse romande*, vol. année 2000, n° 1-2, p. 8-13.
- Beaudry, Martin. 2004. « Les assureurs sont désormais en mesure d'absorber des pertes de 11 milliards de dollars ». *Québec inc.*, vol. 6, n° 19, p. 32.
- Beaulieu, Jacques. 2006. *Essais sur maçonnerie pour la centrale hydroélectrique de Beauharnois*. Rencontre d'information chez Hydro-Québec Équipement sur la maçonnerie non armée, le 12 avril 2006. Montréal : Qualitas - Laboratoire de béton.
- Beaulieu, Jacques. 2007. *Essais sur maçonnerie pour la centrale hydroélectrique de La Tuque*. Coll. « Rapport de Qualitas - Laboratoire de béton », B16203-005. Montréal.
- Bendimerad, Fouad. 2004. « The 21 May 2003 Boumerdes earthquake lessons learned and recommendations ». In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, 1-6 août 2004), quote from the oral presentation of paper 9001. St. Louis (MO): Mira Digital Publishing, Inc.
- Bennett, Richard M., Kurt A. Boyd et Roger D. Flanagan. 1997. « Compressive properties of structural clay tile prisms ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° 7, p. 920-926.

- Beres, Attila, Stephen P. Pessiki, Richard N. White et Peter Gergely. 1996. « Implications of experiments on the seismic behavior of gravity load designed RC beam-to-column connections ». *Earthquake Spectra*, vol. 12, n° 2, p. 185-198.
- Betbeder-Matibet, Jacques et Jean-Louis Doury. 1997. « Constructions parasismiques ». In *Techniques de l'ingénieur, traité Construction*, sous la dir. de Jacques-René Kramer, p. 1-40. Paris (France) : ETI Sciences et Techniques.
- Biddah, Ashraf Mahmoud Samy. 1997. « Seismic behaviour of existing and rehabilitated reinforced concrete frame connections ». Thèse de doctorat en génie civil, Hamilton (ON), McMaster University, 326 p.
- Binda, L., A. Fontana et G. Frigerio. 1988. « Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics ». In *8<sup>th</sup> International Brick and Block Masonry Conference*. (Dublin, Irlande, 19-21 septembre 1988), p. 205-216. St. Louis (MO): John W. de Courcy.
- Boussabah, Laith. 1993. « Impact of engineering modeling assumptions on assessing the seismic performance of Montgomery block building ». Mémoire de maîtrise en génie civil, Ottawa (ON), University of Ottawa, 177 p.
- Branson, D.E. 1977. *Deformation of concrete structures*. New York (NY): McGraw-Hill, 546 p.
- Bruneau, Michel. 1991. « Review of structural damage to existing buildings, and seismic rehabilitation lessons from the 1989 Loma Prieta (San Francisco) earthquake ». In *2<sup>nd</sup> International Conference on Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings*. (Séville, Espagne, 14-16 mai 1991), p. 89-100. Southampton (Angleterre): Mechanics, Computational.
- Bruneau, Michel. 2002. « Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August 17, 1999 ». *Journal of Seismology*, vol. 6, n° 3, p. 357-377.
- Bruneau, Michel et Koji Yoshimura. 1996. « Damage to masonry buildings caused by the 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe, Japan) earthquake ». *Revue canadienne de génie civil*, vol. 23, n° 3, p. 797-807.
- Bureau of standards. 1924. *Recommended minimum requirements for masonry wall construction*, Norme nationale américaine, Department of Commerce - Government Printing Office, 57 p.
- Carr, Athol J. 1998. *Ruaumoko - Inelastic dynamic analysis program*. Coll. « Rapport de University of Canterbury », Nouvelle-Zélande: University of Canterbury. Department of civil engineering.

- Cavaleri, Liborio, Marinella Fossetti et Maurizio Papia. 2004. « Effect of vertical loads on lateral response of infilled frames ». In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, 1-6 août 2004), paper 2931. St. Louis (MO): Mira Digital Publishing, Inc.
- CNRC. 1941. *Code national du bâtiment du Canada*, Ottawa. Conseil national de recherches du Canada, Comité associé du Code national du bâtiment, mult. p.
