



**HAL**  
open science

# Analyse théorique et expérimentale du transfert d'effort vers une fixation murale pour un bardage soumis à une sollicitation sismique

Alexandre Gabs

► **To cite this version:**

Alexandre Gabs. Analyse théorique et expérimentale du transfert d'effort vers une fixation murale pour un bardage soumis à une sollicitation sismique. Dynamique, vibrations. 2015. dumas-01537964

**HAL Id: dumas-01537964**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01537964>**

Submitted on 13 Jun 2017

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS  
PARIS

---

MEMOIRE

Présenté en vue d'obtenir

Le DIPLOME d'INGENIEUR CNAM

en

CONSTRUCTION, AMENAGEMENT

Option: BATIMENT

Alexandre GABS

Analyse théorique et expérimentale du transfert d'effort vers une fixation murale pour un bardage soumis à une sollicitation sismique

Soutenu le 22 juin 2015

Membres du jury : Monsieur Francis GUILLEMARD, PTC  
Monsieur Jean Sébastien VILLEFORT, PRAG  
Monsieur Joseph PAIS, PAST  
Monsieur Philippe MACQUART, PAST  
Monsieur Michel CAZENAVE, PAST  
Monsieur Xavier CESPEDES, PAST  
Monsieur Stéphane ROHRBACH, PAST  
Monsieur Philippe RIVILLON, CSTB  
Monsieur Nicolas PINOTEAU, CSTB

## RESUME

Depuis 2004 le CSTB s'est impliqué dans la mise en application des règles parasismiques PS92 aux bardages rapportés en rédigeant un document décrivant une démarche permettant de justifier la stabilité en zones sismiques des bardages rapportés. Ce document entériné en mai 2005 sous la forme d'un *cahier du CSTB - 3725* vise les bardages rapportés bénéficiant d'un avis technique.

Bien que l'évaluation des bardages rapportés soumis à des sollicitations sismiques soit aujourd'hui maîtrisée, il n'existe pas dans la codification actuelle de méthode pour évaluer des fixations utilisées pour rapporter des bardages à des murs soumis à des sollicitations sismiques. Plusieurs efforts ont été réalisés pour palier à ce manque, à travers un projet d'ingénierie d'investigation regroupant plusieurs centres techniques et fabricants d'éléments de maçonnerie et de bardages. Cependant, ces approches parasismiques nécessitent de connaître le transfert d'effort issu de la sollicitation sismique jusqu'à l'effort de traction dans la fixation murale.

Ce rapport présente les différentes étapes d'analyse mécanique pour décrire ce transfert d'effort en comparant chaque étape à des données expérimentales afin de vérifier certaines hypothèses prises dans les prescriptions actuelles.

Une fois les résultats de cette étude présentés aux experts de l'évaluation de ces systèmes, l'objectif à moyen terme est d'aboutir à la rédaction par le CSTB d'un nouveau guide décrivant une méthode d'évaluation de système de fixation de bardages rapportés au gros œuvre, dans le cadre d'en évaluer les performances dans le domaine sismique.

**Mots clés:** Bardage, équerre, fixation, séisme, fréquence propre, oscillateur

---

## SUMMARY

Since 2004, CSTB is involved in the development of seismic codes PS92 to post-installed claddings. This is done by establishing a document which describes a method to justify the stability on claddings in seismic areas. The document was finished in May 2005 under the format of a "Cahier du CSTB" and targets cladding that are covered by a Technical Approval.

Although the evaluation of claddings under seismic loading exists today, there is no method in the current codes to evaluate the fastenings used to post-install these claddings to walls under seismic loading. Work has been carried out to respond to this lack of evaluation through an engineering investigation project. The project included several technical centers along with cladding and fastening manufacturers. The developed seismic approaches require to know the load transfer from the dynamic loads generated by an earthquake to the tensile load applied on the fastening.

This report presents the different steps of the mechanical analysis to describe the load transfer. Each step is confronted to experimental data in order to verify the hypothesis used in the current prescriptions.

Once the results of this study were presented to the experts of the evaluation of these products, the middle term goal is to establish a a guide allowing the evaluation of the fastenings for claddings within the field of para seismic safety.

**Keywords:** Claddings, seismic, fastenings, wall, transfer, gantry, resonant frequency, oscillator

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS  
PARIS

---

MEMOIRE  
Présenté en vue d'obtenir  
Le DIPLOME d'INGENIEUR CNAM  
en  
CONSTRUCTION, AMENAGEMENT  
Option: BATIMENT

Alexandre GABS

Analyse théorique et expérimentale du transfert d'effort vers une fixation murale pour un bardage soumis à une sollicitation sismique

Les travaux relatifs au présent mémoire ont été effectués au CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) et plus particulièrement au sein du laboratoire Structures où la partie expérimentale du travail a été effectuée sous la direction de Monsieur Nicolas PINOTEAU, docteur en Génie Civil et Chef de Projet au sein de la division Mécanique et résistance au Feu.

## Table des matières

I.	Introduction.....	8
II.	Etude bibliographique.....	10
1.	Rappel sur les séismes [11], [12] .....	10
a.	Le séisme .....	10
b.	Les plaques .....	10
c.	Les mouvements .....	11
d.	Méthodes de mesure des séismes .....	12
e.	L'aléa sismique .....	13
f.	Le risque sismique .....	14
2.	Le bardage rapporté [2] .....	15
a.	Définition .....	15
b.	Les différents éléments constituant le bardage rapporté.....	16
c.	Le bardage rapporté, un oscillateur .....	22
e.	Protocole d'essais dynamiques sur bardages rapportés [2] .....	23
3.	L'évaluation .....	26
a.	La réglementation parasismique [10] .....	26
b.	Les Avis Techniques [2] .....	28
c.	Evaluation d'un système de bardage rapporté .....	29
d.	Evaluation d'un ancrage .....	32
III.	Analyse statique .....	33
1.	Analyse Théorique.....	33
2.	Analyse expérimentale de la raideur statique des équerres .....	34
a.	Configuration d'essai .....	34
b.	Sollicitation.....	34
c.	Instrumentation.....	35
d.	Résultats expérimentaux.....	36
e.	Analyses et conclusions.....	36
3.	Vérification expérimentale du modèle F-T.....	37
a.	Configuration d'essai .....	37
b.	Sollicitation.....	37
c.	Instrumentation.....	37
d.	Résultats expérimentaux.....	38
e.	Analyse et conclusions .....	40
4.	Etude de l'influence de la précontrainte dans la fixation .....	41
a.	Configuration testée .....	41

b.	Instrumentation.....	41
c.	Résultats expérimentaux.....	42
d.	Analyse et conclusions.....	42
5.	Etude d'un portique en l'absence de précontrainte dans les fixations.....	43
a.	Configuration d'essai.....	43
b.	Résultats expérimentaux.....	44
c.	Analyse et conclusions.....	46
6.	Conclusions et choix relatifs aux essais statiques.....	47
IV.	Analyse Dynamique.....	48
1.	Analyse théorique: Oscillateur « ressort + amortisseur ».....	48
a.	Démarche.....	48
b.	Modèle.....	48
c.	Notations.....	49
2.	Vérification expérimentale du modèle: Essais dynamiques à amplitude constante.....	52
a.	Banc d'essai.....	52
b.	Configuration d'essai.....	53
c.	Sollicitation.....	54
d.	Instrumentation.....	54
e.	Résultats expérimentaux: analyse.....	55
f.	Comparaison Expérimentale-Théorique des réponses fréquentielles.....	58
g.	Analyse et conclusions.....	61
3.	Conclusions et choix.....	63
4.	Essais Dynamiques selon le Cahier du CSTB 3725.....	64
a.	Maquette testée.....	64
b.	Banc d'essai.....	65
c.	Sollicitation.....	65
d.	Instrumentation.....	65
e.	Résultats expérimentaux.....	66
f.	Mesures et observations.....	69
5.	Comparaison de l'analyse théorique et des résultats obtenus avec le balayage conventionnel.....	76
a.	Allure des variations d'effort.....	76
b.	Comparaison Expérimentale-Théorique.....	77
6.	Conclusion.....	79
V.	Essais sur couple chevilles / maçonnerie.....	80
1.	Démarche du projet.....	80

2.	Programme des essais et matériaux utilisés .....	81
a.	Couples de fixations et de supports en maçonnerie .....	81
b.	Caractérisation des éléments de support en compression .....	83
3.	Procédures d'essais et dispositifs .....	84
a.	Procédures d'essais quasi-statiques.....	84
a.	Procédures d'essais cycliques .....	84
b.	Procédures d'essais dynamiques .....	86
c.	Dispositifs de chargement quasi-statiques et cyclique .....	86
d.	Dispositifs d'essais dynamiques .....	88
4.	Résultats des essais quasi-statiques et alternés.....	89
a.	Valeurs de résistances moyennes et caractéristiques .....	89
b.	Discussion autour des résultats issus des phases 1 et 2 .....	92
5.	Résultats des essais dynamiques .....	93
a.	Observations.....	93
b.	Résistances en traction .....	93
c.	Discussion autour des résultats issus des phases 1, 2 et 3 .....	96
d.	Conclusions .....	96
6.	Estimation des efforts appliqués dans les fixations lors des essais de la phase 3	97
a.	Comparaison des résistances en traction et des efforts appliqués mesurés expérimentalement .....	97
b.	Observations.....	98
c.	Détermination des efforts appliqués .....	102
8.	Conclusion .....	107
VI.	Conclusions et perspectives .....	108
Bibliographie.....		109
ANNEXE I.....		110
ANNEXE II.....		162

# Remerciements

Je souhaite remercier très sincèrement Mr Guillemard qui a accepté le sujet de ce mémoire et me fait l'honneur de présider le jury.

J'exprime ma reconnaissance envers Mr Pais qui a suivi le déroulement de ce mémoire et m'a apporté ses conseils.

Les travaux de ce mémoire ont été réalisés au CSTB de Marne la Vallée au sein de la Direction Sécurité Structures Feu dans la division Mécanique et Résistance au Feu. Je tiens donc à remercier l'ensemble des personnes ayant pu intervenir de près ou de loin dans la réalisation de ces travaux de recherches pendant ces deux dernières années.

Je remercie plus particulièrement, Philippe Rivillon qui m'a permis de réaliser ce travail de recherche et qui a suivi avec intérêt et confiance la progression de mes études au CNAM en m'apportant son soutien et ses encouragements.

Je tiens également à remercier Nicolas Pinoteau, qui m'a apporté de nombreux conseils et avec qui ce fut un réel plaisir de travailler.

Pour finir, je remercie chaleureusement l'ensemble de l'équipe de la division Mécanique et Résistance au Feu avec qui je travaille depuis plus de huit ans, particulièrement le responsable du Pole Structures, Julien Cordier ainsi que les techniciens Pierre-Jean Degiovanni, Thomas Battesti, Eric Degiovanni et Fabrice Maurice qui m'ont aidé dans la réalisation et l'aboutissement de ce projet.

## I. Introduction

### Contexte:

La pose de systèmes bardages rapportés sous Avis Technique en zones sismiques est encadrée par le *Cahier du CSTB 3725* [2]. Ce document permet de caractériser le procédé soumis à des sollicitations sismiques et de définir les sollicitations résultantes dans les chevilles implantées dans le mur support. Les supports visés par ce document sont les murs en béton et les structures métalliques uniquement.

En l'absence de réglementation, certains bureaux de contrôle questionnent sur l'installation de fixations pour la pose des bardages rapportés sur des supports de maçonneries pour une utilisation en domaine sismique. Afin d'apporter des éléments de réponse à cette problématique, un projet a débuté en 2013 suite au rassemblement d'industriels de fixations (SPIT, HILTI, FISCHER, WURTH), de maçonneries (XELLA), de pattes équerre (SIMPSON, ETANCO,) et de centres techniques et syndicats (CERIB, CTNMC, SFBC, FFB).

On notera dans le *cahier du CSTB 3725 - Stabilité en zone sismique* « Les structures porteuses en maçonnerie d'éléments ne sont pas visées pour cette application du fait de l'absence d'éléments relatifs aux justifications sous sollicitations sismiques des chevilles dans ces supports. »

### Problématique:

Suite aux diverses sollicitations des acteurs économiques du domaine du bardage rapporté concernant la mise en œuvre en zones sismiques de ces procédés sur des murs en éléments maçonnés, en l'absence de réglementation et de connaissances concernant le comportement des chevilles de fixation dans les supports en éléments maçonnés sous sollicitations sismiques, il s'avère nécessaire d'étudier expérimentalement l'impact des sollicitations sismiques sur la tenue des assemblages dans ces supports.

### Objectifs:

L'objectif de ce projet de recherche est de s'appuyer sur un programme expérimental complet portant sur des maquettes représentatives des configurations les plus fréquemment rencontrées sur chantiers, afin d'analyser le mode de transmission des efforts appliquées sur les chevilles de fixation lors de la sollicitation sismique d'un système de bardage rapporté.

Ce programme de recherche vise à établir un référentiel de validation et une méthode d'évaluation des fixations, qui pourront être utilisés pour valider la mise en œuvre des systèmes de bardages rapportés sur des supports en éléments maçonnés en zones sismiques.

Les essais de traction et de cisaillement ont été menés selon des protocoles analogues à ceux décrits dans les Guides d'Agrément Technique Européens n°001, et n°029 relatifs à l'évaluation de chevilles de fixations dans du béton plein ou dans des supports creux.

### Démarche scientifique:

Les parties III et IV de ce document sont une analyse ayant pour objet de quantifier les efforts transmis dans une fixation pour bardage lors d'un séisme. Elle se décompose de la façon suivante:

- La partie III décrit le transfert d'un effort horizontal F sur l'équerre vers un effort de traction T dans la fixation
- La partie IV décrit l'effort d'inertie F généré par le séisme selon un accélérogramme connu

Ces deux parties, comportent une analyse théorique, respectivement en statique et en dynamique, ainsi que des essais pour vérifier les hypothèses et modèles choisis. Il est choisi de présenter l'analyse statique avant l'analyse dynamique de manière à effectuer certaines corrélations à partir des résultats plus robustes issus de l'analyse statique.

- La partie V de ce document porte sur des essais réalisés sur des couples de chevilles et de supports de différentes natures, sélectionnés de façon à couvrir un large panel, le plus représentatif possible des cas les plus fréquemment rencontrés sur chantier.

Ces essais portent sur différents types de sollicitations:

- Phase 1: caractérisations des couples fixations/supports par analogie aux ETAG\* 001 & 029 : traction et cisaillement **statique**,
- Phase 2: caractérisations des couples fixations/supports par analogie aux ETAG 001 & 029 : traction et cisaillement **cyclique**,
- Phase 3: caractérisations des couples fixations/supports par un essai **dynamique**, puis caractérisation des couples fixations/supports par analogie aux ETAG 001 & 029 : traction **statique**.

\* : Guide d'Agrément Technique Européen / European Technical Approval Guidelines. Il définit les bases de l'évaluation des chevilles de fixations, dans le cadre de la délivrance d'un Agrément Technique Européen par un organisme membre de l'European Organisation for Technical Assessment (EOTA), dont fait partie le CSTB.

## **II. Etude bibliographique**

L'essentiel des informations nécessaires à la compréhension du projet est regroupé dans ce chapitre. Dans la première partie, des explications sont données concernant la nature des séismes, puis des informations décrivant la nature des bardages rapportés sont présentées. Des rappels sont faits dans la dernière partie sur la réglementation française et ses exigences.

### **1. Rappel sur les séismes [11], [12]**

#### **a. Le séisme**

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Les séismes ont leur origine en profondeur en un point appelé hypocentre ou foyer. Celui-ci peut être superficiel, à moins de 100km de profondeur, intermédiaire, entre 100 et 300km de profondeur, et profond, jusqu'à 700km de profondeur. Il n'y a plus de foyer sismique en dessous de cette profondeur. Les séismes se déclenchent lors de la libération brutale de contraintes accumulées par des déplacements tectoniques ou par des montées magmatiques (séismes volcaniques).

Les ondes sismiques ont une vitesse de propagation qui varie en fonction du type de sol, sur du granit par exemple elle peut atteindre 3000m/s.

#### **b. Les plaques**

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe est récente puisque ce n'est qu'en 1968 que J. Morgan, D. Mackenzie et X. Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre. Les moteurs de ces déformations est l'expansion des fonds océaniques par la création continue de croûte océanique le long des dorsales médio-océaniques. Cette expansion, qui peut atteindre 170mm par an pour les dorsales les plus actives, pousse les unes contre les autres les différentes plaques rigides (une douzaine au total) qui constituent l'écorce terrestre. Plusieurs types de mouvements peuvent résulter de ces affrontements entre plaques. **[11]**

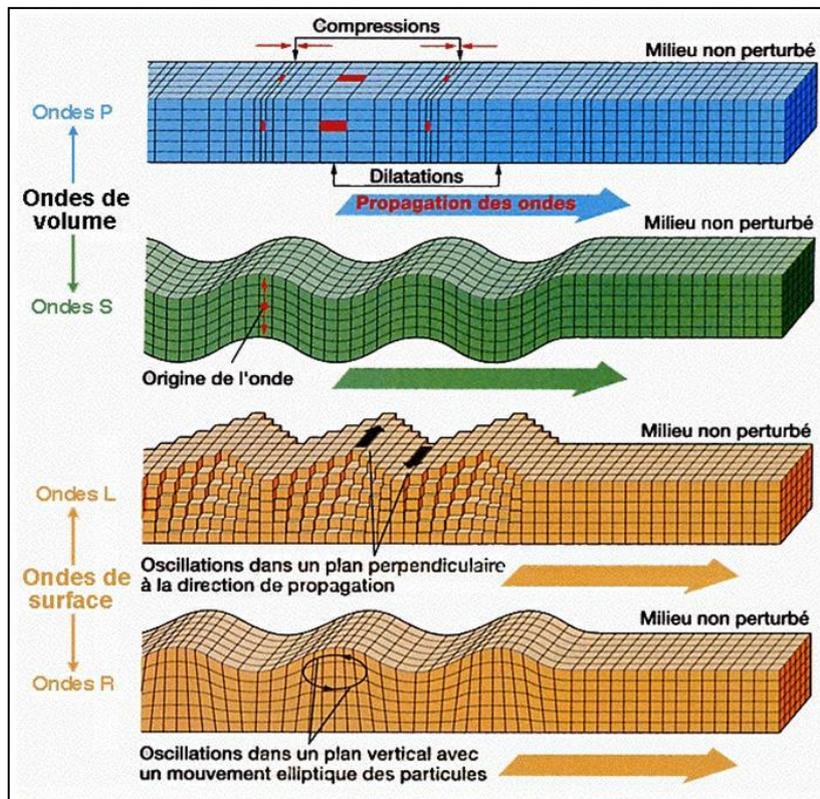
- La subduction, c'est-à-dire la plongée d'une plaque sous une autre, ce qui permet de compenser l'augmentation de surface résultant de l'expansion des fonds océaniques
- Le décrochement, c'est-à-dire le coulissage horizontal d'une faille contre une autre, dont l'exemple le plus connu est la faille de San Andreas en Californie
- La compression, c'est-à-dire la collision frontale sans subduction, qui se traduit par la formation de chaînes de montagnes, comme la chaîne de l'Himalaya, résultant de la collision des plaques eurasiennes et indiennes. Ces mouvements relatifs entre plaques ne se font pas de manière générale progressivement Mais par à coup et chacun de ces à-coups constitue un séisme plus ou moins intense selon la rapidité de l'onde, son amplitude ainsi que l'étendue de la zone concernée.

