REVÊTEMENTS MURAUX ATTACHÉS EN PIERRE MINCE

RÈGLES POUR LA CONCEPTION ET LA MISE EN ŒUVRE EN ZONES SISMIQUES

Version du 20 mars 2015

COMPOSITION DU GROUPE DE TRAVAIL

Patrice BEAUFORT	CAPEB
Jean-Marc BERG	FISCHER
Alain BOUINEAU	Consultant (CTMNC)
Olivier CHEZE	CTMNC
Laurence DUCAMP	BUREAU VERITAS
Alain EFOMI	I.F.S.
Nicolas JURASZEK	SOCOTEC
Patrick LEPETIT	HALFEN
Mickaël MOOS	FIXINOX
Didier PALLIX	CTMNC
Laurent PLAGNOL	APAVE
Julien SERRI	UMGO-FFB (Animateur)

Le groupe de travail ayant élaboré les présentes règles est composé de membres issus de la commission de normalisation P65A chargée de la révision du NF DTU 55.2.

TABLE DES MATIÈRES

COMPOSITION DU GROUPE DE TRAVAIL **2**

TABLE DES MATIÈRES **3**

AVANT-PROPOS **4**

1. OBJET DU DOCUMENT **5**

2. LISTE DES SYMBOLES **6**

3. DOMAINE D'APPLICATION **8**

4. RÉFÉRENCES NORMATIVES **9**

5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES **10**

5.1. EN PARTIE COURANTE 10
5.2. POINTS PARTICULIERS, RETOURS DE TABLEAUX ET VOUSSURES DE BAIES 12

6. JUSTIFICATION DU SYSTÈME DE REVÊTEMENT **14**

6.1. DEFINITION DE L'EXIGENCE 14
6.2. DETERMINATION DES EFFORTS SISMIQUES 15
6.3. VERIFICATIONS DES PLAQUES DE PIERRE 18
6.4. VERIFICATIONS DES ATTACHES ET DES CHEVILLES D'ANCRAGE AU SUPPORT 20

7. EXEMPLE D'APPLICATION **24**

ANNEXE : ÉVALUATION EXPÉRIMENTALE DU CORPS DE L'ATTACHE **29**

AVANT-PROPOS

L'objectif de comportement réglementaire minimum vis-à-vis du risque sismique est d'assurer la protection des vies humaines par le non-effondrement des éléments non structuraux.

1. OBJET DU DOCUMENT

Ce document a pour objet de :

- rappeler l'exigence et préciser les conditions de stabilité en zones sismiques applicables aux revêtements muraux attachés en pierre mince conformes au DTU 55.2,

- exposer une méthode de dimensionnement des systèmes d'attache faisant l'objet d'un Avis Technique conforme à la réglementation sismique française,

- définir les justifications expérimentales du corps de l'attache de fixation.

2. LISTE DES SYMBOLES

Lettres latines

a_{gr} , accélération nominale au niveau du sol,

b , plus petite dimension en pierre de la plaque de pierre,

$C_{v,f}$, coefficient de variation de la résistance moyenne à la flexion de la pierre,

$C_{v,e}$, coefficient de variation de la résistance moyenne à l'arrachement aux ergots de la pierre,

$C_{s,f}$, coefficient de sécurité utilisé pour le calcul de la résistance à la flexion des plaques de pierre, sous l'effet du vent,

$C_{s,e}$, coefficient de sécurité utilisé pour le calcul de la résistance à l'arrachement des ergots, sous l'effet du vent,

$C_{s,f,sis}$, coefficient de sécurité utilisé pour le calcul de la résistance à la flexion des éléments en pierre, sous l'effet d'un séisme,

$C_{s,e,sis}$, coefficient de sécurité utilisé pour le calcul de la résistance à l'arrachement des ergots des éléments en pierre, sous l'effet d'un séisme,

d , déplacement latéral de l'attache de fixation,

$E_{fd,sis}$, contrainte de calcul à la flexion d'une plaque de pierre sous l'effet d'un séisme,

$E_{ed,sis}$, effort de calcul à l'arrachement au niveau d'un ergot sous l'effet d'un séisme,

e , épaisseur du joint vide entre deux plaques de pierre,

$F_{n,attache}$, effort sismique normale (perpendiculaire) au plan du revêtement s'exerçant sur une attache de liaison,

$F_{p,attache}$, effort sismique horizontale et parallèle au plan du revêtement s'exerçant sur une attache de liaison,

F_a , effort sismique agissant sur un élément en pierre du revêtement, en son centre de gravité,

g , valeur de l'accélération de la pesanteur,

h , épaisseur de la plaque de pierre,

k , coefficient sismique utilisé pour l'expression de Fa,

L , plus grande dimension en plan de la plaque de pierre,

m , masse d'une plaque de pierre du revêtement,

$N_{Sd,sis}$, effort de calcul en traction d'une cheville d'ancrage, sous l'effet d'un séisme,

$N_{Rd,sis}$, résistance de calcul en traction d'une cheville d'ancrage, sous l'effet d'un séisme,

$N_{Rk,sis}$, résistance caractéristique en traction d'une cheville d'ancrage, sous l'effet d'un séisme,

q_a , coefficient de comportement de l'élément non structurel (revêtement),

$R_{fd,sis}$, contrainte résistante de calcul à la flexion d'une plaque de pierre sous l'effet d'un séisme,

$R_{ed,sis}$, résistance de calcul à l'arrachement d'un ergot sous l'effet d'un séisme,

R_{emoy} , résistance moyenne à l'arrachement d'un ergot déterminée par essai pour une nature de pierre,

R_{fmoy} , résistance moyenne de flexion déterminée par essai pour une nature de pierre,

$R_{n,attache}$, résistance moyenne perpendiculaire au plan du revêtement de l'attache de liaison déterminée par essai,

S , coefficient de sol,

$V_{Sd,sis}$, effort de calcul au cisaillement d'une cheville d'ancrage, sous l'effet d'un séisme,

$V_{Rd,sis}$, résistance de calcul au cisaillement d'une cheville d'ancrage, sous l'effet d'un séisme,

$V_{Rk,sis}$, résistance caractéristique au cisaillement d'une cheville d'ancrage, sous l'effet d'un séisme,

Lettres grecques

γ_I , coefficient d'importance de l'élément non structurel (revêtement).

$\gamma_{M,sis}$, coefficient de sécurité partiel pour le matériau, sous l'effet d'un séisme.

3. DOMAINE D'APPLICATION

Le présent document définit les conditions d'exécution, en zones sismiques, des revêtements muraux attachés en pierre mince, destinés à constituer la face vue de parois verticales de bâtiments neufs ou existants, fixées par des attaches métalliques sans polochon à un support en béton. Le support, dont la stabilité est assurée par ailleurs, doit être en béton armé et vérifié pour le chevillage.

Les revêtements visés dans ce document sont conformes aux dispositions de la norme NF DTU 55.2 en ce qui concerne la mise en œuvre et le dimensionnement sous sollicitations climatiques. Les attaches métalliques doivent faire l'objet d'un Avis Technique.

Les revêtements muraux attachés en pierre mince sont des ensembles non structuraux du cadre bâti au sens du guide « Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti », édité par les Ministères de l'Egalité du Territoire et du Logement, et de l'Ecologie, du Développement durable et de l'Energie. Le domaine d'application de ce guide recouvre celui du présent document.

Ce document ne vise pas :

- la mise en œuvre en zone de sismicité 5 au sens du Décret n° 2010-1255 ;
- la mise en œuvre sur une maçonnerie ou une structure métallique ou en bois ;
- les revêtements fixés par agrafes métalliques avec polochon ;
- les ossatures intermédiaires qui font l'objet du cahier 3725 du CSTB ;
- les pattes à sceller avec déport de charge ;
- les revêtements à joints remplis de mortier ou de mastic.

4. RÉFÉRENCES NORMATIVES

Les documents de référence suivants sont indispensables pour l'application du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les éventuels amendements).

