

Recommandations pour le dimensionnement au séisme des murs de soutènement en pierre sèche

Seismic design recommendations for dry-stone retaining walls

Hussein OSMAN¹, Eric VINCENS^{1*}, Nathanaël SAVALLE², Stéphane HANS³

1 LTDS, CNRS UMR 5513, École Centrale de Lyon, Ecully, France

2 Institut Pascal, CNRS UMR 6602, Polytech Clermont, Clermont, France

3 LTDS, CNRS UMR 5513, École Nationale des Travaux Publics de l'État, Vaulx-en-velin, France

**eric.vincens@ec-lyon.fr*

RESUME : La construction en pierre sèche est une technique traditionnelle basée sur l'assemblage réfléchi de moellons de pierre sans mortier. Par le passé, elle a été utilisée pour créer des terrasses agricoles et aménager les réseaux routiers sur les versants des montagnes. Dans les régions soumises à une réglementation sismique, les effets des séismes doivent être pris en compte afin de garantir la bonne tenue des murs de soutènement de ces terrasses. Cependant, les recommandations concernant ces murs ne prennent pas en compte la cohésion des sols alors que son rôle est majeur pour expliquer la tenue des versants. Afin de répondre à cette limite, le présent travail quantifie le rôle de la cohésion dans la tenue au séisme des murs en pierre sèche. L'objectif est ainsi d'étendre les travaux de Savalle et al. (2023) au cas de talus frottants et cohérents. En France métropolitaine, la situation de projet sismique est trouvée non dimensionnante pour les zones 1 à 3, tandis qu'elle peut le devenir en zone 4 par rapport à des situations de projet durable. En zone 5, la situation de projet sismique est clairement la situation de projet la plus critique et certaines dispositions constructives sont nécessaires pour accompagner la minimisation du volume de pierres à mettre en œuvre.

ABSTRACT: Dry stone construction is a traditional technique based on the careful assembly of stone blocks without mortar. In the past, it was widely used to create agricultural terraces and to develop road networks along mountain slopes. In regions subject to seismic regulations, earthquake effects must be considered to ensure the stability of retaining walls supporting these terraces. However, existing recommendations for such walls do not account for soil cohesion, although its role is crucial in explaining slope stability. To address this limitation, the present study quantifies the influence of cohesion on the seismic performance of dry stone retaining walls. The objective is therefore to extend the work of Savalle et al. (2023) to the case of backfills that are both frictional and cohesive. In mainland France, the seismic design situation is found to be non-governing in seismic zones 1 to 3, whereas it may become governing in zone 4 when compared to persistent design situations. In zone 5, the seismic design situation clearly becomes the most critical design case, and specific constructive measures are required to minimize the volume of stone needed while ensuring stability.

Mots-clés : Patrimoine ; maçonnerie ; géotechnique ; Coin de Coulomb ; séisme

Keywords: Heritage ; masonry ; geotechnical ; Coulomb wedge ; earthquake

1 INTRODUCTION

Les structures en pierre sèche existent depuis des siècles, partout où la pierre est disponible. L'art de la construction en pierre sèche est une technique très ancienne consistant à assembler des moellons de pierre selon un arrangement réfléchi et sans l'aide de mortier. Les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) constituent une part majeure de ce patrimoine bâti ; ils ont permis l'aménagement de terrasses agricoles ainsi que la création de voies de communication en régions montagneuses ou à forte pente. Ces ouvrages sont présents dans le monde entier et constituent un patrimoine culturel important, reconnu par l'UNESCO à différents titres. Cette technique demeure hautement

pertinente au XXI^e siècle, car elle répond pleinement aux enjeux actuels de durabilité et de décarbonation du secteur de la construction.

Plusieurs chercheurs ont mené des études visant à combler le manque de connaissances scientifiques concernant le comportement mécanique des MSPS. Elles concernent aussi bien des murs de soutènement routiers que de simples soutènements de talus. Plusieurs campagnes expérimentales, incluant des essais à échelle réduite et à échelle réelle, ont été réalisées (Villemus 2004; Colas et al. 2010; Terrade 2017; Savalle et al. 2018, 2019). Elles ont permis de mettre en évidence que les murs neufs présentent principalement deux modes de rupture : le glissement et le renversement. Ces expérimentations ont constitué

également une base de données utilisée pour la validation de modèles analytiques et numériques. Par ailleurs, des études analytiques du comportement mécanique des MSPS ont été conduites afin de développer des approches simplifiées permettant le dimensionnement des ouvrages neufs ou l'évaluation de la stabilité des ouvrages existants (Villemus 2004; Colas et al. 2009; Colas et al. 2013; Terrade et al. 2017; Savalle et al. 2018; Savalle et al. 2023). Enfin, les approches numériques, bien que plus coûteuses en temps de calcul que les approches analytiques, ont permis de réaliser des études de cas détaillées et d'obtenir des informations plus complètes sur le comportement du système avant la rupture (Savalle et al. 2019, 2022; Osman et al. 2025). En particulier, elles donnent accès aux champs de déplacements, ce qui n'est pas apporté par les méthodes analytiques. Bien que les études scientifiques menées concernent aussi bien les murs de soutènement de talus que ceux routiers, le comportement mécanique de ces derniers, étant plus complexes du fait de la présence éventuelle d'une charge routière, n'a pas encore été transféré à la pratique d'ingénierie.