- CNRC. 1953. *Code national du bâtiment du Canada*, Ottawa. Conseil national de recherches du Canada, Comité associé du Code national du bâtiment, mult. p.
- CNRC. 1992. *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Ottawa : Conseil national de recherches du Canada, 89 p.
- CNRC. 1996. *Guide de l'utilisateur : CNB 1995 : commentaires sur le calcul des structures (partie 4)*. Ottawa : Conseil national de recherches du Canada, 147 p.
- Colangelo, Felice. 2005. « Pseudo-dynamic seismic response of reinforced concrete frames infilled with non-structural brick masonry ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, n° 10, p. 1219-1241.
- Combescure, Didier et Pierre Pegon. 2000. « Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading ». *Nuclear Engineering and Design*, vol. 196, n° 1, p. 17-40.
- Corley, W. Gene. 2000. « Chapter 12 : Concrete structures ». In *Forensic structural engineering handbook*, sous la dir. de Robert T. Ratay, 1<sup>e</sup> édition, p. 12.1-12.48. New York (NY) : McGraw-Hill.
- Cosenza, Edoardo, Gaetano Manfredi et Gerardo M. Verderame. 2006. « A fibre model for push-over analysis of underdesigned reinforced concrete frames ». *Computers & Structures*, vol. 84, n° 13-14, p. 904-916.
- Crisafulli, F.J. et A.J. Carr. 2007. « Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures ». *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, vol. 40, n° 2, p. 69-77.
- Crisafulli, F.J., A.J. Carr et R. Park. 2000. « Analytical modelling of infilled frame structures - a general overview ». *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, vol. 33, n° 1, p. 30-47.
- Crisafulli, Francisco Javier. 1997. « Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills ». Thèse de doctorat en génie civil, Christchurch (Nouvelle-Zélande), University of Canterbury, 404 p.
- CSI. 2007.a. *CSI Analysis reference manual for SAP2000, ETABS and SAFE*. Berkeley (CA): Computers and Structures inc., 450 p.

- CSI. 2007.b. *SAP2000 11.0.8 Help - Sign Convention - Frame element internal forces*. version Logiciel. Berkeley (CA) : : Computers and Structures inc.
- CUREE. Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE) and Department of Building Inspection City & County of San Francisco. 2006. *Earthquake Engineering, a free public exhibit held April, 2006 at the Yerba Buena Lane Plaza, Market street*. San Francisco (CA): CUREE, 16 p.
- Davidovici, Victor. 1999. *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Paris (France): Le Moniteur, 330 p.
- Davison, J.I., IRC et CNRC. 1975. *Mortier pour maçonnerie - digeste CBD-163-F*. Rédigé par J.I. Davison. Ottawa (ON). Institut de la recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada.
- Dolšek, Matjaž et Peter Fajfar. 2002. « Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, n° 6, p. 1215-1230.
- Dolšek, Matjaž et Peter Fajfar. 2005. « Simplified Non-linear Seismic Analysis of Infilled Reinforced Concrete Frames ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, p. 49-66.
- El-Dakhkhni, Wael W., Ahmad A. Hamid et Mohamed Elgaaly. 2004. « Strength and stiffness prediction of masonry infill panels ». In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, 1-6 août 2004), paper 3089. St. Louis (MO): Mira Digital Publishing, Inc.
- ElRazik, A., A. Asran et A. Abdel Hafiz. 2006. « Effect of infill walls on the performance of multi-storey building during earthquakes ». In *1<sup>e</sup> Conférence internationale spécialisée sur le génie des structures*. (Calgary, 23-26 mai 2006), article ST-067. Montréal: Société canadienne de génie civil - Mamdouh El-Badry.
- Emley, Warren E. 1917. « Properties of cement-lime-sand mortars ». *American Society for Testing and Materials*, vol. 17, part 2, p. 261-272.
- ENS Cachan. 2003. « Les plans d'expériences ». In *Sciences de l'Ingénieur*. En ligne. <[http://www.si.ens-cachan.fr/ressource/r18/r18\\_reduit.htm](http://www.si.ens-cachan.fr/ressource/r18/r18_reduit.htm)>. Consulté le 30 novembre 2003.