Arrêté du 22 octobre 2010 et ses modificatifs (dont celui du 15 septembre 2014) relatifs à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »

Guide réglementaire *Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti*, Ministères de l'Egalité du Territoire et du Logement, et de l'Ecologie, du Développement durable et de l'Energie, 2014

NF DTU 21, *Travaux de bâtiment - Exécution des travaux en béton - Cahier des clauses techniques* (indice de classement : P18-201)

NF DTU 55.2 P1-1, *Travaux de bâtiment - Revêtements muraux attachés en pierre mince - Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types* (indice de classement : P65-202-1-1)

NF DTU 55.2 P1-2, *Travaux de bâtiment - Revêtements muraux attachés en pierre mince - Partie 1-2 : Critères généraux de choix des matériaux* (indice de classement : P65-202-1-2)

NF DTU 55.2 P2, *Travaux de bâtiment - Revêtements muraux attachés en pierre mince - Partie 2 : Cahier des clauses administratives spéciales types* (indice de classement : P65-202-2)

prNF EN 1992-4, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 4 : Conception et calcul des éléments de fixation pour béton* (indice de classement : E27-817) avec son Annexe Nationale prNF EN 1992-4/NA

NF EN 1998-1-1, *Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1-1 : Règles générales - Actions sismiques et prescriptions générales pour les structures* (indice de classement : P06-031-1) avec son Annexe Nationale NF EN 1998-1-1/NA

NF EN 12372, *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de la résistance à la flexion sous charge centrée* (indice de classement : B10-621)

NF EN 13364, *Méthodes d'essai pour pierre naturelle - Détermination de l'effort de rupture au niveau du goujon de l'agrafe* (indice de classement : B10-626)

CSTB Cahier n°3725, *GS2 – Stabilité en zones sismiques – Systèmes de bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique*

EOTA TR 045*, Design of Metal Anchors for Use in Concrete under Seismic Actions*

5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Ce paragraphe présente les dispositions particulières devant être adoptées en zones sismiques, sous forme de restrictions et compléments par rapport à celles prescrites dans les normes NF B 10-601 et NF DTU 55.2.

Le revêtement de pierres attachées doit avoir été préalablement dimensionné sous sollicitations climatiques.

5.1. En partie courante

La démarche de justification des revêtements de pierre attachée en zones sismiques impose le respect des dispositions suivantes :

• Le système est conforme aux prescriptions du NF DTU 55.2 ;

• Les attaches métalliques sont fixées au support au moyen de chevilles, mécaniques ou chimiques, qualifiées pour l'utilisation en zones sismiques. La fixation au gros œuvre est effectuée par chevilles métalliques portant le marquage CE sur la base d'un ATE ou d'une ETE, qualifiée suivant l'Annexe E de l'ETAG 001 ;

• Chaque plaque doit être fixée au moyen de 4 attaches disposées dans les joints horizontaux ;

• Les deux attaches pénétrant dans le même chant de la pierre doivent être disposées symétriquement par rapport à l'axe vertical de celle-ci et l'écartement entre les deux attaches porteuses doit être supérieur à 0,5 x L_h où L_h est la dimension horizontale de la pierre ;

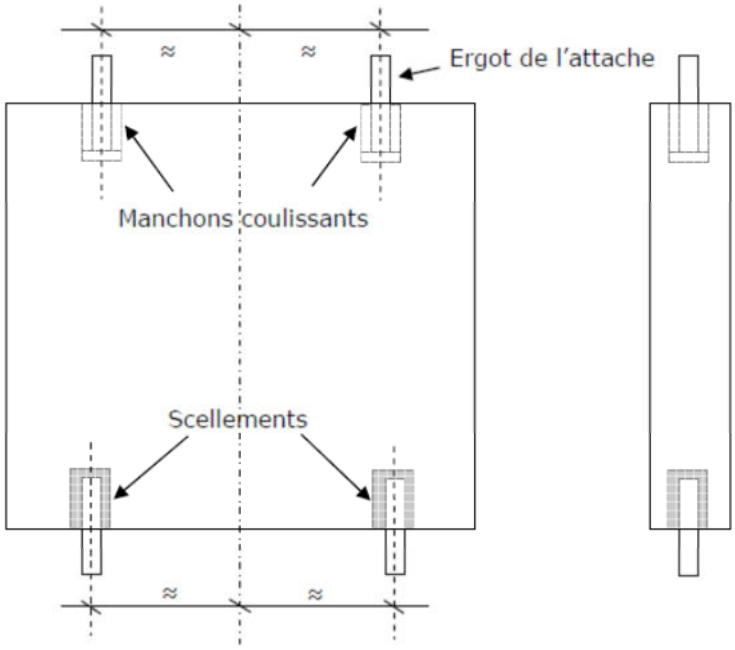


Figure N°1 : Vues de face et de côté d'une plaque de pierre munie de ses attaches dans les chants horizontaux

• Les joints verticaux doivent présenter une ouverture nominale au moins égale à la valeur la plus grande entre 6 mm et 1,4 fois le déplacement maximal des plaques de pierre sous sollicitation sismique dans la direction horizontale parallèle au support ;

NOTE : Suivant les cas, les joints verticaux pourront avoir une ouverture plus importante que 6 mm.

• Les joints horizontaux doivent présenter une ouverture nominale telle que l'ouverture au droit d'une attache, comptée entre le nu inférieur de cette dernière et le bord supérieur de la plaque sous-jacente, soit de 3 mm minimum ;

• Certaines attaches sont destinées à n'être chevillées qu'à une de leurs extrémités. Elles doivent dans ce cas être conçues de manière à empêcher les chocs entre la partie libre et le support. De plus, un dispositif anti-glissement doit être prévu entre l'attache et la structure au droit de la cheville de fixation, de façon à prévenir la rotation de l'attache et le glissement au niveau de l'ancrage au mur support (par exemple, avec un système de picots côté support) ;

• Pour les attaches travaillant uniquement en retenue (par exemple, attaches du dernier rang sous bandeau), deux cas se présentent :

- Il y a un espace suffisant pour la mise en place de la plaque et des quatre attaches (deux pattes support et deux pattes de retenue) dans les joints horizontaux : dans ce cas, les demi-ergots doivent être solidaires des attaches de retenue ;

- Il n'y a pas un espace suffisant pour la mise en place : dans ce cas, seule la fixation par quatre attaches traversantes tel que décrit dans le NF DTU 55.2 est autorisée ;

• L'angle d'inclinaison des attaches avec la verticale ou l'horizontale doit être inférieur à 20° ;

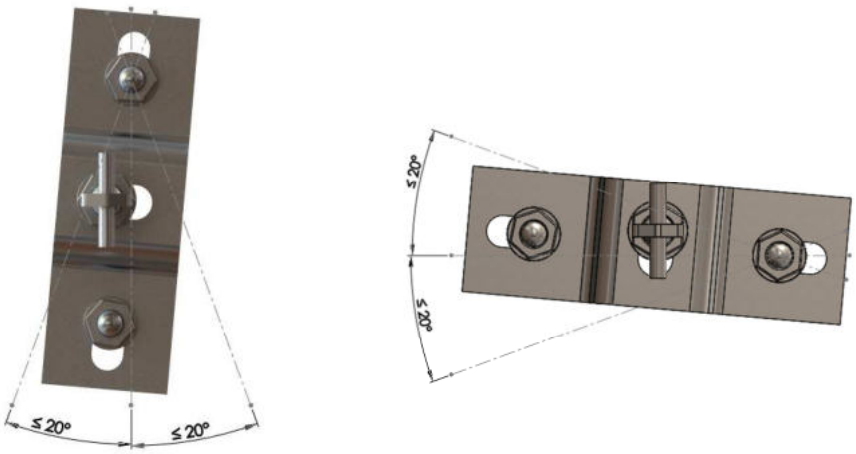


Figure N°2 : Angle d'inclinaison maximum des attaches

• Les raideurs latérales de deux attaches consécutives doivent être telles que les déplacements horizontaux des attaches hautes et basses soient de même ordre et respecter les critères de dimensionnement indiqués ci-après. L'ouverture du joint de fractionnement ne peut être inférieure à 10 mm ;

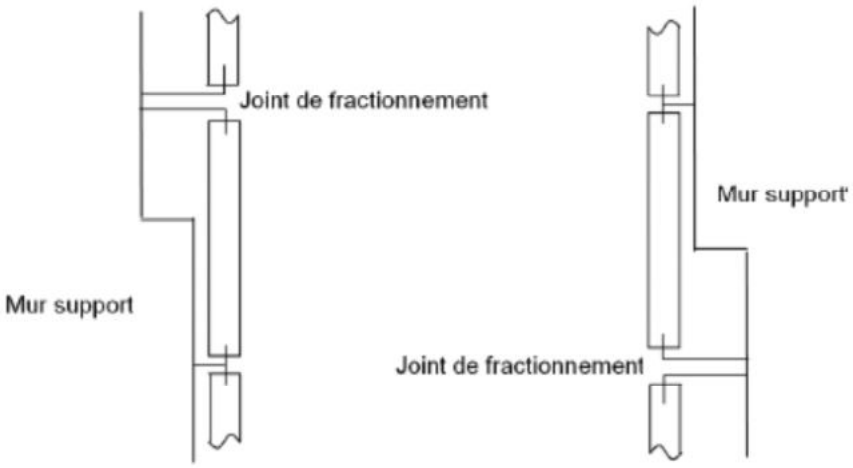


Figure N°3 : Vues de côté d'un joint de fractionnement rendu nécessaire par la variation brusque de raideur des attaches

5.2. Points particuliers, retours de tableaux et voussures de baies

• Dans le cas des plaques de pierre disposées en extrémités latérales du revêtement, en tableaux ou voussures de baies ou encore sur piliers étroits et présentant une largeur trop faible pour disposer deux attaches correctement, il est permis de ne mettre qu'une seule attache dans chaque chant sous réserve qu'elle soit équipée de deux ergots de façon à éviter leur rotation (voir figure N°4). La liaison par collage et agrafe en « U » des petits retours en tableau sur les plaques de pierre en parties courantes est proscrite.

