



MODELISATION DU RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS : ETUDE DE DEUX CAS DU PATRIMOINE LIBANIS BATI

CHALHOUB, M.¹, POUY, A.²

1- Introduction

La modélisation et le calcul des ouvrages en maçonnerie en milieu discontinu par la méthode des éléments finis s'avère difficile pour différents raisons, à savoir : la complexité de la représentation géométrique de ces ouvrages en présence des joints entre les blocs, la difficulté de maillage et le temps de calcul qui peut être lourd avec des comportements non linéaires de type plasticité ou endommagement.

Parfois, il est avantageux d'homogénéiser le milieu et de mener un calcul mécanique avec des propriétés équivalentes qui seront alors la plupart du temps anisotropes. Cependant, si l'ouvrage souffre d'une anomalie structurale de fracturation active, une modélisation locale ou globale en milieu discontinu devient inévitable.

Une étude de renforcement par boulonnage de deux ouvrages en maçonnerie appartenant au patrimoine bâti Libanais est présentée dans ce travail. Cette étude porte sur des façades endommagées de deux édifices ayant une importance patrimoniale exceptionnelle au Liban. En premier lieu, la formulation théorique du problème est abordée ; laquelle est suivie par les résultats de calcul par éléments finis en milieu discontinu des façades renforcées.

L'approche développée dans ce papier représente une méthodologie pour définir ou guider les travaux de renforcement. C'est surtout aux ingénieurs cherchant à dimensionner les éléments de renforcement des ouvrages en maçonnerie que ce papier s'adresse en apportant des exemples d'études sur les ouvrages, depuis les observations sur les ouvrages jusqu'aux détails de calcul et de dimensionnement par un code aux Eléments Finis.

2- Aspects théoriques de la modélisation

La modélisation des murs en maçonnerie est menée en contraintes planes et en milieu discontinu. Les éléments déterminant pour la structure sont les joints de maçonnerie qui sont modélisés par des éléments d'interface dotés des raideurs élastiques normale et tangente et d'une résistance (plasticité) décrite par un critère de Coulomb avec une cohésion et un angle de frottement. Les blocs de maçonnerie

¹ CHALHOUB, Michel, CHALHOUB Engineering & Contracting - USEK, michel_chalhoub@yahoo.fr

² POUYA, Ahmad, Laboratoire Navier (IFSTTAR, CNRS, ENPC) Ecole des Ponts ParisTech, Champs sur Marne, France (ahmad.pouya@enpc.fr)

sont supposés élastiques. Les renforts sont, soit des câbles qui apportent juste une force de traction entre leurs points d'ancrage aux extrémités, soit des boulons qui peuvent de plus s'adhérer aux blocs de pierre. Dans cette modélisation les boulons ne sont pas dotés d'inertie de flexion. Le contact entre le noyau en acier du boulon et la roche est modélisé par un élément d'interface avec une cohésion et un angle de frottement adéquate. A noter que l'état initial des contraintes dans la structure est celui donné par la pesanteur. Les charges appliquées sur la structure à partir de cet état initial sont, suivant les cas, soit des accélérations sismiques horizontale et verticale, soit un déplacement de tassement différentiel au pied de l'ouvrage.

3- Aspects numériques de la modélisation

Les joints de mortier entre les blocs de maçonnerie ainsi que les fractures peuvent être modélisés dans un code aux éléments finis par les éléments joints quadratiques de Goodman [1] dont l'épaisseur est nulle. Ils ont été initialement proposés pour représenter les fractures dans les massifs rocheux et ils ont été repris dans beaucoup de travaux ultérieurs sur les roches fracturées [2,3] ou les ouvrages en maçonnerie [4]. On modélise ici les façades les plus endommagées des ouvrages à l'aide du code aux éléments finis DISROC [5]. Ce code est spécialement conçu pour les milieux à discontinuités de type fractures, interfaces et joints de maçonnerie et possède des outils de maillage spécifiques. Il est interfacé avec le pré et post-processeur GID [6].

Deux cas d'ouvrages en maçonnerie, des tours relativement élancées qui montrent des signes d'endommagement, feront l'objet d'études de renforcement dans les paragraphes suivants.