### c. Les mouvements

Les mouvements sismiques qui intéressent l'ingénieur sont ceux qui se produisent à la surface du sol. Ils peuvent se manifester:

- Par des déplacements résultant de la rupture qui débouche en surface (ce qui n'est pas le cas général) ou de ruptures secondaires affectant les terrains superficiels
- Par des ondes vibratoires se propageant dans les terrains (ondes sismiques)

Le premier type d'effets (déplacements liés aux ruptures) reste, dans le cas où il est observé en surface, localisé au voisinage des failles. Le second type d'ondes sismiques peut par contre pour de grands séismes être fortement ressenti sur des surfaces considérables de plusieurs centaines de milliers de km<sup>2</sup>.



**Figure 1: Modes de propagation des ondes**

Avant l'obtention d'enregistrements de ces mouvements au moyen de sismographes, de nombreuses échelles d'intensité ont été proposées pour apprécier la force du mouvement sismique

#### d. Méthodes de mesure des séismes

- L'intensité

Le tableau 2.1 présente la description abrégée de l'échelle MSK actuellement utilisée en Europe pour caractériser l'intensité d'un séisme en l'absence de sismographes.

Echelle MSK	
Intensité	Effets produits en surface
Degré I	Secousse non perceptible
Degré II	Secousse à peine perceptible
Degré III	Secousse faible ressentie seulement de façon partielle
Degré IV	Secousse largement ressentie
Degré V	Réveil des dormeurs
Degré VI	Frayeur
Degré VII	Dommmages aux constructions
Degré VIII	Destruction des bâtiments
Degré IX	Dommmages généralisés aux constructions
Degré X	Destruction générale des bâtiments
Degré XI	Catastrophe
Degré XII	Changement de paysage

**Figure 2: Echelle MSK [14]**

- La magnitude

En 1953, Richter a défini la magnitude d'un séisme par la formule :

$$M = \log \left( \frac{A}{A_0} \right)$$

Où A est l'amplitude maximale enregistrée par un sismographe à 100km de distance de l'épicentre du séisme et  $A_0$  l'amplitude de base qui est de l'ordre de 3 à 10mm.

La relation entre le paramètre  $M_R$  et l'énergie  $E_C$  des ondes sismiques exprimée en joules s'écrit :

$$\text{Log}(E_C) = 1,5 * M_R + 4,8$$

La magnitude  $M_R$  de Richter correspond donc au paramètre général d'un séisme : l'énergie totale libérée sous forme d'ondes sismiques.

A partir de la magnitude on peut connaître l'ordre de grandeur de l'accélération maximale du sol et la durée de la phase la plus sévère du séisme, bien qu'à grande distance de l'épicentre, on peut remarquer que l'intensité est beaucoup moindre mais que la durée des secousses semble plus longue.

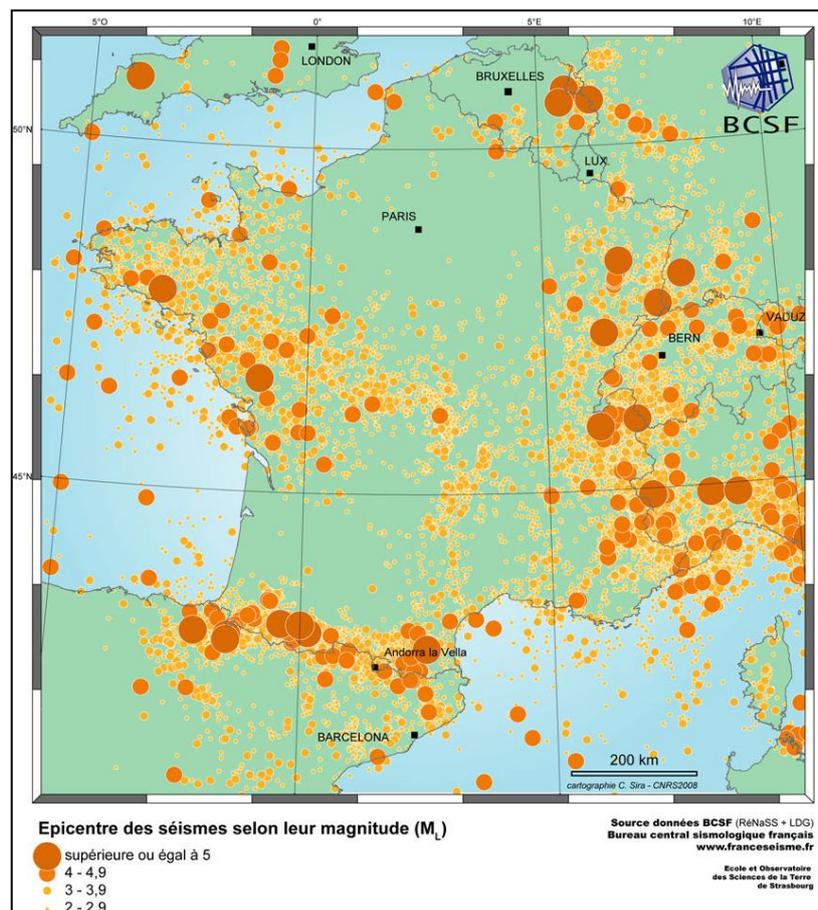
### e. L'aléa sismique

L'aléa, c'est-à-dire la probabilité qu'un phénomène naturel se produise ne doit pas être confondu avec le risque, qui est la probabilité d'occurrence d'un dommage résultant de l'action de ce phénomène naturel [15]

L'évaluation de l'aléa sismique sur un site donné consiste à déterminer les mouvements sismiques les plus agressifs dont on doit considérer l'occurrence sur ce site possible.

La France métropolitaine comme plusieurs de ses voisins européens est un pays à sismicité modérée. Elle est éloignée des zones de forte activité résultant des collisions des plaques africaine et européenne telle que l'Italie. Par conséquent, les catastrophes sismiques y sont rares, mais elles existent et en moyenne un séisme fortement destructeur et quatre séismes sévères par siècle se produisent. C'est peu au regard des 5000 tremblements de terre recensés en France sur une même période mais suffisant pour justifier une prise de dispositions visant à protéger les personnes dont les vies pourraient être mises en danger.

Pour ces raisons, les pouvoirs publics ont défini un zonage présenté en Figure 18 regroupant des spécifications d'accélération admissible en fonction du type de bâtiment et du type de sol.



**Figure 3: Les séismes en France entre 1964 et 2008 [11]**

Liste des quelques tremblements de terre notoires au cours du dernier siècle :

- Chamonix le 29 avril 1905
- Provence 11 juin 1909
- Tricastin en 1934 et 1936

## **f. Le risque sismique**

Le concept de risque sismique intègre d'une part l'alea sismique, c'est-à-dire la possibilité pour un site ou une région de subir une secousse sismique et d'autre part, le potentiel de nuisances de cet alea qui dépend lui des personnes, des bâtiments exposés et, pour ces derniers, de leur implantation et de leur résistances aux vibrations et aux déformations [1].

Afin de réduire le risque lié aux séismes il faut donc réduire la vulnérabilité des personnes et des biens en commençant par bâtir des constructions à l'écart des sites dangereux et en assurant leur résistance dans le cas d'un éventuel séisme.

C'est ce qui nous amène dans la présente étude à nous intéresser au comportement des fixations des systèmes de bardages rapportés aux murs supports, sous sollicitation dynamique de manière à définir leurs comportements en zone sismique. Le critère d'acceptation des bardages en zone sismique sera l'absence de chute d'éléments qui pourraient mettre en danger la vie des personnes comme présenté en partie 3-c, et dans certains cas l'absence de rupture des fixations du bardage rapporté dans le mur support.

## 2. Le bardage rapporté [2]

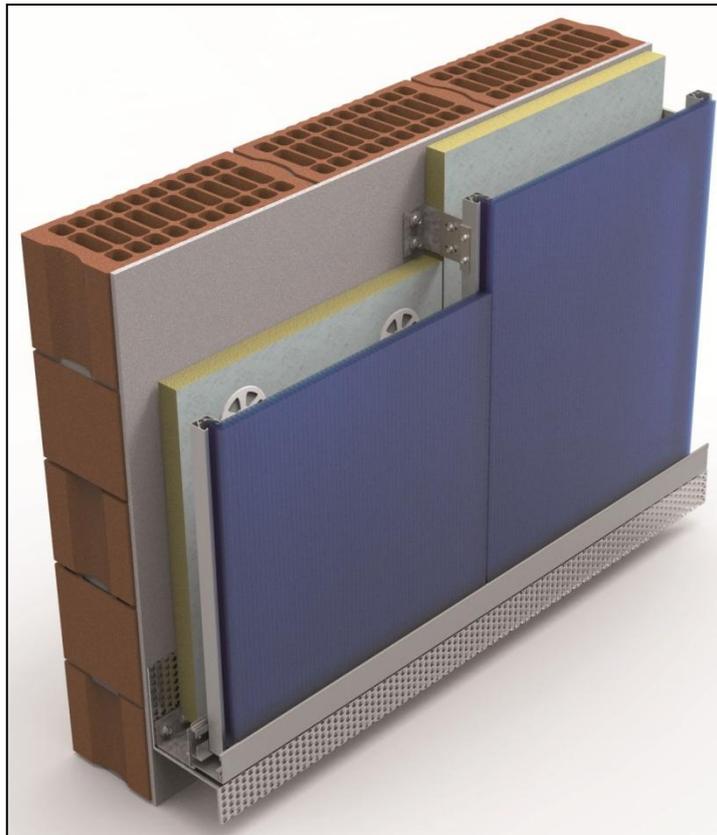
### a. Définition

On appelle « bardage rapporté » le système de revêtement extérieur constitué de parois verticales, composées d'une peau, d'une ossature en bois ou métallique et de pattes équerre permettant de rapporter cette peau sur la structure porteuse à revêtir.

La peau du bardage rapporté peut être à base :

- de grands éléments: plaques, panneaux, etc. ;
- d'éléments de grande longueur: clins, lames, etc. ;
- de petits éléments: tuiles, ardoises, écailles, plaques, dalles, bardeaux, etc.

Les bardages rapportés peuvent être utilisés dans le cadre de réhabilitations d'ouvrages, ou pour la réalisation d'une isolation par l'extérieur de bâtiments neufs. (4) Il n'appartient pas au bardage rapporté de séparer l'intérieur du bâtiment de l'extérieur mais d'être entièrement situé à l'extérieur, rapporté sur le gros-œuvre qui assume ladite séparation et auquel l'ouvrage de bardage apporte l'aspect extérieur, contribue à l'étanchéité à la pluie et, le plus souvent, à l'isolation thermique assurant ainsi la protection de la structure porteuse vis-à-vis des sollicitations climatiques.



**Figure 4: Exemple de système de bardage rapporté sur un mur maçonné**

## b. Les différents éléments constituant le bardage rapporté

- **Les structures porteuses ou gros œuvre** sont les structures sur lesquelles les systèmes de bardages rapportés sont mis en œuvre. Elles doivent assurer notamment la stabilité du bâtiment ainsi que l'étanchéité à l'air des murs (4)  
On trouve deux catégories principales: Les murs en béton et les murs en éléments maçonnés. Les éléments maçonnés utilisés lors des essais décrits dans ce document sont les suivants:
  - o Briquettes pleines
  - o Blocs de terre cuite à perforations horizontales ou verticales
  - o Blocs de béton creux de type « parpaing »
  - o Blocs de béton cellulaire
- La fixation au gros-œuvre est effectuée par **chevilles métalliques** portant le marquage CE sur la base d'un ATE selon l'ETAG 001 Parties 2 à 5 pour un usage en béton fissuré et respectant l'amendement aux « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA ;

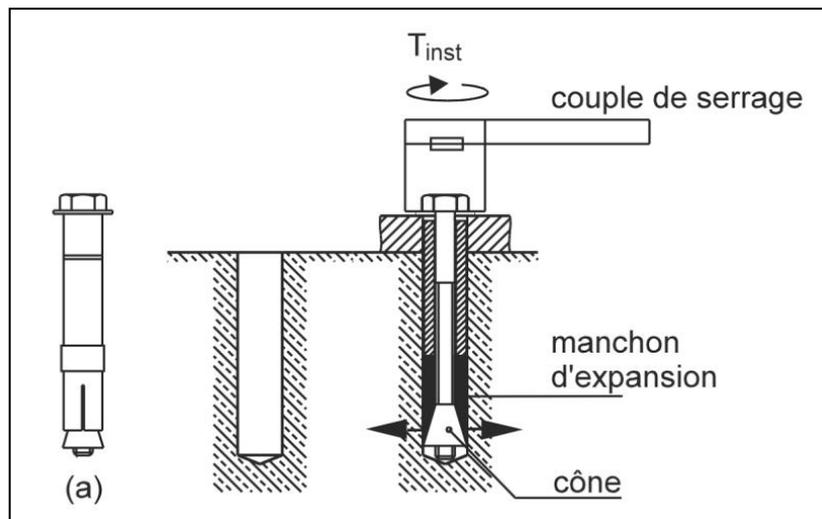
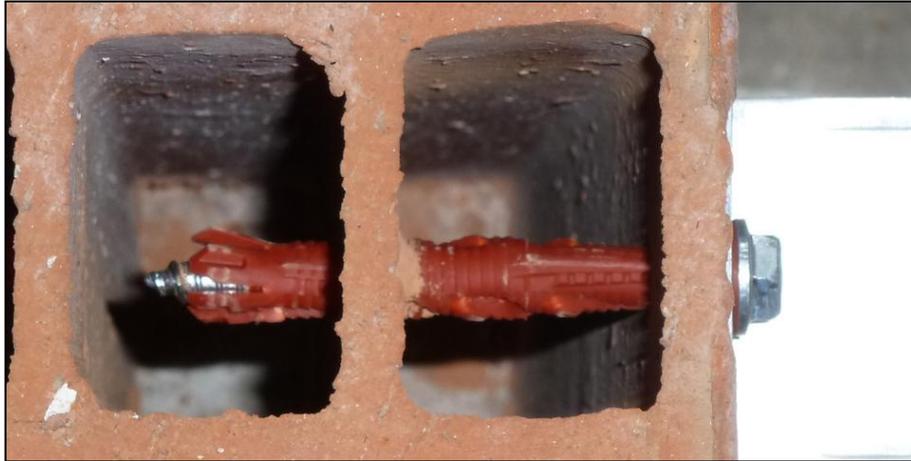


Figure 5: Exemple de cheville mécanique à expansion par serrage [4]

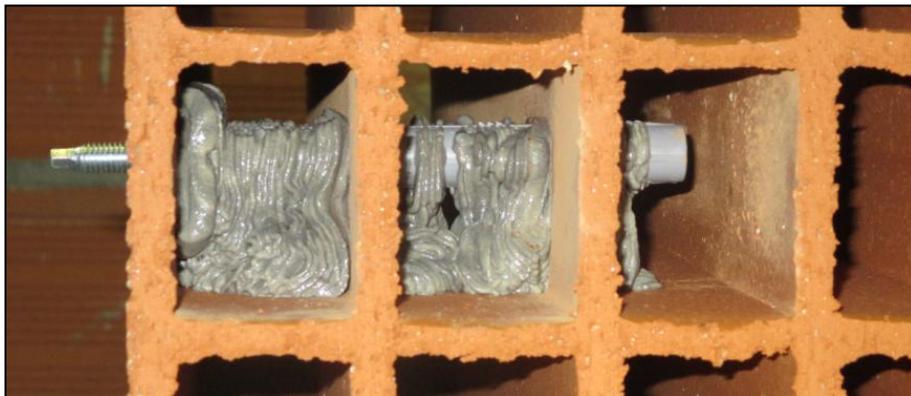
Pour la réalisation des essais décrits dans ce document, effectués sur des éléments maçonnés, deux familles de chevilles ont été employées :

- o Des chevilles mécaniques, généralement constituées d'un insert en nylon expansé lors de la mise en place d'une vis. La pression diamétrale exercée par l'insert en nylon expansé dans la brique, le bride dans celle-ci.



**Figure 6: Cheville à ancrage mécanique [9]**

- Des chevilles à scellement chimique, généralement constituées d'un tamis inséré dans l'élément de maçonnerie, dans lequel est injectée une résine. Une tige filetée métallique est ensuite insérée dans le tamis. La tige filetée va contribuer à pousser la résine au fond du tamis et à s'écouler à travers ses pores. En durcissant, la résine va solidariser la tige filetée à l'élément maçonné.



**Figure 7: Cheville à scellement chimique [9]**

La résistance à la traction des chevilles de fixation, en dehors de conditions de pose prescrites par le fabricant et à leur respect, est liée à la qualité de l'adhérence créée entre la cheville et le support, à la profondeur d'ancrage ou au nombre de parois alvéolaires traversées.

Trois modes de ruptures sont possibles pour une cheville de fixation soumise à un effort de traction:

- L'effort de traction appliqué à la cheville s'exprime au niveau de l'interface cheville/support par des contraintes de cisaillement qui sont le rapport de la force exercée sur la surface de contact entre les deux matériaux. Lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à la résistance à l'adhérence la cheville est extraite par glissement. Ce cas de figure peut se présenter lorsque l'adhérence créée par expansion n'est pas suffisante ou lorsque la résistance mécanique du support est faible et qu'il se dégrade localement.



**Figure 8: Cheville mécanique extraite par glissement [7]**

- Si l'adhérence est optimale ou si le support a une résistance mécanique faible, une rupture du support a lieu.  
Dans le cas des blocs perforés ce sont les parois des alvéoles qui cassent et la résistance du couple cheville support va dépendre du nombre d'alvéole traversées, de la résistance du support et de sa géométrie.  
Dans le cas d'un élément poreux comme le béton cellulaire, il se crée un cône de béton partant de la partie ancrée le plus profondément jusqu'à la surface. La capacité du couple à reprendre des efforts sans rompre va dépendre de sa profondeur d'ancrage et de la capacité du support à reprendre des efforts en traction.



**Figure 9: Rupture par casse du support [7]**

- Un mode de rupture combinant un glissement par rupture d'adhérence et la formation d'un cône de béton est également possible.



**Figure 10: Exemple de modes de rupture combinés: Rupture d'adhérence et formation d'un cône [7]**

Deux modes de ruptures sont possibles pour une cheville de fixation soumise à une sollicitation de type cisaillement:

- Si la résistance du support est élevée, la charge de rupture est directement conditionnée par la résistance de la fixation au cisaillement. La dégradation du support est faible. La valeur de charge à rupture en cisaillement est d'à peu près 0,6 fois la valeur de charge à ruine en traction directe dans le cas d'une rupture acier.



**Figure 11: Cisaillement de la fixation [7]**

- Lorsque la pression diamétrale exercée par la cheville sur le support dépasse sa valeur de résistance en compression, il y a casse du support. Ce cas peut se présenter sur des supports de faible résistance, mais est aussi conditionné par sa géométrie et des dimensions des parois alvéolaires.



**Figure 12: Essai de cisaillement, rupture du support [7]**

D'autres types de fixations comme des vis, clous ou rivets sont utilisés pour fixer les pattes équerres aux montants ou les lisses aux montants.

