



HAL
open science

Méthodologie pour l'actualisation de la magnitude d'un séisme historique

Alessandro Stocchi, Cédric Giry, Irmela Zentner, Emmanuelle Nayman,
Sophie Capdevielle, Alexandre Sac-Morane, Frédéric Ragueneau

► **To cite this version:**

Alessandro Stocchi, Cédric Giry, Irmela Zentner, Emmanuelle Nayman, Sophie Capdevielle, et al..
Méthodologie pour l'actualisation de la magnitude d'un séisme historique. 10ème Colloque National
AFPS 2019, Sep 2019, Strasbourg, France. hal-02512020

HAL Id: hal-02512020

<https://hal.science/hal-02512020>

Submitted on 19 Mar 2020

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

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



Méthodologie pour l'actualisation de la magnitude d'un séisme historique

Alessandro Stocchi* — Cédric Giry * — Irmela Zentner** — Emmanuelle Nayman***
— Sophie Capdevielle* — Alexandre Sac--Morane* — Frédéric Ragueneau*

* *Laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS Paris-Saclay, CNRS/Université Paris-Saclay*
94235 Cachan, France

alessandro.stocchi@ens-paris-saclay.fr ; cedric.giry@ens-paris-saclay.fr ;

sophie.capdevielle@ens-paris-saclay.fr ; alexandre.sac--morane@ens-paris-saclay.fr ; ragueneau@lmt-ens-cachan.fr

** *EDF R&D Lab Paris-Saclay*

91120Palaiseau, France

irmela.zentner@edf.fr

*** *EDF - DIPNN - Direction Industrielle*

13097 Aix-en-Provence, France

emmanuelle.nayman@edf.fr

RÉSUMÉ. Ce travail propose un cadre pour la réévaluation de l'intensité basée sur des méthodes probabilistes et l'analyse structurelle. La méthode développée dans ce travail permet de mettre à jour la magnitude des séismes historiques. L'objectif de ces travaux est d'évaluer la faisabilité de l'approche initialement proposée par (Ryu, Kim, & Baker, 2009) pour l'actualisation de magnitude de séismes historiques. La procédure bayésienne de mise à jour permet de tenir compte de l'incertitude liée à la réponse structurelle, au mouvement du sol et aux paramètres du site. Afin d'évaluer la vulnérabilité d'un grand nombre de bâtiments existants, une méthodologie globale a été mise au point dans le travail présenté. Après avoir défini une classe de typologie, une méthode d'analyse de la réponse non linéaire des structures de maçonnerie anciennes, dans un contexte de sismicité faible à modérée, est proposée. Pour la mise à jour bayésienne, une stratégie de modélisation adaptée à l'analyse non linéaire des bâtiments de maçonnerie à grande échelle a été développée pour l'étude dans un cadre probabiliste.

ABSTRACT. This work proposes a framework for the reevaluation of the intensity based on probabilistic method and structural analysis. The method developed in this work allows for an update of the magnitude of historical earthquakes based on structural fragility functions and comparison to the damage observed in situ. The goal of this work is to assess the feasibility of the approach initially proposed by (Ryu, Kim, & Baker, 2009) to characterize fragile structures. The Bayesian updating procedure allows for accounting for uncertainty related to the structural response, ground motion and site parameters. In order to assess the vulnerability of a large set of existing buildings a global methodology has been developed in the present work. After defining class of typology, a method used to analyze the nonlinear response of old masonry structures, in the context of low to moderate seismicity, is proposed. For the Bayesian updating, a modeling strategy tailored on the non linear analysis of large scale masonry building has been developed for the study within a probabilistic frame.

MOTS-CLÉS : *archéoseismicité, maçonnerie, endommagement*

KEYWORDS: *archeoseismicity, masonry, damage*

1 Introduction

A la fin du XIX^e siècle, la France a connu plusieurs grands séismes. Cependant, étant donné le peu de données et de témoignages recueillis pour quantifier ces séismes historiques, les incertitudes liées à l'intensité macro-sismique mais aussi à l'emplacement de l'épicentre associé à ces événements sont considérées comme plutôt élevées. Aucun dommage considérable n'a été signalé dans les documents historiques trouvés jusqu'à présent. Par conséquent, l'intensité épicentrale et l'emplacement de l'épicentre attribués à ces événements dans le catalogue des séismes sont qualifiés respectivement d'assez incertains et de très incertains. Cela signifie que l'intensité épicentrale pourrait être surestimée et l'emplacement de l'épicentre pourrait être ailleurs.