4- Etudes de cas 1 : Nazareth

a- Description et observations

L'ouvrage étudié fait partie d'un couvent et une école appartenant à la Congrégation des Religieuses de Nazareth. C'est une tour élancée à base carrée de côté 5m et de hauteur 18m. L'ouvrage se situe sur la colline Saint Georges à Achrafieh - Beyrouth. Il a été édifié entre les années 1873 et 1877. Il est d'une valeur architecturale et patrimoniale importante. Des fractures apparaissent sur ses façades externes traversant, à la fois, les joints de mortier et les blocs de pierre. Une intervention de renforcement par cintres métalliques en acier plat a eu lieu en 1969 sur l'une des façades les plus endommagées (Figure 1). Cependant, l'état actuel montre que les désordres continuent depuis le dernier renforcement par le développement d'un système de fractures nommé dans ce papier « fractures actives » (Figure 2). Les causes possibles de cette fracturation sont le vieillissement des matériaux, les effets de l'eau de pluie, la guerre civile de 1975 à 1990 et les actions sismiques. En effet, le Liban est une zone sismique où l'accélération horizontale peut atteindre 0.3 fois l'accélération de la pesanteur. A noter qu'aucun désordre n'a été observé au niveau des fondations, ce qui permet d'exclure le tassement comme origine des dommages.

b- Approche de renforcement

Une première étape consiste à mener une simulation numérique en considérant l'ouvrage dans son état sain sans fractures. C'est pour détecter les zones soumises à la traction dans la pierre et les joints de mortier et, par suite, de pouvoir expliquer l'emplacement des fractures observées. La matrice rocheuse est composée d'un grès de grande porosité et de faibles propriétés mécaniques, en particulier, de résistance en traction. Quant aux joints de mortier, le matériau de remplissage est

formé de la chaux cimentée naturellement. Les résultats numériques relatifs aux contraintes et au déplacement de la tour illustrant en particulier les zones tendues dans la pierre et les joints, révèlent une ressemblance remarquable avec la fracturation réelle observée sur la structure et expliquent ainsi la présence des fractures dans leur configuration géométrique actuelle (Figure 3). La seconde étape consiste à simuler l'ouvrage en son état actuel en présence des fractures actives. Le calcul numérique se fait en deux étapes. Dans un premier temps, l'état initial des contraintes résultant du poids propre de l'ouvrage est déterminé. Ensuite, une seconde simulation relative aux charges sismiques est réalisée, en partant de l'état initial des contraintes dues aux poids propre. Un calcul sismique pseudo-statique est élaboré avec une accélération horizontale équivalente à 0.3 fois l'accélération de la pesanteur. Cette phase de calcul permet de prévoir les futures zones d'endommagement et de préciser l'emplacement adéquat des boulons de renforcement. A noter que le déplacement maximal résultant du calcul sismique frôle les 2cm en tête de la façade. L'étape finale consiste à intégrer les boulons dans la structure. Le système de renfort se compose de câbles ou de boulons ayant une adhérence avec les blocs de pierre ou le mortier des joints. Les boulons résistent par frottement et, en outre, sont fixés mécaniquement en plusieurs points de la façade par un système de cloutage. Ce dernier apporte une résistance au glissement additionnelle, d'où l'originalité de ce système de renforcement. Une comparaison, en termes de déplacement et de contraintes entre le calcul de l'ouvrage en absence et en présence du système de renforts, est réalisée. Les résultats montrent un accroissement significatif de la résistance de l'ouvrage en présence des boulons et une diminution des déplacements qui réduisent aussi le développement des fractures. Les efforts dans les boulons et le déplacement en présence du renforcement sont illustrés dans La figure 6. La valeur de la force de traction (0.696T) est le paramètre nécessaire pour dimensionner le boulon. Cette valeur n'est pas constante et varie le long du boulon du fait de l'adhérence entre ce dernier et le joint de mortier. Le déplacement maximal après renforcement a chuté à 1.5cm au lieu de 2cm; soit une réduction de 25% (Figure 5). De plus l'ouverture des fractures a été clairement bloquée par le renforcement.