- ENS Cachan. 2012. « Annexe : les critères de plasticité : complément d'information ». In *Sciences de l'Ingénieur*. En ligne. <[http://www.si.ens-cachan.fr/accueil\\_V2.php?id=26&numannexe=1&page=affiche\\_ressource&page2=annexe](http://www.si.ens-cachan.fr/accueil_V2.php?id=26&numannexe=1&page=affiche_ressource&page2=annexe)>. Consulté le 10 juillet 2012.

- Eurocode. 1995. *Eurocode 6 : calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : règles générales - Règles pour maçonnerie armée et non armée*, Norme européenne, DD ENV 1996-1-1:1996. 180 p.
- Eurocode. 2005. *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments*. Norme européenne.
- Fardis, M. 2006. « Seismic Design Issues for Masonry – infilled RC Frames ». In *13<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering (13 ECEE)*. (Genève, Suisse, 3-8 septembre 2006).
- FEMA. 2000. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356. Washington (D.C.) : Federal Emergency Management Agency, 518 p.
- FEMA. 2003. *Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model - HAZUS<sup>®MH</sup> MR4, Technical Manual*. Coll. « Rapport du Department of Homeland Security, Emergency Preparedness and Response Directorate », HAZUS<sup>®MH</sup> MR4. Washington (D.C.): 712 p.
- FEMA. 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440. Washington (D.C.) : Federal Emergency Management Agency, 392 p.
- Filiatrault, André. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal: Presses internationales Polytechnique, 408 p.
- Flanagan, Roger D. et Richard M. Bennett. 2001. « In-plane analysis of masonry infill materials ». *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, vol. 6, n° 4, p. 176-182.
- Forget, Madeleine. 1990. *Les gratte-ciel de Montréal*. Montréal: Éditions du Méridien, 164 p.
- Francis, A., C. Horman et L. Jerrems. 1970. « The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork ». In *2<sup>nd</sup> International Brick and Block Masonry Conference*. (Stoke-on-Trent, Angleterre, 12-15 avril 1970), p. 31-37.
- Gauthier, Marc. 1976. *Rapport d'étude de la charpente, Édifice « E »*. Coll. « Restauration et Rénovation des édifices de la Colline parlementaire », Québec: Marc Gauthier, Ingénieur-conseil.
- Ghobarah, Ahmed , M. El-Attar et N.M. Aly. 2000. « Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns : a case study ». *Engineering Structures*, vol. 22, n° 5, p. 490-501.
- Gilbert, Émile. 1990. « Rénovation globale de l'édifice André-Laurendeau, colline parlementaire ». Plan. Détail des cloisons à double parois. In Québec: Émile Gilbert + Associés, architectes.



- Griffith, M.C. et J. Vaculik. 2005. « Flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls ». In *10<sup>th</sup> Canadian Masonry Symposium*. (Banff, 8-12 juin 2005), paper 4c-2. Calgary: University of Calgary / Canada Masonry Design Centre.
- Grimm, Clayford T. 2000. « Chapter 13 : Masonry structures ». In *Forensic Structural Engineering Handbook*, sous la dir. de Robert T. Ratay, p. 13.1-13.66. New York (NY) : McGraw-Hill.
- Guevara, L. Teresa et Luis E. Garcia. 2005. « The captive- and short-column effects ». *Earthquake Spectra*, vol. 21, n° 1, p. 141-160.
- Hamel, Alexis. 2007. « Unity building ». In *Image Montreal: Pictures of Montreal, historical building, Architecture and Skyscrapers*. En ligne. <<http://www.imtl.org/montreal/building/Edifice-Unity.php?id=581&im=1>>. Consulté le 2 avril 2007.
- Hegger, Joseph, Alaa Sherif et Wolfgang Roeser. 2004. « Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections ». *ACI Structural Journal*, vol. 101, n° 5, p. 604-614.
- Hendry, Arnold W. 1990. *Structural masonry*. Londres (Angleterre): Macmillan Education, 284 p.
- Hendry, Arnold W. et M. H. Malek. 1985. « Characteristic compressive strength of brickwork from collected test results ». *Masonry International*, vol. 7, p. 15-24.
