

17^e édition des Journées scientifiques
du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton
(RF)²B

IFSTTAR, Marne-la-Vallée, France
7 et 8 juillet 2016

Prédiction de la résistance mécanique d'un bloc de maçonnerie sans joint par calcul numérique

G. Chewe Ngapeya ^A, Pr Danièle Waldmann ^A, Pr Frank Scholzen ^A, Pr Andreas Zilian ^A,
Pr André Lecomte ^B, Pr Abdel Khelil ^B

A Laboratoire de structure et de matériaux, RUES Université du Luxembourg, Luxembourg

B Institut Jean Lamour, IJL Université de Lorraine, Nancy, France

RÉSUMÉ : La nouvelle génération de blocs de maçonnerie montés à sec (sans joint) et muni d'éléments d'engrenages ou d'emboîtement présente des avantages substantiels tant en précision et vitesse de pose, qu'en résistance aux déplacements transversaux, en économie de matériaux et en facilité de démontage. La performance d'un mur en maçonnerie est étroitement liée à sa stabilité générale et à la résistance mécanique des blocs de maçonnerie qui le composent. L'un des objectifs de cette étude était de rechercher un optimum entre cinq paramètres importants dans la conception d'une maçonnerie à savoir le poids, le coût, la facilité de production, mais surtout la résistance mécanique et la résistance thermique. La conception du nouveau bloc a ainsi été entreprise par calculs numériques.

1. Introduction

Le monde de la construction et plus spécifiquement celui du bâtiment fait face à de nombreux défis majeurs liés aux nouvelles contraintes environnementales et économiques. Les blocs de maçonnerie sont les éléments les plus vieux et les plus employés dans la construction des bâtiments, et ils jouent aujourd'hui un rôle majeur dans la résistance mécanique et l'isolation thermique des parois. Leur étude et leur optimisation est donc toujours d'un grand intérêt. Les travaux présentés ont plusieurs objectifs : aboutir à la conception d'un bloc dont la résistance mécanique et thermique est prévisible par calculs numériques, afin de limiter les coûts de recherche et de tests en laboratoire ; concevoir une maçonnerie dont la disposition géométrique des éléments permet de faire participer au maximum le béton en compression dans la résistance et la stabilité générale ; concevoir un élément modulaire dont la facilité de montage et de démontage le rend particulièrement adaptée pour l'édification rapide des murs porteurs sans joints, mais aussi pour son recyclage en fin de vie sans recourir à des engins de démolition à forte pollution environnementale; Définir une approche permettant d'approcher l'optimum entre les paramètres poids, coût, faciliter de production, résistance mécanique et thermique pour la conception d'une maçonnerie.

2. Conception du bloc

La maçonnerie développée se présente sous la forme d'un bloc rectangulaire de longueur 490mm, largeur 240mm et hauteur 175mm. Il est constitué de quatre cloisons longitudinales parallélépipédiques porteuses (dont l'épaisseur peut varier entre 18 et 35 mm), reliés entre-elles par des cloisons transversales disposées de façon à stabiliser et à rigidifier les flancs porteurs, à limiter les ponts thermiques entre les faces extérieures, et à créer un système d'emboîtement ou d'engrenage facilitant la pose lors du montage. Les extrusions ou éléments saillants, en plus de faciliter la pose lors de l'élévation des murs, créent une résistance au déplacement latéral.

Le rapport largeur/longueur du bloc (l/L) a été fixé à 0,5, afin de gérer au mieux les appareillages. Cette configuration permet d'aligner les joints verticaux, et de répéter le mode de transmission des charges dans le mur. Ce bloc, pour une épaisseur extérieur/intérieure des parois de 25/20 mm, présente une section brute de $117,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$, une section nette de contact de $54,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$, une masse d'environ 24,15 kg, une conductivité thermique estimée à $0,50 \text{ W/m.K}$ pour un béton de poids volumique de 2400 kg/m^3 . La figure 1 ci-après présente les plans du bloc de maçonnerie.

