

Pont d'Osserain : la modélisation numérique au service de la préservation du patrimoine Français

Nadia TARIFA¹, Frederic DUBOIS¹, Bertrand WATTRISSE¹, Thomas PARENT², Stephane MOREL²

1 LMGC, Université de Montpellier, CNRS, Montpellier, France.

2 I2M, Université de Bordeaux, UMR5295, Bordeaux, France.

RESUME Le projet de déconstruction du pont en maçonnerie d'Osserain, mené dans le cadre du Projet National DOLMEN, a offert une opportunité rare aux chercheurs et bureaux d'étude français de tester, comparer (entre elles et avec des résultats expérimentaux) et améliorer différents outils de modélisation numérique. Cette initiative en situation réelle a visé à affiner les méthodes d'analyse et de simulation, telles que la méthode bloc à bloc aux éléments discrets développée dans le logiciel LMGC90, pour mieux comprendre le comportement des ouvrages en maçonnerie et optimiser leur gestion sur le long terme afin d'en faciliter leur entretien et leur conservation. C'est dans ce contexte qu'une modélisation, avec LMGC90, basée sur la méthode des éléments discrets de cet ouvrage a été réalisée. Une étude comparative avec les résultats obtenus via les instrumentations mises en place pendant la démolition (tels que la flèche) a permis d'identifier par analyse inverse certains paramètres mécaniques de ce pont.

Mots-clés Pont d'Osserain, LMGC90, modélisation numérique, éléments discrets.

Modalité de présentation Présentation orale

I. INTRODUCTION

Le pont d'Osserain (Figure 1), situé sur la commune d'Osserain-Rivareyte, dans le département des Pyrénées-Atlantiques (64), est un ouvrage en maçonnerie construit à la fin du XIX^e siècle. Ce pont en pierre calcaire, doté de trois arcs surbaissés, témoigne d'une architecture mêlant robustesse et élégance. Avec une longueur totale de 60 mètres et des travées de 14 mètres chacune. Les arcs surbaissés optimisent la répartition des charges et confèrent au pont une allure élancée.

Malgré ses qualités architecturales et historiques, cet ouvrage n'était plus adapté aux exigences actuelles. Remplacé par un pont moderne conçu pour répondre aux besoins du trafic contemporain, l'ancien pont d'Osserain a vu son usage collectif disparaître. Par ailleurs, sa conception contribue aux inondations récurrentes qui affectent les habitations proches en cas de crue. Face à ces enjeux, et en raison du coût élevé de sa maintenance, sa démolition a eu lieu le 31 octobre 2023 ("Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,").

Le projet de déconstruction du pont, inscrit dans le cadre du Projet National (PN) DOLMEN, a néanmoins offert une opportunité unique aux chercheurs. L'objectif principal était de confronter des méthodes d'analyse et de simulation avec des mesures in-situ afin d'optimiser la gestion et la conservation de ces structures historiques sur le long terme. En effet, cette étude en situation réelle a permis de charger et d'instrumenter le pont avec différentes techniques. Le chargement du pont a été fait avec des blocs de béton préfabriqués de 2,3 tonnes chacun, empilés de manière à créer des

couches de blocs, le processus étant illustré en Figure 2. Etant donné la résistance élevée des blocs et par conséquent du pont, une saignée a été rajoutée au niveau de la voute V1 (voir Figure 3) pour affaiblir la structure et obtenir des déplacements mesurables pendant l'essai de chargement. Les propriétés de la pierre obtenues à l'aide d'essais destructifs et non destructifs sur carottes issues du pont sont présentées dans le Tableau 1.

Cet article propose donc une modélisation numérique par éléments distincts à l'aide du logiciel LMGC90 de cet ouvrage.

TABLEAU 1 : Propriétés de la pierre ("Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,").

	E_{stat} (GPa)	E_{dyn} (GPa)	ν	ρ (kg/m ³)
Moyenne	58	79	0,17	2644
Ecart type	13	12	0,06	29
CV (%)	23 (%)	16 (%)	37 (%)	1 (%)



FIGURE 1: Pont d'Osserain avant démolition ("Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,").