- **L'ossature**, qui l'ensemble du dispositif permettant de rapporter la peau sur la structure porteuse.  
Ces montants verticaux ou horizontaux peuvent être solidarisés à la structure porteuse, soit en contact direct, soit, le plus souvent, à l'aide de pattes-équerres qui permettent un réglage d'adaptation pour obtenir la planéité du parement, compte tenu des tolérances et des irrégularités plus ou moins importantes du gros-œuvre.  
Les peaux composées de grandes plaques ou de clins disposés horizontalement sont fixées directement sur le réseau vertical de montants.  
Les peaux composées de clins disposés verticalement ou de petits éléments, sont fixées par un réseau intermédiaire de lisses horizontales, lui-même fixé sur le réseau vertical de montants.  
Les montants sont solidarisés à la structure porteuse par l'intermédiaire de pattes équerres.
- Une **isolation** complémentaire est le plus souvent associée aux bardages rapportés.
- **Les pattes équerres** permettent de fixer le chevron, ou la lisse verticale à la structure porteuse. Ces pattes sont en aluminium ou en acier galvanisé, sont donc par nature ou par traitement contre la corrosion en métal durable. Les pattes équerres permettent un réglage d'adaptation pour obtenir la planéité du parement, compte tenu des irrégularités plus ou moins importantes du gros œuvre et leur longueur conditionne l'épaisseur d'isolant qu'il sera possible d'insérer entre la structure porteuse et le dos du parement.  
La longueur, la géométrie et la densité de pattes équerre sera déterminante pour les essais décrits dans ce mémoire, car ces paramètres influencent en grande partie la raideur du système.



**Figure 13: Montant rapporté sur la structure support avec une patte équerre**

- **La peau** constituant le revêtement du bardage rapporté, et qui peut être de différentes natures et donc de masses surfaciques plus ou moins importantes :
  - o Lames de bois
  - o Clins métalliques
  - o Éléments en mortier de résine
  - o Élément en pierre naturelle
  - o Éléments en céramique
  - o Éléments en terre cuite

### c. Le bardage rapporté, un oscillateur

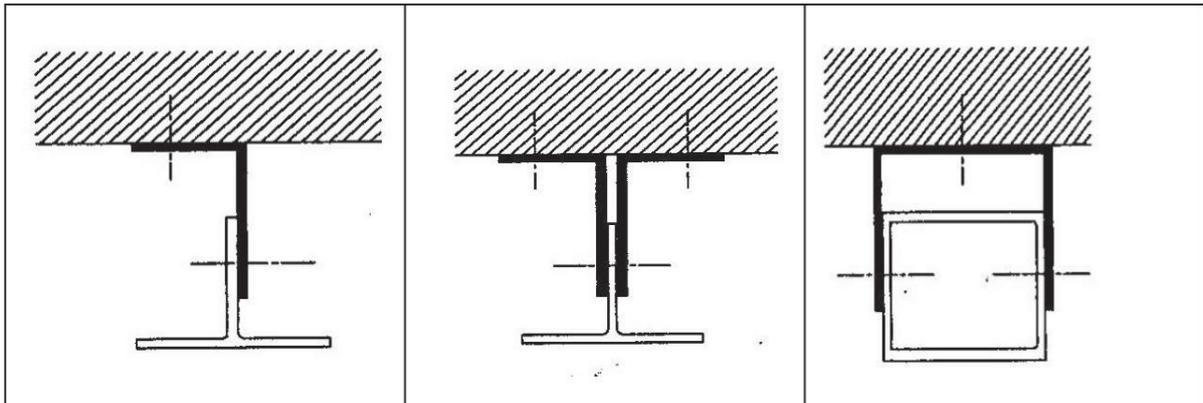
Les éléments constitutifs d'un bardage rapporté sont évalués individuellement par calculs ou par essais, puis l'ensemble de la résistance du système au séisme est testée sur banc selon le protocole d'essais dynamiques décrit dans le *cahier CSTB n°3725* en annexe.

Lors de ce type d'essai, un système de bardage rapporté se comporte comme un système masse / ressort capable d'osciller librement lors d'une sollicitation ponctuelle de type choc ou sous un régime d'oscillations forcées lors d'une sollicitation au cours du temps, comme lors d'un séisme par exemple.

Lors de l'essai dynamique, le cas le plus critique est alors recherché, c'est-à-dire lorsque la fréquence de sollicitation du support est égale à la pseudo-fréquence propre du système de bardage rapporté, et qu'il entre en résonance.

La capacité d'un système de bardage rapporté à résister à une sollicitation de type séisme va dépendre de plusieurs facteurs, combinés ou non:

- L'intensité et la durée du séisme
- La masse combinée de l'ossature et de la peau
- Le coefficient d'amortissement du système et donc sa capacité à dissiper de l'énergie qui lui est transmise
- Les performances mécaniques des matériaux comme la résistance à la fatigue
- La pseudo-fréquence propre du système, sa capacité à résonner ou pas en fonction de la nature des sollicitations qui dépend de:
  - o La raideur des équerres: matière et géométrie,
  - o La raideur de l'assemblage: La disposition des équerres, les conditions d'encastrement, leur fixation au mur support, aux montants, et leur densité par unité de surface de bardage rapporté
  - o La masse de l'ossature et de la peau



**Figure 14: Différents modes d'assemblage des équerres aux montants [2]**

### e. Protocole d'essais dynamiques sur bardages rapportés [2]

Les essais dynamiques d'excitation dans le plan du support se déroulent selon les étapes suivantes:

- Deux essais de choc sont réalisés en appliquant un déplacement quasi instantané au bâti sur lequel est monté le système de bardage rapporté d'une amplitude de 3 mm. Il s'agit d'un protocole non destructif visant à déterminer la pseudo-fréquence propre du système en laissant le système [masse + équerres] osciller librement et en mesurant sa pseudo-période.

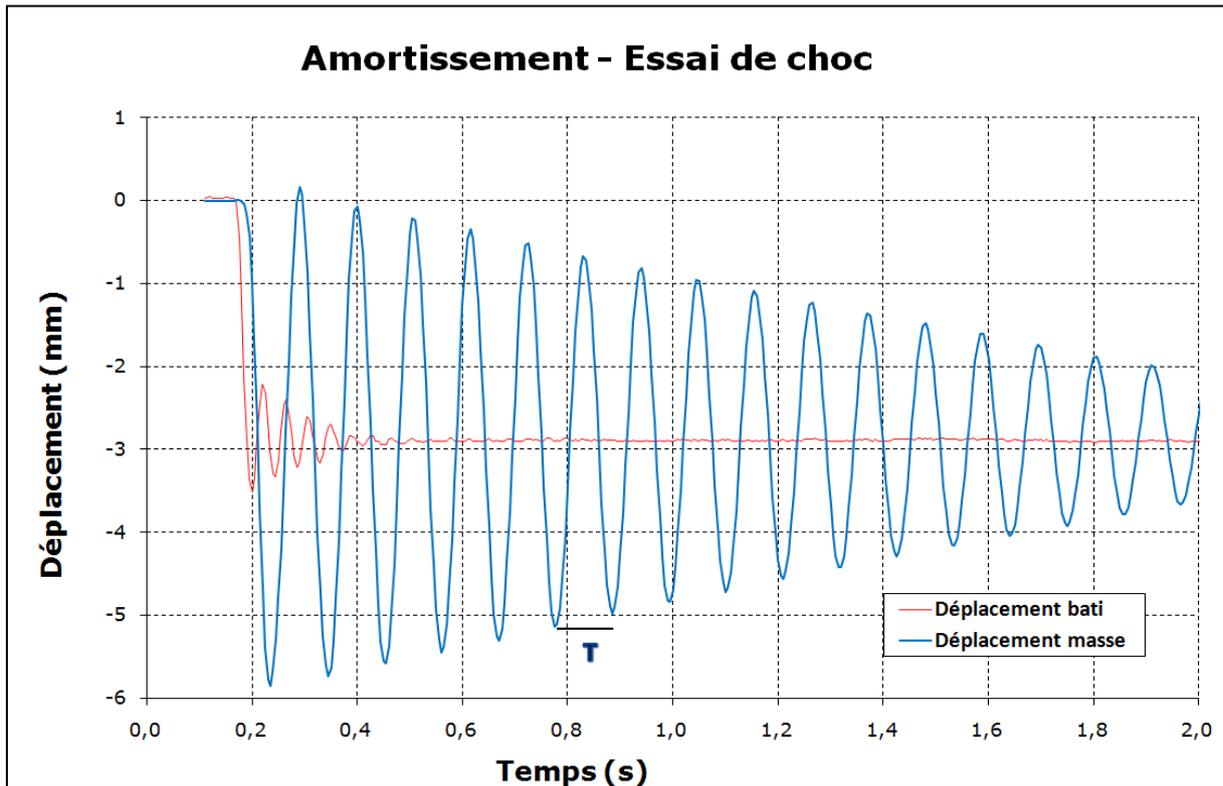


Figure 15: Oscillation libre du système [masse+équerre] lors de la détermination de sa pseudo fréquence propre

- La maquette est soumise à 8 phases de sollicitations successives. Pour chaque phase, 5 séquences continues de 5 cycles autour de la pseudo-fréquence propre sont réalisées dans l'ordre croissant des fréquences suivies de 3 séquences continues déterminées conventionnellement dans le *cahier du CSTB 3725*. Les amplitudes sont à déterminer comme indiquées dans le tableau ci-après. Entre chaque séquence une temporisation de quelques secondes est effectuée afin de parfaitement sérier les différentes phases appliquées A la fin de chaque phase, une pause est réalisée pour noter les observations en cours d'essai.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération $a_i$ en $m/s^2$							
$f$ en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
$f_p - 0,5$	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles
$f_p - 0,25$	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles
$f_p$	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles
$f_p + 0,25$	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles
$f_p + 0,5$	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles	$A(f,a_i)$ 5 cycles
2	22,2 10 cycles	31,7 10 cycles	40,5 10 cycles	50,7 10 cycles				
3					26,2 10 cycles	31,5 10 cycles	39,4 10 cycles	46,4 10 cycles
4								
5	3,5 10 cycles	5,1 10 cycles	6,5 10 cycles					
6				5,6 10 cycles				
7					4,8 10 cycles	5,8 10 cycles		
8	1,4 10 cycles						5,5 10 cycles	6,5 10 cycles
9		1,6 10 cycles						
10			1,6 10 cycles					
11				1,7 10 cycles				
12					1,6 10 cycles			
13						1,7 10 cycles		
14							1,8 10 cycles	
15								1,9 10 cycles

**Figure 16: Protocole de sollicitations dynamiques [2]**

Les amplitudes imposées à la maquette sont calculées d'après la formule suivante:

$$A_{(f,a_i)} = \frac{a_i}{(2.\pi.f^2)}$$

Avec:

- $a_i$  l'accélération en  $m/s^2$  pour la phase  $i$  avec  $a_i = 2,75.a_{gr}.\gamma_i.S$
- $a_{gr}$  l'accélération maximale de référence au niveau du sol en  $m/s^2$  définie dans l'Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de classe dite « à risque normal »
- $\gamma_i$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'Arrêté du 22 octobre 2010
- $S$  le paramètre de sol défini dans l'Arrêté du 22 octobre 2010
- $f$  la fréquence en Hz
- $A$  l'amplitude en mm (le déplacement imposé au vérin est  $\pm A$ ).

Après le balayage sismique, deux essais de choc d'une amplitude de 3mm sont réalisés. Il s'agit de déterminer la pseudo-fréquence propre du système après essai. L'affaiblissement de la pseudo-fréquence propre permet d'estimer le niveau de dégradation du système testé

Lors de ces essais un signal sinusoïdal est appliqué et non un spectre aléatoire comme ceux que l'on peut enregistrer lors de séismes. En effet à chaque séisme correspond un spectre sismique aléatoire unique, il n'est donc pas possible d'anticiper le spectre sismique associé à un séisme qui risque de se produire.

Le choix d'un signal sinusoïdal permet de parfaitement contrôler les accélérations générées via l'amplitude et la période du sinus.

### **3. L'évaluation**

#### **a. La réglementation parasismique [10]**

C'est au début du XX<sup>ème</sup> siècle après le séisme de San Francisco (18 Avril 1906) et de Messine (28 Décembre 1908) que les premières règles de calcul parasismiques furent proposées. Elles visaient simplement à imposer une certaine résistance des structures vis-à-vis des efforts horizontaux, au moyen d'un coefficient sismique forfaitaire, de l'ordre de 0.1, éventuellement modulé en fonction de la hauteur du bâtiment avec coefficient sismique plus élevé pour les étages supérieurs. (9)

Les règles PS 69/82 ont pris en France la suite des Recommandations AS55, règles de première urgence édictées pour l'Algérie après le séisme d'Orleansville (1954). Elaborées pour l'essentiel en 1962, retouchées en 1964, en sont publiées en octobre 1970 sous forme d'un Document Technique Unifié. Après le séisme de 1980 à El Asnam, la nécessité de certaines révisions a conduit à la rédaction des addenda de 1982.

En France, la nécessité d'une refonte complète des règles parasismiques, en vue de passer des PS69/82 à un code de troisième génération a été perçue dès 1982, à l'époque de la rédaction des Addenda aux règles PS 69. Après un travail de plusieurs années, un premier fascicule contenant les trois premiers titres (I- Généralités, II- Règles communes à tous les ouvrages, III- Sols et fondations) est paru en 1990 sous forme de recommandations de l'AFPS (Association Française du Génie Parasismique). Ce premier fascicule comporte 9 chapitres, un deuxième est paru en 1992.

Les règles PS92 et leur additif prenaient déjà en compte un tableau des accélérations maximales de référence qu'une carte délimitant les zones sismiques.

En 2005 le gouvernement a lancé un programme national de prévention du risque sismique: « Le plan Séisme », qui comprend une intégration des règles de calcul de l'Eurocode 8, avec pour objectif une homogénéisation des règles européennes. Ce programme a permis la mise en place un nouveau zonage du risque sismique en France en 2012.

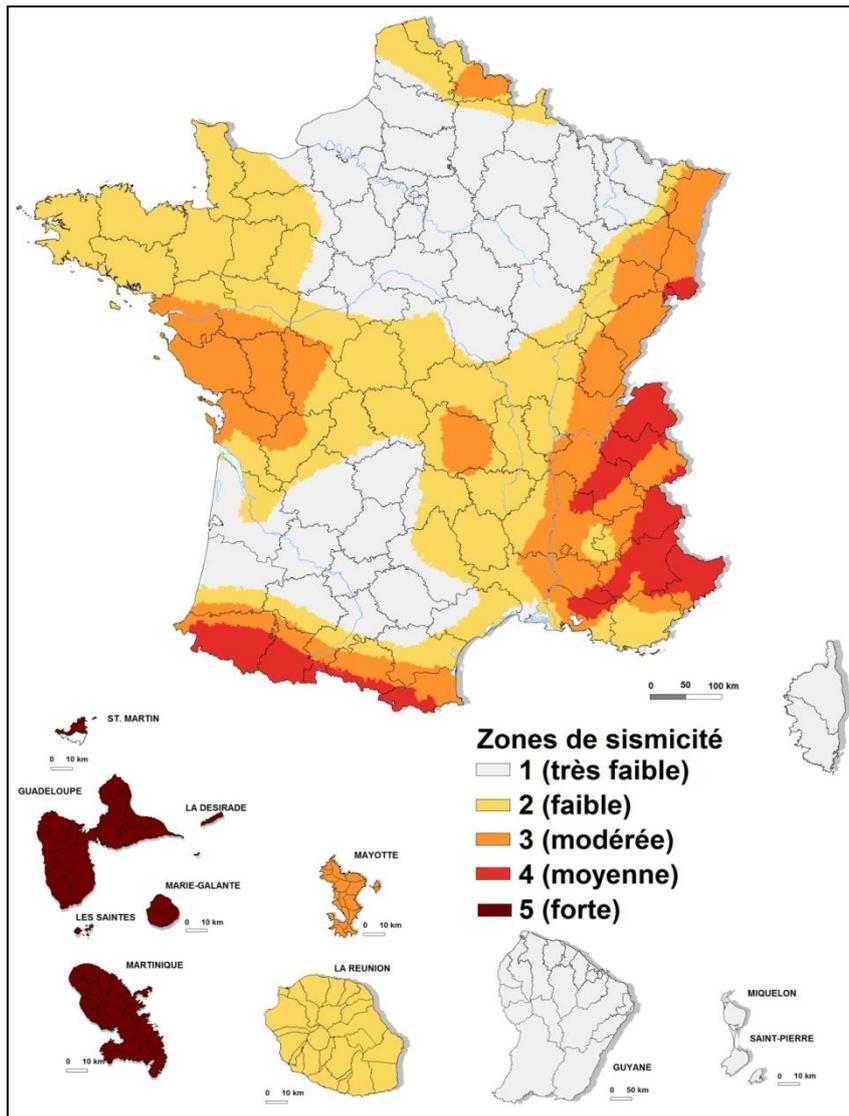


Figure 17: Zonage sismique en France [12]

## **b. Les Avis Techniques [2]**

Ce sont des documents émanant d'une commission ministérielle réunissant les experts représentant les différents intervenants dans la construction. Ils évaluent des procédés constructifs et indiquent s'ils satisfont les exigences pour atteindre certains objectifs comme par exemple être utilisables en zone sismiques. Ils concernent des procédés ou des produits qui ne peuvent pas être normalisés, du fait par exemple de leur nouveauté, et donc qui n'entrent pas dans le domaine traditionnel. Pour les aspects sismiques, la commission des avis techniques fait appel à des experts de la Commission française de Normalisation des règles parasismiques.

C'est dans le cadre de demandes d'Avis Techniques que se situe notre projet et le texte de référence associé est le suivant: Cahier du CSTB – Stabilité en zone sismique – Systèmes de bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique – n°3725 – Janvier 2013

Ce document est régulièrement modifié à la suite de l'évolution de la réglementation sismique. Il s'appuie sur les références suivantes:

- Les arrêtés du 22 octobre 2010 et du 19 juillet 2011 relatifs à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ;
- Le décret n°2010-1254 relatif à la prévention du risque sismique ;
- Le décret n°2010-1255 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;
- La norme NF EN 1998, dite Eurocode 8, « Calcul des structures pour leur résistance au séisme » et son annexe nationale.

### c. Evaluation d'un système de bardage rapporté

L'exigence applicable aux bardages rapportés est une exigence expérimentale et est exprimée dans l'Eurocode 8, au paragraphe 4.3.5 « Éléments non structuraux », dans ces termes:

« Les éléments non structuraux des bâtiments qui peuvent, en cas de rupture, exposer les personnes à des risques ou affecter la structure principale du bâtiment ou l'exploitation des installations présentant des risques particuliers, doivent être vérifiés – ainsi que leurs supports – en vue de résister à l'action sismique de calcul. »

Une exigence complémentaire est à prendre en compte pour les bâtiments de catégorie d'importance IV pour garantir la continuité de leur fonctionnement en cas de séisme (décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010).

Elles peuvent être interprétées de la manière suivante:

- Pour les bâtiments de catégorie d'importance I à IV, l'élément rapporté peut être dégradé mais ne doit pas s'effondrer ;
- De plus pour les bâtiments de catégorie d'importance IV, l'élément rapporté ne doit pas présenter de rupture dans ses fixations.

Catégories d'importance	Description
<p>I</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée</li> </ul>
<p>II</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Habitations individuelles</li> <li>• Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5</li> <li>• Habitations collectives de hauteur inférieure à 28m</li> <li>• Bureaux ou bâtiments à usage commercial non ERP, <math>h \leq 28m</math>, max. 300 personnes</li> <li>• Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 pers.</li> <li>• Parcs de stationnement ouverts au public</li> </ul>
<p>III</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ERP de catégories 1, 2 et 3</li> <li>• Habitations collectives et bureaux, <math>h &gt; 28m</math></li> <li>• Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes</li> <li>• Établissements sanitaires et sociaux</li> <li>• Centres de production collective d'énergie</li> <li>• Établissements scolaires</li> </ul>
<p>IV</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public</li> <li>• Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage de l'eau potable, la distribution publique de l'énergie</li> <li>• Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne</li> <li>• Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise</li> <li>• Centres météorologiques</li> </ul>

Figure 18: Catégories d'importance des bâtiments [13]

La justification des **chevilles de fixation** du système de bardage rapporté au support est faite par calcul des efforts qui leur seront appliqués lors d'un séisme associés au poids total du bardage repris par chaque cheville.