A l'inverse, en France, il existe deux guides de dimensionnement (CAPEB et al. 2008; ENTPE et al. 2017) pour les murs de soutènement de talus en pierre sèche, principalement issus des travaux de thèse de Villemus et de Colas (Villemus 2004; Colas 2009). Toutefois, ces abaques de dimensionnement n'ont pas été explicitement développés dans le cadre des études menées selon l'Eurocode 7 mais plutôt dans le cadre d'une approche géotechnique dite traditionnelle. Ils traitent uniquement d'un mécanisme de rupture dans une situation durable de projet, excluant par la même tout dimensionnement au séisme. De plus, le formalisme employé, bien que proche de celui des Eurocodes ne le suit pas exhaustivement.

Dans un travail antérieur, Savalle et al. (2023) ont abordé le dimensionnement sismique des MSPS à l'aide d'un outil analytique pseudo-statique dérivé de la théorie du coin de Coulomb. Le cadre d'application de cette approche concerne toutefois uniquement le cas de talus sans cohésion ce qui est conservatif dans une situation de projet durable mais excessivement pénalisant pour une situation de projet sismique. Compte tenu des limites identifiées, le présent article vise ainsi à étendre les travaux de Savalle au cas des talus frottants-cohérents. Dans un premier temps, une révision de l'approche analytique est proposée. Ensuite, une validation de l'outil analytique pseudo-statique pour des talus frottants-cohérents est réalisée. Enfin, une série d'études de cas est menée en suivant le formalisme proposé par les Eurocodes 7 et 8 afin d'étendre le dimensionnement des murs au cas de talus

frottants-cohérents et de proposer des recommandations sismiques pour MSPS.

2 MÉTHODE ANALYTIQUE PSEUDO-STATIQUE

L'approche pseudo-statique utilisée dans cette étude s'appuie sur les travaux fondateurs d'Okabe, Mononobe et Matsuo, formalisés par la suite sous le nom de méthode de Mononobe–Okabe (M–O). Cette méthode prolonge la théorie de la poussée active de Coulomb en conditions sismiques en introduisant des forces d'inertie horizontales et verticales. Dans ce contexte, un coin de sol de remblai (coin de Coulomb) est supposé à l'équilibre limite, et le principe fondamental de la statique est appliqué afin de déterminer la poussée sismique \vec{F}_δ exercée par le remblai sur le mur (Figure 1).

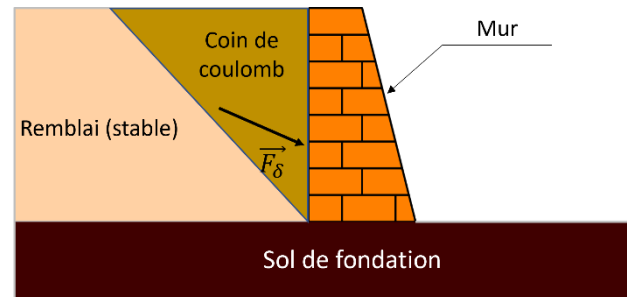


Figure 1. Coin actif triangulaire délimité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur

Le modèle analytique adopté dans ce travail repose sur l'approche pseudo-statique développée précédemment par Savalle et al. (2023) pour les MSPS, sous hypothèse de déformation plane. Le système mur–remblai est idéalisé à l'aide d'un nombre limité de paramètres géométriques clés, à savoir la hauteur du mur H , la largeur de base B et la pente du remblai β . Le mur est modélisé comme un milieu homogène, caractérisé par un poids volumique équivalent γ_m tenant compte de sa porosité, et par une résistance au cisaillement définie par un angle de frottement φ_m sans cohésion. Le remblai est également considéré homogène et défini par son poids volumique γ_r , son angle de frottement interne φ_r et sa cohésion C . L'interface mur–remblai est caractérisée par ses propres paramètres de résistance au cisaillement, à savoir un angle de frottement d'interface δ_{int} et une cohésion d'interface C_{int} . Pour ce système talus–mur, la particularité réside dans le fait que la rupture se produisant dans le remblai peut se propager dans le mur et la position de cette surface dépend fortement du rapport géométrique longueur/hauteur des moellons.