Depuis une quarantaine d'années, le BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière), EDF (Électricité de France) et l'IRSN (Institut de Radioprotection et Sûreté Nucléaire) se sont associés pour collecter, compiler et diffuser des informations relatives aux événements historiques. La base de données macro-sismiques SISFRANCE contient 100 000 observations macro-sismiques (échelle d'intensité MSK, (Medvedev *et al.* 1969)) associées à 6 000 séismes. Ces points de données d'intensité (IDP) sont représentatifs des effets des séismes en termes de dommages et de perception de la population dans différentes localités. Les descriptions de ces effets, utilisées pour évaluer les valeurs d'intensité, sont tirées des archives historiques pour chaque événement. L'emplacement épicentral est déterminé et fourni, ainsi que la valeur de l'intensité épicentrale lorsque cela est possible (voir (Lambert *et al.* 2015) pour des explications sur l'emplacement épicentral et l'évaluation de l'intensité). Les IDP sont associées à des facteurs de qualité liés à la valeur numérique (qualité A : intensité certaine, qualité B : intensité assez certaine, qualité C : intensité incertaine). Les estimations de l'intensité épicentrale sont également associées à des facteurs de qualité (qualité A : intensités épicentrales certaines; qualité B : intensités épicentrales assez certaines ; qualité C : intensité épicentrale incertaine, qualité E : intensité épicentrale arbitraire ; qualité K : intensité épicentrale assez certaine, résultant d'un calcul basé sur une atténuation de l'intensité). En fonction de la date d'occurrence des séismes et/ou de leur localisation par rapport aux frontières françaises, la configuration des champs macro-sismiques peut être observée dans la base de données SISFRANCE comme suit : (i) les événements récents et les plus importants, situés à l'intérieur ou à proximité des frontières, présentant des événements macro-sismiques importants et bien répartis, (ii) les événements offshore ou transfrontaliers, caractérisés par un manque d'informations à courte distance mais avec des données fiables à plus grande distance, et (iii) les événements anciens associés à un champ macro-sismique mal défini, où soit l'intensité épicentrale est connue en quantité limitée soit aucune valeur n'est disponible sauf à de rares indices.

Des méthodologies récentes (Ryu *et al.* 2009) proposent d'introduire des analyses structurelles dans le processus de définition de l'intensité macro-sismique des séismes historiques. L'idée principale est de mettre à jour la distribution des intensités ou des amplitudes du séisme considéré au moyen d'une approche bayésienne, combinant l'utilisation de courbes de fragilité des données d'entrée et les dommages observés in-situ. Dans le contexte du territoire métropolitain français, caractérisé par une activité sismique faible à modérée, un grand nombre de structures anciennes et un patrimoine culturel, cette méthodologie apparaît comme un moyen intéressant de ré-analyser les séismes historiques. Les travaux exposés dans cet article appliquent la méthodologie proposée dans (Ryu *et al.* 2009) au contexte de la sismicité historique en France.

2 Stratégie de modélisation et analyse de vulnérabilité

Dans une première partie de ce travail, des outils numériques ont été développés pour générer des modèles numériques paramétriques pour la description des différentes typologies de bâtiments observées dans la zone d'intérêt. Dans une deuxième partie, la réponse non linéaire des bâtiments est calculée selon une analyse de type pushover afin d'identifier les paramètres d'un oscillateur simple non linéaire équivalent. Malgré sa simplicité et l'utilisation d'hypothèses fortes, l'oscillateur simple non linéaire permet d'obtenir une réponse globale et des informations concernant l'état de dégradation de la structure en considérant des indicateurs globaux. Dans une troisième étape, ces modèles non linéaires simples sont utilisés pour calculer les courbes de fragilité des

différentes typologies de structure. Dans cette partie, il est également question de la définition des critères permettant de définir les dommages causés à la structure.

L'analyse structurale des vieux bâtiments de maçonnerie peut être effectuée avec différentes stratégies numériques, telles que présentées dans (Roca *et al.* 2010). Les modèles de macroéléments sont couramment utilisés pour générer des courbes de fragilité, comme dans (Lagomarsino *et al.* 2015). Dans l'étude, le choix d'une description continue par la méthode des éléments finis (MEF) est motivé par le fait que la sismicité est faible à modérée dans cette étude. La charge associée entraîne généralement de faibles dommages répartis dans les structures. L'état global avec de grandes fissures qui conduisent à une décomposition de la structure en macroéléments n'est pas atteint pour ce niveau de sismicité.

2.1 Modélisation MEF d'une structure de référence

Afin de développer un outil capable de décrire différents bâtiments dans une même typologie, un générateur de maillage paramétrique a été développé. A l'aide du module de maillage Salome (EDF, 2010), il est possible de générer des maillages afin de considérer dans un cadre paramétrique les aspects suivants : rapport longueur/largeur de base, hauteur d'étage, répartition des ouvertures, rapport ouvertures/mur. Ces paramètres ont été choisis en fonction de l'influence qu'ils peuvent avoir sur la réponse sismique de la structure (par exemple, analyse modale, développement des non-linéarités, etc.) De plus, ce développement peut améliorer l'information extraite des courbes de fragilité car il permet de prendre en compte des aspects souvent négligés qui pourraient jouer un rôle dans l'évaluation des capacités. Le code génère un maillage selon l'hypothèse suivante : définition d'éléments de coque multicouches à 4 et/ou 3 nœuds avec moteur de maillage NETGEN, aussi structuré que possible, (EDF, 2010). Le raffinement du maillage est adapté en fonction de l'étude de cas afin d'atteindre un optimum entre les ressources informatiques et la qualité de la sortie dans un cadre probabiliste.