L'action sismique globale, c'est-à-dire l'effort exercé sur le bardage rapporté:

$$F_{af} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total repris par chaque cheville:

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec:

- $m$  la masse totale reprise par cheville
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$
- $K_{aléa}$  un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5
- $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010

Catégorie d'importance de bâtiment	$\gamma_I$
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

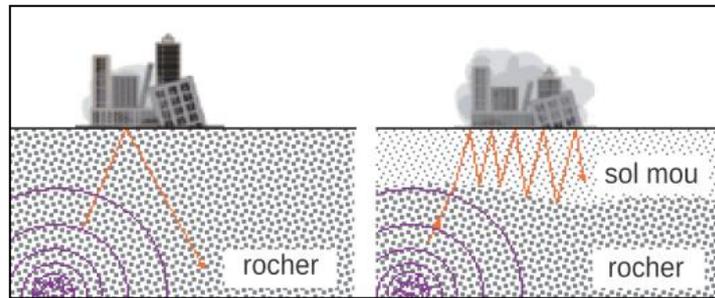
- $a_{gr}$  l'accélération maximale de référence au niveau du sol en  $m/s^2$  définie dans l'Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de classe dite « à risque normal »:

Zones de sismicité	$a_{gr}$
1 - Très faible	0,4
2 - Faible	0,7
3 - Modérée	1,1
4 - Moyenne	1,6
5 - Forte	3

- $S$  le paramètre de sol

Classe de sol	$S$	
	Zones de sismicité 1 à 4	Zone de sismicité 5
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Un sol de classe A correspond à un sol rocheux tandis qu'un sol de classe E correspond à un sol mou. Un sol mou peut amplifier l'onde sismique par résonance sur le sol rocheux sous jacent.



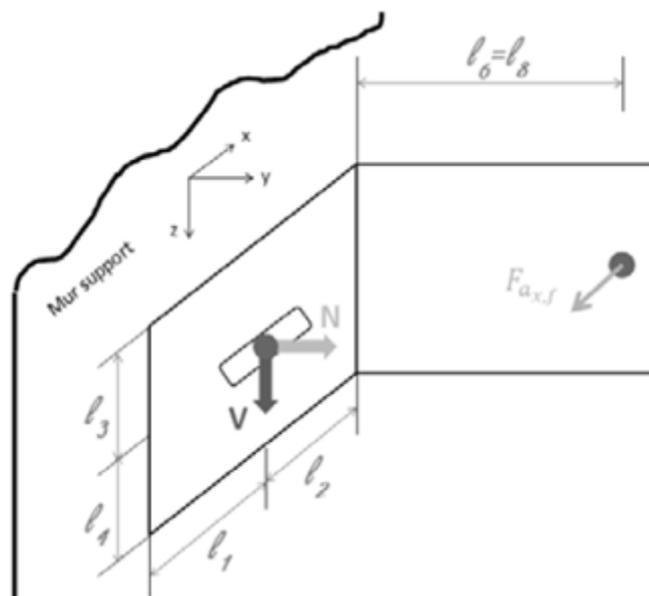
**Figure 19: Impact de la nature du sol sur la résonance des ondes sismiques [12]**

- $R_a$  le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de chevilles comme défini dans le tableau suivant :

Nombre de chevilles	2	3	4	$\geq 5$
$R_a$	1	1,25	1,1	1,15

- $z$  le nombre de fixations du chevron sur le support ;

Le calcul de l'action sismique globale  $F_{af}$  et du poids total  $G$  repris par chaque cheville permet de calculer les efforts transmis à la fixation de l'équerre sur le support.



**Figure 20: Efforts et géométrie des équerres [2]**

Les efforts de traction et de cisaillement exercés dans la fixation s'écrivent respectivement :

$$N = \frac{F_{a_x,f} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1} \quad V = F_{a_x,f}$$

Ces efforts sont comparés aux résistances caractéristiques des fixations en traction et en cisaillement, pondérés d'un coefficient de sécurité.

Lors du dimensionnement de systèmes de bardages rapportés, ce sont les résistances en traction des chevilles qui limitent leurs domaines d'emploi. Les exigences de résistance en traction sont en effet dix fois supérieures aux résistances au cisaillement. **[2]**

#### **d. Evaluation d'un ancrage**

Les parties 1, 4 et 5 : Généralités, Chevilles plastiques en maçonnerie creuse, Chevilles plastiques dans du béton cellulaire de l'ETAG 020: Ancrages plastiques, ainsi que l'ETAG 029: Ancrages à scellement chimique implantés dans des maçonneries, décrivent les procédures d'essais d'arrachement et de cisaillement pour évaluer les fixations dans des blocs de maçonnerie. Les procédures d'essais sous sollicitations cycliques n'y sont pas décrites et c'est l'ETAG 001 – Annexe E : Evaluation des ancrages métalliques sous actions sismiques, qui servira de référence.

### III. Analyse statique

#### 1. Analyse Théorique

Le système étudié est un portique correspondant à un élément de bardage avec deux équerres assurant la connexion au mur support. L'élément de bardage (traverse du portique) est considéré comme infiniment raide par rapport aux deux équerres. Les liaisons entre les équerres et le mur sont considérés comme des encastrement parfaits.

L'effort statique équivalent  $F$  est appliqué latéralement sur l'élément de bardage, dans notre cas sur la traverse du portique.

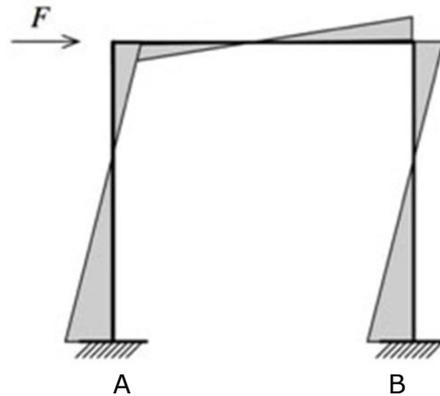


Figure 21: Moments d'encastrement d'un portique soumis à un effort en tête

$$\frac{h}{4} \cdot F = M_A = -M_B$$

Connaissant le moment à la base de l'équerre, l'effort de traction appliqué dans la fixation se déduit par équilibre des moments :

$$T * l = \frac{h}{4} * F \quad \text{Donc: } \frac{h}{4.l} \cdot F = T$$

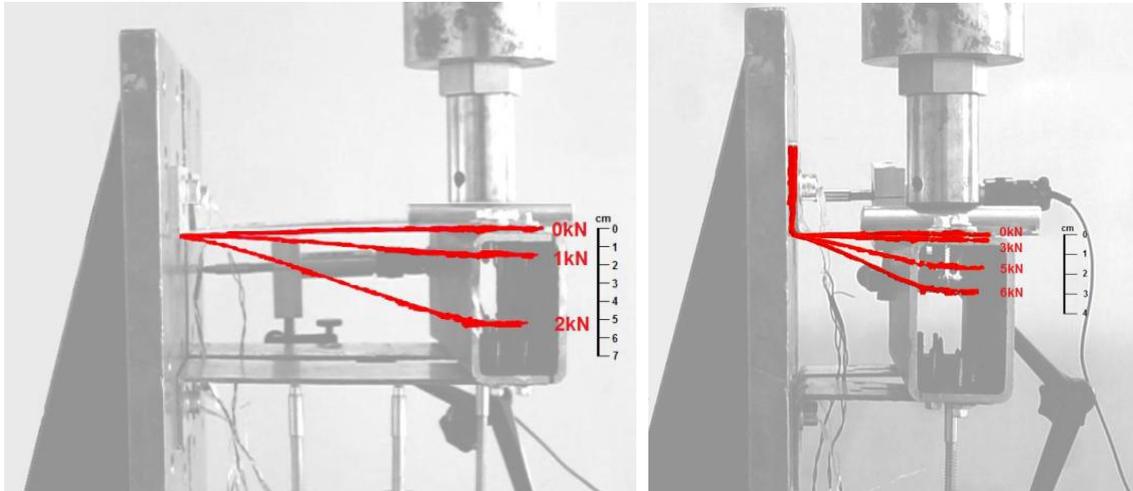
Avec:

- $T$  l'effort transmis à la fixation
- $F$  l'effort appliqué en tête de portique
- $l$  la demi-longueur de la base de l'équerre
- $h$  la hauteur du portique
- $M_A$  le moment d'encastrement au point A

## 2. Analyse expérimentale de la raideur statique des équerres

Les données attendues sont les suivantes:

- Raideur pour chaque type et chaque longueur d'équerre



**Figure 22: Observation des points d'inflexion des équerres lors des essais de chargements statiques**

### a. Configuration d'essai

Afin de valider l'expression définie en III.1, des essais statiques sont réalisés sous presse sur une configuration de quatre équerres montées en portique. Ces équerres sont orientées en vis à vis par rapport à la traverse de manière à mesurer une raideur identique quelque soit le sens d'application de l'effort sur la traverse du portique.

Les équerres sont fixées à un support en acier considéré indéformable au regard des efforts appliqués. Les fixations sont fortement serrées de façon à créer une liaison d'encastrement la plus parfaite possible.

Trois types d'équerres sont testés:

- Equerres de type A - Acier: **SIMPSON** Strong Tie 100, 140 et 200mm
- Equerres de type B - Acier: **SFS Intec** B100T, B140T et B200T
- Equerres de type C - Aluminium: **ETANCO** Isolalu LR100, LR140 et LR200

Trois longueurs d'équerres sont testées: 80mm, 140mm, 200mm afin d'en déterminer l'impact sur la valeur de raideur mesurée.

### b. Sollicitation

Un chargement monotone croissant est appliqué sur la traverse. Le dispositif de chargement est piloté en déplacement à une vitesse de  $0,1 \text{ mm.s}^{-1}$ .

### c. Instrumentation

La traverse de la presse est équipée d'un capteur de force d'une capacité de 100kN qui mesure l'effort  $F$  appliqué en tête de portique.

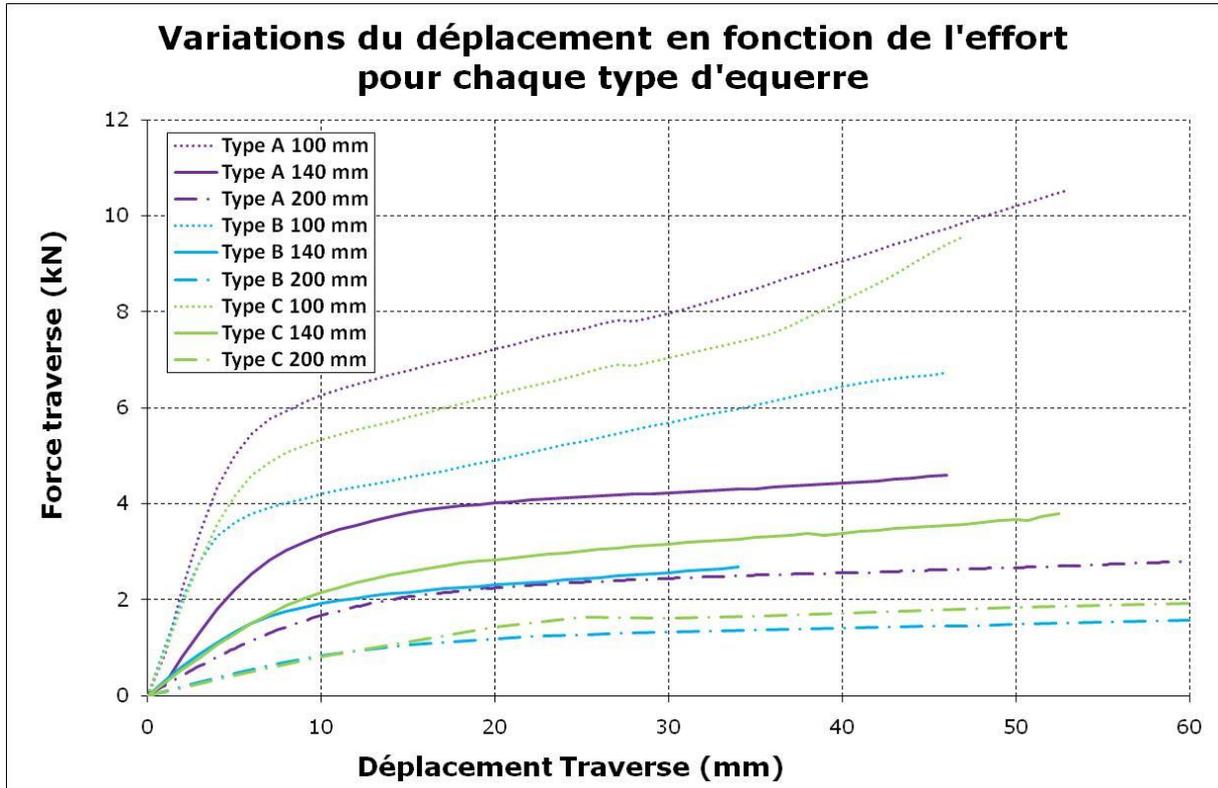
Un capteur de déplacement permet de mesurer la flexion du portique sous l'effet du chargement.

Un capteur de déplacement est utilisé pour contrôler que le support des équerres ne subit aucune déformation lors du chargement.



**Figure 23: Dispositif de chargement**

#### d. Résultats expérimentaux



**Figure 24: Variation de l'effort en fonction du déplacement**

Raideurs moyennes calculées dans le domaine élastique des courbes, par équerre en  $\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$ :

	Equerre Type A	Equerre Type B	Equerre Type C
100 mm	1,13	1,01	0,93
140 mm	0,45	0,22	0,26
200 mm	0,26	0,07	0,08

**Figure 25: Raideurs des différents types d'équerres**

#### e. Analyses et conclusions

- Quelque soit le type d'équerre, plus le modèle est court plus sa raideur est élevée
- Les équerres de type C sont les moins raides ce qui s'explique en partie par le module d'Young faible de l'alliage d'aluminium employé qui est de 70 GPa, contre 210 GPa pour l'acier des autres équerres.
- La nervuration des équerres de type A augmente significativement leur raideur au regard des équerres de type B qui sont elles aussi en acier et de la même épaisseur.

### 3. Vérification expérimentale du modèle F-T

Les données attendues sont les suivantes:

- Force dans la fixation en fonction de l'effort exercé en tête de portique

#### a. Configuration d'essai

Ces essais statiques sont réalisés sous presse sur une configuration de quatre équerres montées en portique. Ces équerres, sont orientées en vis à vis par rapport à la traverse, et une précontrainte de 5kN est appliquée dans les fixations.

Les équerres sont fixées à un support en acier considéré indéformable au regard des efforts appliqués.

Trois types d'équerres sont testés:

- Equerres de type A - Acier: **SIMPSON** Strong Tie 100, 140 et 200mm
- Equerres de type B - Acier: **SFS Intec** B100T, B140T et B200T
- Equerres de type C - Aluminium: **ETANCO** Isolalu LR100, LR140 et LR200

Trois longueurs d'équerres sont testées: 80mm, 140mm, 200mm afin de mesurer l'impact de ces paramètres sur les efforts transmis dans les fixations.

#### b. Sollicitation

Un chargement monotone croissant est appliqué sur la traverse. Le dispositif de chargement est piloté en déplacement à une vitesse de  $0,1 \text{ mm.s}^{-1}$ .

#### c. Instrumentation

Le trou central de chaque équerre est traversé par une vis en acier équipée d'une jauge de déformation précédemment étalonnée sur presse. Chacune des vis se comporte de ce fait comme un capteur d'effort permettant de contrôler la précontrainte appliquée au serrage, ainsi que de mesurer l'évolution de l'effort T transmis dans les fixations lors du chargement de la traverse F.

Un capteur de force d'une capacité de 100 kN mesure l'effort F appliqué sur la traverse.

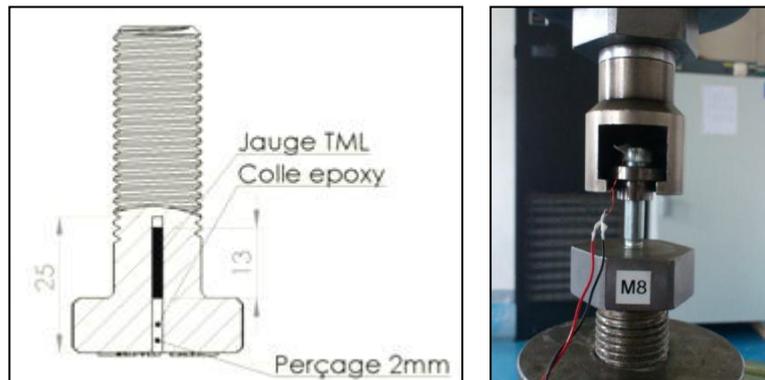


Figure 26 et Figure 27: Principe d'instrumentation des fixations [9]

#### d. Résultats expérimentaux

Chacun des graphiques représente une série de trois essais réalisés sur un type d'équerre de longueurs différentes.