- Holmes, M. 1961. « Steel frames with brickwork and concrete infilling ». *Instn. of Civ. Engrs.*, vol. 19, p. 473-478.
- ICBO. 1970. *Uniform Building Code Standards*. Norme nationale des États-Unis, UBC. Pasadena (CA) : International Conference of Building Officials, environ 700 p.
- Ingberg, S.H. 1924. « Factors affecting brick masonry strength ». In *American Society for Testing and Materials 24*. (24 septembre 1924), p. 909-919 (part 2). ASTM.
- Ingénieurs mandatés par les architectes Lacroix - Drouin et Bergeron. 1934. « Plans de structures originaux de l'Édifice André Laurendeau ». Plans. Bureaux de SNC-Lavalin à Québec. In *Dossier sur la rénovation globale de l'édifice André-Laurendeau, colline parlementaire*. Québec.
- Ip, Felix. 1999. « Compressive strength and modulus of elasticity of masonry prisms ». Mémoire de maîtrise en génie civil et environnemental, Ottawa (ON), University of Carleton, 161 p.

- IRC/CNRC. Institut de recherche en construction. Conseil National de Recherche du Canada. 2005. *Code national du bâtiment du Canada 2005*. Ottawa : Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, 1235 p.
- Kadysiewski, Stephen et Khalid M. Mosalam. 2009. *Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction*. Coll. « Rapport technique du PEER », PEER-2008/102. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 144 p.
- Kalman, T. et V. Sigmund. 2010. « Evaluation of Masonry Panel Models for Nonlinear Analysis of Infilled R/C Frames ». In *14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering (14 ECEE)*. (Ohrid, Macédoine, 30 août - 3 sept. 2010), paper 309. Mihail Garevski.
- Karaduman, Adnan, Zekeriya Polat et Mevlüt Yaşar Kaltakci. 2001. « Statical analysis of infilled frames ». In *STREMAH VII: Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings VII*. (Bologne, Italie, 28-30 mai 2001), p. 425-433. Angleterre: Wissex Institute of Technology - C.A. Brebbia.
- Karantoni, F. V. et G. Bouckovalas. 1997. « Description and analysis of building damage due to Pyrgos, Greece earthquake ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 16, n° 2, p. 141-150.
- Khoo, C. et Arnold W. Hendry. 1973. « A failure criterion for brickwork in axial compression ». In *3<sup>rd</sup> International Brick and Block Masonry Conference*. (Essen, Allemagne), p. 139-145.
- Kircher, Charles A. 1999. « Overview of Earthquake Analysis Methods with Emphasis on Nonlinear Static Procedures ». In *Earthquake Analysis Methods: Predicting Building Behavior*, sous la dir. de EERI, p. 51. Oakland, É.-U. : EERI Technical Seminar Series.
- Krauss, Edward E. 1931. « Brick mortar bond shear tests ». *Brick & Clay Record*, vol. 79, n° 5, p. 218.
- Krawinkler, Helmut. 1998. « Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation ». *Engineering structures*, vol. 20, 4-6, p. 452-464.
- Lang, Kerstin. 2002. « Seismic vulnerability of existing buildings ». Thèse de doctorat en génie des structures, Zurich, Swiss Federal Institute of Technology Zurich (ÉPFZ), 189 p.
- Langenbach, Randolph. 2007. « From "Opus Craticium" to the "Chicago Frame": earthquake-resistant traditional construction ». *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 1, n° 1, p. 29-59.
- Langenbach, Randolph, Khalid M. Mosalam, Sinan Akarsu et Alberto Dusi. 2006. « Armature crosswalls : a proposed methodology to improve the seismic performance of

- non-ductile reinforced concrete infill frame structures ». In *100<sup>th</sup> Anniversary Earthquake Conference*. (San Francisco, 18-22 avril, 2006), paper 523.
- LeBoeuf, Denis et Marie-José Nollet. 2006. *Microzonage et vulnérabilité sismique de la ville de Québec 2005-2006*, Rapport final soumis à la Ville de Québec, 17 juillet 2006. 108 p.