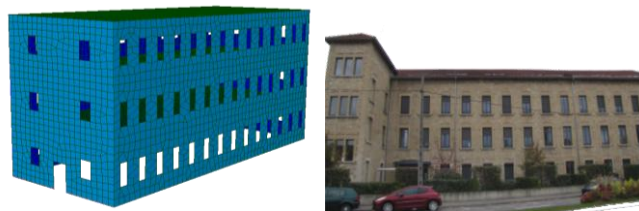


Figure 2. Génération automatique de maillages et structure de référence.

2.2 Matériaux

Pour la simulation des différents éléments structurels, des éléments de coque multicouches sont utilisés. Les hypothèses suivantes sont considérées en ce qui concerne le type d'éléments structuraux : comportement linéaire des éléments horizontaux (planchers, toiture) et comportement non linéaire des éléments verticaux (murs). Pour le comportement linéaire, un modèle isotrope élastique est considéré. Cette hypothèse est motivée par le fait que la maçonnerie étudiée est principalement hétérogène ou avec un rapport d'aspect modéré conduisant ainsi à une orthotropie "faible". Pour la description du comportement non linéaire de la maçonnerie, un modèle simple d'endommagement isotrope est considéré : modèle d'endommagement Mazars disponible dans Code_Aster (EDF, 2010). Le comportement non linéaire de la maçonnerie est principalement déterminé par les joints et peut donc conduire à un comportement orthotrope. Néanmoins, des modèles plus complexes nécessitent l'identification de nombreux paramètres pour lesquels l'information n'est pas disponible dans l'étude. Pour cette raison, un modèle d'endommagement dépendant de cinq paramètres seulement est choisi. Comme ce modèle n'est utilisé que pour la charge monotone, il n'est pas nécessaire de décrire l'effet unilatéral. Enfin, des exemples d'application du modèle d'endommagement de Mazars à la modélisation des éléments finis de maçonnerie peuvent être trouvés dans (Facchini *et al.* 2017). Les paramètres associés au modèle de maçonnerie sont résumés

dans le tableau en Figure 4. Les lois constitutives sont calibrées sur la base des données disponibles, (Limoge *et al.* 2016).

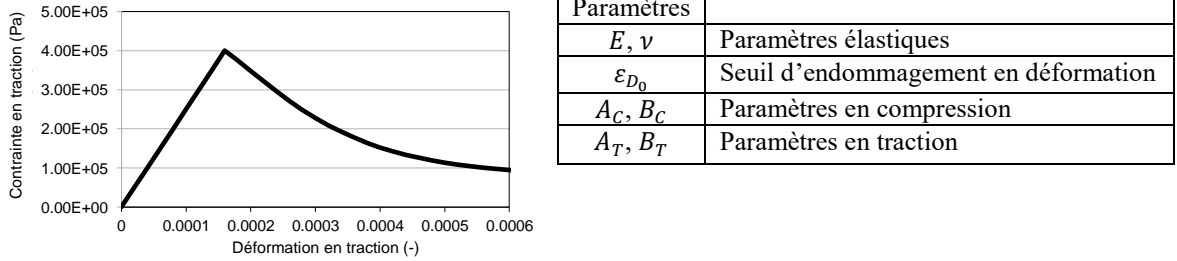


Figure 4. Réponse du modèle adopté pour la maçonnerie en traction et définitions de paramètres

2.3 Réponse structurelle simplifiée

Dans le contexte de l'analyse de fragilité combinée à une variabilité des propriétés du bâtiment, un grand nombre de calculs sont nécessaires. Pour résoudre ce problème, une modélisation simplifiée de la réponse non linéaire de la structure est développée. Le champ de déplacement $\mathbf{U}(t)$ peut être exprimé sur la base modale selon Eq (7) :

$$\mathbf{U}(t) = \sum_i q_i(t) \boldsymbol{\phi}_i = \mathbf{P}\mathbf{q}(t) \quad [7]$$

$\boldsymbol{\phi}_i$ et $q_i(t)$ sont le vecteur propre et le déplacement modal du mode i . \mathbf{P} est la matrice de la base modale. Une normalisation en masse ($\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i = 1$) est envisagée pour le développement de l'équation du mouvement dans la base modale. Dans le contexte de dommages faibles à modérés pour les bâtiments ordinaires, l'hypothèse de l'absence de modification de la forme du mode est considérée. De plus, les énergies stockées ou dissipées dans le système sont considérées comme évoluant indépendamment pour chaque mode. Ce cadre est similaire à celui proposé pour l'analyse pushover modale (Chopra *et al.* 2002), (Tataie *et al.* 2012).