La moyenne des efforts de traction T mesurés dans les quatre fixations est comparée à la valeur théorique attendue, calculée en fonction de l'effort F appliqué dans la traverse.

$$\frac{h}{4.l} \cdot F = T$$

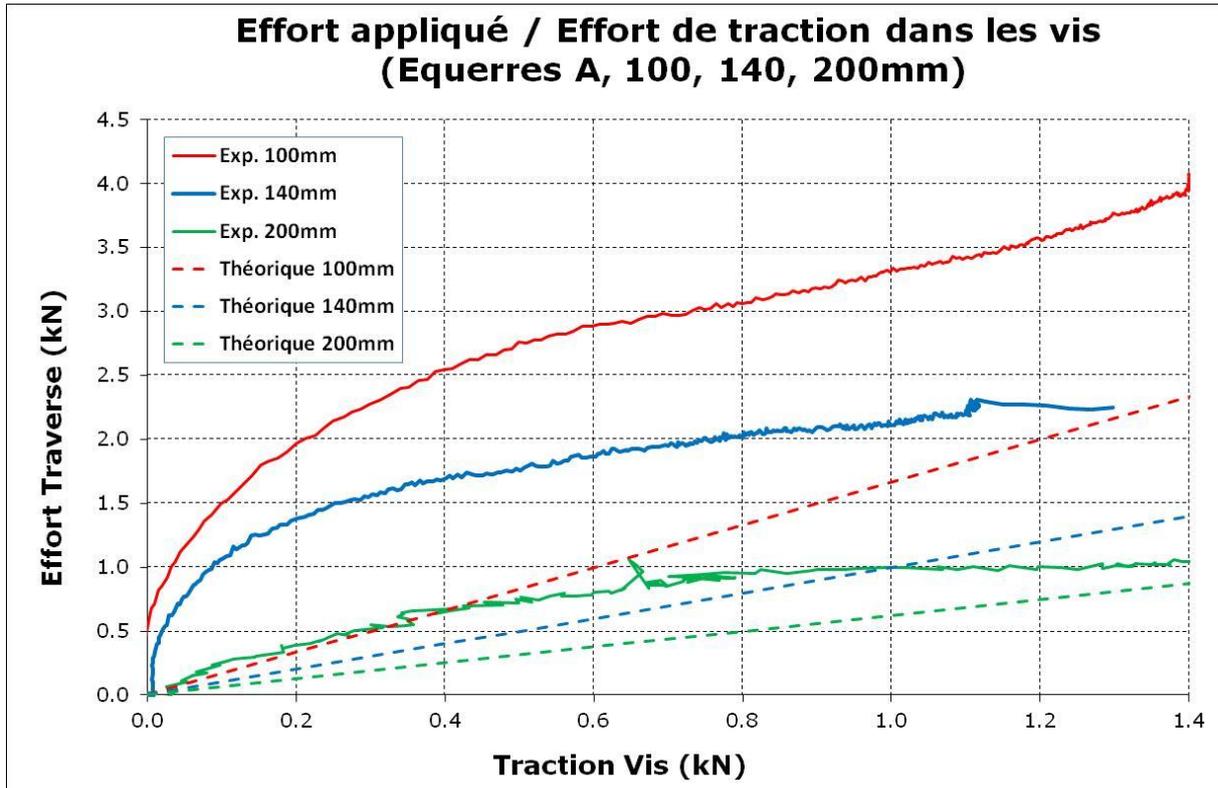
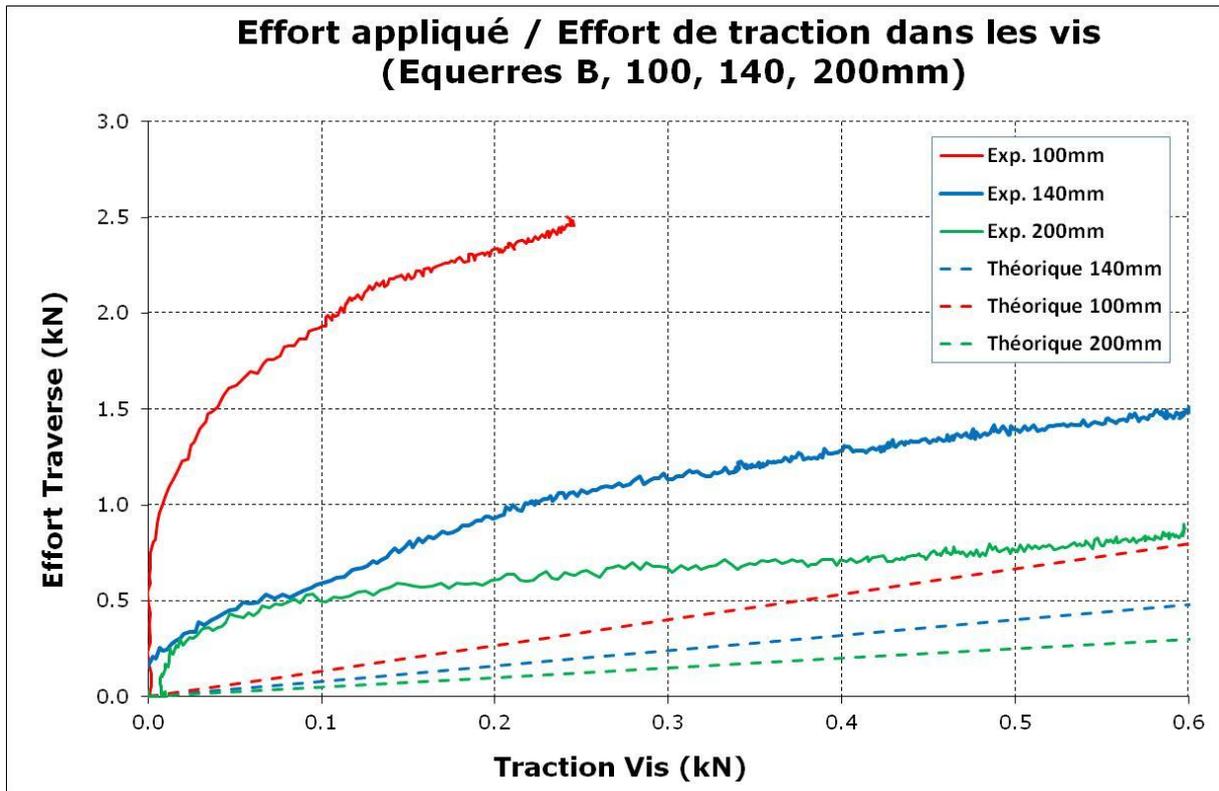
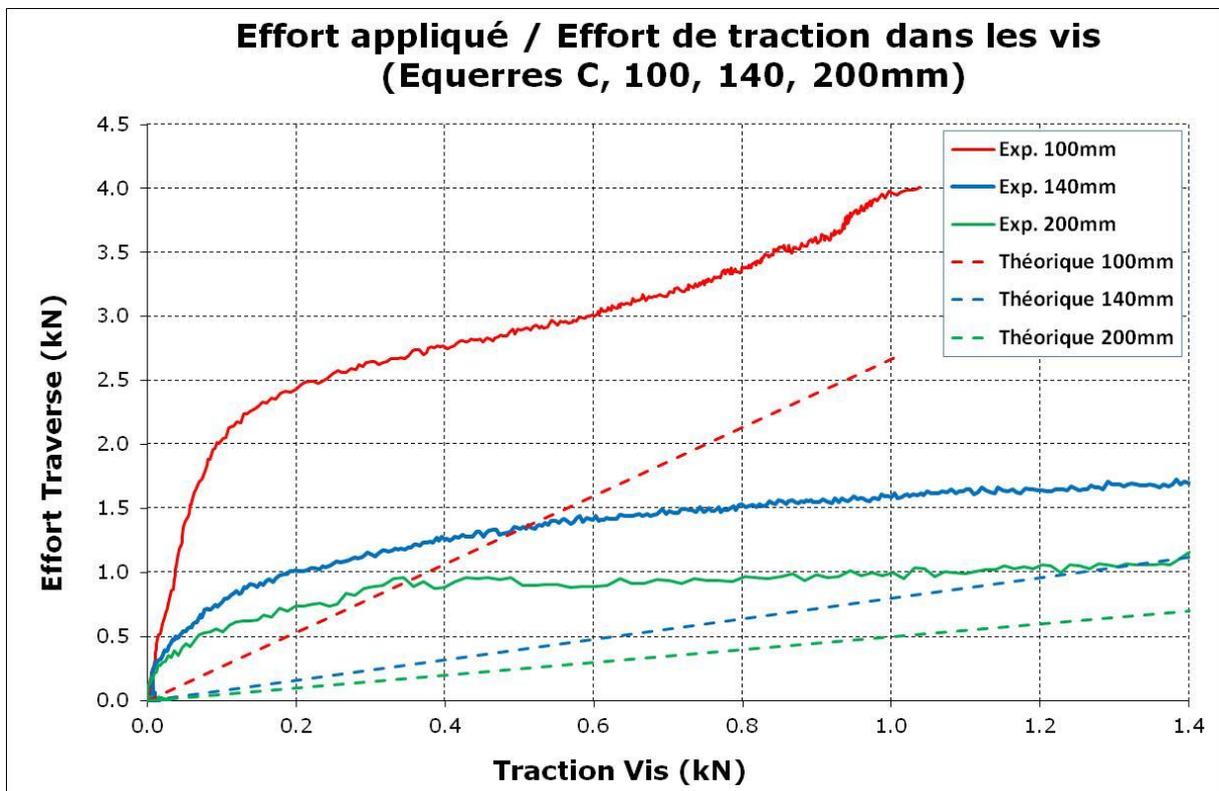


Figure 28: Equerres de type A



**Figure 29: Equerres de type B**



**Figure 30: Equerres de type C**

### e. Analyse et conclusions

- Les relations F/T ne sont pas toujours linéaires à l'origine. Etant donné que pour de faibles chargements ( $F < 2\text{kN}$ ) l'équerre et la fixation sont sollicités dans le domaine élastique, la non linéarité observée pourrait être due à :
  - Des jeux dans le système
  - Un déplacement du pivot qui impliquerait un changement de la longueur du bras de levier par la déformation de l'équerre. Un paramètre pouvant influencer la position du pivot est la valeur de la précontrainte dans la fixation.
- L'étude d'un système hyperstatique implique une disparité dans la répartition des efforts de traction mesurés sans les fixations. De manière à observer une répartition homogène de ces efforts, les essais statiques et dynamiques qui seront réalisés au cours de la suite de cette étude porteront sur un système de deux équerres bi-encastées plutôt que sur quatre.
- Les résultats expérimentaux sont très éloignés de ceux attendus. La précontrainte dans les fixations est le paramètre qu'il faudra étudier afin de déterminer son impact sur les résultats attendus.
- De façon à réduire au maximum les erreurs de mesure qui pourrait être induites par un excentrement, non voulu ou imposé par la géométrie de l'équerre, de la fixation au cours de la mise en œuvre des maquettes, le type d'équerre retenu pour la poursuite de ces essais est l'équerre de type B en Acier: SFS Intec.

En effet les équerres de type A ou C sont fixées au support par un trou oblong et / ou excentré. L'absence de précontrainte envisagée dans les fixations pour la poursuite des essais pourrait créer des jeux et ainsi modifier le bras de levier de transmission de l'effort dans la fixation.



**Figure 31: Embases des équerres de type A, B et C**

#### **4. Etude de l'influence de la précontrainte dans la fixation**

Les données attendues sont les suivantes:

- Force dans la fixation en fonction de l'effort exercé en tête de portique, en l'absence de précontrainte

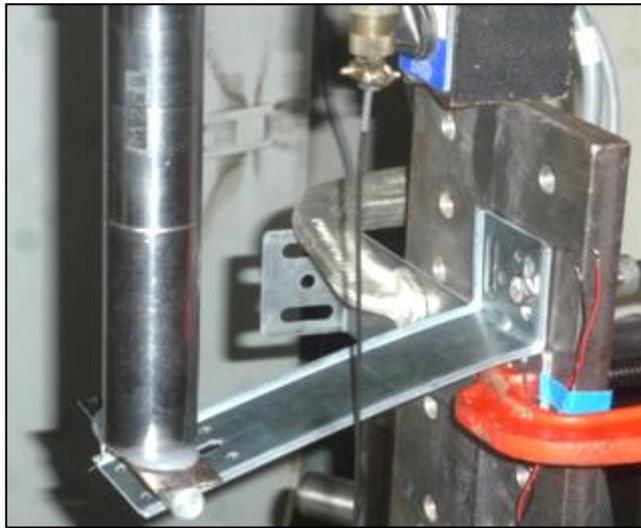
##### **a. Configuration testée**

Afin de contrôler l'impact du paramètre qu'est la précontrainte dans les fixations, des essais sont réalisés sur des équerres montées en console et testées individuellement, configuration qui limite les défauts de mise en œuvre et dont le mode de transmission des efforts par équilibre des moments est bien maîtrisé.

Plusieurs essais sont réalisés, avec des valeurs de précontraintes différentes.

##### **b. Instrumentation**

Les instruments de mesure sont les même que ceux utilisés lors de l'essai précédent.



**Figure 32: Essai de chargement statique sur une équerre montée en console**

### c. Résultats expérimentaux

Au cours d'un même essai les deux équerres constituant le portique ne sont pas disposées dans le même sens et ne sont pas sollicitées dans le même sens.

Par convention il est admis:

- Un effort vertical descendant appliqué sur une équerre dont la base est orientée vers le haut sera noté positif,
- Un effort vertical descendant appliqué sur une équerre dont la base est orientée vers le bas sera noté négatif,

Les essais sont réalisés sur des équerres de type B, montées en console et testées dans un sens puis dans l'autre.

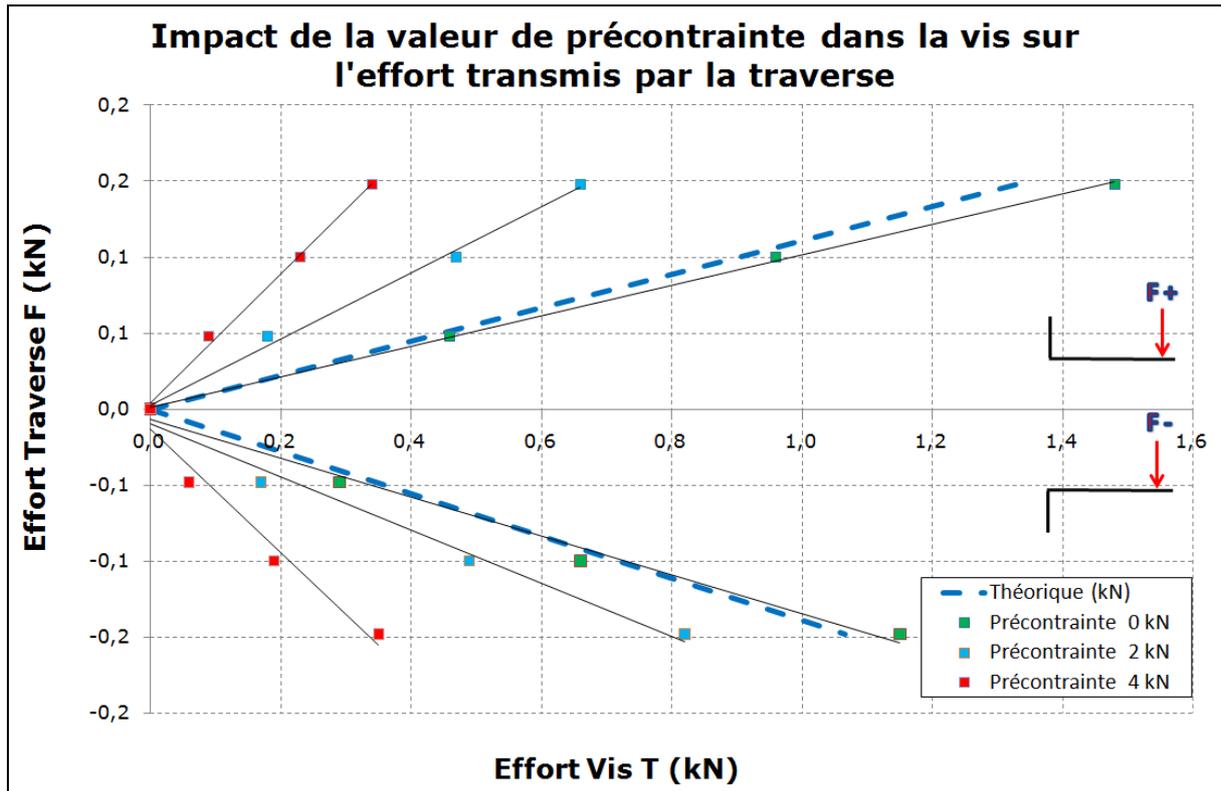


Figure 33: Impact de la précontrainte dans la fixation, équerres de type B

### d. Analyse et conclusions

- Ces essais mettent en évidence l'influence de la précontrainte de la vis sur le mode transmission des efforts appliqués sur la traverse dans celle-ci. Une précontrainte nulle permet de nous rapprocher du model théorique. Inversement une précontrainte qui tendrait vers l'infini nous rapprocherait d'un encastrement parfait et ainsi vers une absence de transmission des efforts.
- Les essais suivants seront menés sur des maquettes fixées à l'aide de vis non précontrainte ou faiblement précontraintes.
- Des essais doivent être menés afin de vérifier que l'absence de précontrainte sur une maquette de type « portique » permet de retrouver également des résultats prévus par la théorie.

## 5. Etude d'un portique en l'absence de précontrainte dans les fixations

L'objectif de ces essais est le suivant :

- Mesurer l'effort transmis dans les fixations lors de l'application d'un effort  $F$  sur la traverse d'un portique composé de deux équerres en vis-à-vis, en l'absence de précontrainte

### a. Configuration d'essai

Les essais sont réalisés sur un couple d'équerres de type B, montées en portique et encastré en pied, avec et en absence de précontrainte dans les fixations. Dans cette configuration le serrage est réalisé au contact, avec un effort maximal dans la fixation mesuré de 0,1 kN. Les mesures d'effort sont réalisées dans les deux fixations et les essais répétés deux fois.

La mesure de l'effort appliqué dans les fixations est réalisée à l'aide d'un capteur de force d'une étendue de mesure de 10 kN monté à l'arrière du bâti support.