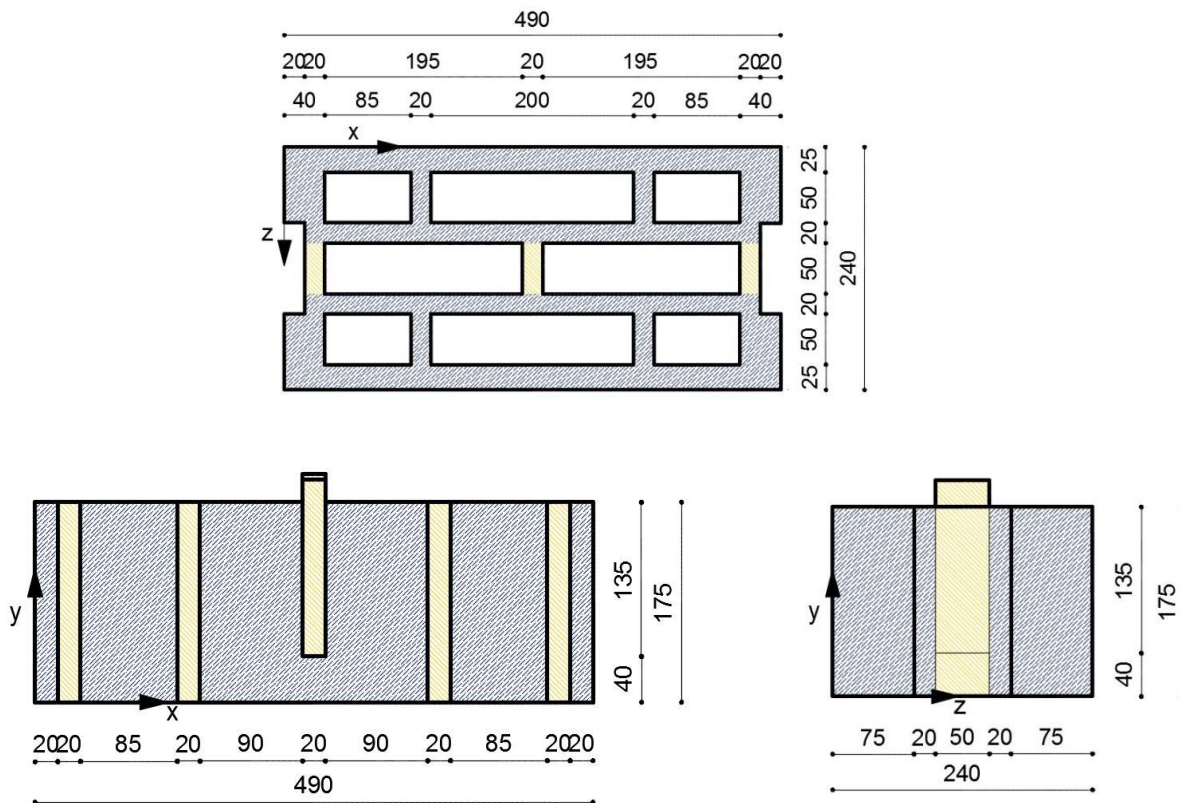


Figure 1. Vue en plan de la maçonnerie (en haut) – Coupe de face à demi-largeur de la maçonnerie (en bas, à gauche) – Coupe transversale à demi-longueur de la maçonnerie (en bas à droite)

3. Étude paramétrique et prédiction numérique de la capacité portante de la maçonnerie

3.1 Hypothèses et buts

Le but de cette analyse est de déterminer la capacité portante et le mode de rupture du bloc. Les calculs par éléments finis (avec Ansys) ont été menés en prenant comme hypothèses un bloc constitué d'un béton C50/60 ayant les caractéristiques suivantes : résistance moyenne en compression à 28 jours $F_{ck} = 50$ MPa, résistance en traction à 28 jours $F_{ctm} \approx 4$ MPa et module de Young $E_{cm} \approx 38000$ MPa. Dans cette approche, la structure est chargée uniquement sur ses parois porteuses, en fixant ces dernières comme appuis du bloc, et en prenant en compte les contraintes dues au frettage des plateaux de la presse (effets de bords). Ainsi, tous les déplacements sur la face inférieure du bloc sont bloqués et ceux de la face supérieure sont limités aux déplacements verticaux (yy'). Selon ATKINSON and KINGSLEY [1], la diminution de la contrainte de rupture due à l'effet de frettage est de l'ordre de 15% pour les blocs en béton.