L'énergie libre ψ dans la structure est décomposée sur chaque mode Eq. (8) :

$$\psi(\mathbf{U}, \dots) = \sum_i \psi_i(q_i, V_i) \quad [8]$$

V_i sont les variables internes associées au modèle du mode i (endommagement, plasticité...). La dissipation \mathcal{D}_{vis} associée à l'amortissement visqueux est considérée également décomposée sur chaque mode selon Eq. (9) :

$$\mathcal{D}_{vis}(\dot{\mathbf{U}}, \dots) = \sum_i \mathcal{D}_{vis_i}(\dot{q}_i) = \sum_i \frac{1}{2} c_i \dot{q}_i^2 = \sum_i \frac{1}{2} 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i^2 \quad [9]$$

Comme la matrice de masse \mathbf{M} n'évolue pas, l'énergie cinétique \mathcal{T} peut être décomposée indépendamment sur chaque mode Eq. (10) :

$$\mathcal{T}(\dot{\mathbf{U}}, \dots) = \sum_i \mathcal{T}_i(\dot{q}_i) = \sum_i \frac{1}{2} \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i \dot{q}_i^2 = \sum_i \frac{1}{2} m_i \dot{q}_i^2 \quad [10]$$

De plus, l'expression mathématique de la force généralisée Q_i associée à la charge sismique en mode i , n'évolue pas Eq. (11) :

$$Q_i = - \sum_k \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\Delta}_k a_{gk}(t) \quad [11]$$

$a_{gk}(t)$ est l'accélérogramme dans la direction k , $\boldsymbol{\Delta}_k$ est le vecteur associé à la direction k du séisme.

En utilisant les équations de Lagrange Eq (12), on peut obtenir l'équation d'équilibre sur chaque mode Eq. (13) :

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial q_i} \right) = Q_i - \left(\frac{\partial \mathcal{D}_{vis}}{\partial \dot{q}_i} \right) \quad [12]$$

\mathcal{L} est le Lagrangien de la structure et est égal à : $\mathcal{L} = \mathcal{T} - \psi$

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i(t) + f_{int}^i[q_i(t)] = -\sum_k \phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{\Delta}_k a_{gk}(t) \quad [13]$$

$f_{int}^i[q_i(t)]$ est la force interne associée au mode i. Son expression provient de l'énergie libre ψ_i Eq. (14) ;

$$f_{int}^i[q_i(t)] = \frac{\partial \psi}{\partial q_i} = \frac{\partial \psi_i}{\partial q_i} \quad [14]$$

Le modèle utilisé pour la réponse modale peut être plus ou moins complexe selon les phénomènes non linéaires considérés. Il est identifié grâce à la réponse globale de la structure soumise à un champ de déplacement proportionnel au mode analysé : $\delta_{char} = \lambda \phi_i$. Le coefficient λ peut être directement identifié comme le déplacement modal q_i . Pour la force interne, un facteur de conversion est utilisé pour identifier f_{int}^i . En considérant la direction k comme direction principale du mode considéré, on peut identifier f_{int}^i avec la force de cisaillement de base V_{b_k} et le facteur de participation modale p_{i_k} du mode i dans la direction k. Eq. (15) fournit ce coefficient avec l'exemple de comportement linéaire pour le mode i :

$$V_{b_k} = \mathbf{\Delta}_k^T (\lambda \mathbf{K} \phi_i) = \lambda \sum_i p_{i_k} \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i = p_{i_k} k_i \lambda \rightarrow f_{int}^i(q_i) = k_i q_i = \frac{V_{b_k}}{p_{i_k}} \quad [15]$$

A partir de l'analyse non linéaire sur la structure complète, on peut identifier le paramètre du modèle à un degré de liberté (SDOF) pour le mode grâce à une minimisation de l'erreur entre la réponse du modèle et la réponse obtenue avec le modèle 3D par éléments finis $V_{b_k}(\lambda)$. Afin de limiter le nombre d'analyses non linéaires 3D, seuls les premiers modes principaux sont pris en compte. Les modes supérieurs sont considérés comme linéaires avec des propriétés obtenues directement de l'analyse modale.

La réponse de la structure soumise à une charge sismique est ensuite calculée sur la base modale. Cette modélisation simplifiée permet, par recombinaison modale, d'obtenir le déplacement de chaque point de la structure. De plus, selon le modèle SDOF non linéaire utilisé, on peut obtenir un indicateur global de dommages comme le décalage de fréquence en mode non linéaire (EigenFrequency Drop Off, EFDO). Ces informations sont utilisées pour définir les critères de défaillance des courbes de fragilité. Les calculs du modèle 3D EF ont été réalisés avec Code_Aster (EDF, 2010). Pour le comportement SDOF non linéaire d'un mode, un modèle d'endommagement unilatéral est considéré. Eq. (16) donne l'énergie libre de ce modèle :

$$\psi_i(q_i, D_i^+, D_i^-) = \frac{1}{2} k_i (1 - D_i^+) < q_i >_+^2 + \frac{1}{2} k_i (1 - D_i^-) < q_i >_-^2 \quad [16]$$

k_i est la rigidité modale initiale, D_i^+ et D_i^- sont respectivement les dommages associés au déplacement modal positif et au déplacement modal négatif. La force interne est obtenue en dérivant l'énergie libre en fonction du déplacement modal Eq (17) :

$$f_{int}^i[q_i(t)] = \frac{\partial \psi_i}{\partial q_i} = k_i (1 - D_i^+) < q_i >_+ + k_i (1 - D_i^-) < q_i >_- \quad [17]$$