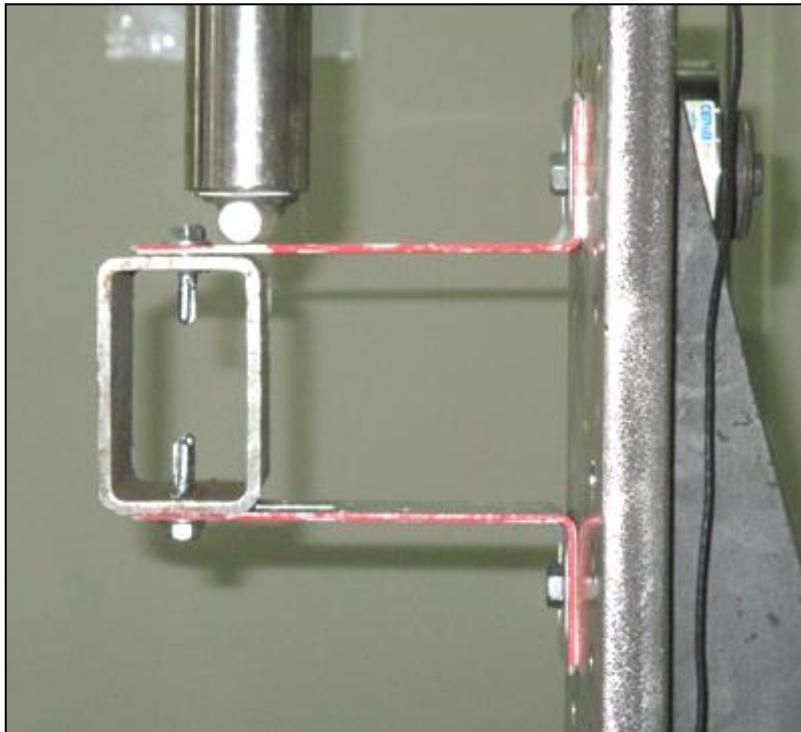
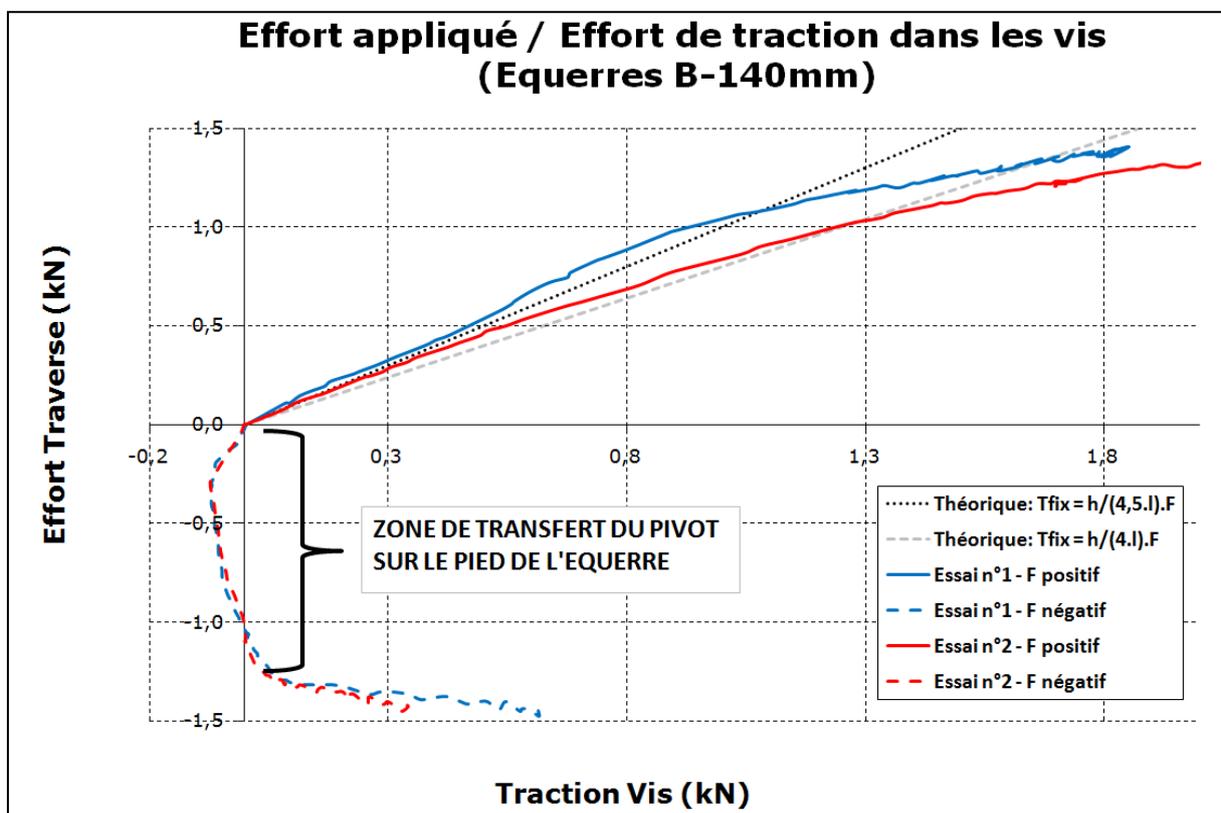
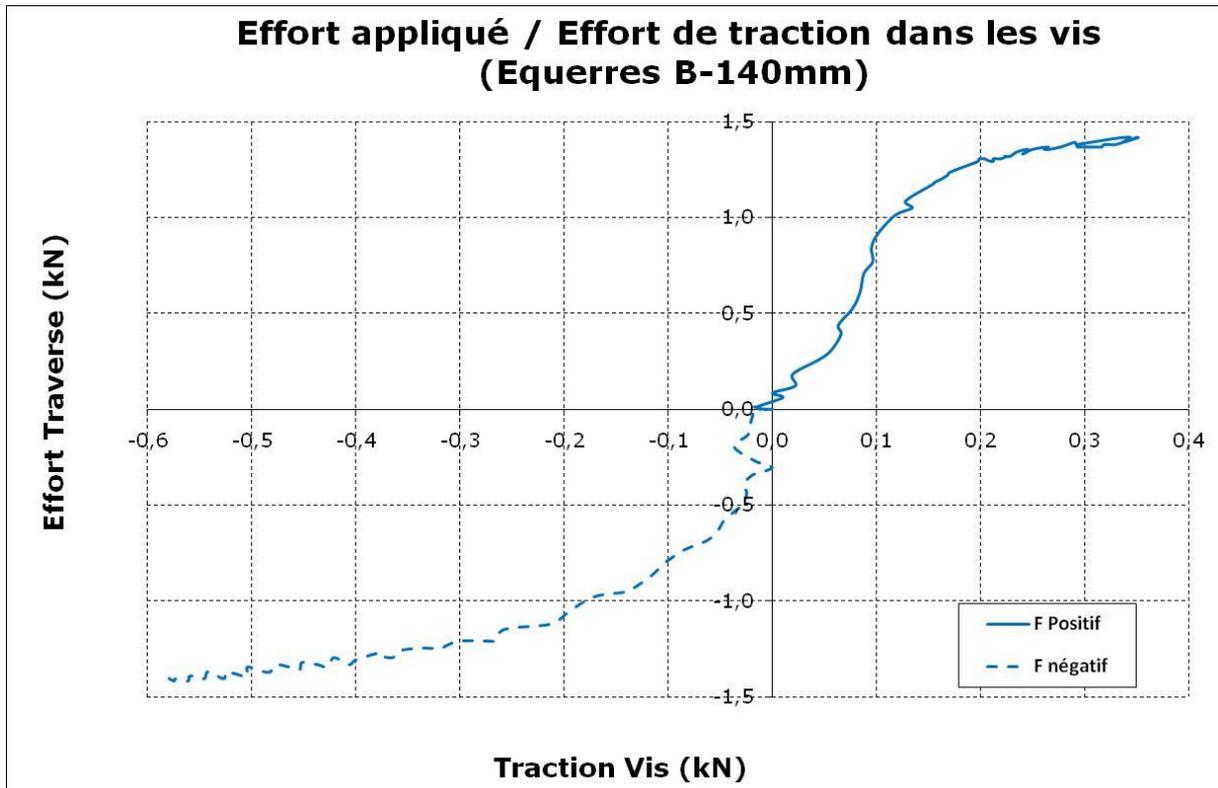
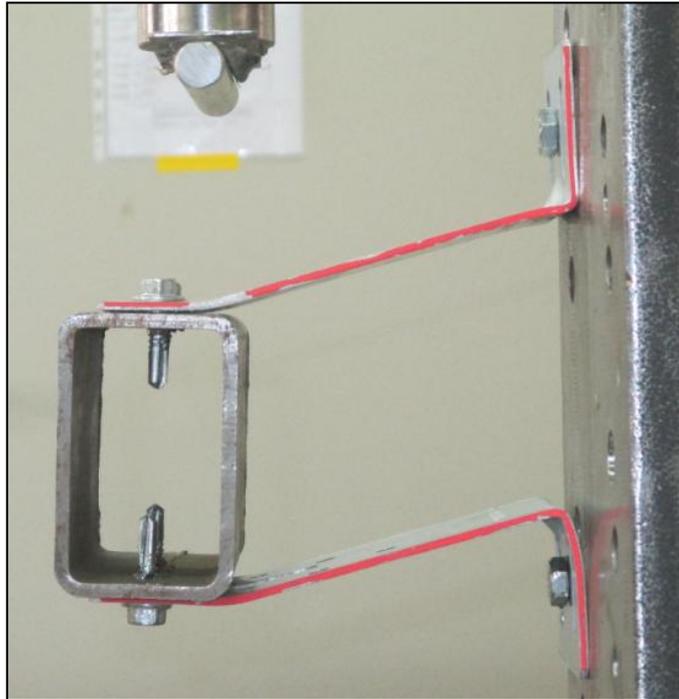


Figure 34: Dispositif d'essai

b. Résultats expérimentaux

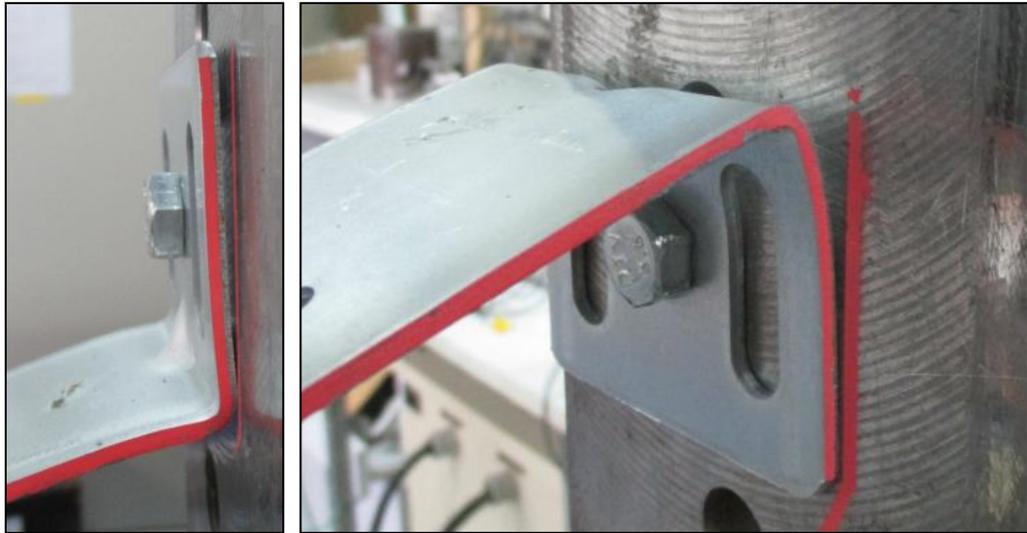




**Figure 37: Déformée du portique après essai**

### c. Analyse et conclusions

- Les essais réalisés avec une précontrainte à 5 kN montrent dans le cas de la fixation supérieure une variation non linéaire, rapide mais limitée de l'effort transmis qui ne dépasse pas 0,3 kN.
- Les essais sur fixation non précontraintes montrent une tendance linéaire d'évolution de l'effort de traction dans la fixation supérieure en fonction de l'effort appliqué.  
On observe une légère chute de précontrainte dans la fixation inférieure avant d'être réellement sollicitée. Ceci peut s'expliquer par la déformation de la surface de l'équerre en contact avec le support et une modification de la surface d'appuis et donc du bras de levier.  
Le moment  $I \times T$  s'en retrouve modifié.



**Figure 38 et Figure 39: Bases de l'équerre supérieure et inférieure après essai - Fixations non précontraintes**

- Ces essais montrent qu'il est possible de se rapprocher du modèle théorique en l'absence de précontrainte dans les fixations. Une approche des efforts  $T$  transmis dans la fixation peut être établie par la formule suivante :

$$T = \frac{h}{4,5 \cdot l} \cdot F$$

Avec :

- $h$ : Longueur non encastrée de l'équerre
- $l$ : Demi-longueur de la base de l'équerre
- $T$ : Effort de traction dans la vis
- $F$ : Effort appliqué sur la traverse

## 6. Conclusions et choix relatifs aux essais statiques

Compte tenu des résultats expérimentaux, les équerres retenues pour les essais dynamiques sont les équerres de type B.

De par leur géométrie elles favorisent une mise en place des maquettes identique d'un essai à l'autre et ainsi améliore la répétabilité des résultats d'essais obtenus.

Un système de deux équerres plutôt qu'un système hyperstatique de quatre équerres permet également de répartir les efforts de manière plus homogène et favorise lui aussi la répétabilité des résultats obtenus.

La formule suivante en absence de précontrainte peut être utilisée pour calculer le niveau d'effort appliqué dans la fixation en fonction de la force appliquée sur la traverse.

$$T = \frac{h}{4,5 \cdot l} \cdot F$$

Avec :

- h*: Longueur non encastrée de l'équerre
- l*: Demi-longueur de la base de l'équerre
- T*: Effort de traction dans la vis
- F*: Effort appliqué sur la traverse

Cette formule est utilisable seulement pour un effort positif appliqué sur l'équerre. Néanmoins un effort négatif ne sollicite que très peu la fixation.

L'absence de précontrainte dans les fixations est plus proche des conditions de mise en œuvre retrouvée sur chantier, les fixations mécaniques implantées dans des corps creux étant serrées au contact, et les fixations chimiques, serrées à un couple très faible selon les prescriptions des fabricants de chevilles.

## IV. Analyse Dynamique

### 1. Analyse théorique: Oscillateur « ressort + amortisseur »

#### a. Démarche

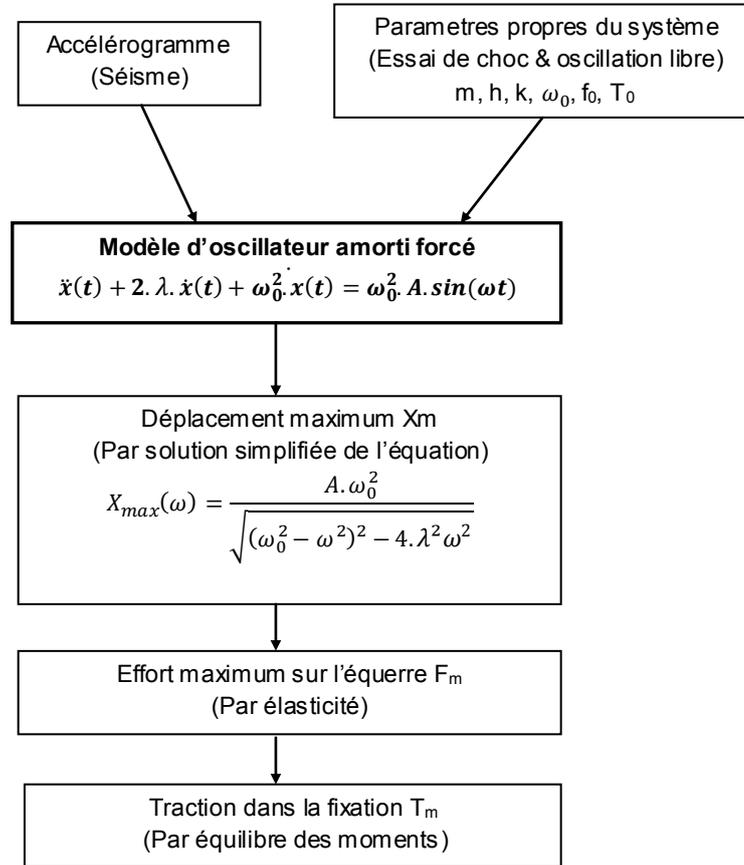


Figure 40: Démarche de l'analyse dynamique

#### b. Modèle

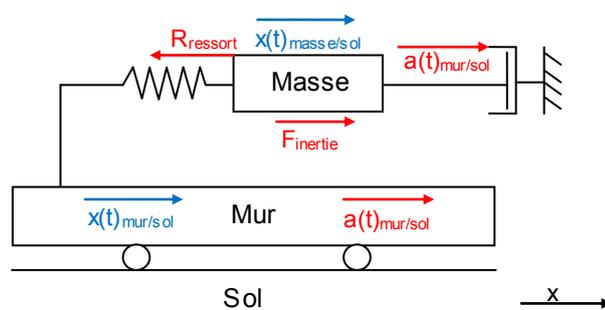


Figure 41: Oscillateur « Ressort + amortisseur »

L'équerre et ses liaisons sont modélisées par un oscillateur composé d'un ressort et d'un amortisseur en série. Le ressort représente le comportement élastique de l'équerre. L'amortisseur prend en compte les frottements internes du système lors d'un déplacement avec une vitesse donnée.

Le mur est animé d'une oscillation forcée tel que :

$$\frac{x_{mur}}{sol}(t) = A \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

### c. Notations

$x(t)_{mur/sol}$	Déplacement du mur par rapport au sol en fonction du temps	$U_x$	Déplacement du mur
$x(t)_{masse/sol}$	Déplacement de la masse par rapport au sol en fonction du temps	$a(t)_{mur/sol}$	Accélération du mur par rapport au sol en fonction du temps
$\ddot{x}(t)$	Accélération de la masse par rapport au sol	$a(t)_{masse/sol}$	Accélération de la masse par rapport au sol en fonction du temps
$\dot{x}(t)$	Vitesse de la masse par rapport au sol	$\lambda$	Décroissance logarithmique (amortissement)
A	Amplitude de la sollicitation sinusoïdale	h	Coefficient d'amortissement
$T_0$	Pseudo période propre du système masse/ressort	$F_{inertie}$	Effort exercé par la masse excitée sur le ressort
k	Constante de raideur du ressort	$\omega_0$	Pulsation propre du système Masse/ressort
R	Effort de rappel du ressort	$\omega$	Pulsation de la sollicitation
$K_1$	Déplacement initial		

**Figure 42: Notations**

**Systeme étudié:** Masse (m)

**Bilan des forces appliquées sur la masse**

- Effort de rappel élastique de l'équerre

$$\vec{R}(t) = -k \cdot \Delta x_{\text{masse}}^{\text{mur}}(t) \cdot \vec{U}_x = -k \cdot \left[ x_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) - x_{\text{mur}}^{\text{sol}}(t) \right] \cdot \vec{U}_x$$

- Effort de frottement

$$\vec{H}(t) = -h \cdot v_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) \cdot \vec{U}_x = -h \cdot \dot{x}_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) \cdot \vec{U}_x$$

En appliquant le **Principe Fondamental de la Dynamique** sur la masse dans le référentiel du sol (considéré Galiléen):

$$m \cdot \vec{a}_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) = \vec{R}(t) + \vec{H}(t)$$

Selon  $U_x$ :

$$\ddot{x}_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) + \frac{h}{m} \cdot \dot{x}_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) + \frac{k}{m} \cdot x_{\text{masse}}^{\text{sol}}(t) = \frac{k}{m} \cdot x_{\text{mur}}^{\text{sol}}(t) = \frac{k}{m} \cdot A \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

L'équation différentielle peut s'écrire:

$$\ddot{x}(t) + 2 \cdot \lambda \cdot \dot{x}(t) + \omega_0^2 \cdot x(t) = \omega_0^2 \cdot A \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

Avec:

$$2 \cdot \lambda = \frac{h}{m}, \quad \omega_0 = \frac{k}{m} \quad \text{et} \quad \omega_0^2 = 2 \cdot \pi \cdot f_0$$

La pulsation propre conduit à l'expression de la fréquence propre:

$$f_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

**Résolution**

La solution de l'équation différentielle en régime transitoire est:

$$x_p(t) = K_1 \cdot e^{-\lambda \cdot t} \cdot \sin(\omega_0 \cdot t + \phi)$$

Avec  $K_1$  une constante d'intégration égale à l'amplitude de déplacement à l'instant initial.