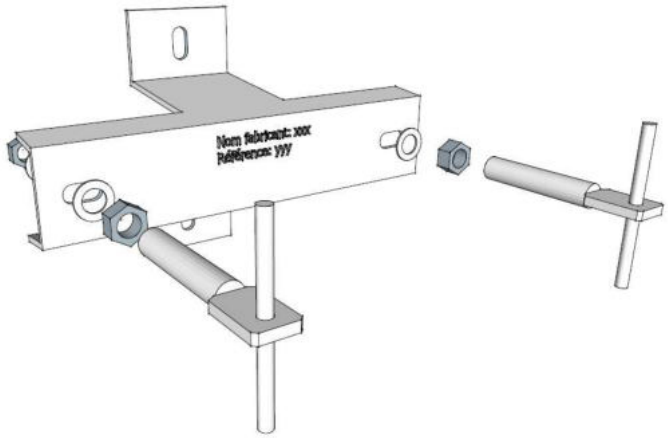
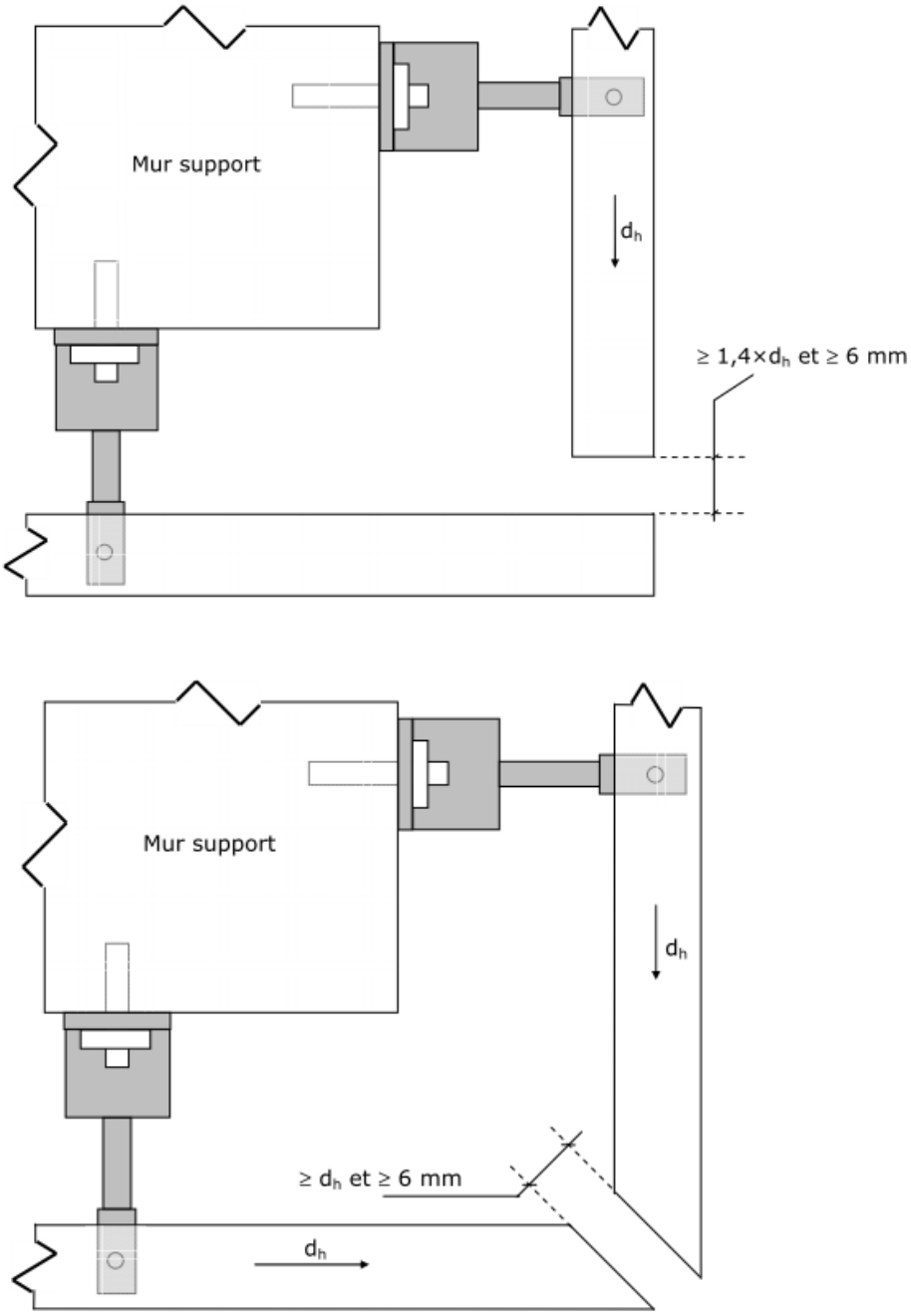


Figure N°4 : Vue en 3D d'une pierre munie d'attaches à doubles ergots

• En cohérence avec l'ouverture nominale des joints en parties courantes (voir figure N°5), l'ouverture du joint en retour d'angle est au moins égale à 1,4 fois le déplacement maximal horizontal des plaques de pierre en cas d'agencement en recouvrement et au moins égale au déplacement maximal en cas de coupe d'onglet. Dans un cas comme dans l'autre, l'ouverture nominale n'est pas inférieure à 6 mm.



Légende

d_h : déplacement horizontal d'une plaque sous l'effet de l'action sismique

Figure N°5 : Retours d'angle : vues de dessus d'un joint vertical en recouvrement (en haut) et d'un joint vertical en coupe d'onglet (en bas)

6. JUSTIFICATION DU SYSTÈME DE REVÊTEMENT

6.1. Définition de l'exigence

L'exigence applicable aux revêtements muraux en pierre mince est celle relative aux éléments non structuraux. Elle est exprimée dans la norme NF EN 1998-1, « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ». Le document " Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti ; Justifications parasismiques pour le bâtiment à risque normal " version 2014 des ministères du logement et de l'égalité des territoires et de l'écologie, du développement durable et de l'énergie explicite le champ et les principes de l'Eurocode 8 dans sa partie dédiée aux éléments non structuraux du cadre bâti.

La justification des éléments en zones sismiques se fait par rapport aux actions locales représentées par :

- des efforts appliqués à l'élément en fonction de sa masse, calculés conformément à la réglementation sismique en vigueur,
- des déformations différentielles imposées par le déplacement du gros œuvre, en particulier le déplacement inter-étage.

Les justifications du revêtement portent sur la partie courante et sur les points singuliers. Les justifications ci-dessous peuvent être effectuées de manière enveloppe pour la partie courante. Les points singuliers de la façade doivent faire l'objet d'une étude particulière (pilier revêtu, équerre pour linteau, etc.).

NOTE 1 : L'approche enveloppe inclut la prise en compte des paramètres conduisant au résultat le plus défavorable pour la justification : plaque la plus lourde, altitude la plus haute etc.

Les justifications dépendent des catégories d'importance des bâtiments, des zones de sismicité ainsi que des classes de sol définies dans la réglementation.

Dans le cadre du domaine d'application du présent document, la sollicitation sismique verticale n'est pas à prendre en compte dans le dimensionnement.

NOTE 2 : La sollicitation verticale n'est à prendre en compte que pour des accélérations supérieures ou égales à 2,5 m/s² pour les bâtiments de catégorie d'importance III ou IV en zone de sismicité 5. Ces conditions ne sont pas visées dans le présent document.