La poussée sismique \vec{F}_8 est obtenue à partir de l'équilibre du coin de Coulomb soumis aux forces de pesanteur et d'inertie pseudo-statiques. La stabilité du mur est ensuite évaluée afin d'identifier le mode de rupture gouvernant (glissement ou renversement) et de déterminer la géométrie minimale stable. Toutefois, seuls les mécanismes de rupture internes du mur, à savoir le glissement et le renversement, sont considérés ; la capacité portante du sol de fondation est supposée ne pas être atteinte. Pour une description détaillée de cette méthode, le lecteur est renvoyé à travaux de Savalle et al. (2023).

3 VALIDATION DE LA MÉTHODE ANALYTIQUE

Dans des travaux antérieurs de Savalle et al. (2023), la méthode analytique présentée a été validée au moyen d'une série d'essais pseudo-statiques à échelle réduite réalisés sur des modèles réduits de MSPS (Savalle et al. 2018) mais aussi à l'échelle réelle sous chargement hydrostatique (Villemus 2004) et chargement de remblai sec (Colas et al. 2010).

Cependant, l'ensemble de ces validations a été réalisé pour des systèmes impliquant un remblai sans cohésion. Dans cette section, les résultats fournis par la méthode analytique pour trois configurations de mur différentes sont comparés, pour le cas d'un remblai frottant et cohérent, à ceux obtenus à l'aide du logiciel 3DEC, utilisé ici comme un outil d'expérience numérique. Le lecteur est invité à se référer aux travaux d'Osman et al. (2025) pour plus d'informations sur le modèle numérique, l'application de l'approche pseudo-statique et sa validation. Les différentes propriétés des trois murs considérés dans cette étude sont présentées dans le Tableau 1. Les deux premiers murs présentent un mécanisme de rupture par renversement (R), tandis que le troisième présente un mode de rupture par glissement (G).

Tableau 1. Paramètres des murs utilisés pour la validation de la méthode analytique

	Mur A (R)	Mur B (R)	Mur C (G)
B (m)	0,7	0,7	0,7
H (m)	2,5	2,5	1,4
$(b/h)_{\text{moellons}}$	3	3	3
λ_v (%)	6	6	10
λ_m (%)	0	0	0
α (°)	9,1	9,1	0
β (°)	0	0	0
φ_m (°)	25	25	28
γ_m (KN.m ⁻³)	20	20	20
φ_r (°)	37.7	30	30
γ_r (KN.m ⁻³)	14.9	14.9	20

C (kPa) 2 et 5 2 et 5 2 et 5

L'angle de rupture ψ_{rupt} (par renversement ou par renversement) est évalué à l'aide de la méthode analytique et de simulations numériques réalisées avec 3DEC. Le Tableau 2 montre que les résultats issus de la méthode analytique sont en bon accord avec les simulations numériques, avec un écart relatif maximal inférieur à 8 %, ce qui est acceptable. Il est également à noter que la méthode analytique prédit systématiquement un mur moins résistant, ce qui constitue une approche conservatrice. Par conséquent, la méthode analytique est bien validée pour les sols frottants-cohésifs.

Tableau 2. Comparaison de l'angle de rupture ψ_{rupt} pour différentes valeurs de cohésion

Mur	C (kPa)	ψ_{rupt} Numerique (°)	ψ_{rupt} Analytique (°)	Ecart relatif (%)
Mur A	2	10.8	10.4	4
	5	12.4	12.2	2
Mur B	2	8.4	7.7	8
	5	11.0	10.3	6
Mur C	2	16.5	15.9	4
	5	19.8	20.6	-4

4 DIMENSIONNEMENT DES MSPS SELON LES EUROCODES

Le dimensionnement des MSPS est réalisé conformément aux règles des Eurocodes, en statique selon l'Eurocode 7 et en sismique selon l'Eurocode 8. Ces cadres normatifs définissent les situations de projet et les états limites à considérer afin de garantir la stabilité et le bon fonctionnement des ouvrages.

En situation de projet durable (statique), l'Eurocode 7 distingue plusieurs états limites, parmi lesquels l'État Limite Ultime (ELU) et l'État Limite de Service (ELS) (glissement/renversement). Par ailleurs, les vérifications statiques considérées dans ce travail incluent l'ELU d'équilibre (ELU EQU), l'ELU structurel et géotechnique (ELU STR/GEO), ainsi que l'ELS. En situation sismique, le dimensionnement est réalisé conformément à l'Eurocode 8, qui définit une situation de projet accidentelle et impose la vérification à l'État Limite Ultime sismique (ELU SEISM). Les coefficients partiels utilisés pour les différentes vérifications sont ceux recommandés par les Eurocodes 7 et 8 (AFNOR 2005a, 2005b), tels que présentés dans des travaux antérieurs (Savalle et al. 2023; Osman 2025).