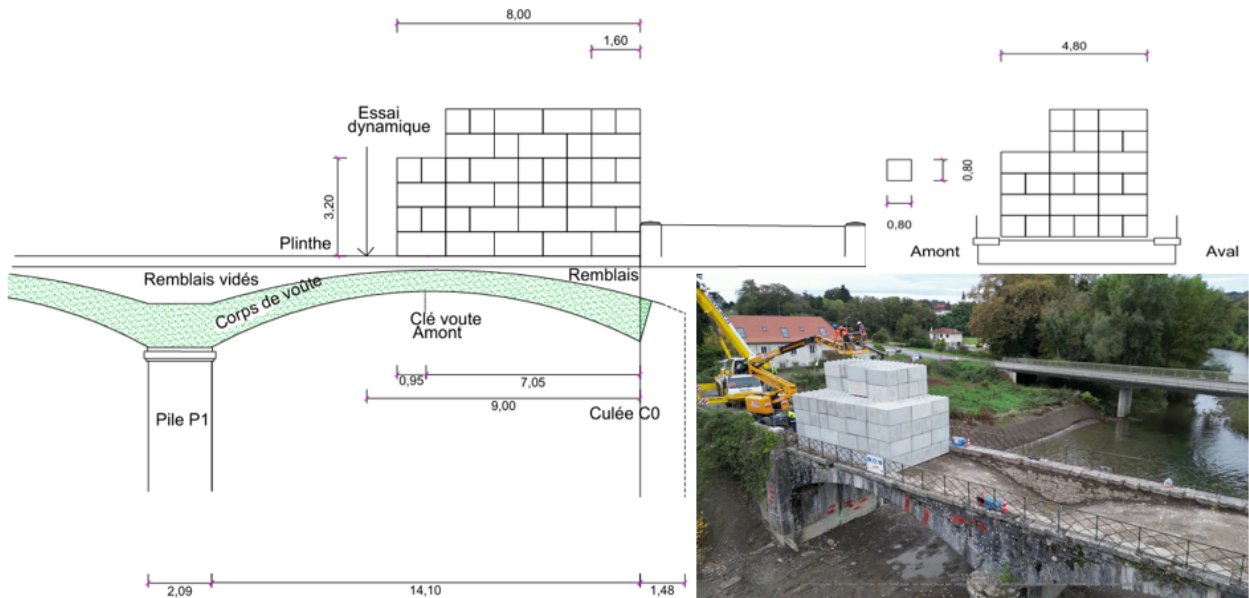


FIGURE 2: Chargement du pont d’Osserain (“Dolmen – Développement d’Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,”)

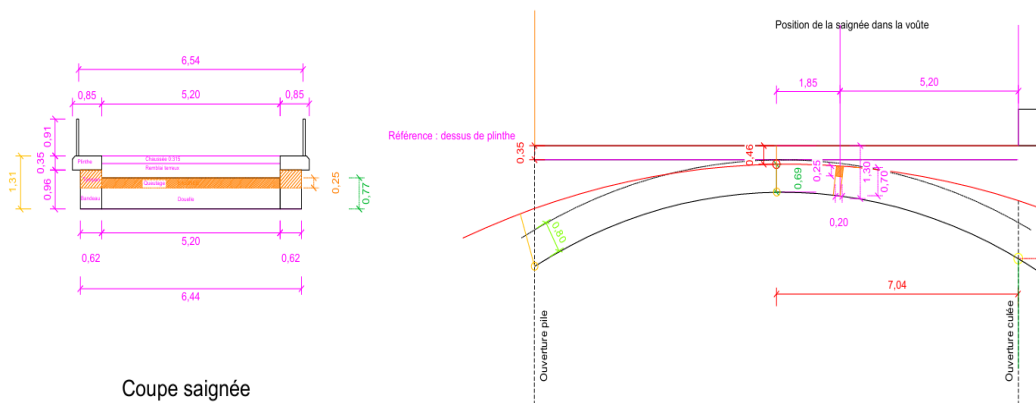


FIGURE 3: Position de la saignée au niveau de la voûte V1 (“Dolmen – Développement d’Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,”)

II. METHODES

A. Modèle utilisé

Il existe un groupe de travail au sein du Projet National DOLMEN dédié à l’étude du pont d’Osserain. Au sein de ce groupe, plusieurs chercheurs et ingénieurs ont utilisé différents outils de calcul, allant du calcul à la rupture, aux calculs éléments finis, en passant par les calculs avec les éléments discrets. Notre groupe s’est consacré aux calculs avec les éléments discrets avec le logiciel LMGC90 (Dubois and Jean, 2006). Ce logiciel présente l’avantage majeur de gérer efficacement les contacts entre objets, ce qui en fait un outil particulièrement pertinent pour la modélisation de structures hétérogènes en maçonnerie, où les interactions entre blocs jouent un rôle crucial.

Un modèle de Zone Cohésive Frictionnelle (FCZM), permettant de décrire le comportement du joint de mortier avec un comportement élastique et l’interface mortier/bloc avec un comportement cohésif frictionnel endommageable (on parlera ici de FCZM spring) a été utilisé entre les différents blocs considéré comme rigides (Boukham et al., 2024, Venzal, 2020). Dans cette approche avec blocs

rigides, le comportement élastique du ressort de la loi d'interface permet de prendre en compte le comportement élastique des blocs et du mortier dans la FCZM. La rigidité du ressort élastique est calculée à partir du module homogénéisé de la maçonnerie .

Les paramètres du modèle FCZM Spring sont les suivants :

- μ_s et μ_d : Frottement statique et dynamique de l'interface,
- c_n et c_t : Raideur normale et tangentielle de l'interface,
- S_I et S_{II} : Contrainte maximale du mode 1 et mode 2 de l'interface,
- G_I et G_{II} : Energie de fissuration du mode 1 et mode 2 de l'interface,
- η : paramètre proche de 0 qui pilote la résistance ultime du joint (et donc le déplacement ultime) en fonction de la résistance au pic,
- K_I et K_{II} : Rigidité du ressort. En première approximation, $K_I = \frac{E_{maçonnerie}}{h}$ et $K_{II} = \frac{G_{maçonnerie}}{h}$, avec $E_{maçonnerie}$ le module homogénéisé de la maçonnerie, et h la dimension des demi-blocs situés de part et d'autre du joint.

$$E_{maçonnerie} = \frac{E_b \times E_j}{E_b h_j + E_j h_b} \times (h_b + h_j)$$

où h_b et h_j sont les épaisseurs du bloc et du joint, et E_b et E_j les modules de Young du bloc et du joint.

Nous avons choisi de calibrer les paramètres K_I et K_{II} , car ils contrôlent directement la réponse mécanique élastique de la maçonnerie en termes de déformations et jouent un rôle essentiel dans le comportement sous chargement. Par ailleurs, compte tenu de l'état de chargement actuel, et de l'absence d'apparition de fissuration pendant le chargement, l'influence des autres paramètres sur le comportement global du système semble limitée.

B. Géométrie

Le modèle géométrique (CAO) utilisé pour nos calculs a été conçu par le bureau d'études STONO ("Stono – Bureau d'études,"). Nous avons choisi de mener notre étude en trois dimensions (3D) afin de représenter une géométrie aussi fidèle que possible de la réalité. Ce modèle géométrique est ensuite maillé, comme illustré en Figure 4, et permet de générer les objets rigides de LMGC90.