Une fonction seuil est définie pour chaque variable de dommage en fonction du taux de restitution d'énergie élastique :

$$f_+ = Y_+ - Y_0 \left(\frac{d_\infty}{d_\infty - D_i^+} \right)^{\frac{1}{b}} \leq 0 \quad | \quad f_- = Y_- - Y_0 \left(\frac{d_\infty}{d_\infty - D_i^-} \right)^{\frac{1}{b}} \leq 0 \quad [18]$$

d_∞ et b sont des paramètres définissant l'évolution de la fonction seuil. Y_0 correspond à l'énergie élastique limite du comportement linéaire. En considérant la condition $f_i=0$ lorsque les dommages évoluent, on peut obtenir la loi d'évolution des dommages Eq (19) :

$$D_i^+ = d_\infty \left[1 - \left(\frac{Y_0}{Y_+} \right)^b \right] \quad | \quad D_i^- = d_\infty \left[1 - \left(\frac{Y_0}{Y_-} \right)^b \right] \quad [19]$$

Ce modèle permet de calculer facilement les critères de décalage de fréquence, sans utiliser la recombinaison pour obtenir le comportement global de la structure. La fréquence d'endommagement f_D^i du mode i et le niveau d'endommagement D correspondant à un décalage de fréquence Δf sont obtenus avec Eq (20) :

$$f_D^i = \sqrt{1 - D} f_0^i \quad | \quad \Delta f = \frac{f_0^i - f_D^i}{f_0^i} \rightarrow D = 2\Delta f - \Delta f^2 \quad [20]$$

D est le niveau de dommage maximum atteint par le mode i $D = \max[D_i^+, D_i^-]$ et f_0^i est la fréquence initiale du mode i . Les résultats d'une analyse effectuée sur un oscillateur équivalent SDOF sont présentés en Figure 7 a). Il en résulte un décalage de la réponse en fréquence de la structure que l'on peut voir en comparant la réponse élastique de la FFT à une réponse non linéaire. L'avantage du modèle adopté est que l'on peut envisager un certain assouplissement ainsi qu'une évolution du niveau d'endommagement. Comme prévu, les dommages se concentrent dans la phase de mouvement fort du signal, approximativement entre 5s et 10s. Un algorithme de fenêtrage permet de calculer la chute en fréquence (*EigenFrequency Drop Off*, EFDO) pour chaque oscillateur, Figure 7 b).

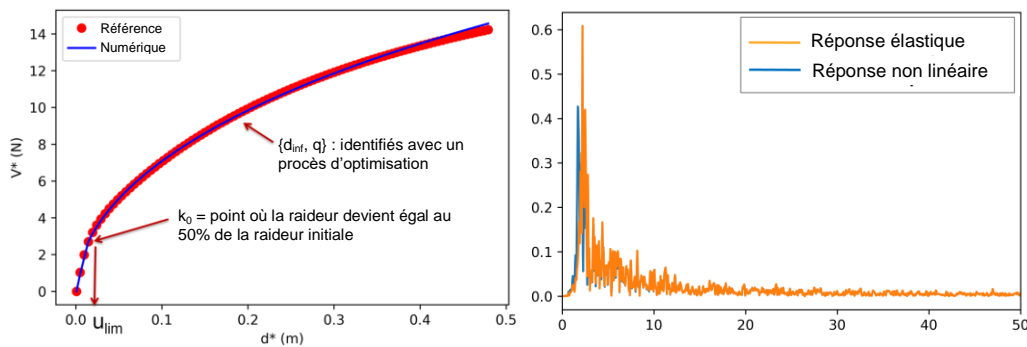


Figure 7. Réponse oscillateur simple : a) calage du model SDOF, réponse fréquentielle d'un oscillateur non linéaire et un oscillateur linéaire.

3 Courbes de fragilité pour les structures anciennes

Afin de prendre en compte les incertitudes dans les caractéristiques des structures et des matériaux, une approche probabiliste est prise en compte. L'approche adoptée pour investiguer le domaine de définition des paramètres est une approche par simulation de Monte Carlo. Tous les paramètres sont considérés comme suivant une distribution log-normale. Les courbes de fragilité expriment la probabilité conditionnelle de défaillance P_f de la structure pour une mesure d'intensité sismique IM donnée (α). Dans cette étude, la défaillance est définie par un critère de décalage de fréquence, et la mesure d'intensité est l'accélération maximale du sol - PGA. A partir de la courbe de fragilité, on peut définir une probabilité de non-dégradation, selon un niveau de dommage d pour un niveau d'intensité α Eq. (24) :

$$P(d|\alpha) = 1 - P_f(\alpha) \quad [24]$$

On utilise le modèle classique de fragilité lognormale : le calcul des deux paramètres définissant la courbe de fragilité Eq. (25) est réalisé grâce à la méthodologie du maximum de vraisemblance (Shinozuka *et al.* 2000). A_m est la capacité médiane et β est l'écart-type logarithmique.

$$P_f(\alpha) = \Phi \left(\frac{\ln\left(\frac{\alpha}{A_m}\right)}{\beta} \right) \quad [25]$$

Murs	Moyenne μ	COV
Module d'Young E	2.5E9 N/m ²	20%
param. B_{t1} (EDF 2014)	6250	10%
Limite ε_{D0}	0.00016	5%
Masse volumique ρ	2500 kg/m ³	5%
Planchers		
Module élastique équivalent	1E9 N/m ²	50%
Masse volumique équivalente ρ	100 kg/m ³	20%
Géométrie		
Lx	14 m	20%
Ly	50 m	20%
Lz	3 m	5%
Accélérogramme synthétique		
Fréquence f_0	5 Hz	10%
Durée phase forte signal TSM	9s	10%

Tableau 3. Paramètre aléatoires.