Pour rappel, les justifications des éléments du revêtement nécessitent des essais ou des calculs suivant le tableau N°1.

Tableau N°1 : Types de justification selon les éléments

Eléments à justifier	Type de justification
Plaques de pierre	Par calculs, sur la base de résultats d'essais de caractérisation de la pierre (masse volumique, résistance à la flexion, résistance des attaches aux ergots)
Attaches de fixation	Par essais pour les attaches courantes Par calculs pour les attaches des points singuliers dites attaches « spéciales »
Chevilles / scellement	Par calculs

Les limites des déplacements entre étages d'un bâtiment sont données dans la réglementation sismique. Les valeurs à considérer tiennent compte du comportement ductile ou fragile du revêtement.

Les bâtiments avec un revêtement mural attaché en pierre mince doivent être considérés comme ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure.

Compte tenu du format réduit des plaques de pierre, le revêtement est réputé compatible avec les déformations de la structure.

6.2. Détermination des efforts sismiques

L'article 4.3.5.2 de l'Eurocode 8-1 fournit une méthode d'évaluation de l'action sismique F_a dans la direction horizontale. L'action sismique F_a est déterminée par l'expression simplifiée suivante :

(1) $$F_a = \frac{5{,}5 \times \gamma_I \times a_{gr} \times S \times m}{q_a} = (k \times \gamma_I \times a_{gr} \times S) \times m$$

Avec :

- F_a force sismique horizontale, agissant au centre de gravité de l'élément non structurel dans les 2 directions horizontales (dans le plan et perpendiculaire au plan du revêtement), en N ;
- γ_I = 1 coefficient d'importance du revêtement ;
- S coefficient de sol ;
- m masse de l'élément, en kg ;
- a_{gr} accélération nominale au niveau du sol, en m/s² ;
- q_a = 2 coefficient de comportement de l'ENS considéré. La valeur de ce coefficient est fonction de la ductilité du système de fixation, de la redondance éventuelle des fixations de l'élément et du mode de rupture (fragile ou ductile) ;
- k = 2,75

Les valeurs des paramètres a_{gr} et S sont données par l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

NOTE 1 : Pour une optimisation de la détermination de l'effort sismique F_a, on pourra se reporter au document « Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti ; Justifications parasismiques pour le bâtiment à risque normal » version 2014 des ministères du logement et de l'égalité des territoires et de l'écologie, du développement durable et de l'énergie.

Les déplacements sont calculés à partir des efforts multipliés par la valeur du coefficient de comportement.

6.2.1. Détermination des efforts sismiques : cas des bâtiments neufs

A partir de la formule (1), en considérant une valeur de q_a égale à 2, le tableau N°2 donne les accélérations sismiques horizontales à multiplier par la masse de l'élément non structurel (exprimée en kilogramme) pour définir la force horizontale (exprimée en Newton) agissant sur celui-ci, dans le cas d'une mise en œuvre dans un bâtiment neuf.

Tableau N°2 : Accélérations sismiques horizontales (cas d'un bâtiment neuf)

Valeurs de l'accélération sismique horizontale $k \times \gamma_I \times a_{gr} \times S$ (m/s²)					
	Classe de sol	Catégorie d'importance de bâtiment			
		I	II	III	IV
Zone de sismicité 1	A				
	B				
	C				
	D				
	E				
Zone de sismicité 2	A			2,31	2,70
	B			3,12	3,64
	C			3,47	4,04
	D			3,70	4,31
	E			4,16	4,85
Zone de sismicité 3	A		3,03	3,63	4,24
	B		4,08	4,90	5,72
	C		4,54	5,45	6,35
	D		4,84	5,81	6,78
	E		5,45	6,53	7,62
Zone de sismicité 4	A		4,40	5,28	6,16
	B		5,94	7,13	8,32
	C		6,60	7,92	9,24
	D		7,04	8,45	9,86
	E		7,92	9,50	11,09

NOTE : Si la classe de sol n'est pas connue, il faut considérer la classe E pour la détermination de l'effort F_a.

6.2.2. Détermination des efforts sismiques : cas d'ajout ou de remplacement sur un bâtiment existant

A partir de la formule (1), en considérant une valeur de q_a égale à 2, le tableau N°3 donne les accélérations sismiques horizontales à multiplier par la masse de l'élément non structurel (exprimée en kilogramme) pour définir la force horizontale (exprimée en Newton) agissant sur celui-ci, dans le cas d'une mise en œuvre dans un bâtiment neuf.

Tableau N°3 : Accélérations sismiques horizontales (cas d'un bâtiment existant)

Valeurs de l'accélération sismique horizontale $k' \times \gamma_I \times a_{gr} \times S$ (m/s²)					
	Classe de sol	Catégorie d'importance de bâtiment			
		I	II	III	IV
Zone de sismicité 1	A				
	B				
	C				
	D				
	E				
Zone de sismicité 2	A				1,62
	B				2,18
	C				2,42
	D				2,59
	E				2,91
Zone de sismicité 3	A		1.82	2.18	2.54
	B		2.45	2.94	3.43
	C		2.72	3.27	3.81
	D		2.90	3.49	4.07
	E		3.27	3.92	4.57
Zone de sismicité 4	A		2.64	3.17	3.70
	B		3.56	4.28	4.99
	C		3.96	4.75	5.54
	D		4.22	5.07	5.92
	E		4.75	5.70	6.65

NOTE 1 : Si la classe de sol n'est pas connue, il faut considérer la classe E pour la détermination de l'effort F_a.

NOTE 2 : Les valeurs du tableau N°3 sont déduites du tableau N°2 par l'application d'un coefficient multiplicateur de 0,6 (valeur retenue dans l'arrêté du 15 septembre 2014).

6.3. Vérifications des plaques de pierre

6.3.1. Vérification de la résistance en flexion

La vérification est à réaliser pour les plaques d'élancement strictement supérieur à 3.

La vérification de la résistance en flexion consiste à s'assurer que la contrainte de flexion sous l'effet du séisme $E_{fd,sis}$ est inférieure ou égale à la résistance en flexion de calcul de la pierre $R_{fd,sis}$ soit :

(2) $$E_{fd,sis} \leq R_{fd,sis}$$

La contrainte de flexion sous l'effet du séisme $E_{fd,sis}$ (en MPa) est donnée par l'expression suivante°:

(3) $$E_{fd,sis} = \frac{3 \times F_a \times L}{b \times h^2}$$

Avec :

- F_a l'action sismique déterminée conformément à l'équation (1) (en N),
- L la dimension de la pierre dans le sens de la portée (en mm),
- b la dimension de la pierre dans le sens perpendiculaire à la portée (en mm),
- h l'épaisseur de la pierre (en mm).

La résistance en flexion de calcul de la pierre $R_{fd,sis}$ est déterminée par :

(4) $$R_{fd,sis} = \frac{R_{fmoy}}{C_{s,f,sis}}$$

Avec :

- R_{fmoy} la résistance moyenne à la flexion de la pierre sous charge centrée obtenue par essais selon la norme NF EN 12372 (en MPa),
- $C_{s,f,sis}$ le coefficient de sécurité en zones sismiques tel que :

(5) $$C_{s,f,sis} = \max\left(1{,}5\ ;\ \frac{2}{3} \times C_{s,f}\right) = \max\left(1{,}5\ ;\ 0{,}9 + 1{,}83 \times C_{v,f} + 4.29 \times C_{v,f}^2\right)$$

NOTE 1 : En pratique, pour les pierres avec $C_{v,f} < 0{,}22$, on a $C_{s,f,sis} = 1{,}5$.

NOTE 2 : Le coefficient $C_{s,f}$ est issu du DTU 55.2 Annexe A.2.5 pour les situations de conditions climatiques et le coefficient 2/3 est issu de la norme NF EN 1998-1/AN (clause 9.6 (3) Note).

$C_{v,f}$ est le coefficient de variation de la pierre obtenu en divisant l'écart-type par la résistance moyenne à la flexion de la pierre. La valeur de ce coefficient de variation, ainsi que la résistance moyenne à la flexion de la pierre R_{fmoy}, sont indiquées dans le PV d'essai établi selon la norme NF EN 12372. **Les pierres avec un coefficient de variation supérieur à 0,45 ne pourront pas être employées**.