- Lee, Han-Seon et Sung-Woo Woo. 2002. « Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, n° 2, p. 353-378.
- Liau, T. C. et Kwok-Hun Kwan. 1985. « Unified Plastic Analysis for Infilled Frames ». *ASCE Journal of the Structural Division*, vol. 111, ST7, p. 1427-1448.
- Liberatore, Laura, Luis D. Decanini et Domenico Liberatore. 2004. « Seismic lateral deformation and energy demands in bare and infilled RC frames ». In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, 1-6 août 2004), paper 7007. St. Louis (MO): Mira Digital Publishing, Inc.
- Liel, Abbie B. 2006. « Using collapse risk to inform seismic safety decisions : California's existing reinforced concrete structures ». In *EERI Annual Business Meeting*. (San Francisco, Californie, 18-22 avril 2006), 12 p. Outstanding Student Paper Winner. Californie: EERI.
- Lourenço, Paulo B. et José L. Pina-Henriques. 2006. « Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry ». *Computers and Structures*, vol. 84, n° 29-30, p. 1977-1989.
- Lu, Yong, Hong Hao, Panayotis G. Carydis et Harris Mouzakis. 2001. « Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels ». *Engineering structures*, vol. 23, n° 5, p. 537-547.
- Mack, Robert C. et John P. Speweik. Technical Preservation Services, National Park Service, U.S. Department of the Interior. 1976. *Preservation Briefs 2: repointing mortar joints in historic masonry buildings*. Révisé en 1980. Publié sur le Web en 1998 (<http://www.cr.nps.gov/hps/tps/briefs/brief02.htm>). Washington (D.C.). Consulté le 6 mars 2007.
- Magenes, Guido et Stefano Pampanin. 2004. « Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills ». In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, 1-6 août 2004), paper 4004. St. Louis (MO): Mira Digital Publishing, Inc.
- Mainstone, R. J. 1971. « On the stiffness and strength of infilled frames ». *Proc. of Institution of Civil Engineers, Supplement (IV)*, vol. Supplement (IV). Londres (Angleterre), Paper 7360, p. 57-90.

- Mainstone, R. J. 1974. « Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames ». (London, England), Current Paper CP13/74. Build. Res. Establishment.
- Mansouri, Babak, Fatemi Aghda et H. Safari. 2002. « Preliminary earthquake reconnaissance report on the June 22, 2002 Changureh (Avaj), Iran earthquake. ». In *Earthquake & Multi-Hazard Reconnaissance. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER)*. En ligne. <<http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/Iran6-22-02/default.asp>>. Consulté le 11 novembre 2004.
- Marjani, F. et U. Ersoy. 2002. « Behavior of brick infilled reinforced concrete frames under reversed cyclic loading ». In *ECAS2002 International Symposium on Structural and Earthquake Engineering*. (Ankara, Turquie, 14 octobre 2002). Middle East Technical University.
- Massart, T.J., R.H.J. Peerlings, M.G.D. Geers et S. Gottcheiner. 2005. « Mesoscopic modeling of failure in brick masonry accounting for three-dimensional effects ». *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 72, n° 8, p. 1238-1253.
- McNary, W.S. et D.P. Abrams. 1985. « Mechanics of masonry in compression ». *Struct Eng ASCE*, vol. 111, n° 4, p. 857-70.
- Mehrabi, Armin B. et Benson Shing. 1997. « Finite Element Modeling of Masonry-Infilled RC Frames ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° 5, p. 604-613.
- Michel, Clotaire, Philippe Gueguen, Saber El Arem, Jacky Mazars et Panagiotis Kotronis. 2010. « Full scale dynamic response of a RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 39, n° 4, p. 419–441.
- Miyamoto, Kit, Lon M. Determan, Amir Gilani et Robert D. Hansen. 2003. « Seismic rehabilitation of historic concrete structure with fluid visco-elastic dampers ». In *10<sup>th</sup> U.S. Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices*. (Maui, Hawaii, 30 juin-2 juillet 2003), Paper 11. Californie: Applied Technology Council.
- Moehle, Jack P. 2000. « State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US ». In *US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures*. (Tokyo, 6-7 juin 2000). Japon: Japan Concrete Institute.