La solution de l'équation différentielle en régime permanent est:

$$x_h(t) = \frac{A \cdot \omega_0^2}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 - 4 \cdot \lambda^2 \cdot \omega^2}} \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

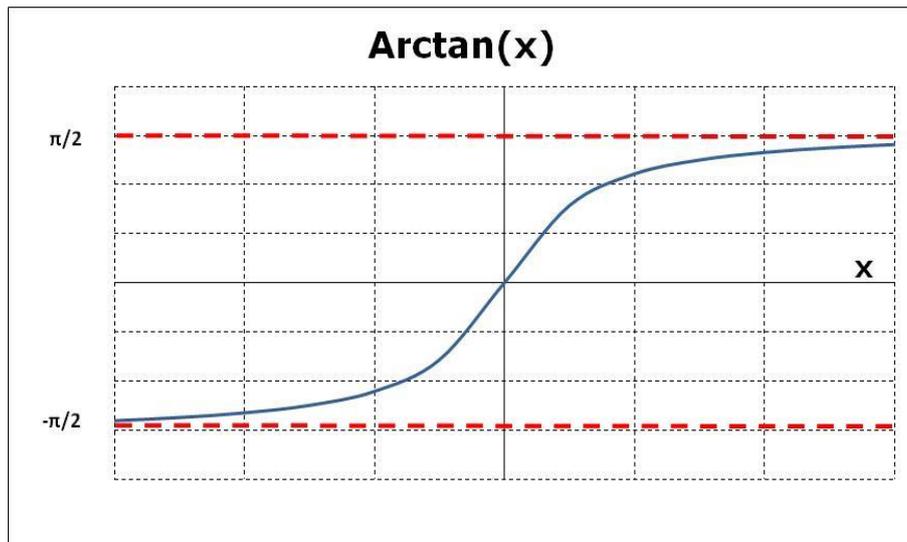
En négligeant le terme de déplacement transitoire (qui tend exponentiellement vers zéro avec le temps), l'amplitude de déplacement maximal est égal à:

$$X_m(t) = \frac{A \cdot \omega_0^2}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 - 4 \cdot \lambda^2 \cdot \omega^2}}$$

L'amplitude maximale est atteinte lorsque  $\omega = \omega_0$  ; c'est-à-dire, lorsque la fréquence d'excitation est égale à la fréquence propre du système. A cette la fréquence propre, le déphasage entre le déplacement du mur et celui de la masse est égal à  $\pi/2$ :

$$\varphi = -\arctan\left(\frac{2 \cdot \lambda \cdot \omega}{\omega_0^2 - \omega^2}\right)$$

$$\lim_{\omega_0 \rightarrow \omega} \arctan\left(\frac{2 \cdot \lambda \cdot \omega}{\omega_0^2 - \omega^2}\right) = \lim_{X \rightarrow \infty} \arctan(X) = \frac{\pi}{2}$$



**Figure 43: Illustration de  $\lim_{X \rightarrow \infty} \arctan(X) = \frac{\pi}{2}$**

D'après la partie 1, l'effort statique équivalent appliqué à chaque portique est :

$$F_{max} = F(f_0) = m \cdot a_{masse/sol}(f_0) = m \cdot \omega_0^2 \cdot x_{masse/sol}(f_0)$$

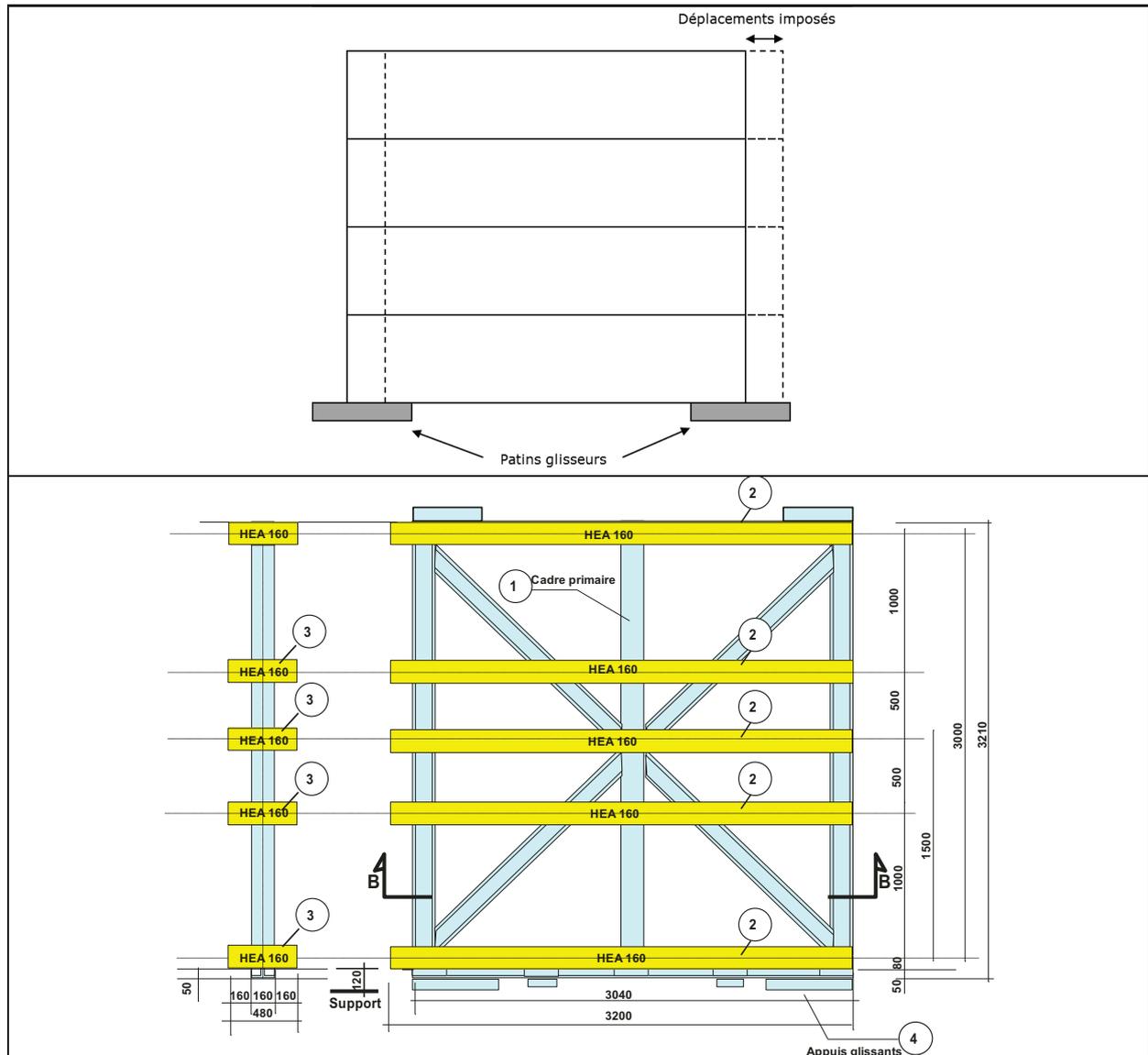
Donc, pour un système de 2 équerres en vis-à-vis :

$$\frac{h}{4,5 \cdot l} \cdot m \cdot \omega_0^2 \cdot x_{masse/sol}(f_0) = T_{max}$$

## 2. Vérification expérimentale du modèle: Essais dynamiques à amplitude constante

### a. Banc d'essai

Les différentes maquettes testées sont fixées à une cadre mobile en acier. Un vérin d'une capacité de 400kN alimenté par un groupe hydraulique d'une capacité de débit de 400 litres par minute sous 380 bars de pression. Ce vérin applique un mouvement oscillatoire de translation horizontal afin de générer des efforts dynamiques.



**Figure 44 et Figure 45: Plan du bâti utilisé pour exercer une sollicitation dynamique**

Le dispositif est constitué des éléments suivants repérés sur la figure:

- 1 – un cadre primaire constitué de HEA 160 contreventé.
- 2 – 5 montants horizontaux espacés de 500 mm support des fixations de l'ossature des bardages rapportés.
- 3 – un retour de 480 mm.
- 4 – appuis glissants.

### **b. Configuration d'essai**

L'essai est réalisé sur un système de 4 équerres en vis-à-vis et associées deux par deux. Les équerres sont connectées au bâti sismique et à la masse grâce à des tiges filetées et des vis auto-foreuses.

Les équerres utilisées sont en acier ou en aluminium selon les essais et d'une longueur de 200 mm. La masse est de 45 kg, soit 11,25 kg par équerre.



**Figure 46 et Figure 47: Maquette montée sur le banc d'essai**

### c. Sollicitation

Un essai de choc non destructif est réalisé de manière répétable pour les différentes configurations d'essais en appliquant un déplacement brusque au bâti avec une amplitude de 2 mm ou 3 mm selon les essais. L'essai de choc a pour but de déterminer les différents coefficients du système, donc les paramètres de l'équation différentielle.

Un accélérogramme constitué d'une série de trains est appliqué au mur avec une amplitude constante égale à 1 mm, 2 mm, 3 mm ou 4 mm selon les essais. La fréquence la plus faible est de 2 Hertz et la fréquence la plus élevée est de 14 Hertz. Ce paramètre augmente de 1 Hz à chaque train. L'augmentation de fréquence entraîne une augmentation de l'accélération maximale:

$$a_{max} = A. (2. \pi. f)^2$$

<b>Série d'essai</b>	<b>Equerre</b>	<b>Masse</b>	<b>Essais de choc</b>	<b>Balayage en fréquence</b>
①	Type B 200 mm	27 kg	3 chocs à amplitude 2 mm	Sollicitation entre 2 et 14 Hz à: A= 1 mm A= 2 mm A= 3 mm A= 4 mm
②		45 kg		
③	Type C 200 mm	27 kg	3 chocs à amplitude 3 mm	
④		45 kg		

**Figure 48: Programme des essais réalisés**

### d. Instrumentation

Deux capteurs de déplacement et un capteur d'effort permettent de réaliser les mesures :

- 1) Du déplacement de la masse par rapport au sol ( $x_{masse/sol}(t)$ ),
- 2) Du déplacement du mur support (bâti sismique) par rapport au sol ( $x_{mur/sol}(t)$ ),
- 3) De l'effort de traction dans la fixation ( $T(t)$ ). Cet effort est mesuré grâce au capteur de force d'une capacité de 10 kN à l'arrière de la fixation. Cet effort n'est mesuré que dans l'une des fixations.

### e. Résultats expérimentaux: analyse

A partir de la solution de l'équation en régime transitoire d'oscillation propre ( $x_p(t) = K_1 \cdot e^{-\lambda \cdot t} \cdot \sin(\omega_0 \cdot t + \phi)$ ), les paramètres:  $\lambda$ ,  $K_1$ ,  $f_0$  et  $\phi$  sont déterminés à partir des 3 essais de chocs réalisés pour chaque série d'essai.

- $K_1$  est environ égal à l'amplitude du déplacement du bâti lors du choc.
- $\lambda$  représente le décrément logarithmique, c'est-à-dire la vitesse de décroissance de la courbe enveloppe exponentielle.
- $f_0$  est directement déterminée à partir de la mesure de la pseudo-période propre. Elle est considérée comme constante lors de l'amortissement car  $\omega_0$  est très supérieur à  $\lambda$ .

$$\omega_{pseudo\ periode} = \sqrt{\omega_0^2 - \lambda^2} \sim \omega_0$$

La figure ci-dessous représente l'évolution du déplacement de la masse et du bâti lors d'un essai de choc sur une équerre en aluminium avec une masse de 27 kg (série d'essais ③). La courbe verte représente la courbe recalée pour déterminer les paramètres du système.

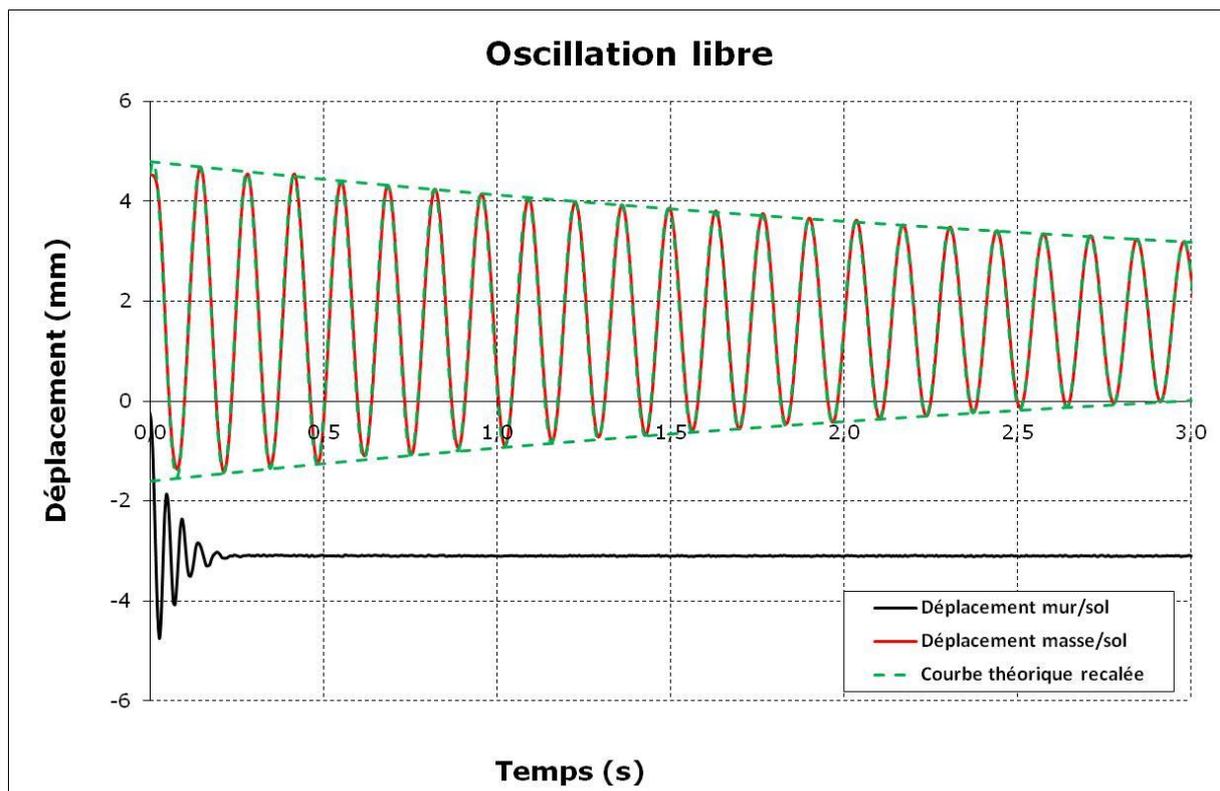


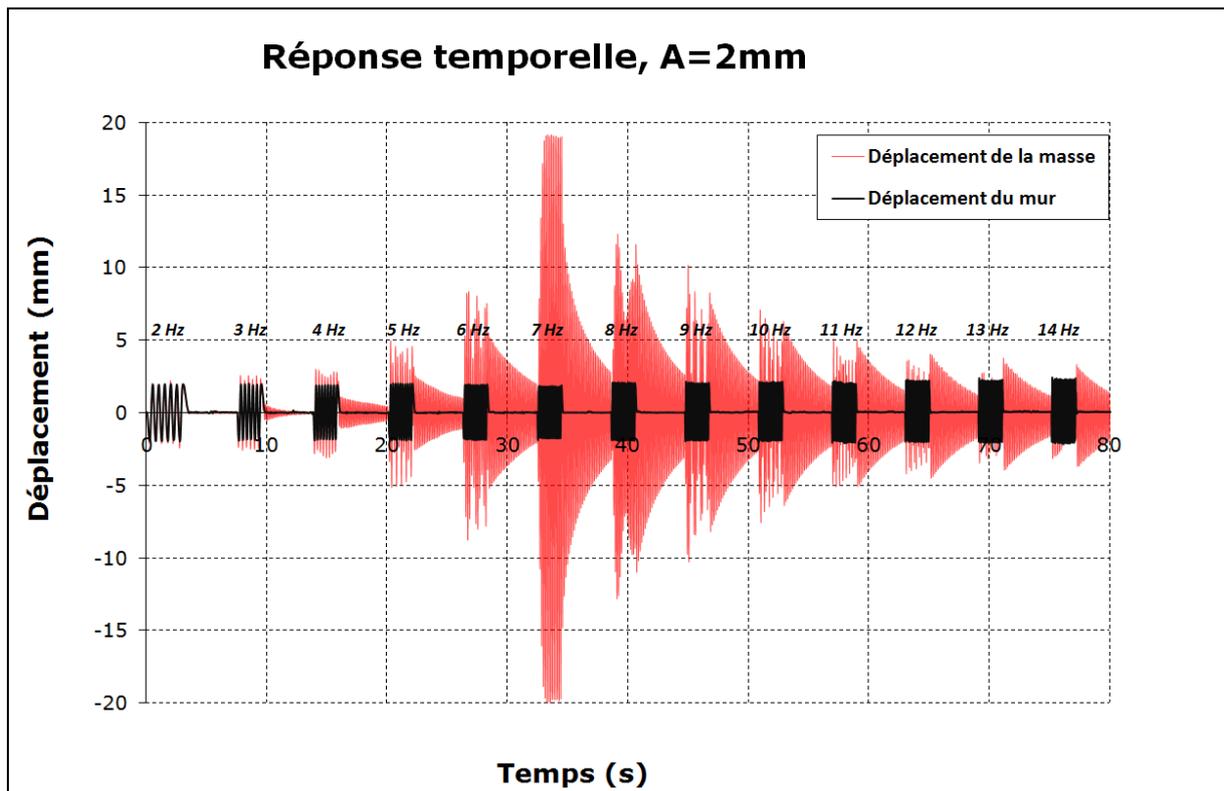
Figure 49: Oscillation libre de la masse après un essai de choc

Les valeurs des paramètres ( $\lambda$ ,  $f_0$  et  $\omega_0$ ) sont très répétables d'un essai de choc à l'autre au sein d'une même série d'essai.  $K_1$  est répétable pour une amplitude de choc donnée.

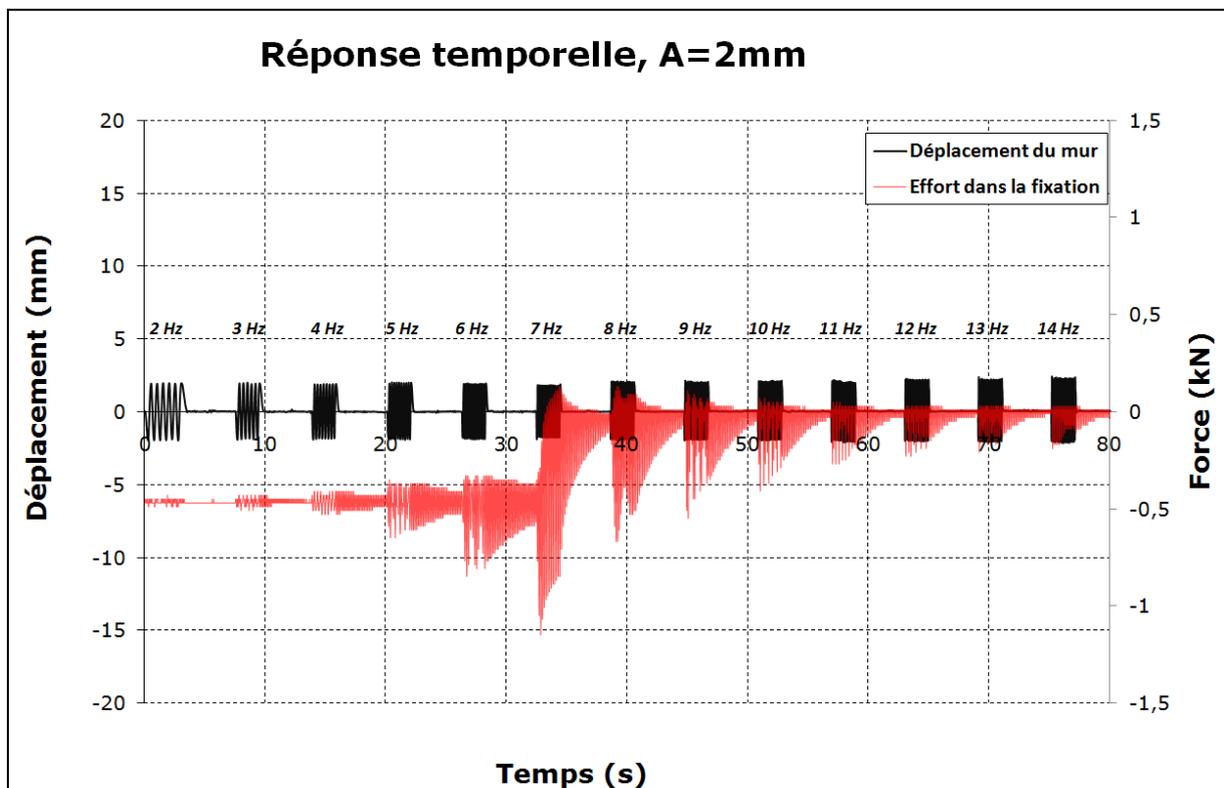
Paramètres physiques	Paramètres de résolution
$T_0 = 0,14 \text{ s}$	$\lambda = 0,23 \text{ s}^{-1}$
$f_0 = 7,4 \text{ s}^{-1}$	$K_1 = 3,20 \text{ mm}$
$\omega_0 = 46,5 \text{ s}^{-1}$	$\gamma = 1,18$

**Figure 50: Paramètres**

Les figures ci-dessous présentent un exemple des évolutions des déplacements  $x_{\text{masse/sol}}(t)$ ,  $x_{\text{mur/sol}}(t)$  et  $T(t)$  pendant les trains de sollicitation sismique avec une amplitude de  $A=2\text{mm}$ .



**Figure 51: Balayage fréquentiel à amplitude constante de 2mm  
Valeurs de déplacement de la masse – Série d’essais n°3**



**Figure 52: Balayage fréquentiel à amplitude constante de 2mm  
Valeurs de l’effort dans une des fixations – Série d’essais n°3**

Les amplitudes de réponse  $x_{\text{masse/sol}}(t)$  sont les plus élevées au voisinage de la fréquence propre (proche de 7 Hz). Une perte de précharge en traction est observable dans la vis à cette fréquence.