4.1 Dimensionnement statique

Dans le cadre du dimensionnement statique, c'est à dire une situation de projet durable, l'Eurocode 7 recommande de considérer uniquement les paramètres géotechniques du talus, à savoir la cohésion C et l'angle de frottement interne du talus φ_r . La situation de projet retenue correspond à la condition la plus défavorable qui est associée à un épisode de pluie prolongée, conduisant à la saturation du sol et à la perte de la cohésion apparente du talus.

Une étude paramétrique préliminaire est menée afin d'évaluer l'influence de la cohésion apparente sur la stabilité du mur. Cette analyse met en évidence le rôle significatif de la cohésion apparente dans le maintien de l'équilibre. Elle montre qu'une cohésion apparente de 2 à 5 kPa peut entraîner une réduction des largeurs de base requises de 15 à 40 % selon la géométrie considérée (Tableau 3). En particulier, elle permet d'expliquer pourquoi certains murs de soutènement demeurent stables même lorsque le contact plan entre les blocs est perdu. L'étude justifie également la pratique conservatrice consistant à supposer une cohésion nulle en situation statique.

Savalle et al. (2023) ont réalisé des calculs pour le cas statique en négligeant la cohésion du talus, sur cinq murs dont les principales caractéristiques sont résumées dans le Tableau 3. Les murs étudiés sont construits à partir de types de pierres représentatifs de la géologie européenne, et plus particulièrement courants en France, notamment la molasse, le schiste, le calcaire et le granite. Cet ensemble couvre une plage de variations typiques des paramètres clés des MSPS, tels que la géométrie globale et la résistance des sols, avec des hauteurs correspondant à la borne supérieure généralement observée pour ce type d'ouvrages. Certains murs sont gouvernés par un mécanisme de renversement (R), alors que d'autres par glissement (G). La méthode analytique décrite précédemment a été ensuite utilisée pour calculer les largeurs minimales de mur B permettant de satisfaire les conditions de stabilité pour chaque situation de calcul. Dans le présent travail, le même ensemble de cinq murs et les résultats associés sont considérés, mais l'analyse est étendue afin de tenir compte de l'effet de la cohésion du talus.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 3 mettent en évidence l'influence de la cohésion du talus sur la stabilité des MSPS. Même une cohésion modeste de 2 kPa conduit à une réduction notable des largeurs de la base du mur requises par rapport au cas sans cohésion, avec une diminution de l'ordre de 15 à 20 % pour l'ensemble des cinq géométries de murs étudiées. Pour des valeurs de cohésion plus élevées (5 kPa), ces réductions deviennent plus importantes et peuvent

dépasser 35 à 40 % dans certains cas. Le mode de rupture par glissement apparaît comme le plus sensible à ce paramètre, tandis que le renversement est comparativement moins affecté. À l'ELS et à l'ELU STR/GEO, les largeurs de base calculées deviennent inférieures à 0,30 m lorsque la cohésion est prise en compte, ce qui correspond à des réductions supérieures à 66 % par rapport au cas sans cohésion. La valeur de 0,30 m correspond toutefois à la largeur minimale admissible fixée dans la méthode. Ces résultats soulignent l'impact significatif de la cohésion sur les vérifications liées à l'excentricité. Les résultats obtenus justifient la pratique conservatrice consistant à négliger la cohésion dans les situations de projet persistantes.

4.2 Dimensionnement sismique

4.2.1 Action sismique de dimensionnement

Dans cette section, les murs étudiés précédemment sont évalués selon l'approche pseudo-statique proposée par l'Eurocode 8 (AFNOR 2005b), afin de calculer la surépaisseur nécessaire pour résister au chargement sismique par rapport à la situation de projet durable. Dans le contexte de cette méthode, le talus est soumis à des accélérations sismiques horizontale (a_h) et verticale (a_v), combinées à l'accélération de la pesanteur. Des détails complémentaires sont fournis à l'Annexe E de l'Eurocode 8 (AFNOR 2005b).

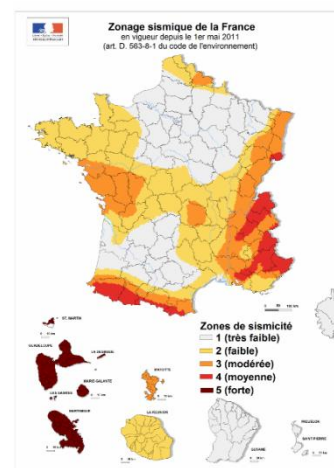


Figure 2. Carte du zonage sismique de la France

$$a_h = \frac{a_{gR} \cdot S \cdot S_T \cdot \gamma_I}{r}, \quad a_v = 0,5 \cdot a_h \quad (1)$$

où a_{gR} est l'accélération de référence qui dépend de l'emplacement géographique (Figure 2). Le paramètre γ_I correspond au facteur d'importance qui prend en compte les aspects socio-économiques, liés à