Pour le calcul par éléments finis, la structure a été discrétisée en éléments tétraédriques de quatre nœuds (figure 2), de dimension maximale 15 mm en zone courante, et 5 mm en zone de concentration de contraintes ainsi qu'en zone de traction prévisible. Il a été observé que le raffinement de la maille en dessous de 5 mm n'avait plus d'influence qualitative sur les résultats numériques. Hormis les nœuds des faces supérieure et inférieure, tous les nœuds de la structure sont libres en translation selon les trois axes xx' , yy' , et zz' .

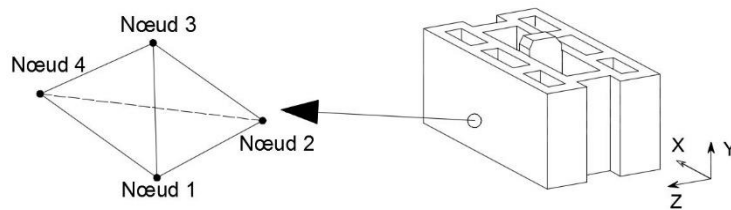


Figure 2. Élément tétraédrique de taille 5 à 15 mm, utilisé pour discrétiser le bloc

Pour pouvoir suivre le comportement non linéaire du bloc, l'application de la charge uni-axiale a été subdivisée en petits unités de chargement, afin de prendre en compte automatiquement l'influence des changements de rigidité de la structure au terme de chaque incrément. Pour les mêmes raisons, chaque incrément de chargement a encore été subdivisé en sous-unités.

En pratique, la contrainte unitaire maximale visée a été fixée à 100 N/mm², et subdivisée en 2000 unités de chargement, soit un incrément de charge de $0,05$ N/mm². Chaque unité de chargement a été subdivisée en 50 sous-unités. Ce choix a été fait afin d'approcher au mieux la charge limite.

Le critère de rupture est défini par une contrainte maximale de résistance en traction et/ou en compression du béton. Ainsi, la rupture au droit d'une section est atteinte si l'une des contraintes principales ou le critère de von Mises atteint sa valeur maximale admise.

$$\left\{ \begin{array}{l} f(\sigma) = \left[\frac{1}{2} * (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) \right]^{1/2} < F_{ck} \quad (1) \\ |\sigma_x| < F_{ck} ; |\sigma_y| < F_{ck} ; |\sigma_z| < F_{ck} \quad (2) \\ \sigma_x < F_{tk} ; \sigma_y < F_{tk} ; \sigma_z < F_{tk} \quad (3) \end{array} \right.$$

3.2 Modèle de matériau utilisé

Il a été pris en compte un béton C50/60, de comportement non linéaire et de caractéristiques suivantes :

- Résistance en compression sur cube $f_{ck} = 50$ MPa,
- Résistance en traction à 28 jours selon l'EC 2, $f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3}$, soit $f_{ctm} = 4$ MPa
- La déformation au pic de contrainte ϵ_{c1} égal à 0,00245 mm/m selon l'EC 2 pour ce béton.

La loi de comportement utilisée est le modèle de contrainte-déformation défini par l'EC 2 pour l'analyse structurale non linéaire d'une structure en béton non armé. Ainsi les relations peuvent être décrites comme suit :

$$\sigma_c = \frac{(f_{ck} + 8) (k - \eta^2)}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4)$$

$$k = \frac{1.05 E_{cm} |\epsilon_{c1}|}{(f_{ck} + 8)} \quad (5)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (6)$$

La figure 3 présente la courbe de contrainte-déformation du matériau. Le modèle de comportement du matériau reste quasiment linéaire jusqu'à 80% du pic contrainte.