Le tableau N°4 donne les valeurs du coefficient de sécurité $C_{s,f,sis}$ en fonction du coefficient de variation $C_{v,f}$. Un calcul de $C_{s,f,sis}$ par interpolation linéaire à partir des valeurs du tableau est possible.

Tableau N°4 : Valeurs du coefficient de sécurité en zones sismiques $C_{s,f,sis}$ en fonction du coefficient de variation issu de l'essai de flexion $C_{v,f}$

$C_{v,f}$ *(Coefficient de variation issu de l'essai de flexion)*	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
$C_{s,f,sis}$ *(Coefficient de sécurité en zones sismiques)*	1,50	1,50	1,50	1,50	1,63	1,84	2,07	2,32	2,59

6.3.2. Vérification de la résistance à l'arrachement des ergots

La vérification de la résistance à l'arrachement des ergots consiste à s'assurer que l'effort sismique au niveau d'un ergot sous l'effet du séisme $E_{ed,sis}$ est inférieure ou égale à la résistance à l'arrachement de l'ergot $R_{ed,sis}$ soit :

(6) $$E_{ed,sis} \leq R_{ed,sis}$$

L'effort de calcul au niveau d'un ergot sous l'effet du séisme $E_{ed,sis}$ (en N) est donné par l'expression suivante :

(7) $$E_{ed,sis} = F_a$$

NOTE 1 : la formule (7) tient compte d'un coefficient de comportement $q_a = 1$ pour la pierre.

La résistance de calcul à l'arrachement des ergots $R_{ed,sis}$ est déterminée par :

(8) $$R_{ed,sis} = \frac{R_{emoy}}{C_{s,e,sis}}$$

Avec :

- R_{emoy} la résistance moyenne à l'arrachement d'un ergot obtenue par essais selon la norme NF EN 13364 (en N),
- $C_{s,e,sis}$ le coefficient de sécurité en zones sismiques tel que :

(9) $$C_{s,e,sis} = \max\left(1{,}5\ ;\ \frac{2}{3}\times C_{s,e}\right) = \max\left(1{,}5\ ;\ 0{,}9+1{,}83\times C_{v,e}+4.29\times C_{v,e}^2\right)$$

NOTE 2 : $C_{s,e}$ est issu du DTU 55.2 Annexe A.2.5 pour les situations de conditions climatiques et le coefficient 2/3 est issu de la norme NF EN 1998-1/AN (clause 9.6 (3) Note) (voir aussi tableau N°4).

$C_{v,e}$ est le coefficient de variation de la pierre obtenu en divisant l'écart-type par la résistance moyenne à l'arrachement d'un ergot. La valeur de ce coefficient de variation, ainsi que la résistance moyenne à l'arrachement d'un ergot R_{emoy}, sont indiquées dans le PV d'essai établi selon la norme NF EN 13364. **Les pierres avec un coefficient de variation supérieur à 0,45 ne pourront être pas employées.**

6.4. Vérifications des attaches et des chevilles d'ancrage au support

6.4.1. Vérification de la résistance mécanique de l'attache

L'effort sismique au niveau d'une attache (à la connexion entre le corps d'attache et l'ergot) agissant selon la direction horizontale normale à la plaque de pierre sera notée $F_{n,attache}$. La valeur de $F_{n,attache}$ dépend non seulement de l'effort sismique F_a, mais également du type de montage caractérisé par le nombre de pierres maintenues par l'attache et par le nombre d'attaches par pierre.

Les valeurs de $F_{n,attache}$ sont données dans le tableau N°5 en fonction du type de montage (voir figure N°6), du nombre de plaques de pierre maintenues par l'attache, et du nombre de fixations par plaque.

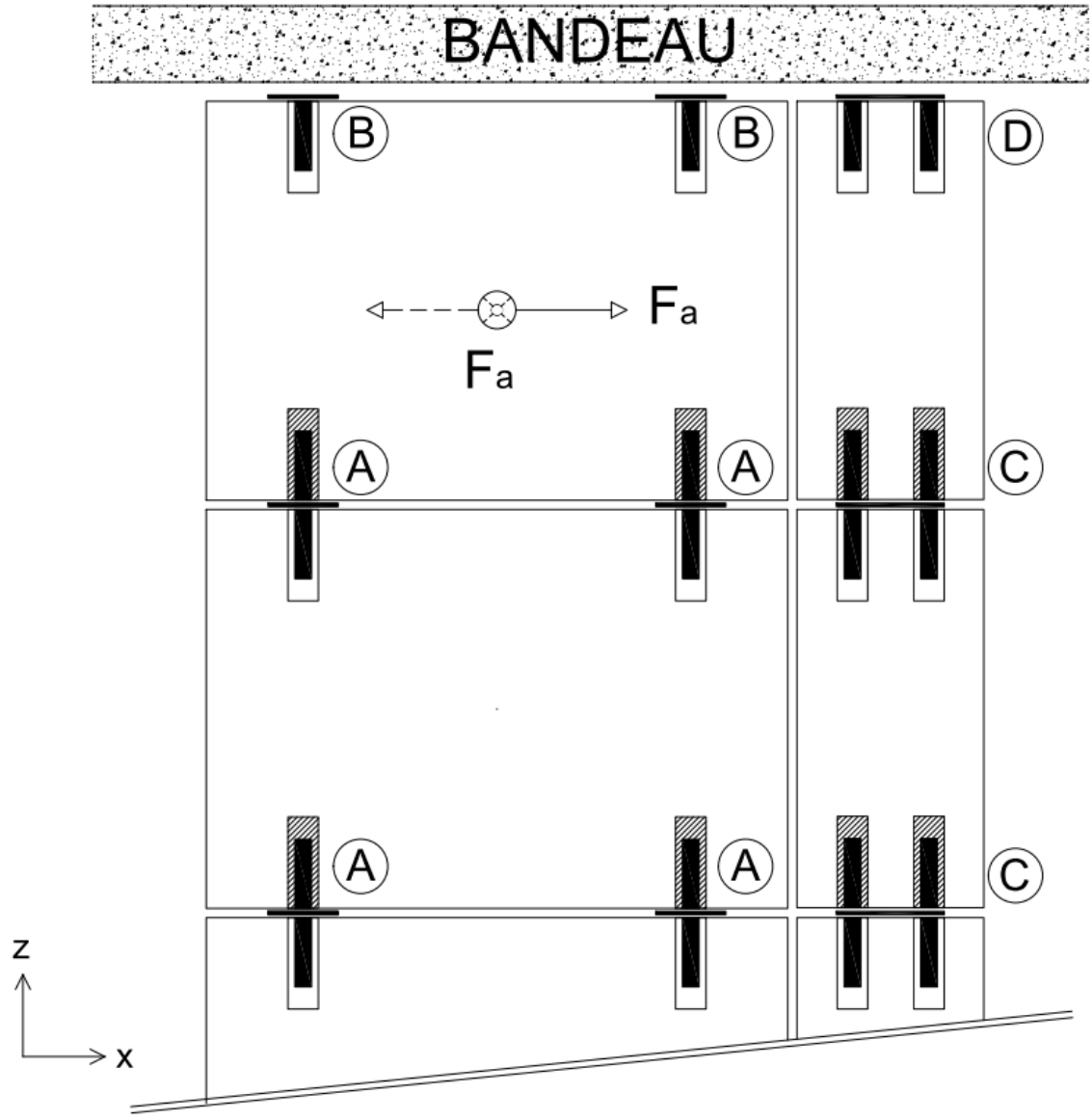


Figure N°6 : Illustration des types de montage référencés dans le tableau N°4

Tableau N°5 : Valeur de l'effort sismique $F_{n,attache}$ au niveau d'une attache en fonction de F_a

Type de montage (voir figure N°6)	N = Nombre de plaques maintenues par l'attache	Nombre de fixations par plaque	$F_{n,attache}$
A	2	4	F_a
B	1	4	$0,5 \times F_a$
C	2	2	F_a
D	1	2	$0,5 \times F_a$

La vérification du corps de l'attache consiste à vérifier que l'effort sismique agissant selon la direction horizontale normale à la plaque de pierre $F_{n,attache}$ (voir tableau N°5) est inférieure ou égale à la résistance du corps de l'attache $R_{n,attache}$ selon la direction horizontale normale à la plaque de pierre. Il convient donc de vérifier l'inégalité suivante :

(10) $$R_{n,attache} \geq F_{n,attache}$$

La résistance de l'attache dans la direction normale à la plaque $R_{n,attache}$ est déterminée conformément à la méthode indiquée en annexe et est précisée dans l'Avis Technique de l'attache.