- Mondal, Goutam et Sudhir K. Jain. 2006. « Lateral stiffness of unreinforced brick infilled RC frames with central openings ». In *100<sup>th</sup> Anniversary Earthquake Conference*. (San Francisco, 18-22 avril 2006), paper 215. Californie: Mira Digital Publishing, Inc.
- Mori, Y. et B.R. Ellingwood. 1993. « Reliability based service life assessment of aging concrete structures ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n° 5, p. 1600-1621.

- Mosalam, K. M., R. N. White et P. Gergely. 1997. *Computational strategies for frames with infill walls: discrete and smeared crack analyses and seismic fragility*. Coll. « Rapport technique du NCEER », NCEER-97-0021. National Center for Earthquake Engineering Research, 184 p.
- Murty, C.V.R., Svetlana Brzev, Heidi Faison, Craig D. Comartin et Ayhan Irfanoglu. 2006. *AT RISK: the seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls*. Coll. « Rapport technique de EERI », WHE-2006-03. Oakland (CA): Earthquake Engineering Research Institute EERI - International Association for Earthquake Engineering, 70 p.
- Newman, Alexander. 2001. *Structural renovation of buildings - methods, details and design examples*. New York (NY): McGraw-Hill - Professional Engineering, 866 p.
- Nollet, Marie-José et Omar Chaallal. 2001. *Évaluation structurale des poutres secondaires en béton armé de l'Édifice Eaton*. Coll. « Rapport technique de l'ÉTS pour Technisol Inc. », Montréal (QC): École de technologie supérieure, 34 p.
- Ohler, A. 1986. *Zur berechnung der druckfestigkeit von mauerwerk unter berucksichtigung der mehrachsigen spannungszustande in stein und mortel*. Bautechnik : Vol. 5.
- Palmer, L.A. et J.V. Hall. 1931. « Bond between mortar and brick ». *Brick & Clay Record*, vol. 78, n° 7, p. 374.
- Papanikolaou, Vassilis K., Amr S. Elnashai et Juan F. Pareja. 2005. *Limits of applicability of conventional and adaptive pushover analysis for seismic response assessment*. Coll. «Mid-America Earthquake Center, Civil and environmental engineering department, University of Illinois at Urbana-Champaign», (IL): 18 p.
- Paultre, Patrick, Guy Lefebvre et Jean-Philippe Devic. 1993. « Statistical analyses of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, n° 6, p. 988-998.
- Perreault, Éric. 2002. « Réhabilitation à l'aide de matériaux composites avancés de poutres en béton armé du système Kahn ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 134 p.
- Powell, Graham H. 2006. « Static pushover methods – explanation, comparison and implementation ». In *100<sup>th</sup> Anniversary Earthquake Conference*. (San Francisco, April 18-22, 2006), paper 1608. Boulanger, Ross.
- Proença, J., Carlos S. Oliveira et J.P. Almeida. 2004. « Seismic performance assessment of reinforced concrete structures with masonry infilled panels : the case of block #22 of the Santa Maria Hospital in Lisbon ». *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 41, n° 2-4, p. 233-247.

- PWSGC. Public Works & Government Services Canada. 2000. *Guidelines for the seismic assessment of stone masonry structures*. Hull (Qc), 88 p.
- Reinhorn, A.M., R.E. Valles-Mattox et S.K. Kunnath. 1996. «Seismic Damageability Evaluation of Typical R/C Building in the Central U.S.». In *[En ligne]*. <http://mceer.buffalo.edu/publications/bulletin/96/10-04/oct96n1.html> (Consulté le 14 octobre 2005). Consulté le
- Ricci, Paolo, Gerardo M. Verderame et Gaetano Manfredi. 2010. « Analytical Investigation of Period of Undamaged Infilled RC Buildings ». In *14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering (14 ECEE)*. (Ohrid, Macédoine, 30 août - 3 sept. 2010), paper 1035. Mihail Garevski.
- RNC. 2008.a. *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007 - Dossier public 5547*. Rédigé par Maurice Lamontagne. Ottawa (ON) : Commission géologique du Canada. Ressources naturelles Canada, 22 p.