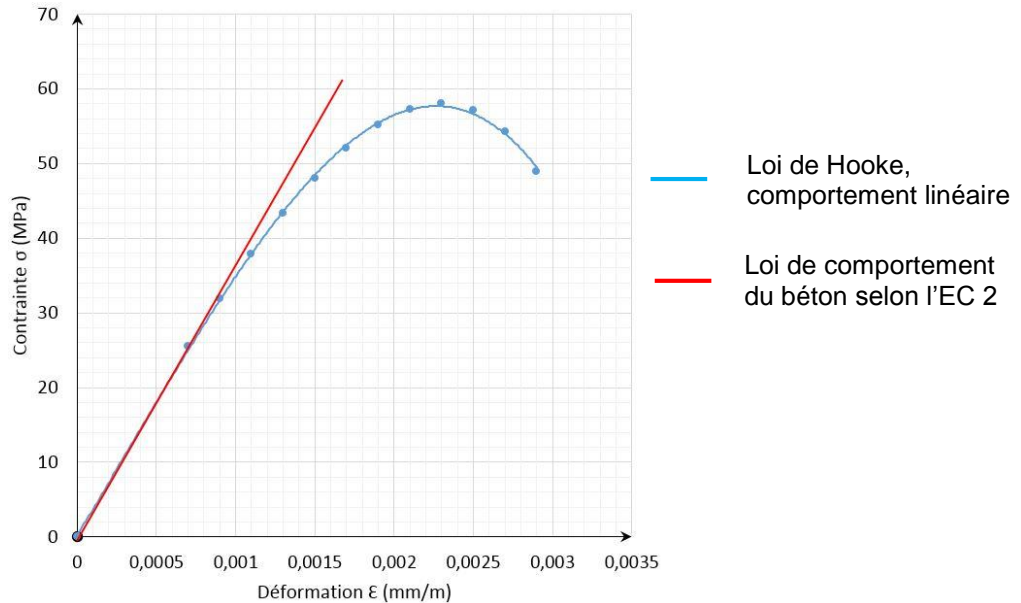


Figure 3. Modèle théorique de contrainte-déformation du matériau

3.3 Résultats

La figure 4 présente la portance du bloc ainsi que sa conductivité thermique en fonction de l'épaisseur de ses cloisons. La portance est ici définie comme le rapport entre la force maximale que supporte la maçonnerie sur sa section brute. Pour obtenir la portance d'un bloc, la pression noté P_{reach} qui crée l'effort de rupture a été recherché par incrémentation croissante de l'unité de chargement jusqu'à la défaillance du bloc. La valeur de la pression de rupture P_{reach} multipliée par la section nette du bloc, relativisée à sa section brute, définit sa capacité portante en N/mm^2 .

$$P_{reach} = 0,05 * N_i \quad (7)$$

$$C_{portante} = \frac{P_{reach} * S_{nette}}{S_{brute}} \quad (8)$$

- N_i Nombre d'incrémentes de charges à la rupture
- P_{reach} Pression atteinte à la rupture de la maçonnerie
- S_{nette} Section nette de contact entre deux blocs superposés
- S_{brute} Section totale du bloc, y compris les vides (largeur x longueur)
- $C_{portante}$ Capacité portante de la maçonnerie

En croisant le poids, la résistance mécanique et thermique de la maçonnerie, l'étude paramétrique de l'épaisseur des cloisons permet d'aboutir à une conception optimale qui assure la portance sans trop être déficitaire du point de vue thermique. La figure 3 montre l'évolution quasi-linéaire croissante de la portance et de la conductivité thermique du bloc de maçonnerie en fonction de l'épaisseur de ses cloisons. Chaque millimètre d'épaisseur de cloison ajouté entraîne une augmentation de portance de 4,5 % et une croissance de la conductivité thermique de 4,9 %, soit une chute de conductance U de 4,9 %. Cette dernière observation a mené à prendre pour valeur optimale le couple d'épaisseur de cloisons extérieur/intérieur de 25/20 mm. Ainsi, la conductivité thermique est limitée à $0,5 W/m.K$ et la portance à $18,5 N/mm^2$.