Figure 1 : Tour Nazareth



Figure 2 : Emplacement des fractures actives

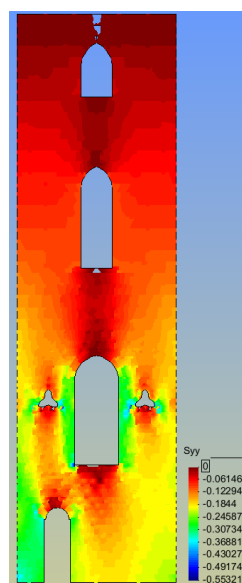
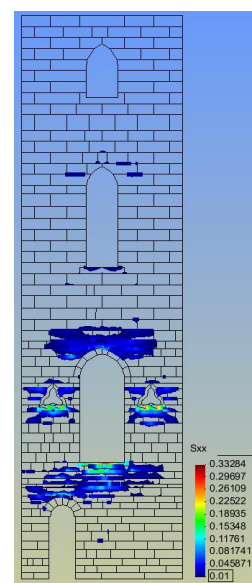


Figure 3 : Contrainte verticale (S_{yy}) et horizontale de traction (S_{xx}) dans la pierre et les joints



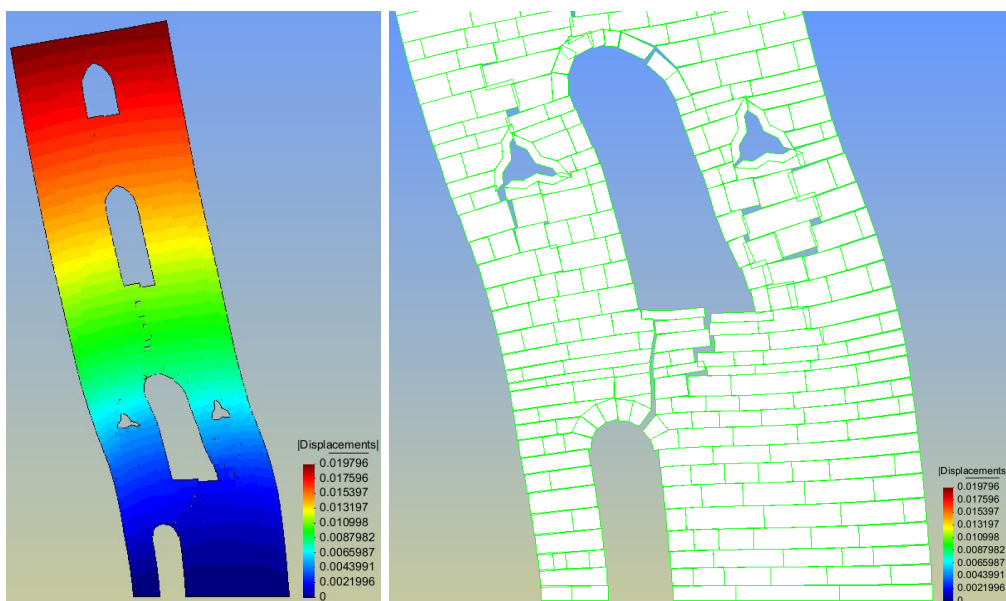


Figure 4 : déformée en présence des fractures sous l'effet d'une secousse sismique potentielle (accélération horizontale = 0.3 fois l'accélération de la pesanteur)