6.4.2. Vérification du non-entrechoquement des plaques de pierre

Compte-tenu du domaine d'application retenu, la vérification du non-entrechoquement des plaques de pierre s'effectue sur la base des efforts inertiels uniquement, les effets de la déformation de la structure pouvant être négligés.

L'effort sismique au niveau d'une attache (à la connexion entre le corps d'attache et l'ergot) agissant selon la direction horizontale parallèle à la plaque de pierre est notée $F_{p,attache}$. La valeur de $F_{p,attache}$ dépend non seulement de l'effort sismique F_a, mais également du nombre de pierres maintenues par l'attache et du nombre d'attaches par pierre.

Les valeurs de $F_{p,attache}$ sont données dans le tableau N°6 en fonction du type de montage (voir figure N°6), du nombre de plaques de pierre maintenues par l'attache, et du nombre de fixations par plaque.

Tableau N°6 : Valeur de l'effort sismique $F_{p,attache}$ au niveau d'une attache en fonction de F_a

Type de montage (voir figure N°6)	Nombre de pierres maintenues par l'attache	Nombre de fixations par pierre	$F_{p,attache}$
A	2	4	F_a
B	1	4	$0,5 \times F_a$
C	2	2	F_a
D	1	2	$0,5 \times F_a$

Le non-entrechoquement des pierres est vérifié si la largeur e (en mm) du joint vertical entre pierres vérifie l'inégalité suivante :

(11) $e \geq \max\left(6 \ ; \ 1{,}4 \times d\left(2 \times F_{p,attache}\right)\right)$

Avec :

- $F_{p,attache}$ la force sismique au niveau d'une attache (à la connexion entre le corps d'attache et l'ergot) agissant selon la direction horizontale parallèle à la plaque de pierre (voir tableau N°6),

- $d\left(2 \times F_{p,attache}\right)$, le déplacement latéral de l'attache au niveau de l'ergot pour une force égale à deux fois $F_{p,attache}$.

La courbe donnant le déplacement latéral de l'attache au niveau de l'ergot pour une force égale à deux fois $F_{p,attache}$, $d(2 \times F_{p,attache})$, est déterminée conformément à la méthode indiquée en annexe et est précisée dans le cadre de l'Avis Technique de l'attache.

6.4.3. Vérification de la résistance de la cheville d'ancrage au support

Hypothèses de base

Les chevilles d'ancrage font l'objet d'une évaluation technique européenne (ETE) ou d'un agrément technique européen (ATE) selon ETAG 001 - Parties 2 à 5, en cours de validité et délivré par un organisme habilité. Il doit être stipulé dans le document que les chevilles d'ancrage sont qualifiées pour un usage en zones sismiques avec catégorie de performance minimale C1 évaluée selon l'Annexe E (DEE).

NOTE : L'utilisation de la catégorie de performance sismique C1 ne peut être possible que pour certaines zones sismiques et pour certaines catégories de bâtiment. Il convient de se référer à la réglementation nationale pour plus de détails. On pourra se référer à la norme NF EN 1992-4 et son annexe nationale non publiés à la date de parution du présent document.

Les justifications ci-dessous ne sont valables que sous réserve de respecter les conditions supplémentaires ci-dessous :

- le béton est considéré comme fissuré,

- une disposition dans laquelle la cheville d'ancrage est soumise à des efforts de cisaillement avec un bras de levier engendrant des efforts de flexion n'est pas visée (par exemple, montage avec écartement avec ou sans couche intermédiaire).

La mise en œuvre des chevilles doit respecter les prescriptions de mise en œuvre données dans l'ATE ou l'ETE : profondeurs de percement, diamètre des trous de passage, distances aux bords, etc.

Efforts à prendre en compte pour le dimensionnement

Le rapport technique EOTA TR045 définit les règles de calcul des chevilles en zones sismiques en attendant que la nouvelle norme NF EN 1992-4 ne soit parue. Cette méthode de calcul est en concordance avec les règles de qualification de l'annexe E du guide ETAG 001.

L'ancrage au mur support est dimensionné en capacité : l'effort sismique appliqué au niveau de la connexion entre l'ergot et le corps d'attache pour la détermination des efforts au niveau de la cheville (ou du groupe de cheville) est égale à 2,4 x $F_{n\ attache}$ (ou 2,4 x $F_{p,attache}$). La vérification sismique doit également prendre en compte le poids propre P des plaques de pierre, sans pondération :

2,4 x $F_{p,attache}$ « + » P et 2,4 x $F_{n,attache}$ « + » P

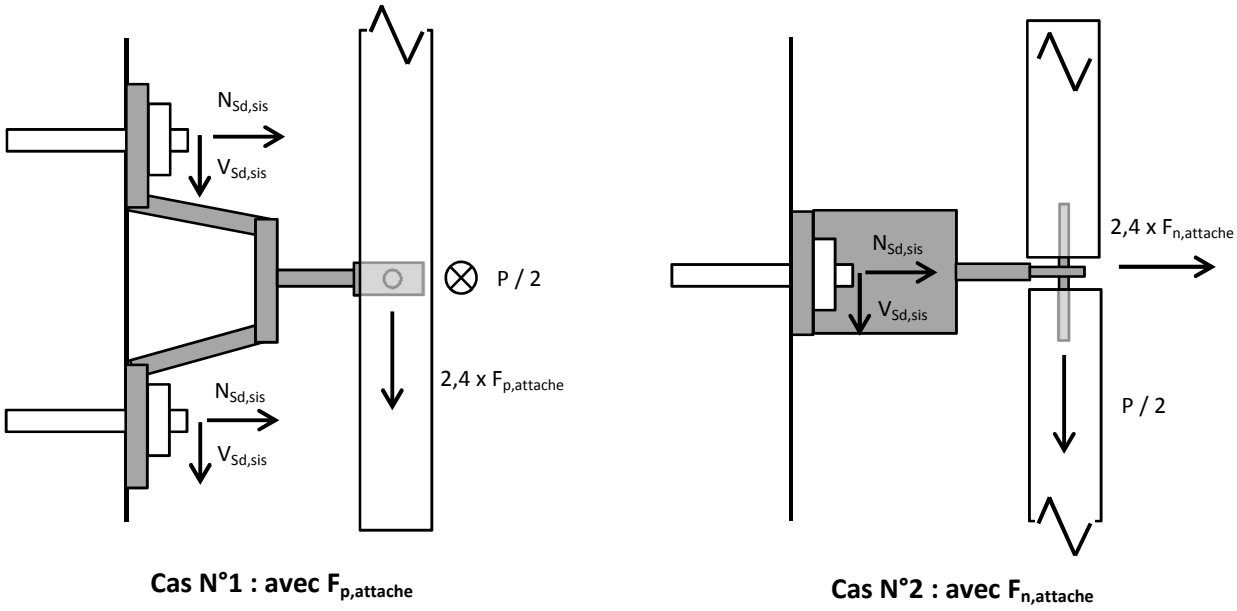


Figure N°7 : Exemple de cas de chargement de chevilles d'ancrage (A gauche, vue en plan ; à droite, vue de côté)

Les efforts au niveau des chevilles d'ancrage dépendent de la géométrie du corps d'attache. On vérifie, pour chacun des cas de chargement, et conformément aux méthodes définies dans le rapport technique EOTA TR045 :

$$N_{Sd,sis} \leq N_{Rd,sis} = \frac{N_{Rk,sis}}{\gamma_{M,sis}} \text{ et } V_{Sd,sis} \leq V_{Rd,sis} = \frac{V_{Rk,sis}}{\gamma_{M,sis}},$$

puis l'interaction entre les forces de traction et de cisaillement maximales.

Avec°:

- *P* le poids de la plaque de pierre considérée,
- $N_{Sd,sis}$ ou $V_{Sd,sis}$ la sollicitation transmise à la cheville d'ancrage sous l'effet du séisme, en traction ou en cisaillement,
- $N_{Rd,sis}$ ou $V_{Rd,sis}$ la résistance de calcul de la cheville ou du groupe de chevilles d'ancrage vis-à-vis du mode de rupture considéré, en traction ou en cisaillement,
- $N_{Rk,sis}$ ou $V_{Rk,sis}$ la résistance caractéristique pour le mode de rupture considéré, en traction ou en cisaillement (se reporter à l'ATE ou l'ETE de la cheville d'ancrage),
- $\gamma_{M,sis}$ le coefficient partiel de sécurité dont la valeur dépend du mode de rupture considéré (se reporter à l'ATE ou l'ETE de la cheville d'ancrage).