La taille des blocs modélisés correspond approximativement à celle des blocs réels constituant le pont. Ces dimensions varient en fonction de la position et de la fonction de chaque bloc dans la structure.

Puisque nous avons opté pour une modélisation basée sur des solides rigides, et en assumant que les blocs possèdent des faces quasi convexes, le modèle de contact adopté prévoit quatre points de contact par face. Ces points sont placés aux extrémités de chaque face, garantissant une représentation efficace des interactions mécaniques tout en minimisant le temps de calcul.

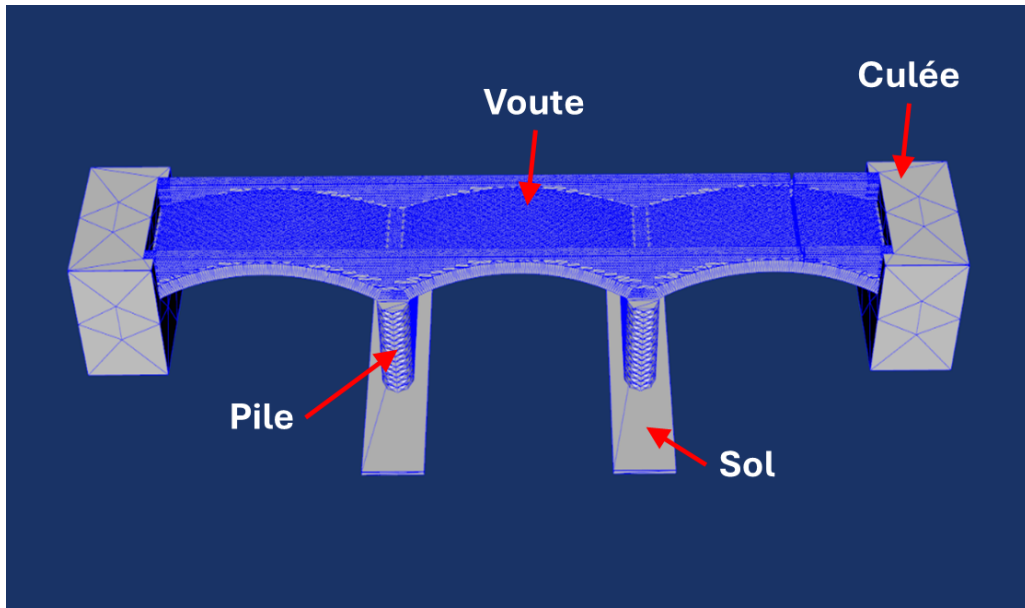


FIGURE 4: Géométrie et maillage du pont

C. Conditions aux limites et chargements

Les conditions aux limites utilisées dans notre modèle ont été définies de manière à refléter aussi fidèlement que possible les conditions aux limites réelles du pont. Voici les hypothèses et paramètres adoptés :

- Les culées sont encastrées ;
- Le sol sous les piles est modélisé par deux plans encastrés ;
- Les piles sont considérées monolithiques et la loi FCZM Spring a été utilisée entre les piles et les plans qui représentant le sol (avec une cohésion proche de 0) ;
- Le sommier qui sert de jonction entre les voutes n'est pas simplement posé sur les piles (du mortier a été utilisé), nous avons donc utilisé une loi FCZM Spring entre les deux solides (avec une cohésion proche de 0) ;
- La loi FCZM Spring a été utilisée entre les voutes et la culée (avec une cohésion proche de 0).

Les rigidités K_I et K_{II} de la loi FCZM Spring utilisée entre les blocs de la voute et ceux utilisés entre la voute et la culée ou la voute et la pile sont les mêmes. Cependant, des valeurs plus faibles ont été utilisées entre la pile et le sol, dans le but de prendre en compte la souplesse du sol dans le ressort. On notera K_1 et K_2 celles utilisées entre les blocs de la voute, la voute et la culée, la voute et les piles, et $K'1$ et $K'2$ celles utilisées entre les piles et le sol.

Des actions mécaniques ont été utilisées pour représenter les chargements appliqués sur le pont : le poids propre du pont, le remblai et les blocs de béton. Ces actions mécaniques sont des charges réparties calculées à partir de la masse volumique et les dimensions des différents chargements. Les masses volumiques utilisées dans les calculs sont les suivantes :

- ρ maçonnerie = 2600 kg/m³ (déterminée par homogénéisation),
- ρ remblai = 2000 kg/m³ (obtenue par carottage),
- ρ blocs de béton = 2343.75 kg/m³ (calculée pour correspondre à une charge de 3500 kN due au chargement des blocs de béton).

Pour reproduire le chargement progressif observé lors de la déconstruction du pont, une méthode spécifique a été utilisée dans le modèle numérique. Les chargements correspondant aux blocs en béton ont été rendus invisibles au départ, simulant leur absence. Ensuite, ils ont été ajoutés par couches de blocs, une par une en les rendant successivement visibles. Ce processus vise à reproduire fidèlement les étapes de chargement et permet d'analyser l'évolution des contraintes et des déformations dans la structure au fur et à mesure que les blocs sont ajoutés ou retirés.

La Figure 5 représente les blocs et remblai (droite) et comment ils ont été modélisés (gauche).