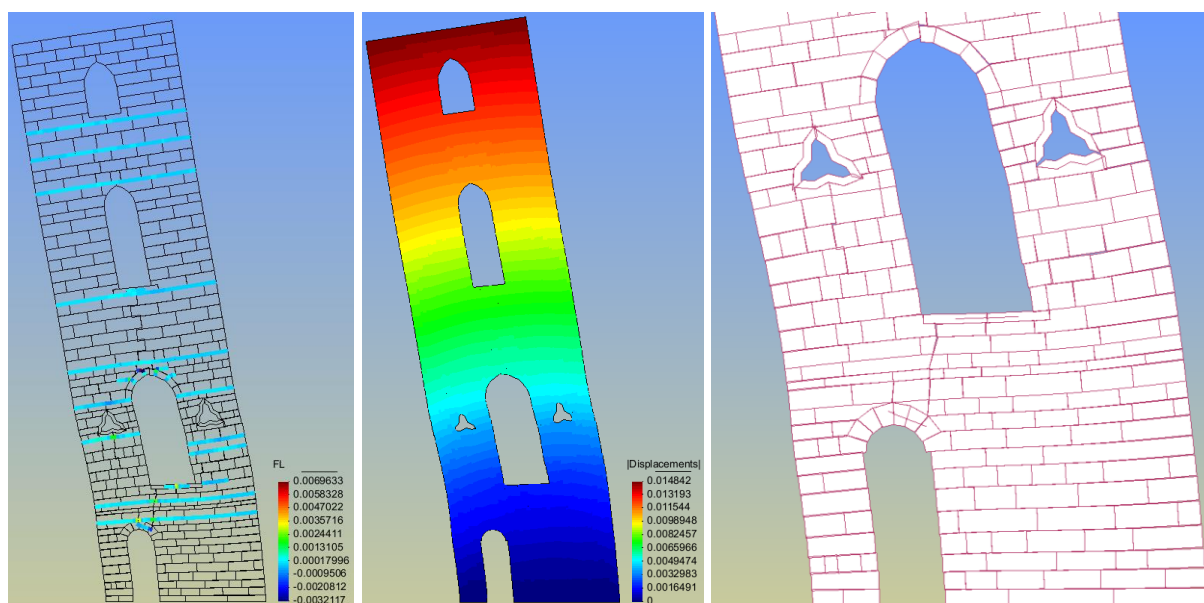


Figure 5 : Forces dans les câbles et déplacement en présence des boulons de renforcement

5- Etudes de cas 2 : Tour Arabe - Baalbek

Ce paragraphe porte sur le renforcement de la Tour Arabe dans la citadelle de Baalbek au Liban (Figure 6). Une tour Mamelouke datant du XIII^{ème} siècle qui a été édifée sur un remblai compacté. La tour en forme de U est constituée de trois murs en calcaire édifés sur les façades Est, Ouest et Sud. Ses dimensions en plan sont 13mx12m et sa hauteur est de 21.2m. L'analyse se concentre sur la façade Est la plus endommagée.

Le système de renforcement devrait respecter les conditions de consolidation de l'ICOMOS [7] exigeant la conservation de l'authenticité architecturale de l'ouvrage (Figure 7). Un renforcement visible en système de cintres horizontaux en câbles inox est placé sur les façades externes de la Tour. Les câbles n'ont aucune adhérence avec la pierre ou les joints. Chaque câble est fixé mécaniquement dans la pierre à

ses deux extrémités. En outre, un contreventement horizontal en câble inox est placé au plus haut niveau de la tour. Une poutre en acier inox relie les façades Est et Ouest et ce pour compenser l'absence de la façade nord et limiter ainsi le déplacement latéral de ces deux façades parallèles.

Le système de renforcement prévu devrait répondre à deux scénarios de chargement mécanique. Le premier est relatif à une secousse sismique similaire à l'étude du paragraphe 4, tandis que le second porte sur un tassement différentiel des fondations de la façade Est. Ces deux scénarios peuvent accentuer le développement des fractures aux joints de maçonneries mais aussi causer l'endommagement des pierres ou la ruine de la tour.



Figure 6 : Tour Arabe - Baalbek – Liban

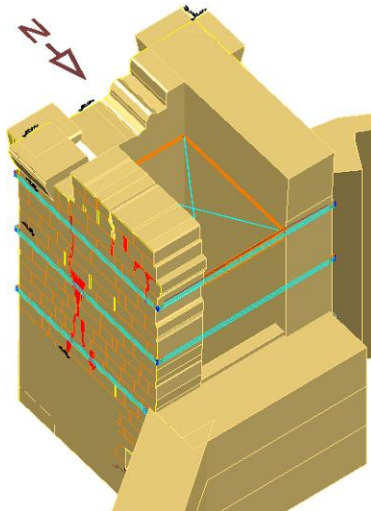


Figure 7 : Conception du système de renforcement

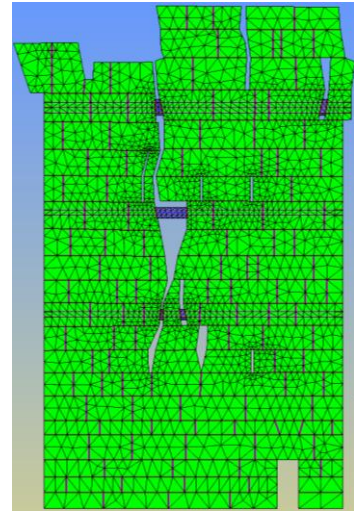


Figure 8 : Façade Est, maillage éléments finis

Une sélection des résultats numériques est présentée dans la figure 9 illustrant les valeurs des forces dans les câbles (valeur maximale 0.763T) et le déplacement horizontal de la tour renforcée (valeur maximale 1.15cm au sommet). A la différence des résultats de l'étude de cas précédent, la force dans chaque câble est constante vu qu'il n'y a aucune adhérence entre le câble et le joint de mortier ou la pierre.