4 Actualisation de la magnitude séismique

L'analyse présentée ici pour estimer l'ampleur d'un séisme historique est basée sur la méthodologie proposée par (Ryu *et al.* 2009). Dans le présent travail, l'approche est légèrement modifiée afin d'étudier l'ampleur des "petits" séismes. En effet, les structures considérées sont celles qui n'ont pas subi de dommages ou seulement des dégradations relativement faibles. L'objectif principal est d'analyser si l'ampleur actuellement considérée est cohérente avec l'état des structures qui ont subi le séisme historique. La méthodologie proposée par (Ryu *et al.* 2009) est brièvement rappelée et est ensuite appliquée à un exemple test.

L'estimation de la magnitude a posteriori est obtenue par mise à jour bayésienne de la magnitude a priori $f_M(m)$ du séisme. Ce formalisme permet d'introduire la connaissance des structures endommagées ou non endommagées. La magnitude a posteriori $f(m|d)$ est calculée selon l'équation (26).

$$f(m|d) \propto P(d|m)f_M(m) \quad [26]$$

Cette actualisation nécessite la probabilité $P(d|m)$ d'observation des dommages d pour une magnitude m donnée (Eq. 27).

$$P(d|m) = \iiint P(d|\alpha)f_{IM}(\alpha|m,r,s)f_R(r)f_S(s)dr ds d\alpha \quad [27]$$

Les fonctions $f_R(r)$ et $f_S(s)$ permettent d'introduire respectivement les incertitudes relatives à la localisation du séisme et aux caractéristiques du site (ex. fréquence fondamentale, VS30). La fonction $f_{IM}(\alpha|m,r,s)$ correspond à une équation de prédiction du mouvement du sol (GMPE) utilisant des caractéristiques de site. Pour illustrer le fonctionnement de l'actualisation, différentes distributions de magnitude sont considérées. Deux exemples de distribution Gaussienne avec une magnitude de moment moyenne de $M_w = 4,4$ et un écart type égal à 0,42 et 0,88 sont utilisées. Une distribution uniforme de magnitude de moment entre

3,0 et 4,75 est également considérée. Pour l'exemple illustratif, une GMPE relativement simple est considérée (Derras, *et al.* 2012). Cette GMPE a été identifiée sur des données japonaises (réseau KiK-net) a été considéré. Elle a l'avantage de dépendre de la fréquence fondamentale du site, qui est utilisée comme caractéristique du site dans ce travail. Le GMPE a été dérivé au moyen d'un réseau neuronal artificiel. Les paramètres définissant le réseau neuronal sont donnés dans (Derras, *et al.* 2012). Ce premier choix permet de démontrer la capacité de la méthode à actualiser la magnitude du séisme. Pour cette étude, aucune incertitude n'est prise en compte pour les caractéristiques du site. Pour la localisation du séisme, une incertitude concernant la profondeur est introduite par une distribution log-normale (profondeur moyenne 6 km, écart type 0.56).

Grâce à un processus d'actualisation bayésienne, les figures 14 c) et 16 c) donnent la distribution des magnitudes a priori et a posteriori, selon la procédure envisagée dans (Ryu *et al.* 2009). Un ensemble de 250 maillages a été généré ainsi que la réalisation de valeurs probabilistes selon les données du Tableau 3. L'ensemble est suffisamment grand pour permettre une représentation adéquate de l'espace variable aléatoire. La figure 14 montre les principaux résultats de la méthode décrite appliquée à la structure simple modélisée dans la section 2. La figure 14 a) montre le nuage de données obtenu : chaque point représente le EFDO (%) du premier mode de vibration d'une structure générée aléatoirement et sa mesure d'intensité correspondante. Le paramètre α ou mesure d'intensité IM considéré ici est le PGA classique (g).