Tableau 3. Propriétés mécaniques et géométriques des cinq murs étudiés, avec les largeurs de base minimales issues d'un dimensionnement statique (Eurocode 7). Les pourcentages de réduction sont donnés par rapport au cas sans cohésion

	Mur 1 (R) Molasse	Mur 2 (G) schiste	Mur 3 (R) Calcaire	Mur 4 (G) Schiste	Mur 5 (R) Calcaire
H (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
λv (%)	0	10	0	0	0
γ_m (kN/m ³)	16	26	26	26	26
ϕ_m (°)	36	28	36	28	36
γ_r (kN/m ³)	20	20	20	20	20
C (kPa)	0 / 2 / 5	0 / 2 / 5	0 / 2 / 5	0 / 2 / 5	0 / 2 / 5
ϕ_r (°)	30	30	25	25	30
δ (°)	30	25	25	25	30
Dimensionnement statique : largeurs de mur B (m)					
C = 0 kPa (étude antérieur (Savalle et al. 2023))					
ELU EQU (Glissement)	0,57	0,83	0,85	1,03	0,54
ELU EQU (Renversement)	0,83	0,77	0,90	0,86	0,81
ELU STR/GEO (Glissement)	0,51	0,77	0,84	1,00	0,77
ELU STR/GEO (Renversement)	0,76	0,71	0,84	0,81	0,74
SLS (Excentricité)	0,89	0,78	0,91	0,90	0,86
C = 2 kPa (étude actuelle)					
ELU EQU (Glissement)	0,47	0,70	0,75	0,88	0,43
Réduction (%)	18	16	12	15	20
ELU EQU (Renversement)	0,70	0,65	0,78	0,75	0,68
Réduction (%)	16	16	13	13	16
ELU STR/GEO (Glissement)	0,41	0,64	0,71	0,84	0,37
Réduction (%)	20	17	15	16	52
ELU STR/GEO (Renversement)	0,61	0,57	0,71	0,67	0,59
Réduction (%)	20	20	15	17	20
SLS (Excentricité)	0,69	0,60	0,73	0,71	0,66
Réduction (%)	22	23	20	21	23
C = 5 kPa (étude actuelle)					
ELU EQU (Glissement)	0,33	0,54	0,62	0,68	0,31
Réduction (%)	42	35	27	34	43
ELU EQU (Renversement)	0,43	0,42	0,56	0,51	0,41
Réduction (%)	48	45	38	41	49
ELU STR/GEO (Glissement)	0,30	0,47	0,58	0,63	0,30
Réduction (%)	41	39	31	37	61
ELU STR/GEO (Renversement)	0,30	0,30	0,31	0,30	0,30
Réduction (%)	61	58	63	63	59
SLS (Excentricité)	0,30	0,30	0,31	0,30	0,30
Réduction (%)	66	62	66	67	65

l'importance stratégique de l'ouvrage et aux conséquences potentielles de sa rupture. Le paramètre S est le facteur d'amplification du sol et S_T représente le facteur d'amplification topographique. Les valeurs de ces paramètres recommandés par l'Eurocode 8

sont présentés en détail dans des travaux antérieurs (Osman 2025). Enfin, le facteur de comportement r , qui réduit l'accélération de calcul lors de la vérification sismique, rend compte de la capacité de dissipation d'énergie du système talus-mur ainsi que

de l'aptitude du mur à subir des déformations irréversibles sans perte de stabilité (Savalle et al. 2022; Osman et al. 2025).

L'Eurocode 8 propose trois valeurs du facteur de comportement, définies en fonction des déplacements admissibles du système : absence de déplacement du mur ($r = 1$), déplacements modérés ($r = 1,5$) et déplacements significatifs ($r = 2$). Ces valeurs ont été initialement calibrées pour des murs de soutènement en béton armé, en ne prenant en compte que la dissipation d'énergie au sein du sol. En revanche, le facteur introduit dans la présente étude revêt une signification différente, puisqu'il intègre la dissipation d'énergie à la fois dans le mur et dans le talus.

L'analyse approfondie reposant sur des simulations numériques dynamiques, présentée dans les travaux d'Osman (Osman 2025), et intégrant des enregistrements sismiques réels ($5,5 < M < 6,5$) ainsi que des variations des paramètres mur-remblai, justifie l'adoption d'un facteur de comportement global robuste $r_g = 2$, correspondant à un déplacement admissible de l'ordre de 13% de la hauteur du mur. Cette valeur est pleinement compatible avec le cadre de l'Eurocode 8. Néanmoins, un facteur de comportement plus faible peut être retenu lorsque des limitations strictes de déplacement sont imposées.