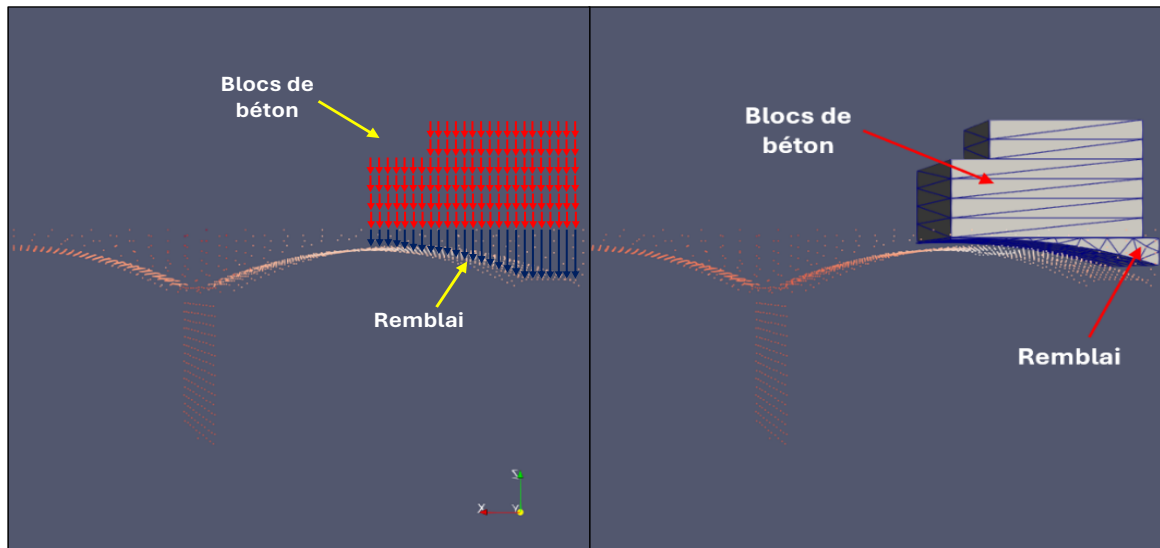


FIGURE 5: Modélisation du remblai et blocs de béton

Lors de la démolition, l'utilisation des blocs seuls n'a pas été suffisante pour amener la structure du pont jusqu'à la rupture. Il a donc été nécessaire d'employer un marteau-piqueur afin de sectionner la première travée (voir Figure 6). Dès que celle-ci a été coupée en deux au niveau de la saignée, le reste du pont s'est effondré progressivement par un effet de continuité. Reproduire cette ruine a été nécessaire pour valider notre choix du modèle et des conditions au limites utilisées (les résultats ne seront pas présentés dans cet article).



FIGURE 6: Déconstruction du pont

II. RESULTATS

A. Résultats des mesures in-situ

Pour mesurer les déplacements de différents points cibles au niveau du pont, différentes techniques d'instrumentation ont été utilisées ("Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,"). Les résultats de la technique de mesure par prismes topographiques ont été retenus pour effectuer le calage des paramètres. La Figure 7 illustre les différentes positions où les prismes ont été déployés.

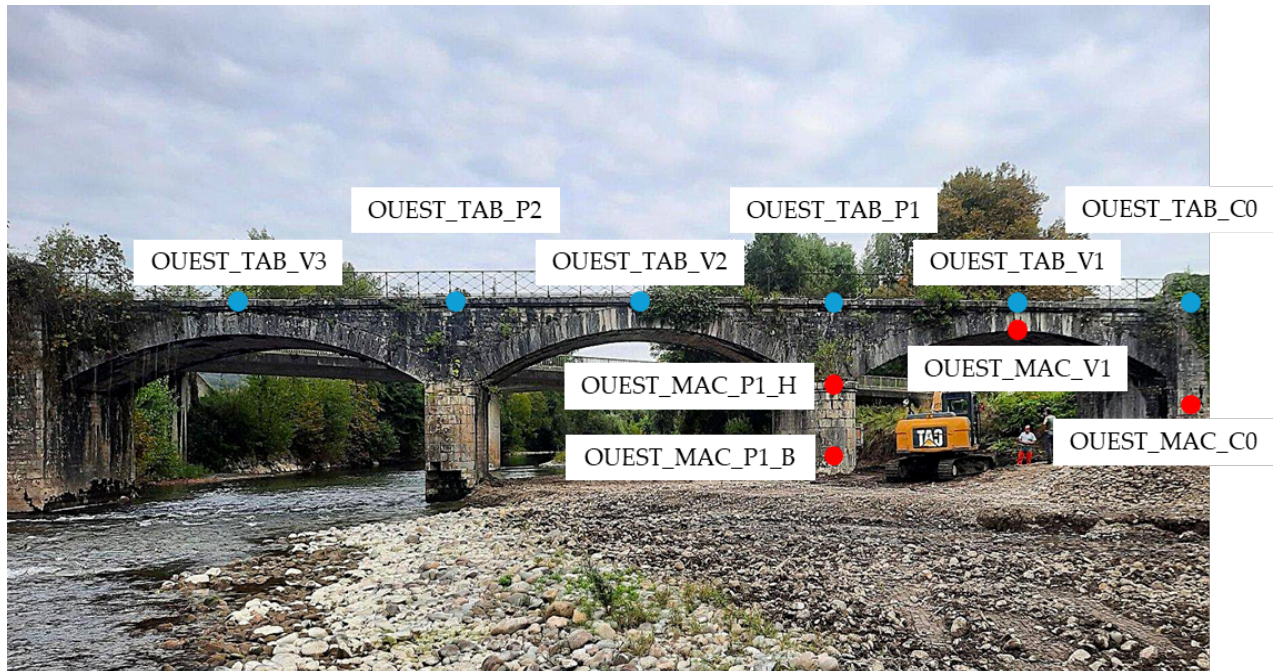


FIGURE 7: implantation des prismes côté ouest (amont) ("Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,")

La Figure 8 présente les résultats des mesures de déplacement vertical sur les faces est et ouest des points suivants :