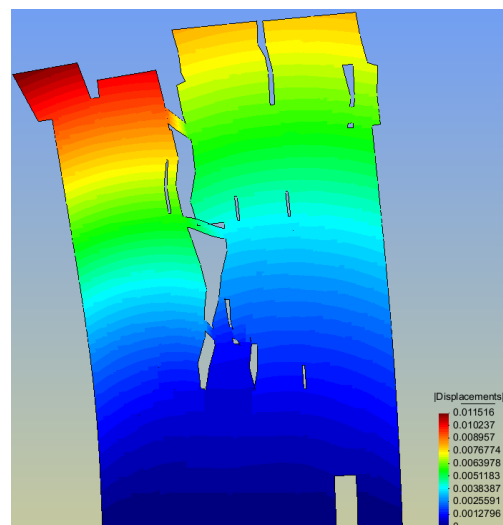
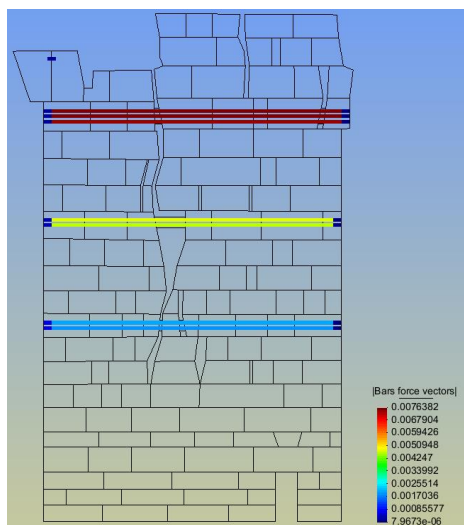


Figure 9 : Forces dans les câbles et déplacement de la tour en présence du système de renforcement

6- Conclusion et perspectives

Dans ce papier, une méthode d'étude du renforcement des ouvrages en maçonnerie par la méthode des éléments finis a été présentée. Deux ouvrages de bâtiments patrimoniaux libanais ont été analysés ; tous deux d'une complexité géométrique considérable vu la présence de tous les blocs de maçonnerie et leurs joints de mortier dans le modèle ainsi que des fractures actives dans ces joints traversant parfois les pierres. La modélisation mise en place a permis : 1- d'expliquer l'état actuel de fracturation, 2- d'entrevoir le schéma potentiel de développement des fractures et par suite de préciser l'emplacement adéquat de renforcement, 3- de dimensionner le système de renforts.

Sur le plan pratique, un nouveau système de renforcement permettant d'améliorer l'adhérence aux joints et de bloquer le développement des fractures a été proposé. Ce système, ainsi que le système de renforcement par câbles ou tirants métalliques ont pu être modélisés et dimensionnés moyennant le code de calcul DISROC [5]. Pour les deux ouvrages ici étudiés, ce code a montré une efficacité remarquable de simulation, à savoir : 1- options spécifiques de maillage pour une forte densité de fractures ou de joints, 2- possibilité d'intersection entre les boulons et les fractures ou joints, 3- variété des lois de comportement surtout pour les éléments joints, 4- temps de calcul relativement court.

La méthode présentée ici est facilement applicable à d'autres types d'ouvrages en maçonnerie comme les ponts et les tunnels ferroviaires, et ce à la fois pour évaluer la stabilité de leur état présent et la conception et dimensionnement d'un système de renforcement. De même, le système de renfort ne se limite pas aux câbles et boulons et peut s'étendre à d'autres types de renforts comme les fibres de carbone collées sur paroi. Sur le plan de comportement de matériaux, il est envisageable d'introduire la possibilité de fluage dans les modèles surtout pour les joints de maçonnerie, vu la longue durée de vie de ces ouvrages qui est parfois de plusieurs siècles, voire de millénaires.

Références

- [1] Goodman R. E., Taylor R. L. and Brekke T., A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Fdns Div., Pro. Am. Soc. Civ. Engrs* 94(SM3), 637-659, 1968.
- [2] Pouya A., Ghoreychi M. Determination of rock mass strength properties by homogenisation, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 25, 1285-1303, 2001.
- [3] Chalhoub M., Classification des Massifs Rocheux par des méthodes d'homogénéisation numériques, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2006.
- [4] Cavicchi A., Gambarotta L., Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill, *Engineering Structures* 27, 605-615, 2005.
- [5] DISROC, FRACSIMA 2015, www.mecharock.com\Fracsima
- [6] GID 2015, www.gidhome.com
- [7] ICOMOS charter, Principals for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage (2003), ICOMOS 14th General Assembly, Victoria Falls, Zimbabwe, 2003.