- RNC. 2008.b. « L'atlas du Canada - Principaux tremblements de terre et aléas sismiques ». In *Catastrophes naturelles - Les tremblements de terre. Ressources naturelles Canada*. En ligne. [http://atlas.nrcan.gc.ca/site/francais/maps/environment/naturalhazards/earthquakes/major\\_earthquakes](http://atlas.nrcan.gc.ca/site/francais/maps/environment/naturalhazards/earthquakes/major_earthquakes). Consulté le 28 mai 2010.
- RNC. 2012.a. « Séismes canadienne importants ». In *Secteur des sciences de la Terre - Séismes Canada. Ressources naturelles Canada*. En ligne. <http://www.seismescanada.nrcan.gc.ca/historic-historique/map-carte-fra.php>. Consulté le 11 juillet 2012.
- RNC. 2012.b. « Carte simplifiée de l'aléa sismique ». In *Secteur des sciences de la Terre - Séismes Canada. Ressources naturelles Canada*. En ligne. <http://www.seismescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fra.php>. Consulté le 11 juillet 2012.
- Saatcioglu, Murat et Michel Bruneau. 1993. « Performance of structures during the 1992 Erzincan earthquake ». *Revue canadienne de génie civil*, vol. 20, n° 2, p. 305-325.
- Saatcioglu, Murat, Denis Mitchell, René Tinawi, N. John Gardner, A. G. Gillies, A. Ghobarah, D. L. Anderson et D. Lau. 2001. « The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - Damage to structures ». *Revue canadienne de génie civil*, vol. 28, n° 4, p. 715-737.
- Sabnis, Gajanan (éditeur). 1985. *Rehabilitation, renovation and preservation of concrete and masonry structures*. Coll. « Special publication, vol. 85 », SP-85. Detroit (MI): American Concrete Institute, 276 p.
- Sahlin, S. 1971. *Structural masonry*. New Jersey (NJ): Prentice-Hall Inc., 290 p.
- Saneinejad, Abolghasem et Brian Hobbs. 1995. « Inelastic design of infilled frames ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, n° 4, p. 634-649.

- SAS Institute. 2005. *JMP statistical discovery*. version 6.0.0. Logiciel. Cary (NC): SAS Institute.
- Schuster, R. L. et William Murphy. 1996. « Structural damage, ground failure, and hydrological effects of the magnitude ( $M_w$ ) 5.9 Draney Park, Idaho, Earthquake of February 3, 1994 ». *Seismological Research Letter*, vol. 67, n° 3, p. 20-29.
- SEAOC. 2003. *Commentary on chapter 5 of the Guidelines for seismic retrofit of existing buildings - earthquake hazard reduction in existing concrete buildings and concrete with masonry infill buildings*. Coll. « Rapport technique de SEAOC », California: State Existing Building Committee of the Structural engineers association of California, 19 p.
- Shing, Benson. 2007 « NEES collaborative research effort: infilled RC frames ». *George E. Brown, Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation - 5<sup>th</sup> Annual Meeting in Snowbird, Utah*. En ligne. 29 p., <<http://infill.ucsd.edu/presentationNEES07.pdf>>. Consulté le 15 juillet 2010.
- Shinozuka, Masanobu, Charles Scawthorn, Thomas D. O'Rourke, Jelena Pantelic, Joanne Nigg, James D. Goltz, Stephanie E. Chang et Dorothy Tao. 1995. « Preliminary Reports from the Hyogo-ken Nambu Earthquake of January 17, 1995. Publié par MCEER: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research ». In [*En ligne*]. [http://mceer.buffalo.edu/publications/sp\\_pubs/kobereport/KobeReport.asp](http://mceer.buffalo.edu/publications/sp_pubs/kobereport/KobeReport.asp) (Consulté en octobre 2004). Consulté le Octobre 2004.
- Sigmund, V., J. Zovkić et Z. Sigmund. 2010. « Experimental Tests of R/C Frames With Masonry Infill ». In *14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering (14 ECEE)*. (Ohrid, Macédoine, 30 août - 3 sept. 2010), paper 338. Mihail Garevski.