- ****MAC-V1**** : situé à la clé de la voûte V1 ;
- ****TAB-V1**** : situé sur le tablier à mi-travée de V1 ;
- ****TAB-V2**** : situé sur le tablier à mi-travée de V2 ;
- ****TAB-V3**** : situé sur le tablier à mi-travée de V3 ;

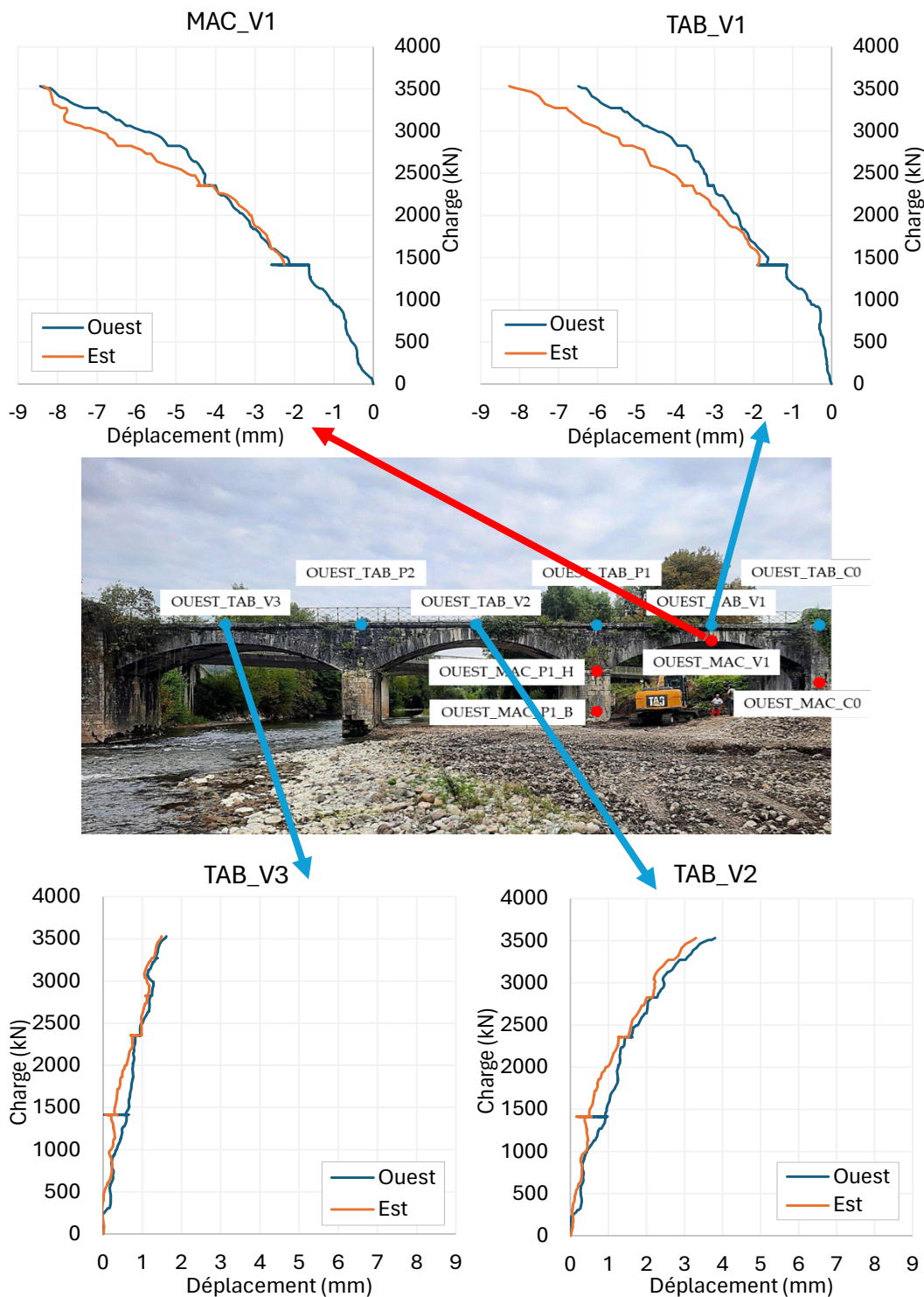


FIGURE 8: Résultats de mesures de déplacement vertical avec les prismes placés respectivement : au niveau de l'intrados de la voute V1, à mi travée du tablier au niveau de V1, à mi travée du tablier au niveau de V2 et à mi travée du tablier au niveau de V3 ("Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve,")

D'après ces figures, les déplacements du côté EST ou OUEST sont du même ordre de grandeur, voire quasiment identiques à l'exception des courbes de TAB-V1 où nous avons une pente légèrement différente et un déplacement du côté EST qui est supérieur à celui du côté OUEST de 1,77 mm.

On peut aussi en déduire que le déplacement de TAB-V1 côté OUEST est inférieur à celui de MAC-V1, étant donné que ce dernier est du même ordre de grandeur que TAB-V1 coté EST. Malgré cette légère différence, il semble que la réponse structurelle de l'ouvrage est symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont, sans indication notable d'effets hors plan.

Finalement, on observe un soulèvement au niveau de la travée V2 qui se traduit par un déplacement positif d'une valeur proche de 3,5 mm, et un soulèvement au niveau de la travée V3 avec un déplacement proche de 1,5 mm.

Ces résultats de déplacements in-situ seront utilisés par la suite pour le calage des paramètres mécaniques du modèle.

B. Calage des paramètres du modèle et résultats

Le calage des paramètres, en modélisant le pont uniquement sous l'effet de son poids propre est difficile du fait de l'absence de mesure de flèche lors de la construction et du décintrement de ce dernier. Par conséquent, la modélisation incluant le chargement a été réalisée pour calibrer les paramètres du modèle.