4.2.2 Scénarios de dimensionnement

Lors de cette étude, trois scénarios représentatifs initialement proposés par Savalle et al. (2023) sont retenus : (i) ENVELOPE-SOFT (ES), correspondant à des sols très mous ($S = 1,8$) et à une importance ordinaire ($\gamma_I = 1,0$), utilisé comme enveloppe conservatrice ; (ii) BEDROCK-REFERENCE (BR), représentant des murs fondés directement sur le rocher ($S = 1,0$, $\gamma_I = 1,0$), employé comme cas de référence pour les conditions de fondation ; et (iii) LOW-EXPOSURE RURAL (LR), qui considère des murs de faible importance ($\gamma_I = 0,8$) construits sur des sols très mous ($S = 1,8$) représentatifs des terrasses agricoles. Dans ces cas-là, le facteur d'amplification topographique est pris égal à $S_T = 1$. Le but de cette approche n'est pas de cumuler des situations extrêmes sur tous les paramètres qui ne seront pas représentatives, mais de garantir des scénarios de dimensionnement défavorables et réalistes. Ces scénarios sont ensuite évalués pour l'ensemble du zonage sismique français (de S1 à S5), conduisant à un total de quinze cas d'étude. Pour chaque mur (Mur 1 à Mur 5) du Tableau 3, trois types de pierre sont considérés : schiste, calcaire et molasse (Tableau 4). Au total, $15 \times 3 \times 5 \times 3 = 675$ calculs sont analysés.

Tableau 4. Caractéristiques mécaniques des pierres de type schiste, calcaire et molasse

	Schiste	Calcaire	Molasse
φ_m (°)	28	36	36
γ_m (kN/m ³)	20	20	16

4.2.3 Surépaisseur requise

Compte tenu du caractère accidentel de la situation sismique, et de la très faible probabilité de coïncidence entre un événement sismique majeur (période de retour de 475 ans) et un état de saturation du remblai, l'hypothèse d'une faible cohésion apparente du talus peut être considérée comme raisonnable. C'est la raison pour laquelle des cohésions de 2 et 5 kPa sont prises en compte dans cette étude. Une cohésion de 2 kPa peut être mobilisée facilement dans la plupart des matériaux, tandis qu'une valeur de 5 kPa est retenue comme valeur à partir de laquelle une justification géotechnique spécifique devient nécessaire. L'objectif est alors de comparer les largeurs dimensionnées en situation sismique avec cohésion aux largeurs obtenues en situation statique sans cohésion, cette dernière constituant généralement le cas le plus dimensionnant.

La surépaisseur requise dépend de plusieurs facteurs, tels que la cohésion du sol, l'inclinaison des lits de pierre (α), le fruit interne du mur (λ_v), etc. Dans le cadre de ce travaux, l'influence de l'inclinaison des lits de pierre (0 %, 10 % et 20 %) ainsi que de la cohésion apparente du talus (2 kPa et 5 kPa) est analysée. Les résultats illustrés dans les Tableau 5 et Tableau 6 correspondent à la surépaisseur maximale par rapport au cas statique (sans cohésion $C=0$ kPa) parmi tous les cas analysés. On peut noter que l'augmentation de l'inclinaison des lits de pierre permet de réduire significativement la surépaisseur requise. Toutefois, le passage d'une inclinaison de 10 % à 20 % n'entraîne pas d'amélioration notable de la stabilité du mur dans la plupart des cas. Une inclinaison de $\alpha=10\%$ apparaît suffisante pour couvrir la majorité des situations, en accord avec les résultats de Savalle et al. (2023). Une inclinaison de $\alpha=20\%$, ne se justifie que dans les zones sismiques les plus critiques.

L'influence marquée de la cohésion du remblai est clairement mise en évidence par la comparaison des résultats présentés dans les Tableau 5 et Tableau 6. Ils montrent qu'une cohésion plus élevée réduit fortement la surépaisseur requise pour assurer la stabilité sismique. En revanche, dans le cas d'un remblai purement frottant ($C = 0$ kPa), la surépaisseur requise peut devenir très importante (dépassant 100 % dans les cas critiques S4-S5), conduisant à des dimensions de mur peu réalistes en pratique (Savalle et al. 2023).

Dans le cas d'un remblai faiblement cohérent ($C = 2$ kPa), les exigences sismiques restent modérées dans les zones de faible aléa. Dans les zones S1 à S3, aucune mesure significative n'est requise : l'inclinaison des lits de pierre n'est pas nécessaire et une surépaisseur d'environ 10 % seulement est observée dans la configuration la plus défavorable correspondant aux sols très mous (ES). En revanche, en zone S4 sous des conditions plus exigeantes, une inclinaison des lits de pierre de $\alpha=10\%$ devient nécessaire, et une surépaisseur d'environ 20 % est généralement suffisante pour couvrir l'ensemble des cas. La situation la plus critique apparaît dans la zone sismique la plus élevée (S5), où la surépaisseur requise peut dépasser 100 % dans le scénario ES, ce qui conduit à des dimensions pour le mur difficilement acceptables en pratique. Dans ce contexte, l'adoption d'une inclinaison plus importante des lits de pierre ($\alpha=20\%$) est recommandée. Dans ces conditions, une surépaisseur d'environ 20 % reste suffisante pour les murs fondés sur le rocher (BR), de 30% pour les structures de faible importance (LR), tandis qu'une surépaisseur de l'ordre de 40 % est requise dans le cas des sols très mous (ES).