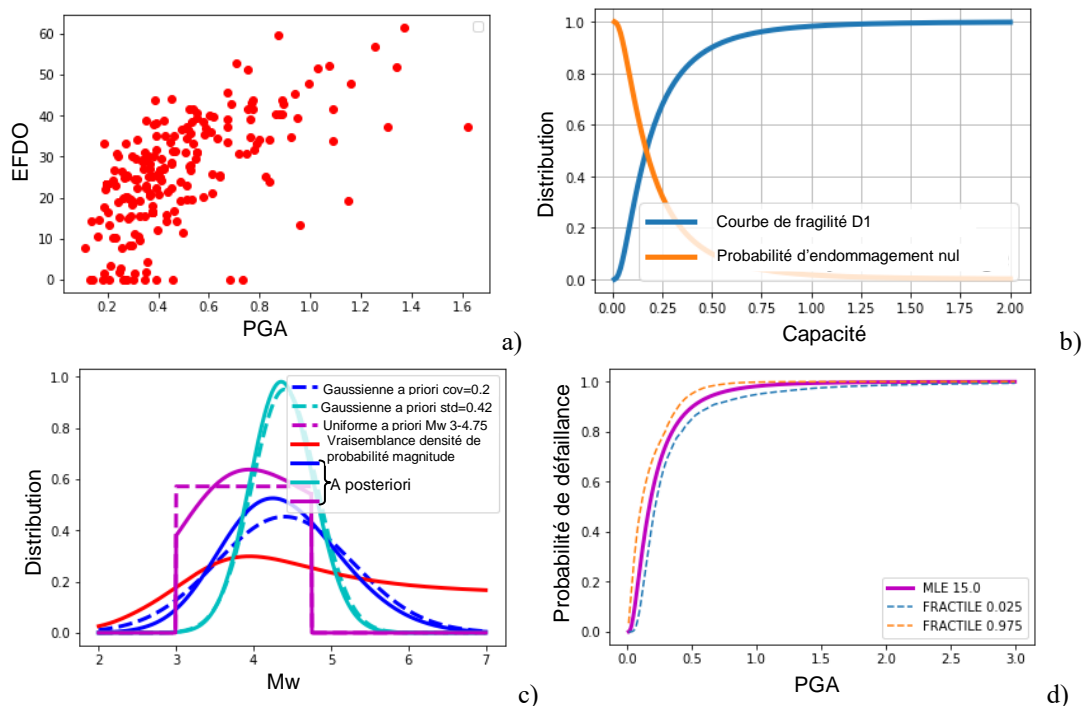


Figure 14. Actualisation, cas binomial, SDOF1 (direction x) : a) nuage des données (EFDO) vs. intensity mesure (PGA), b) Courbe fragilité pour D1 = 15% EFDO, c) actualisation de la magnitude, d) probabilité de dommage.

On remarque qu'une plus forte densité de points est concentrée dans l'espace entre 0,1g et 0,5g. EFDO varie entre 0% (structures intactes) et 60%. La courbe de fragilité et la probabilité d'absence de dommage pour le cas correspondant à un seuil de dommage D1=15% EFDO sont rapportées à la figure 14 b). On peut remarquer qu'à 1,0 g PGA, la probabilité de non dommage est presque nulle, alors qu'à environ 0,1 g PGA, la probabilité de non dommage est d'environ 80%. Cela semble cohérent avec l'hypothèse de modélisation et le comportement réel

d'une structure de maçonnerie régulière. Dans l'hypothèse d'une distribution uniforme entre 3,0 et 4,75 Mw, l'algorithme d'actualisation retenu conduit à l'identification d'un maximum local à 4 Mw, même avec une certaine dispersion. Cela signifie que la procédure, pour une classe de bâtiment donnée, peut fournir une meilleure estimation d'un séisme historique typique de niveau moyen à faible, figure 14 c). L'application de l'estimation du maximum de vraisemblance aux données montre un intervalle de confiance relativement réduit, comme le montre la figure 14 d). Les effets du processus d'actualisation sur les distributions a-priori gaussiennes sont moins clairement interprétables. Le processus d'actualisation peut également être adapté à un cas multinomial, où de multiples seuils de dommages sont pris en compte. La formulation peut ensuite être étendue à une simulation de scénario possible, Eq. (28) :

$$P(d|m) = \iiint P(d|\alpha) = \frac{n_{t_b}!}{n_{d_b}! \prod_{k=0}^{n_{d_b}} n_k!} \times \prod_{k=0}^{n_{d_b}} P(d_m = d_{m_k}|\alpha) P(d|\alpha) f_{IM}(\alpha|m, r, s) f_R(r) f_S(s) dr ds d\alpha \quad [28]$$

où d_m est l'état de détérioration, d_{m_k} un critère d'état de endommagement, n_{t_b} le nombre total de bâtiments observés et n_{d_b} le nombre de dommages dans l'ensemble des bâtiments considérés. De cette façon, il est possible de simuler les résultats d'un tremblement de terre passé. La figure 16 présente les courbes de fragilité d'EFDO1 (direction x) pour plusieurs seuils. Si l'on imagine un scénario avec un ensemble de bâtiments de la classe considérée égal à 5 avec un seul bâtiment légèrement endommagé ($D2 > D > D1$), alors l'ampleur actualisée est celle indiquée à la figure 16 b). Dans le cas d'une distribution a-priori uniforme, ces simulations conduisent à l'identification d'un maximum de 3,5 Mw mais avec une dispersion plus faible par rapport à la Figure 14.