Étant donné que le logiciel LMGC90 effectue des calculs dynamiques, il est nécessaire de charger la structure progressivement et de prévoir une phase de relaxation pour permettre à la structure de se stabiliser après chaque phase d'application de charge ; à la fin de chaque phase la vitesse doit être proche de zéro. Nous avons d'abord activé le poids propre, suivi du poids du remblai, puis des charges successives dues aux couches de blocs.

La Figure 9 illustre la courbe de déplacement vertical en fonction du temps pour le point MAC-V1 situé à la clé de la voûte de la travée 1.

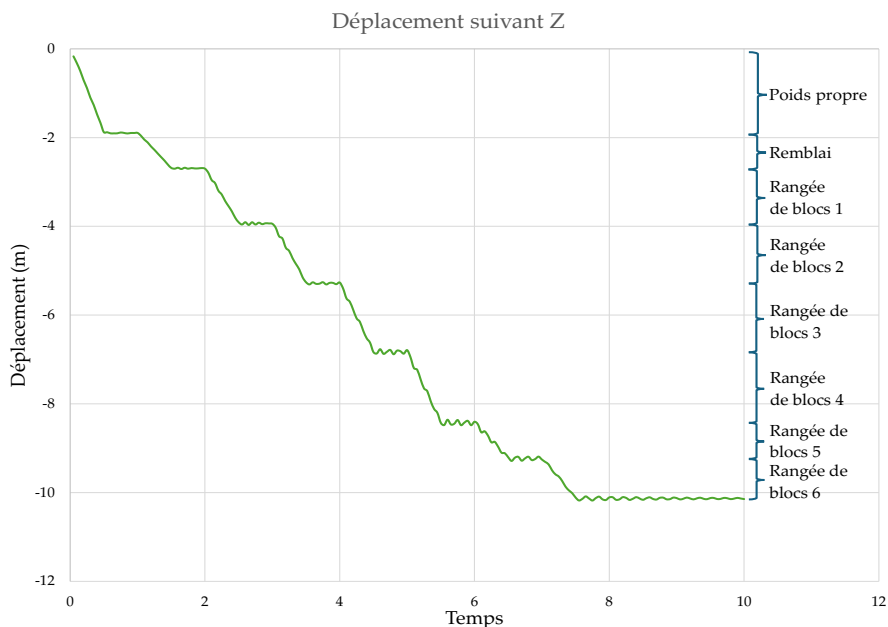


FIGURE 9: Déplacement vertical en fonction du temps du point MAC- V1

Les rigidités utilisées dans le calcul après calage sont présentées dans le Tableau 2.

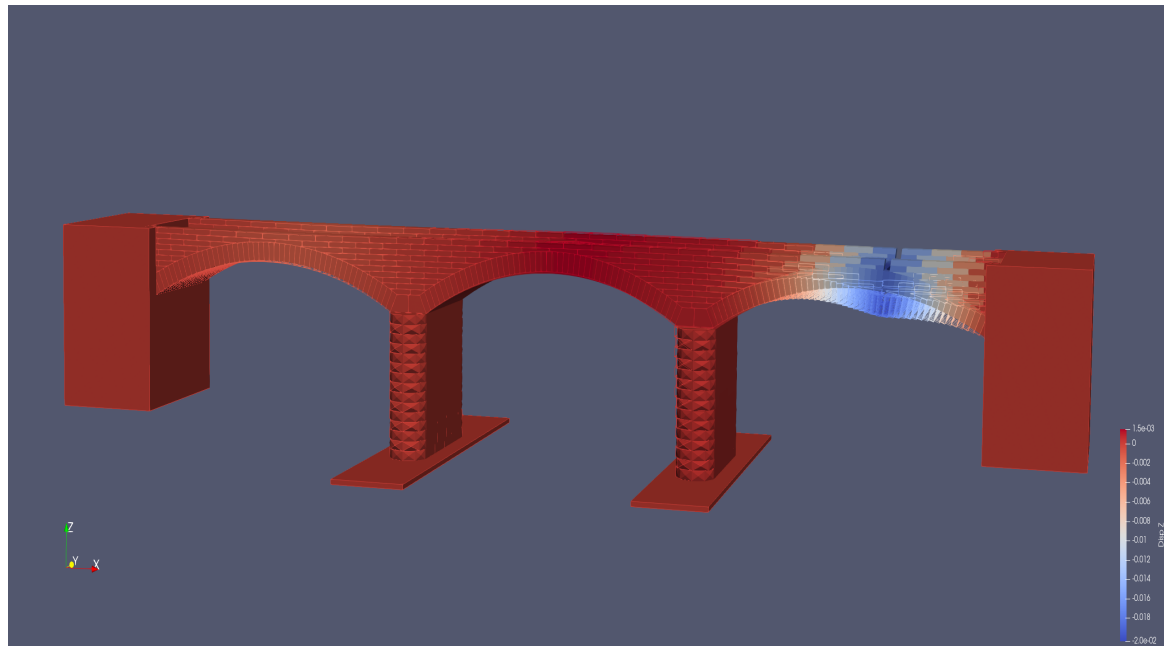
TABLEAU 2: Rigidités utilisées dans les calculs (en Pascal)

K1	2E+10
K2	4.8E+09
K'1	2.00E+09
K'2	4.8E+08

La rigidité K1 a été obtenue par analyse inverse ce qui correspondrait à un module de Young de la maçonnerie homogénéisé de 8 GPa. K'1 a été calé de la même manière, en rajoutant de la souplesse aux ressorts au niveau du sol. Les paramètres K1 et K2 jouent un rôle clé dans la régulation du comportement élastique de la voûte et des piles, en définissant leur rigidité structurelle. En parallèle, les coefficients modifiés K'1 et K'2 permettent d'accroître les déplacements des voûtes V2 et V3, tout en limitant l'amplitude du déplacement de la voûte V1, et ce en contrôlant la manière avec laquelle l'effort appliqué à V1 est transmis à V2 et V3. Cette approche vise à obtenir une meilleure répartition des déformations dans l'ouvrage, garantissant ainsi une modélisation plus réaliste du comportement structurel du pont.