Tableau 5. Influence de α sur la surépaisseur requise pour le dimensionnement sismique (cohésion du talus : 2 kPa), classée selon l'accélération horizontale a_h . Chaque cellule indique la valeur maximale

Cohésion de talus = 2 kPa			
Cas	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 10\%$	$\alpha = 20\%$
S1-BR (0.02g)	0%	0%	0%
S1-LR (0.03g)	0%	0%	0%
S1-ES, S2-BR (0.04g)	0%	0%	0%
S2-LR (0.05g)	0%	0%	0%
S2-ES, S3-BR (0.06g)	0%	0%	0%
S3-LR, S4-BR (0.08g)	0%	0%	0%
S3-ES (0.10g)	7.3%	5.0%	4.9%
S4-LR (0.12g)	18.2%	10.1%	9.8%
S4-ES (0.14g)	42.5%	19.6%	19.1%
S5-BR (0.16g)	48.5%	22.1%	21.0%
S5-LR (0.17g)	69.2%	33.5%	27.1%
S5-ES (0.22g)	139.8%	72.9%	41.9%

Dans le cas d'un remblai frottant avec une cohésion plus élevée ($C = 5$ kPa), les zones sismiques faibles à modérées (S1–S4), même sous les conditions de sol les plus défavorables, ainsi que la zone sismique élevée pour les murs fondés directement sur le rocher (BR), ne nécessitent ni surépaisseur supplémentaire ni inclinaison des lits de pierre (α) (Tableau 6). Dans la zone sismique la plus élevée (S5), le scénario LR demeure modéré : une surépaisseur d'environ 15 % est requise pour $\alpha=0\%$, laquelle peut être réduite presque à zéro en adoptant une inclinaison des lits de pierre de

20 %. Le choix final peut être laissé à l'appréciation du concepteur. En revanche, pour le scénario ES, une inclinaison minimale des lits de pierre de $\alpha = 10\%$ est nécessaire afin de limiter la surépaisseur à environ 30 %, et il est recommandé d'adopter $\alpha=20\%$ pour réduire davantage cette exigence à 10 % de surépaisseur.

Tableau 6. Influence de α sur la surépaisseur requise pour le dimensionnement sismique (cohésion du talus : 5 kPa), classée selon l'accélération horizontale a_h . Chaque cellule indique la valeur maximale

Cohésion de talus = 5 kPa			
Cas	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 10\%$	$\alpha = 20\%$
S1-BR (0.02g)	0%	0%	0%
S1-LR (0.03g)	0%	0%	0%
S1-ES, S2-BR (0.04g)	0%	0%	0%
S2-LR (0.05g)	0%	0%	0%
S2-ES, S3-BR (0.06g)	0%	0%	0%
S3-LR, S4-BR (0.08g)	0%	0%	0%
S3-ES (0.10g)	0%	0%	0%
S4-LR (0.12g)	0%	0%	0%
S4-ES (0.14g)	0%	0%	0%
S5-BR (0.16g)	2.4%	0%	0%
S5-LR (0.17g)	16.2%	3.9%	0%
S5-ES (0.22g)	61.7%	28.2%	12.8%

5 CONCLUSION

Le présent travail traite du dimensionnement des MSPS dans le cadre des Eurocodes (situations statiques et sismiques) au moyen d'une approche analytique pseudo-statique. La situation de projet durable est prise ici comme situation référence pour le dimensionnement des MSPS. Selon les propriétés de cohésion du talus et la zone sismique du projet, on donne la surépaisseur nécessaire pour la base du mur afin de satisfaire les exigences réglementaires.

En France métropolitaine, aucune surépaisseur n'est nécessaire dans les zones sismiques 1 à 3. La situation de projet durable est la situation dimensionnante. En zone 4, la situation de projet sismique peut devenir critique et l'expertise d'un géotechnicien est ici pleinement requise. En zone 5, la situation de projet sismique est clairement critique et des dispositions constructives spécifiques doivent être mises en œuvre afin de minimiser le volume de pierres nécessaire. Ces conclusions s'appliquent aux ouvrages d'importance courante ($\gamma_I = 1,0$, avec $S_T = 1$). Les murs associés à des infrastructures de grande importance ($\gamma_I = 1,2$ à $1,4$) ne sont pas couverts par ces recommandations et requièrent une analyse spécifique.