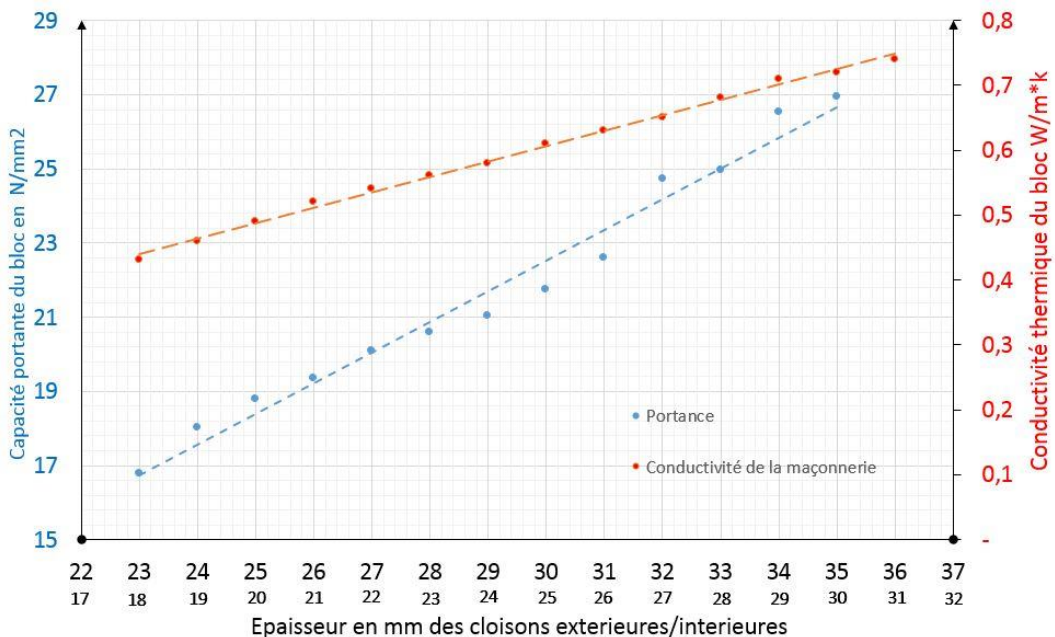


Figure 4. Capacité portante et conductivité thermique du bloc en fonction de l'épaisseur de ses cloisons

3.4 Analyse du comportement porteur du bloc

3.4.1 Bloc dans son ensemble et ses flancs porteurs

Sur le schéma de répartition des contraintes obtenues par le calcul aux éléments finis (figure 5), on observe que le bloc est majoritairement sollicité en compression, mais que certaines zones cruciales sont sollicitées en traction, notamment la cloison transversale centrale du bloc qui assure la stabilité latérale. Au début de l'application de la charge, les quatre cloisons longitudinales sont sollicitées de façon peu différente, avec une légère augmentation en compression sur les flancs les plus externes, nommés flanc 1 et 4 respectivement. Ce comportement s'explique par la redistribution d'une partie des contraintes de compression des flancs longitudinaux internes, nommés respectivement flanc 2 et 3, sur les cloisons transversales jusque-là non sollicitées. Ce comportement est confirmé par l'analyse des courbes « contraintes-déformations » (figure 6) obtenues au droit des « capteurs numériques virtuels » de déformations verticales placés sur toute la hauteur du bloc, aux abscisses indiquées sur la figure 7 (bandes 1, 2 et 3).

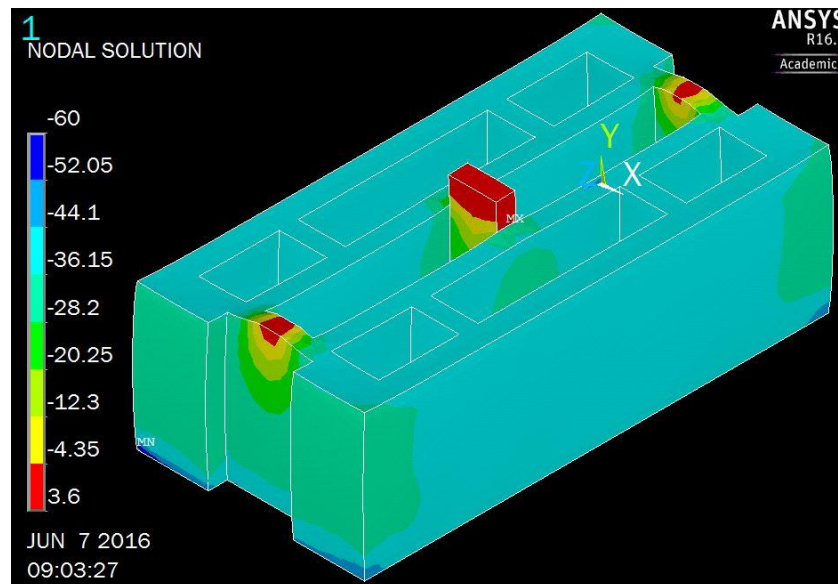


Figure 5. Contraintes dans la maçonnerie d'épaisseur 25/20mm et à 97% de la charge de rupture

On constate par ailleurs que les cloisons transversales sont sollicitées en traction et la rupture de la maçonnerie survient par fissuration de ces dernières. En effet, la limite de résistance en traction du béton est atteinte dans les cloisons transversales axiales alors que les flancs porteurs longitudinaux ne sont sollicités qu'à 70 % de leur capacité en compression.