- Singh, S. K., J. F. Pacheco, L. Alcantra, G. Reyes, M. Ordaz, A. Iglesias, S. M. Alcocer, C. Gutierrez, C. Valdes, V. Kostoglodov, C. Reyes, T. Mikumo, R. Quaas et J. G. Anderson. 2003. « A preliminary report on the Tacomán, Mexico Earthquake of 22 January 2003 ( $M_w$  7.4) and its effects ». *Seismological Research Letter*, vol. 74, n° 3, p. 279-289.
- Sinha, R. et A. Goyal. 1994. « Damage to buildings in Latur earthquake ». *Current science*, vol. 67, n° 5, p. 380-385.
- Smith, Cecil B. 1895. « Shearing tests of mortar ». *The Brickbuilder*, vol. 4, n° 2, p. 42-43.
- Société suisse des ingénieurs et des architectes. 2004. *Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants*, Norme suisse, SIA 2018. Zurich (Suisse) : Commission des normes de structures no. 462, 40 p.
- Somerville, Paul G., James P. McLaren, Chandan K. Saikia et Donald V. Helmberger. 1990. « The 25 November 1988 Saguenay, Quebec, earthquake: Source parameters and the

- attenuation of strong ground motion ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. Vol. 80, n° 5, p. 1118-1143.
- Stafford-Smith, B. et C. Carter. 1969. « A method of analysis for infill frames ». *Proc., Instn. of Civ. Engrs. Londres (Angleterre)*, vol. 44, p. 31-48.
- Statpoint Technologies inc. 2007. *Statgraphics Centurion XV*. version 16.1.11. Logiciel. Warrenton (Virginia): StatPoint Technologies inc.
- Su, N., T. D. Lin et H. W. Chai. 2002. « Damage to structures and buildings from the Chi-Chi (Taiwan) earthquake ». *Structures & Buildings*, vol. 152, n° 1, p. 51-56.
- Technisol inc. 2000. *Essais de résistance en compression (carottes de béton de ciment)*. Coll. « Projet de réfection de l'Édifice Eaton », Montréal: Rapport présenté à Pomerleau Construction inc. par Technisol Inc.
- Tinawi, René, Denis Mitchell et Tim Law. 1990. « Les dommages dus au tremblement de terre du Saguenay du 25 novembre 1988 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 17, n° 3, p. 366-394.
- Tomaževic, Miha. 1999. *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press, 280 p.
- Valley, Michael. 2000. « Developing standards for the evaluation and rehabilitation of existing concrete buildings ». In *The second U.S. - Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*. (Sapporo, Hokkaido, Japon, 11-13 septembre 2000), p. 41. Berkeley (CA): Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Rapport no. PEER-2000/10.
- Vermeltoort, A.T. 1994. « Compression properties of masonry and its components ». In *10<sup>th</sup> International Brick and Block Masonry Conference*. (Calgary, juillet 1994), p. 1433-1442. University of Calgary.
- Vintzileou, Elisabeth, Christos Zeris et Constantinos Repapis. 2004. « Seismic behaviour of existing RC structures ». In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, 1-6 août 2004), paper 2453. St. Louis (MO): Mira Digital Publishing, Inc.
- Wilson, Edward L. 2000 « Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures ». *Chapitre 13 : Dynamic analysis using mode superposition*. En ligne. 12 p. <[www.csiberkeley.com/Tech\\_Info/13.pdf](http://www.csiberkeley.com/Tech_Info/13.pdf)>. Consulté le 10 janvier 2009.
- Wu, Chengqing et Hong Hao. 2006. « Derivation of 3D masonry properties using numerical homogenization technique ». *International journal for numerical methods in engineering*, vol. 66, n° 11, p. 1717-1737.



- Zardini, Mirko. 2006. *Énergie verte Benny Farm : réutilisation / Briques récupérées des bâtiments originaux de 1947, testées en laboratoire pour déterminer leur conformité aux normes actuelles*. Vitrine d'une exposition. Montréal : Centre canadien d'architecture.
- Zucchini, A. et Paulo B. Lourenço. 2007. « Mechanics of masonry in compression: results from a homogenisation approach ». *Computers and Structures*, vol. 85, n° 3-4, p. 193-204.