Il convient également de rappeler qu'il s'agit d'un cas d'étude, défavorable mais représentatif. Dans la majorité des situations, l'effet sismique sera

probablement moins critique, tandis que, dans certains cas particuliers, il pourrait s'avérer plus défavorable.

LISTE DES SYMBOLES

λ_v — fruit interne du mur
 λ_m — fruit externe du mur
 α — inclinaison des lits de pierre
 β — inclinaison du talus
 φ_m — angle de frottement interne des blocs du mur
 γ_m — poids volumique des blocs du mur
 γ_r — poids volumique du remblai
 δ — angle de frottement à l'interface mur-remblai

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Ministère français de l'Enseignement supérieur et de la Recherche pour son soutien financier, à travers une bourse doctorale attribuée au premier auteur. Ce travail a été réalisé dans le cadre du projet national DOLMEN, consacré aux ouvrages en maçonnerie de pierre. Les auteurs remercient également le projet DOLMEN pour le soutien financier apporté à cette thèse.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR (2005a). NF EN 1997-1:2005 (Eurocode 7): Geotechnical Design – Part 1: General Rules, AFNOR.
- AFNOR (2005b). NF EN 1998-5:2005 (Eurocode 8): Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects, AFNOR.
- CAPEB, ABPS, Murailleurs de Provence, CBPS, ENTPE (2008). *Pierres sèches : guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement*, CAPEB, Paris, France.
- Colas, A.-S., Morel, J.-C., Garnier, D. (2009). 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34 (12), pp. 1237-1249. <http://doi.org/10.1002/nag.855>
- Colas, A.-S., Morel, J.-C., Garnier, D. (2010). Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability, *Engineering Structures*, 32 (5), pp. 1215-1222. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.12.047>
- Colas, A.-S., Morel, J.-C., Garnier, D. (2013). Assessing the two-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments and yield design simulation, *Géotechnique*, 63 (2), pp. 107-117. <http://doi.org/10.1680/geot.10.P.115>
- Colas, A.-S. (2009). *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation à l'échelle 1*, Thèse de doctorat, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). [en ligne] Disponible à l'adresse : <https://theses.fr/2009ECDL0010>, consulté le : 13/02/2026.
- ENTPE, Artisans Bâisseurs en Pierre Sèche (ABPS), École des Ponts ParisTech, IFSTTAR, Fédération Française du Bâtiment (FFB) (2017). *Technique de construction des murs en pierre sèche : Règles professionnelles*, ENTPE, Vaulx-en-Velin, France.
- Osman, H. (2025). *Seismic design of dry stone structures: the case of slope retaining walls*, Thèse de doctorat, École Centrale de Lyon. [en ligne] Disponible à l'adresse : <https://theses.hal.science/tel-05478055>, consulté le : 13/02/2026.
- Osman, H., Vincens, E., Savalle, N., Hans, S. (2025). Seismic behavior of DSRWs: influence of the input motion, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 30 (1), pp. 1-28. <http://doi.org/10.1080/19648189.2025.2563651>
- Savalle, N., Monchal, C., Vincens, E., Forcioli, S., Lourenço, P. B. (2023). Static and Seismic Design of Dry Stone Retaining Walls (DSRWs) Following Eurocode Standards, *Engineering Structures*, 274, 114847. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114847>
- Savalle, N., Vincens, E., Hans, S. (2018). Pseudo-static scaled-down experiments on dry stone retaining walls: Preliminary implications for the seismic design, *Engineering Structures*, 171, pp. 336-347. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.080>
- Savalle, N., Vincens, E., Hans, S. (2019). Experimental and numerical studies on scaled-down dry-joint retaining walls, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18 (2), pp. 581-606. <http://doi.org/10.1007/s10518-019-00670-9>
- Savalle, N., Vincens, E., Hans, S., Lourenço, P. B. (2022). Dynamic Numerical Simulations of Dry-Stone Retaining Walls: Identification of the Seismic Behaviour Factor, *Geosciences*, 12 (6), 252. <http://doi.org/10.3390/geosciences12060252>
- Terrade, B. (2017). *Évaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie*, Thèse de doctorat, Université Paris-Est. [en ligne] Disponible à l'adresse : <https://theses.hal.science/tel-01794727v1>, consulté le : 13/02/2026.
- Terrade, B., Colas, A.-S., Garnier, D. (2017). Upper bound limit analysis of masonry retaining walls using PIV velocity fields, *Meccanica*, 53 (7), pp. 1661-1672. <http://doi.org/10.1007/s11012-017-0673-6>
- Villemus, B. (2004). *Étude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres sèches*, Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA Lyon). [en ligne] Disponible à l'adresse : <https://www.decouverte-cevennes.fr/wp-content/uploads/2018/03/Thesepierreseche.pdf>, consulté le : 13/02/2026.