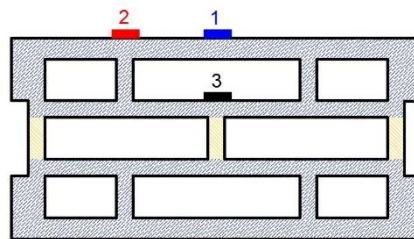


Figure 6. Disposition des capteurs numériques 1,2 et 3 de déformations verticales du bloc

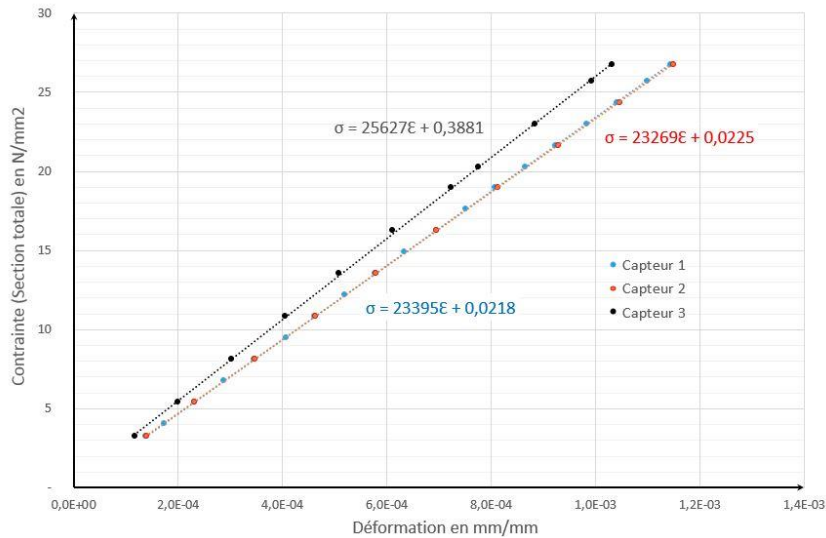


Figure 7. Model numérique de la courbe contraintes-déformations pour un bloc de 35/30 mm d'épaisseur de cloisons

Les courbes de contraintes-déformations verticales présentées sur la figure 7 montrent clairement que les flancs longitudinaux extérieurs (capteur 1 et 2) se déforment légèrement plus vite que les flancs longitudinaux intérieurs (capteur 3). Cependant, avec l'évolution des fissures dans les sections inférieures et supérieures des cloisons transversales, l'écart de rigidité entre les flancs diminue progressivement, équilibrant ainsi la distribution des contraintes dans les quatre flancs porteurs longitudinaux.

La figure 8 présente de façon isolée les flancs 1 et 2 du bloc, davantage le flanc 2 sur lequel apparaît l'empreinte (significative) des cloisons transversales intérieures. La diffusion d'une partie des contraintes de traction de ces cloisons dans la paroi longitudinale intérieure se traduit par une chute de la sollicitation en compression. Le flanc 2 est moins sollicité autour et le long de sa section de contact avec les cloisons transversales intérieures, expliquant alors pourquoi le flanc 1 est plus comprimé que le flanc 2, du moins tant que la cloison transversale intérieure ne fissure pas. La fissuration progressive de la cloison transversale intérieure conduit ensuite à une redistribution homogène des sollicitations. En outre, sur la figure 6, on observe une zone de concentration des contraintes de compression (en bleu) dans la partie inférieure de la cloison transversale 2. Elle est provoquée par la dilatation latérale des sections inférieures de la cloison transversale 2, sous l'effet des sollicitations en traction.