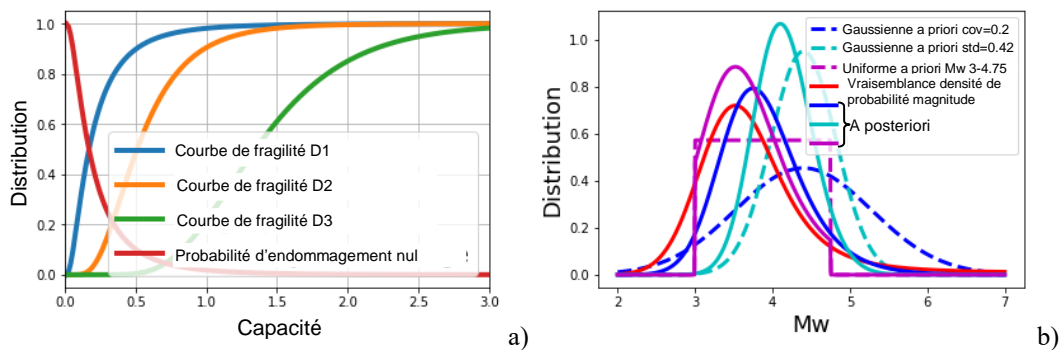


Figure 1. Actualisation multinomial SDOF1 (direction-x), simulation d'un scénario historique : a) courbes de fragilité D1 = 15%, D2= 30%, D3 = 50%, b) simulation et actualisation.

5 Conclusions

Une méthodologie pour réévaluer l'ampleur des séismes historiques a été appliquée dans ce travail. Comme le niveau d'incertitude est relativement élevé pour certains séismes historiques, l'introduction de connaissances pour réévaluer l'ampleur est envisagée grâce à un processus bayésien. Afin d'intégrer un grand nombre de données provenant des observations faites sur des bâtiments en maçonnerie ancienne, un générateur automatique de maillages a été développé. Afin d'étudier la vulnérabilité de ces bâtiments pour un grand nombre de scénarios sismiques, une stratégie de modélisation simplifiée est proposée. Le modèle 3D est utilisé pour déterminer les paramètres du modèle SDOF associé à chaque mode et l'analyse temporelle non linéaire sous chargements sismiques est ensuite réalisée avec le modèle simplifié. Ces modèles sont utilisés dans le processus d'estimation de la magnitude des séismes historiques pour calculer efficacement les courbes de fragilité. Le processus bayésien et la méthodologie globale d'estimation de la magnitude ont été brièvement rappelés et illustrés par une analyse sur une typologie de bâtiment industriel du XIX^{ème} siècle en maçonnerie. Cette méthode semble prometteuse pour réévaluer les séismes historiques.

6 Bibliographie

- Chopra A. K., Goel R. K., « A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings », *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31, 2002, 561-582.
- Derras B., Bard P.-Y., Cotton F., Bekkouche A., « Adapting the neural network approach to PGA prediction: an example based on the KiK-net data », *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102, 2012, 1446-1461.
- EDF, OpenCascade. Salome: The open source integration platform for numerical simulation, 2010, EDF.
- Facchini L., Betti M., Corazzi R., Kovacevic V. C., « Nonlinear seismic behavior of historical masonry towers by means of different numerical models », *Procedia engineering*, 199, 2017, 601-606.
- Lagomarsino S., Cattari S. « PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures », *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 2015, 13-47.
- Lambert J., Montfort-Climent D., Bouc O., Catalogue of isoseismal areas for XXth century french historical earthquakes, (Io > VI), Tech. rep., 2015, BRGM.
- Limoge-Schraen C., Giry C., Desprez C., Ragueneau F., « Toward a large-scale seismic assessment method for heritage building: vulnerability of masonry baroque churches. », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20, 2016, 680-710.
- Manchuel K., Traversa P., Baumont D., Cara M., Nayman E., Durouchoux C. « The French seismic CATalogue (FCAT-17) », *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 2018, 2227-2251.
- Mazars J., Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. These de docteur Es sciences présentée à l'Université Pierre et Marie Curie-Paris 6 , 1984.
- Medvedev S. V., Sponheuer W., « Scale of seismic intensity », *Proc. IV World Conference of the Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, A-2, 1969, 143-153.
- Milani G., Valente M., « Comparative pushover and limit analyses on seven masonry churches damaged by the 2012 Emilia-Romagna (Italy) seismic events: Possibilities of non-linear finite elements compared with pre-assigned failure mechanisms », *Engineering Failure Analysis*, 47, 2015, 129-161.
- Roca P., Cervera M., Gariup G., « Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches », *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17, 2010, 299-325.
- Ryu H., Kim J. K., Baker J. W., « A probabilistic method for the magnitude estimation of a historical damaging earthquake using structural fragility functions », *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99, 2009, 520-537.
- Shinozuka M., Feng M. Q., Lee J., Naganuma T., « Statistical analysis of fragility curves. Journal of engineering mechanics », 126, 2000, 1224-1231.
- Tataie L., Brun, M., Reynouard J.-M., « Modal pushover procedures for seismic evaluation of reinforced concrete structures: using new nonlinear single degree of freedom systems », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16, 2012, 178-203.
- Zentner I., Gündel M., Bonfils N., « Fragility analysis methods: Review of existing approaches and application », *Nuclear Engineering and Design*, 323, 2017, 245-258.