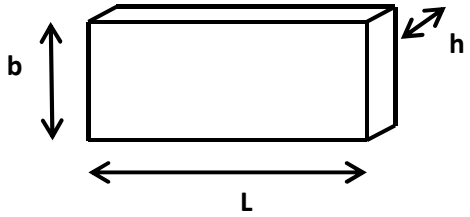
7. EXEMPLE D'APPLICATION

On se propose de dimensionner vis-à-vis de l'effort sismique les attaches d'un revêtement mural attaché en pierre mince d'un bâtiment neuf de catégorie III en zone 3. La classe de sol est indéterminée. Les attaches de liaison ainsi que les plaques de pierre ont été préalablement vérifiées sous l'effet des sollicitations climatiques (vent).

a) Hypothèses

Les plaques de pierre ont les dimensions suivantes :

- L = 0,80 m
- b = 0,50 m
- h = 0,03 m



Chacune des plaques de pierre est reprise par 4 attaches indépendantes (type A ou type B de la figure N°6). Il est prévu que les joints verticaux entre plaques aient une épaisseur minimale de 6 mm.

- Les propriétés mécaniques de la pierre sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Propriété	**Valeur mesurée**	**Coefficient de variation**	**Document indiquant la performance**
Masse Volumique	2200 kg/m3	-	Marquage CE des plaques de pierre
Résistance à la flexion (NF EN 12372)	R_{fmoy} = 5,7 MPa	$C_{v,f}$ = 5 %	PV d'essai de la résistance à la flexion des plaques de pierre
Résistance des ergots (NF EN 13364)	R_{emoy} = 1000 N	$C_{v,e}$ = 16 %	PV d'essai de la résistance des ergots

- Les performances mécaniques de l'attache ont été testées selon le protocole opératoire de l'annexe du présent document. Elles sont indiquées dans l'Avis Technique de l'attache. Pour cet exemple, les performances sont :

  - $R_{n,attache}$ = 280 N, la résistance du corps de l'attache selon la direction horizontale normale à la plaque de pierre,
  - d(F), le déplacement latéral de l'attache au niveau de l'ergot en fonction d'une force appliquée selon la direction horizontale parallèle à la plaque de pierre donné dans le tableau ci-dessous (seules les ruptures de pente ont été indiquées).

Déplacement (mm)	Force (N)
0	0
0,5	100
1,4	250
2,2	450
4,5	750
6	1000
7	1250
7,7	1500

b) Calcul de la sollicitation sismique F_a :

L'action sismique dans la direction horizontale est égale à (voir formule (1) et tableau N°2) :

- $k \times \gamma_I \times a_{gr} \times S = 6{,}53$

- $F_a = 6{,}53 \times m = 6{,}53 \times 2200 \times 0{,}8 \times 0{,}5 \times 0{,}03 = 172{,}0$ N

c) Calcul des coefficients de sécurité

Les coefficients de sécurité $C_{s,f,sis}$ et $C_{s,e,sis}$ sont issus de la formule du coefficient de sécurité Cs du NF DTU 55.2. D'après les formules (5) et (9):

$$C_{s,f,sis} = \max\left(1{,}5\ ;\ \frac{2}{3}\times C_{s,f}\right) = \max\left(1{,}5\ ;\ 0{,}9+1{,}83\times 0{,}05+4.29\times 0{,}05^2\right) = 1{,}5$$

$$C_{s,e,sis} = \max\left(1{,}5\ ;\ \frac{2}{3}\times C_{s,e}\right) = \max\left(1{,}5\ ;\ 0{,}9+1{,}83\times 0{,}16+4.29\times 0{,}16^2\right) = 1{,}5$$

d) Vérifications des plaques de pierre

L'élancement des plaques de pierre étant strictement inférieur à 3, il n'y a pas lieu de les vérifier à la flexion sous l'effort sismique.

La résistance de calcul à l'arrachement des ergots est donnée par (formule (8)) :

$$R_{ed,sis} = \frac{1000}{1{,}5} = 666{,}6 \text{ N}$$

L'effort de calcul à l'arrachement d'un ergot sous l'effet du séisme est égal à (formule (7)) :

$E_{ed,sis} = F_a = 173$ N ≤ $R_{ed,sis} = 666$ N pour le montage de type A ou B.

La résistance à l'arrachement des ergots, pour les deux types de montage rencontrés, est donc bien vérifiée.

e) Vérification de la résistance mécanique des attaches

Les efforts sismiques au niveau d'une attache $F_{n,attache}$ selon la direction horizontale normale à la plaque de pierre sont (voir tableau N°5) :

Type de montage (voir figure N°6)	Nombre de pierres maintenues par l'attache	Nombre de fixations par pierre	$F_{n,attache}$
A	2	4	F_a = 172,0 N
B	1	4	$0{,}5 \times F_a$ = 86,0 N

La résistance mécanique des attaches est vérifiée si (formule (10)) :

$R_{n,attache} = 280\ N \geq F_{n,attache} = 172\ N$ pour le montage de type A ;

$R_{n,attache} = 280\ N \geq F_{n,attache} = 86\ N$ pour le montage de type B.

Pour les deux types de montage, la résistance mécanique des attaches est vérifiée.

f) Vérification du non-entrechoquement des plaques

Le non-entrechoquement des plaques de pierre est vérifié si la largeur du joint vertical « *e* » vérifie l'inégalité suivante, exprimée en mm (formule (11)) :

$$e \geq \max\left(6\ ;\ 1{,}4 \times d\left(2 \times F_{p,attache}\right)\right)$$

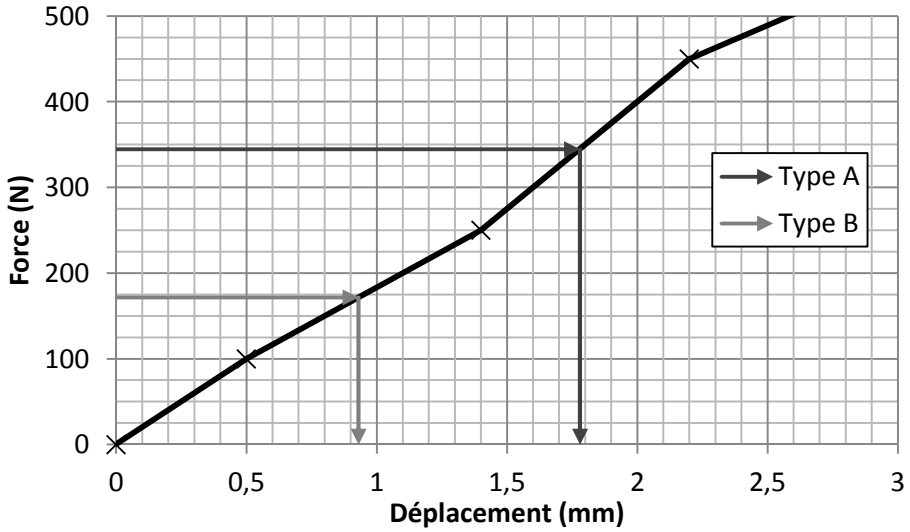
Dans cet exemple, les efforts sismiques au niveau d'une attache $F_{p,attache}$ selon la direction horizontale parallèle à la plaque de pierre sont (voir tableau N°6) :

Type de montage (voir figure N°6)	Nombre de pierres maintenues par l'attache	Nombre de fixations par pierre	$F_{p,attache}$
A	2	4	F_a = 172,0 N
B	1	4	$0{,}5 \times F_a$ = 86,0 N

D'après la courbe force-déplacement indiquée dans l'Avis Technique de l'attache, le déplacement à l'extrémité de l'ergot est de :

$d(2 \times F_{p,attache}) = d(345\ \text{N}) = 1{,}8$ mm pour le montage de type A ;

$d(2 \times F_{p,attache}) = d(172\ \text{N}) = 0{,}9$ mm pour le montage de type B.



On en déduit la largeur minimale du joint pour les deux types de montage :

$e = \max(6 \ ; \ 1{,}4 \times 1{,}8)$ = 6,0 mm pour le montage de type A ;

$e = \max(6 \ ; \ 1{,}4 \times 0{,}9)$ = 6,0 mm pour le montage de type B.