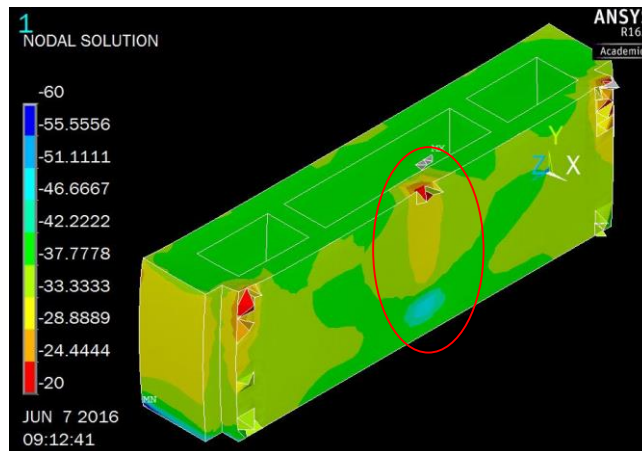


Figure 8. Répartition des contraintes dans les flancs porteurs gauche du bloc (flanc externe avec son flanc interne le plus proche) pour 97% de la charge de rupture (16,70 N/mm²)

3.4.2 Cloisons transversales

De façon générale, on observe que les cloisons transversales, dont le rôle principal est d'assurer la stabilité de l'ensemble, participent aussi à la résistance du bloc. Les cloisons transversales extérieures 1 et 3 sont sollicitées en traction dans leurs sections supérieures, mais restent majoritairement en compression sur le reste de leur hauteur du fait de leurs conditions d'appui. Elles portent en effet sur leur base inférieure et peuvent donc transmettre les charges de compression sans créer de déplacements latéraux préjudiciables. On note également que ces cloisons fissurent en dernier sur toute la hauteur du bloc, ce qui apporte une certaine réserve de stabilité à l'ensemble lorsque la cloison centrale 2 est déjà entièrement fissurée. Quant à cette dernière, elle est sollicitée en traction dans sa section supérieure et inférieure.

Les figures 9 et 10 décrivent les mécanismes de fissuration et de rupture des cloisons. Elles sont sollicitées de façon excentrée par deux forces de compression provenant des flancs longitudinaux, appliquées uniformément et symétriquement des deux cotés sur toute leur hauteur. Ces charges excentrées créent des déplacements différentiels u_y au sein d'une même section droite dans le plan xz . La cambrure créée génère des sollicitations en traction qui se traduisent par des fissures lorsque la limite de résistance en traction du béton est dépassée.