La Figure 10 illustre les résultats sur PARAVIEW du déplacement suivant Z du pont au dernier pas de calcul, avec en surbrillance, le déplacement après amplification. On observe un déplacement vertical important au niveau de la première travée (voûte V1), qui n'est pas symétrique par rapport au centre de la voûte, en raison de la présence de la saignée et de la dissymétrie du chargement. Le déplacement est significativement plus faible au niveau de la voûte V2 et V3.

Les courbes obtenues à partir des calculs et celles obtenues par les mesures topographiques sont présentées dans la Figure 11.

**FIGURE 10: Déplacement suivant Z du pont**

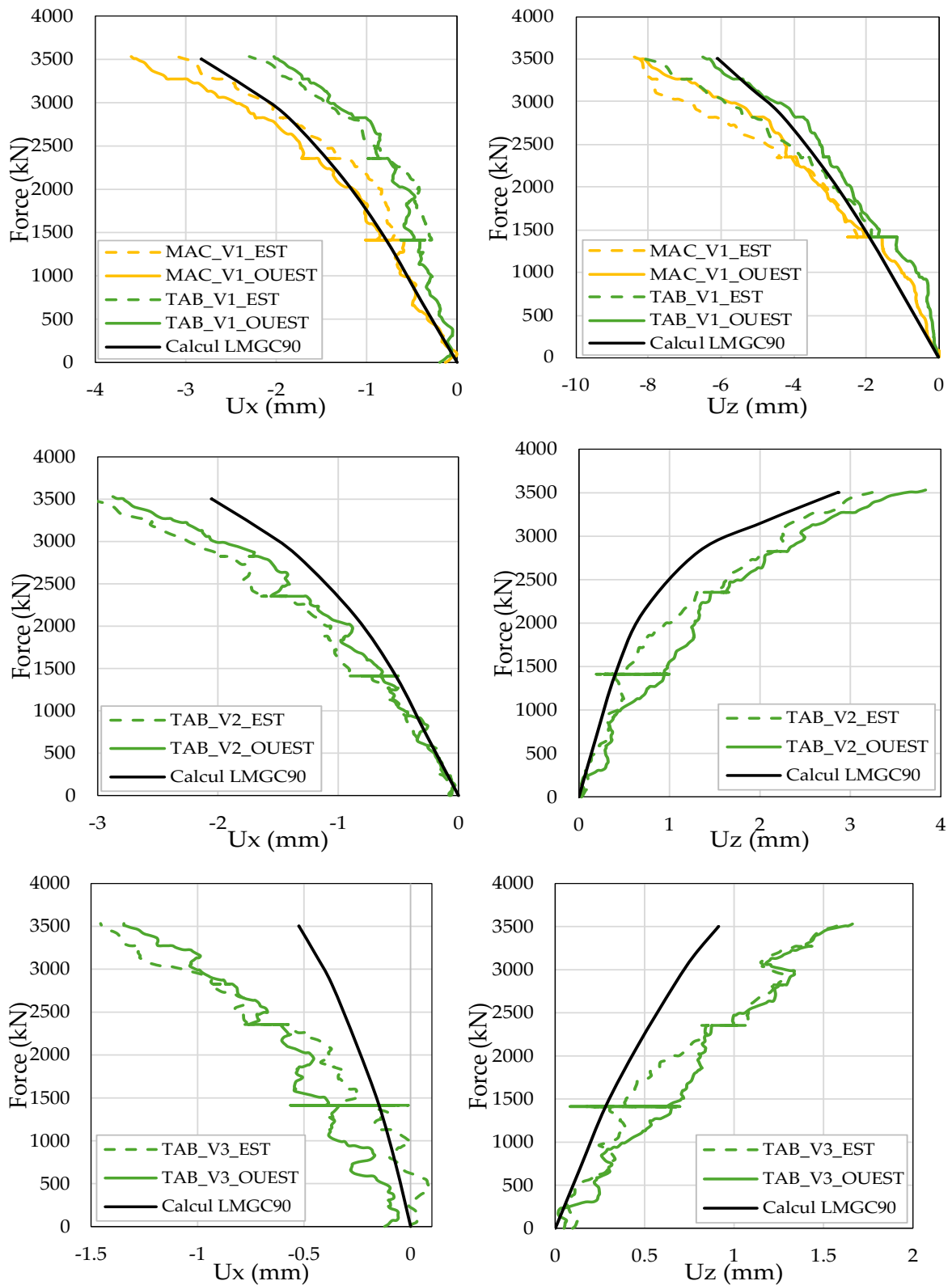


FIGURE 11 : Résultats de calcul des déplacements verticaux (droite) et horizontaux (gauche) au niveau de la Voute V1, la Voute V2 et la Voute V3

Les résultats présentés Figure 11 illustrent les déplacements modélisés pour les voûtes V1, V2 et V3 comparés aux déplacements mesurés in situ. Bien que le modèle reproduise globalement les résultats expérimentaux de la voûte V1, il ne parvient pas à capturer les fluctuations observées sur la courbe expérimentale. De plus, le chargement, qui s'est déroulé sur deux jours, a introduit une discontinuité notable autour de 1400 kN.