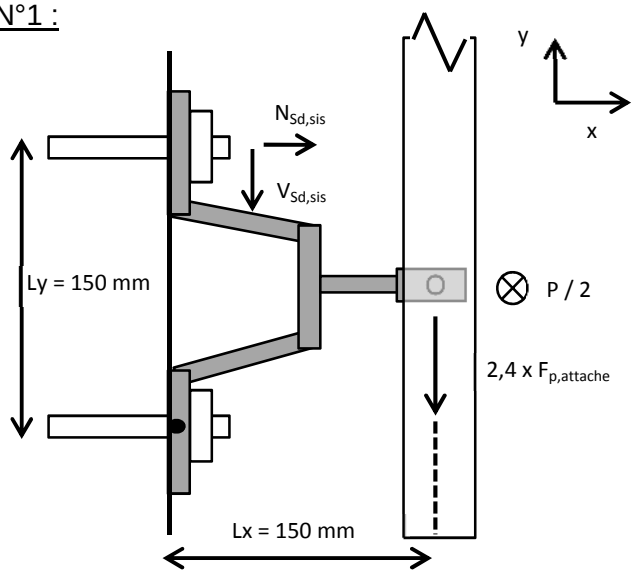
La largeur des joints verticaux étant prévue à 6 mm, le non entrechoquement des plaques est vérifié.

g) Vérification de la résistance de la cheville d'ancrage au support

Pour la détermination des efforts sur les chevilles d'ancrage au support, on prend l'exemple d'un corps d'attache dont la géométrie est donnée dans les figures ci-dessous. On ne s'intéresse qu'au cas de chargement conduisant à l'effort le plus grand (montage A).

2,4 x $F_{n,attache}$ = 2,4 x $F_{p,attache}$ = 413,0 N

Cas de chargement N°1 :



NB : L'axe (Oz) est l'axe vertical.

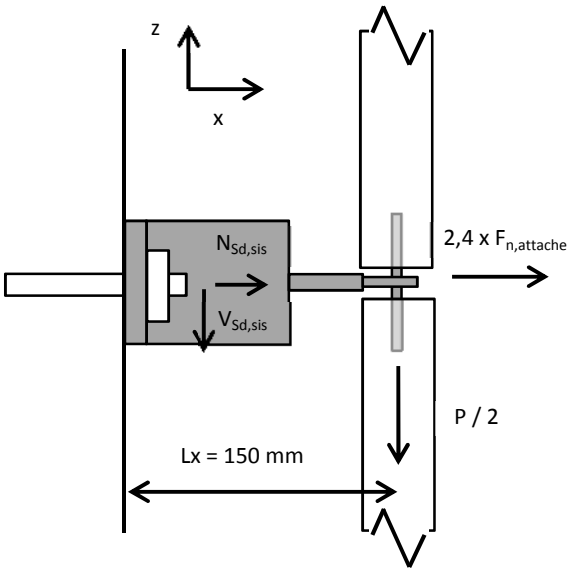
L'application de l'équilibre des forces et des moments donne les formules suivantes, applicables à cette géométrie particulière de corps d'attache seulement :

$$N_{Sd,sis}max. = 2{,}4 \times F_{p,attache} \times \frac{L_x}{L_y}$$

$$V_{Sd,sis}max. = \sqrt{\left(2{,}4 \times F_{p,attache}\right)^2 + (P/2)^2}$$

On a supposé ici qu'une seule cheville d'ancrage ne participait à la reprise de l'effort de cisaillement du fait de la présence d'un bord de façade perpendiculairement à la direction de cet effort.

<u>Cas de chargement N°2 :</u>



De même :

$$N_{Sd,sis}max. = 2{,}4 \times F_{n,attache}\ /2$$

$$V_{Sd,sis}max. = P/4$$

	Cas N°1	**Cas N°2**
$N_{Sd,sis}$ max.	413,0 N	206,5 N
$V_{Sd,sis}$ max.	433,0 N	65,0 N

En comparant les résistances de calcul pour les différents modes de ruine et les interactions entre efforts avec les sollicitations ci-dessus, le modèle adéquat de cheville peut ensuite être déterminé.

****

ANNEXE :
ÉVALUATION EXPÉRIMENTALE DU CORPS DE L'ATTACHE

L'évaluation expérimentale du corps de l'attache a pour but de déterminer :

- $R_{n,attache}$, la résistance de l'attache dans la direction normale au support,
- d(F), le déplacement latéral de l'attache au niveau de l'ergot pour une force F_p.

A.1 Résistance de l'attache dans la direction normale au support

La résistance de l'attache dans la direction normale au support $R_{n,attache}$ est déterminée suivant le protocole d'essai au vent conformément à l'annexe A du DTU 55.2 P1-2.

Aucun décollement du corps d'attache du support ne doit être mesuré jusqu'à la valeur de $R_{n,attache}$.

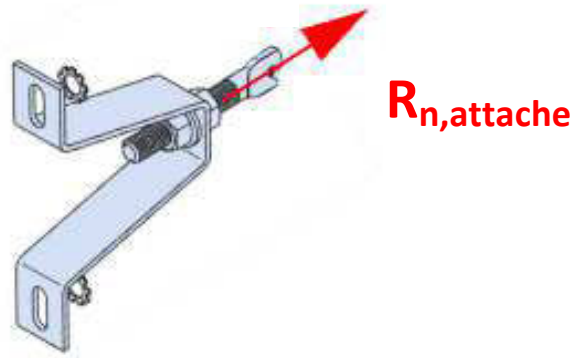


Figure A.1 : Vue en 3D d'un essai de chargement d'une attache de fixation dans la direction normale au support (détermination de $R_{n,attache}$)

A.2 Déplacement latéral de l'attache dans la direction parallèle au support

Le nombre d'éprouvettes « *n* » est supérieur ou égal à six, le nombre exact étant choisi de façon à ce que le coefficient de variation limite des charges « de rupture » soit inférieur à 30 % . Les essais sont effectués avec la configuration de réglage qui conduit à une déformabilité maximale de l'attache (position de réglage de l'attache à écartement maximum du support) et à la déformation ultime la plus importante (inclinaison la plus forte prévue pour la fixation dans le plan du support, ne pouvant pas dépasser 20°).

Les chargements sont effectués par incrément soit :

- de force de 10 daN,

- de déplacement de 0,5 mm.

Après chaque incrément, la charge est maintenue pendant 1 min avant de faire la mesure du déplacement ou de la force.

Les essais sont réalisés sur un bâti métallique rigide. Les pattes sont boulonnées avec des éléments de fixation de même diamètre que la cheville prévue pour la patte testée.

i) On applique une force de traction horizontale F_p à l'extrémité de l'attache (point de liaison avec la pierre). On note la valeur du déplacement $d(F_p)$ ou de la force pour chaque incrément. L'essai peut être mené jusqu'à rupture ou jusqu'au décollement, même partiel, entre l'attache et le support ou jusqu'à un déplacement maximale de 15 mm ;

ii) Le rapport d'essai devra indiquer les valeurs caractéristiques du déplacement ou de l'effort à chaque incrément.

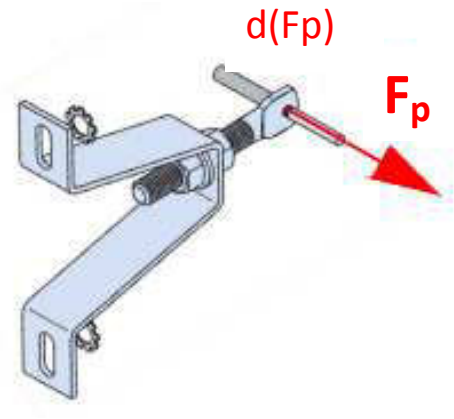


Figure A.2 : Vue en 3D d'un essai de chargement d'une attache de fixation dans la direction parallèle au support (détermination de $d(F_p)$)

Les valeurs dites caractéristiques correspondent à une probabilité de mise en défaut de 5% (facteur quantile « k_n » de 0,05, voir tableau A.1) avec un intervalle de confiance de 95%. Eu égard au mécanisme étudié, la distribution du paramètre "déplacement" est considéré répondre à une loi normale.

NOTE : La valeur caractéristique du déplacement « d_k » s'exprime alors de cette façon : $d_k = m - k_n \, x \, s$, avec m la moyenne et s l'écart-type des déplacements pour l'incrément considéré.

Tableau A.1 : Valeurs du facteur quantile « k_n » basé sur une distribution normale, pour la valeur caractéristique de 5% (variance inconnue) en fonction de *n*

Nombre d'éprouvettes	n = 3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15
k_n	7,66	5,14	4,20	3,71	3,40	3,19	3,03	2,91	2,82	2,74	2,62	2,57