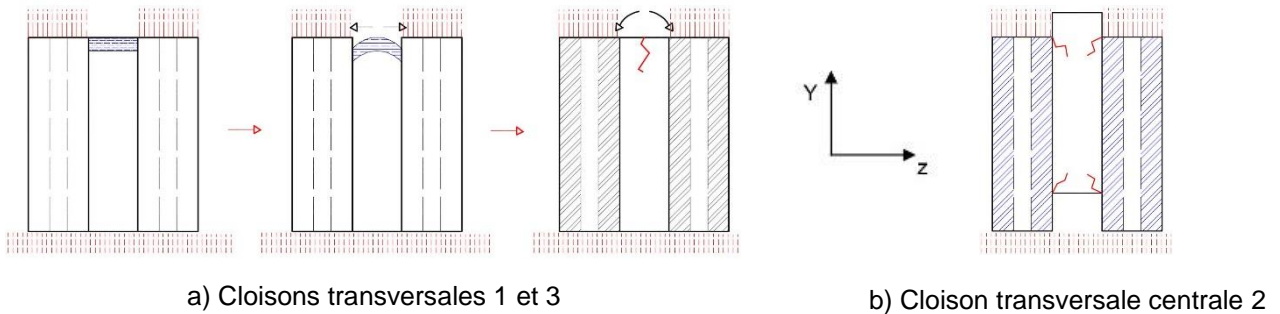


Figure 9. Apparition et développement de la fissure

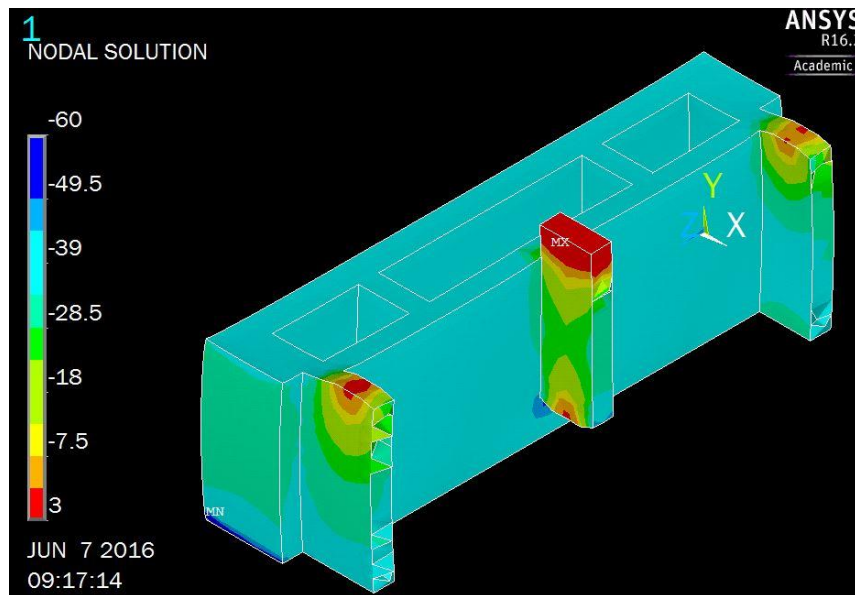


Figure 10. Répartition des contraintes dans les cloisons transversales de la maçonnerie, pour une charge de $16,70 \text{ N/mm}^2$

Conclusion

Le but de cette étude était de rechercher un optimum entre cinq paramètres importants pour la conception d'une maçonnerie à savoir le poids unitaire, le coût, la facilité de production, mais surtout la résistance mécanique et thermique.

Les analyses numériques faites à ce jour ont permis de prédire le comportement mécanique suite à un chargement, ainsi que la résistance du bloc de maçonnerie sans joint à la charge ultime. Elles ont également montré l'influence de l'épaisseur des cloisons sur le comportement général mécanique et thermique du bloc, tout en suivant instantanément l'évolution des contraintes en son sein et sa ruine en fonction du niveau de sollicitation.

En complément des simulations, des essais expérimentaux en laboratoire sont prévus afin de caractériser le comportement réel de cette maçonnerie, de valider, conforter ou améliorer les résultats numériques, en amont de l'étude paramétrique plus vaste de la stabilité et de la résistance à l'échelle d'un mur complet. Toujours en amont de l'analyse structurale à l'échelle d'un mur, il est envisagée l'étude de l'influence des imperfections dans l'application des charges sur le bloc, mais aussi l'influence de la non planéité des surfaces d'appui du bloc sur ses conditions aux limites.

Remerciements

Les auteurs remercient très sincèrement l'entreprise Chaux de Contern basée au Luxembourg, pour son soutien financier dans ce projet de recherche, mais aussi pour la collaboration et les idées qu'elle apporte pour la conception d'une maçonnerie performante et réaliste.

References

- [1] Atkinson et Kingsley (1985), A comparison of the behavior of clay and concrete masonry in compression, *USA-JAPAN Masonry Buildings Research*, N° 1, Esp.
- [2] Agaajani, D. Waldmann (2012), Stabilité de système de murs en blocs de béton emboîtable sans joints en mortier, *regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton*, 13^{ième} éditions des journées scientifiques, Lyon, France.
- [3] Agaajani (2015), *Development and investigation of a new dry stacked wall system*, thèse de doctorat, Université du Luxembourg, Luxembourg.
- [4] A. P'KLA (2002), *Caractérisation en compression simple des blocs des blocs de terre comprimés : Application aux maçonneries « BTC-MORTIER DE TERRE »*, thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon.
- [5] E. Bernat-Maso, L. Gil, P. Roca (2014), Analytical method for the assessment of unreinforced brick masonry walls subjected to eccentric compressive loads, *Construction and Building Materials* 73, 180.
- [6] M. Lateb (2011), *Calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [7] T. Bakeer (2015), Assessment the stability of masonry walls by the transfer-matrix method, *Engineering structures*, 110: 1-20.
- [8] W. Thanoon, A. Alwathaf, Jamaloddin, S. Jaafar, M. Razali (2008), Nonlinear finite element analysis of grouted and ungrouted hollow interlocking mortarless block masonry system, *Engineering Structures* 30 1560–1572.