Malgré cela, les pentes des deux courbes (expérimentale et numérique) de la voûte V1 restent très proches, témoignant d'une bonne concordance globale entre le modèle et les données.

Pour la voûte V2, la modélisation reste en accord avec les mesures in situ, bien que le déplacement final présente une légère différence. En revanche, la voûte V3 pose un défi supplémentaire en raison de l'amplitude très faible du déplacement observé (environ 1,5 mm). Une modélisation plus fine de l'interaction sol-pile pourrait être envisagée pour réduire la raideur en rotation à la base des piles. Une autre alternative consisterait à introduire davantage de souplesse au niveau des culées ou du sommet des piles. Enfin, la prise en compte du sol par un massif éléments finis élastique, voire non linéaire, pourrait affiner l'approche.

Le module de Young choisi pour la maçonnerie homogénéisée (8 GPa) peut paraître faible en comparaison avec les valeurs de la littérature (Boukham et al., 2024, Di Nino and Luongo, 2023, Nino and Luongo, 2019, Venzal, 2020), il est cependant légèrement plus élevé par rapport à la valeur obtenue par analyse modale (AMO) effectuée par des chercheurs du PN DOLMEN (6 GPa). La valeur obtenue dans cette étude par analyse inverse montre que malgré le module de Young très élevé de la pierre (58 GPa), les propriétés mécaniques et l'état d'endommagement du mortier ont un impact non négligeable sur le module de Young de la maçonnerie homogénéisée.

Étant donné le manque d'informations disponibles pour ajuster précisément les paramètres de la loi cohésive, l'option la plus judicieuse a été d'adopter une loi reposant uniquement sur le frottement et l'élasticité des ressorts. En effet, la structure étant conservative, sans apparition de fissures ni dissipation d'énergie, l'effet de la cohésion pouvait être négligé. Il a ainsi été démontré que la structure restait stable malgré l'absence de cohésion aux interfaces et qu'elle pouvait résister à un chargement de 3500 kN ainsi qu'au remblai.

En revanche, pour la phase de destruction, la cohésion joue un rôle essentiel. La voûte ne s'étant effondrée qu'après la section complète du dernier bloc (voir Figure 6), on peut en déduire que la structure tenait en place grâce à cette cohésion. En l'absence de ce phénomène, les blocs se seraient effondrés progressivement à mesure que la voûte était sectionnée.

III. CONCLUSION

L'approche de modélisation par éléments discrets, réalisée à l'aide de LMGC90, a offert l'opportunité d'effectuer une analyse détaillée des conditions aux limites du pont d'Osserain, malgré le manque de données précises sur sa construction et son état actuel. Cette méthode a aussi permis de choisir un modèle d'interface qui semble représenter de manière réaliste le comportement mécanique du pont. Un recalage par analyse inverse des rigidités a été nécessaire, étant donné le manque d'informations sur les propriétés mécaniques et géométriques du mortier et surtout l'état d'endommagement d'une structure qui date du XIX^e siècle.

Les résultats obtenus pour la voûte V1 montrent une bonne concordance avec les déplacements mesurés in situ, validant ainsi en partie le choix des hypothèses et des paramètres initiaux.

Cependant, des écarts subsistent pour les voûtes V2 et V3, où le calage s'avère plus complexe. Cela implique la prise en compte de mécanismes supplémentaires, tels que les interactions entre la pile et le sol.

Pour améliorer la correspondance avec les observations, il sera nécessaire alors d'optimiser les hypothèses du modèle. Ces ajustements permettront probablement d'obtenir des déplacements

plus fidèles aux mesures expérimentales pour les voûtes V2 et V3, tout en affinant la compréhension du comportement global de l'ouvrage. En perspective, il est envisagé de recalculer automatiquement les rigidités d'une interface donnée en fonction des hauteurs des 2 blocs situés de part et d'autre de l'interface et de leur module d'élasticité, au lieu d'appliquer une valeur commune à toutes les interfaces sans tenir compte de la taille réelle des blocs. Il est aussi envisagé de chercher à caler la cohésion de l'interface en l'ajustant la ruine du modèle pour qu'elle corresponde à celle observée in-situ.

REFERENCES

Boukham, A., Venzal, V., Parent, T., Morel, S., Dubois, F., Solbes, B., 2024. 3D hybrid modeling approach combining the finite and discrete element methods: Validation based on masonry shear wall tests. *Int. J. Solids Struct.* 289, 112638. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2023.112638>

Di Nino, S., Luongo, A., 2023. Two-step homogenized elastic model for in-plane analysis of coated masonry walls. *European Journal of Mechanics - A/Solids* 102, 105107. <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2023.105107>

Dolmen – Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve, n.d. URL <https://pndolmen.fr/> (accessed 1.24.25).

Dubois, F., Jean, M., 2006. The non smooth contact dynamic method: recent LMGC90 software developments and application, in: Wriggers, P., Nackenhorst, U. (Eds.), *Analysis and Simulation of Contact Problems*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 375–378. https://doi.org/10.1007/3-540-31761-9_44

Nino, S.D., Luongo, A., 2019. A simple homogenized orthotropic model for in-plane analysis of regular masonry walls. *International Journal of Solids and Structures* 167, 156–169. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2019.03.013>

Stono – Bureau d'études [WWW Document], n.d. URL <https://www.stono.fr/> (accessed 1.24.25).

Venzal, V., 2020. Modélisation discrète du comportement mécanique des ouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique (phdthesis). Université de Bordeaux.

REMERCIEMENTS

Nos sincères remerciements vont à l'ANR MENHIR (identifiant du projet : ANR-23-CE22 0003) et à tous ses participants.