#### f. Comparaison Expérimentale-Théorique des réponses fréquentielles

Les figures ci-dessous représentent les réponses en fréquence  $x_{\text{masse/sol}}(t)$  associées aux accélérographes de balayage en fréquence entre 2 et 14 Hz respectivement aux amplitudes:  $A = 1\text{ mm}$ ,  $A = 2\text{ mm}$ ,  $A = 3\text{ mm}$  et  $A = 4\text{ mm}$ .

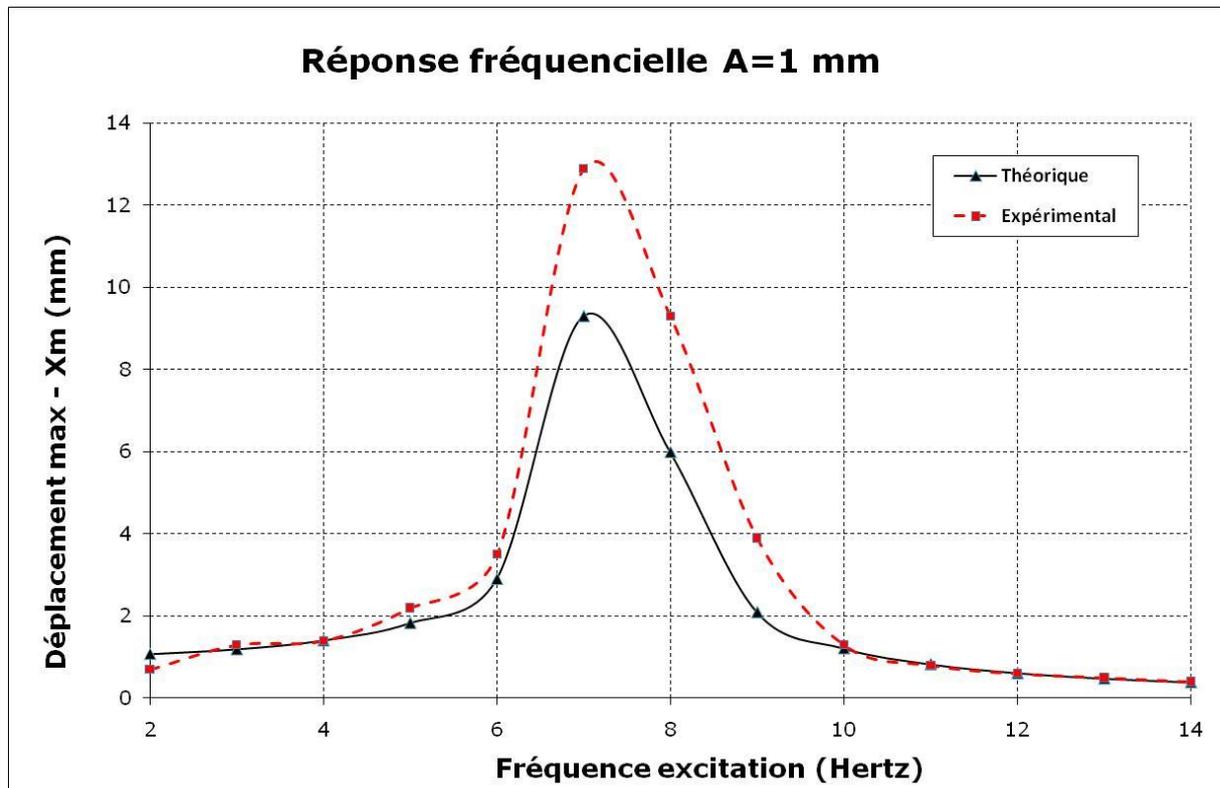


Figure 53: Réponse fréquentielle pour une amplitude de 1mm – Série d'essais n°3

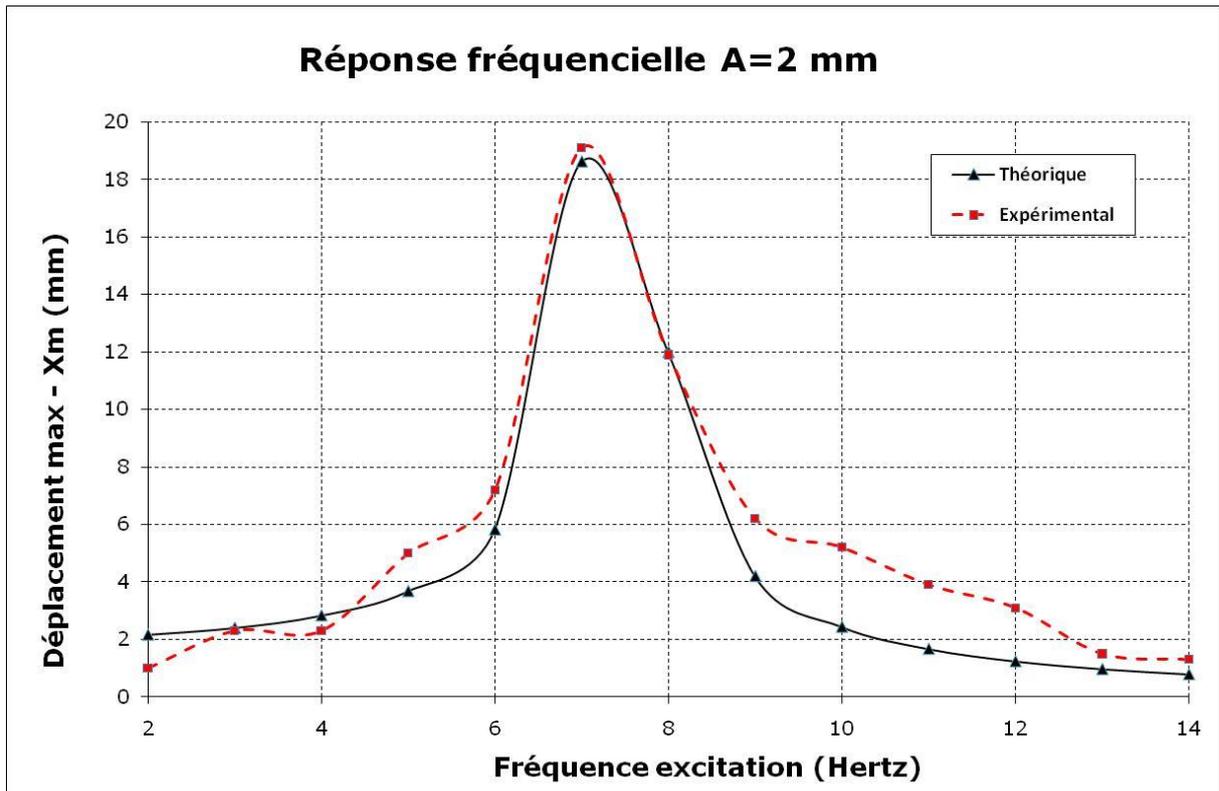


Figure 54: Réponse fréquentielle pour une amplitude de 2mm – Série d'essais n°3

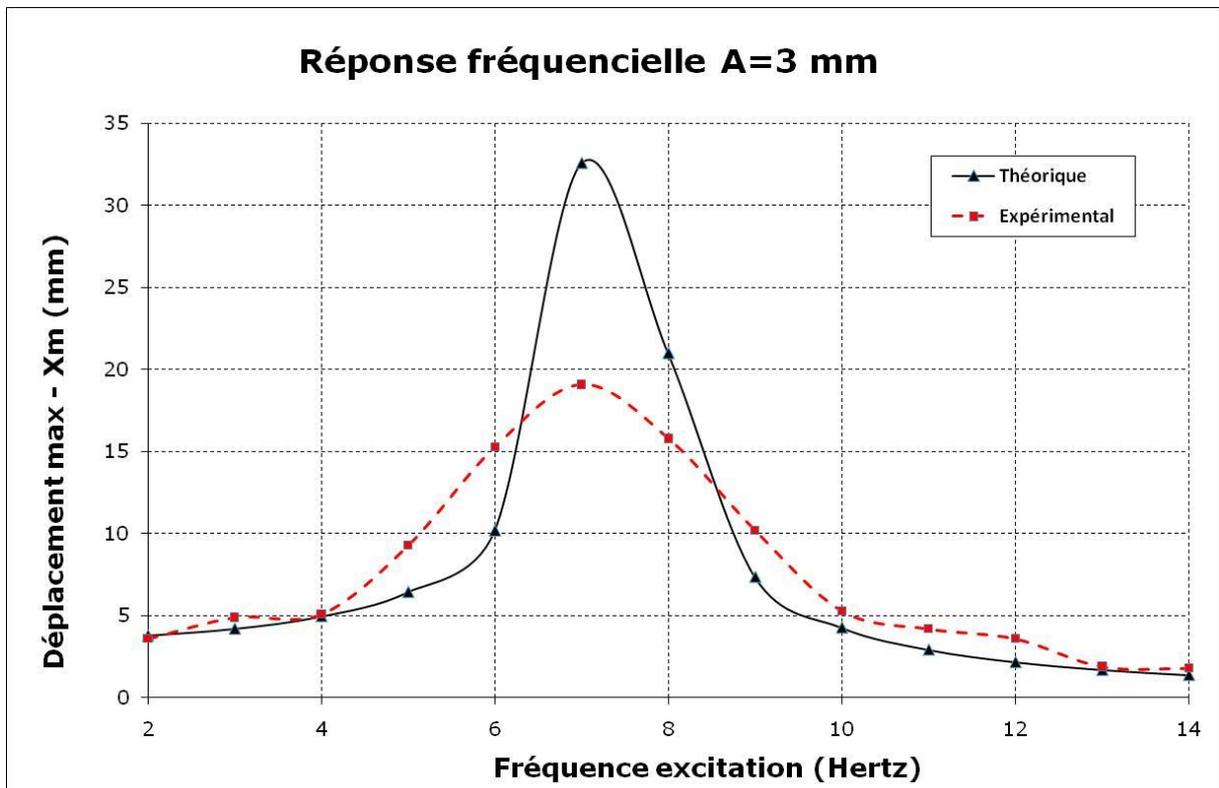
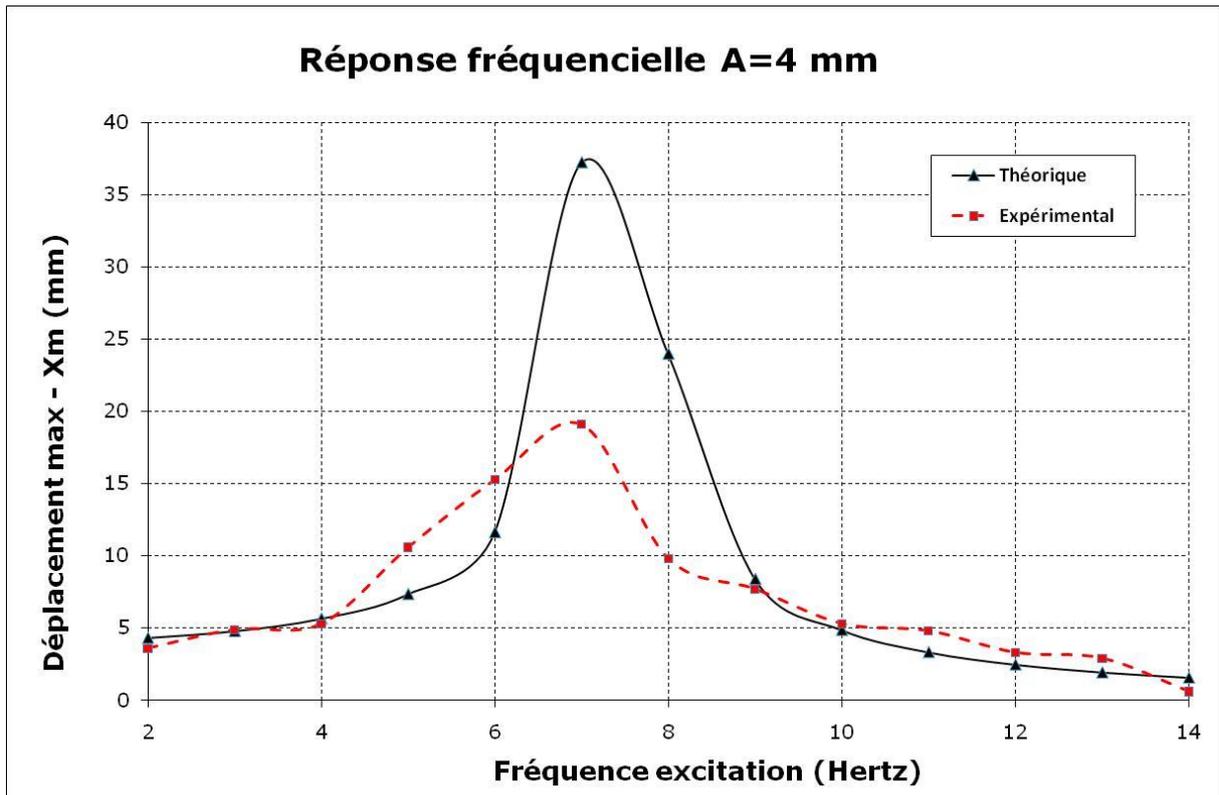


Figure 55: Réponse fréquentielle pour une amplitude de 3mm – Série d'essais n°3



**Figure 56: Réponse fréquentielle pour une amplitude de 4mm – Série d'essais n°3**

### g. Analyse et conclusions

Aux basses fréquences (>2 Hz), l'amplitude d'oscillation de la masse est proche de celle du bâti, respectivement de A= 1mm, A= 2 mm, A=3 mm et A=4 mm sur les différentes graphiques.

A haute fréquence (14 Hz), l'amplitude d'oscillation de la masse tend vers zéro.

Au voisinage de la fréquence propre (~7,4 Hz), la résonance se produit et l'amplitude d'oscillation de la masse est maximale, en accord avec la théorie.

L'amplitude de la résonance n'est pas prédictible de manière systématique avec le modèle d'oscillateur « Ressort + amortisseur ». Les différences entre les déplacements calculés et mesurés à la résonance peuvent être très faibles comme pour A=2 mm, mais peuvent également atteindre des écarts avec des ratios de 2 ou 3, comme pour A=4mm.

Le déplacement maximal de la masse à la résonance est égal à :

$$X_m = \frac{A \cdot \pi}{\lambda} \cdot f_0 \quad (*)$$

Sous réserve qu'aucune plastification de l'équerre ne se produise, le déplacement maximal est donc fortement influencé par le taux d'amortissement du système exprimé dans le terme  $\lambda$ .

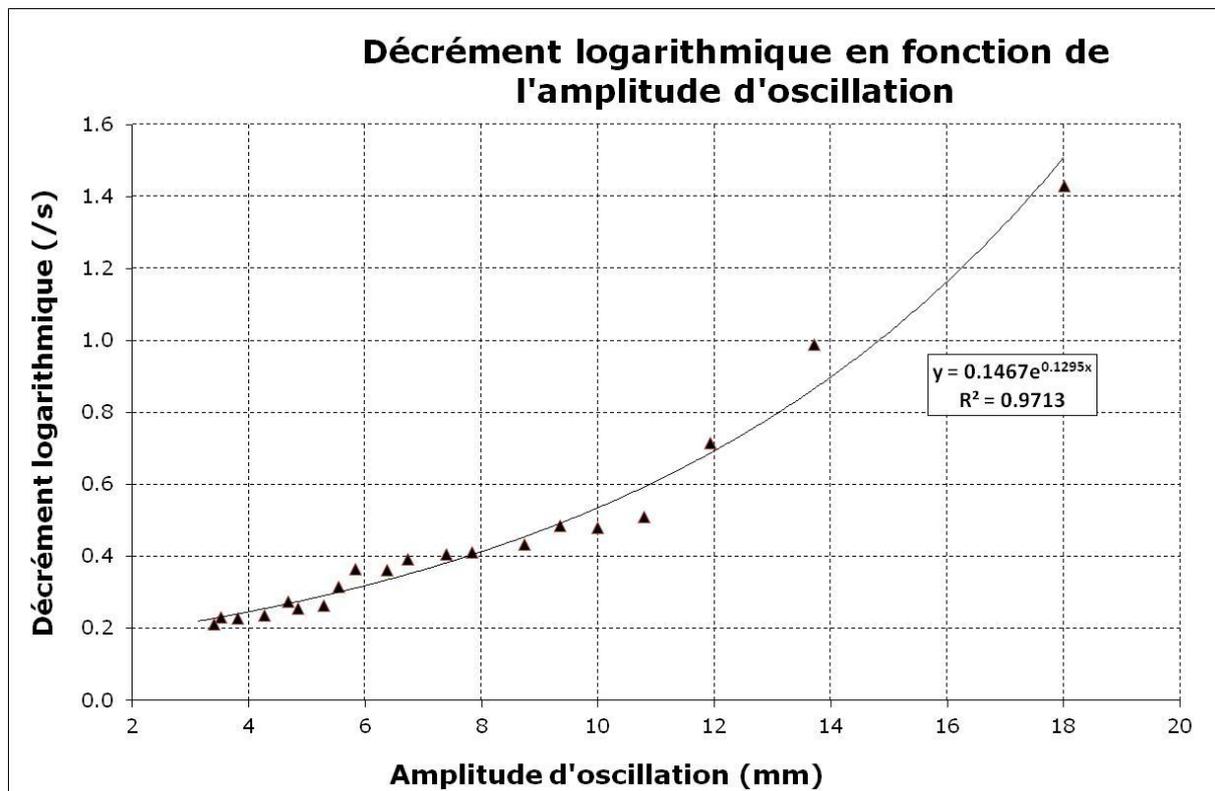
\* : Le terme  $X_m = \frac{A \cdot \pi}{\lambda} \cdot f_0$  est la solution de l'équation  $X_m(t) = \frac{A \cdot \omega_0^2}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 - 4 \cdot \lambda^2 \cdot \omega^2}}$  lorsque  $\omega_0$  tend vers  $\omega$

$$X_m \xrightarrow{\omega_0 \rightarrow \omega} \frac{A \cdot \omega_0^2}{\sqrt{4 \cdot \lambda^2 \cdot \omega_0^2}} = \frac{A \cdot \omega_0}{2 \cdot \lambda} = \frac{A \cdot 2 \cdot \pi \cdot f_0}{2 \cdot \lambda} = \frac{A \cdot \pi}{\lambda} \cdot f_0$$

Malgré la forte répétabilité observée sur les mesures des paramètres du système ( $\lambda$ ,  $f_0$  et ) lors des essais de chocs, les écarts entre les déplacements maximaux mesurés et les déplacements maximaux calculés pourraient être partiellement liés à des variations de la valeur de l'amortissement en fonction de l'amplitude.

En théorie, compte tenu de la nature de ce système, la valeur de l'amortissement doit croître en fonction de l'amplitude de l'oscillation.

Lors des essais, le fait que les amplitudes maximales mesurées se stabilisent aux alentours de 19 mm confirme que le coefficient d'amortissement du système n'est pas constant, mais croît en fonction de l'amplitude d'oscillation. Le considérer constant engendre donc un déplacement maximal théorique pour des sollicitations de 4 mm qui est surestimé et inversement pour des sollicitations de faible amplitude où il est sous estimé.



**Figure 57: Augmentation exponentielle du coefficient d'amortissement mesuré lors des essais dynamiques en fonction de l'amplitude d'oscillation**

Les outils de traitement de signaux à disposition lors de la réalisation des essais ne nous permettaient pas de prendre en compte la variation du taux d'amortissement. Les essais de chocs (2 et 3 mm) ne permettent pas de caractériser l'amortissement en fonction de l'amplitude.

Les différences théoriques-expérimentales observées pourraient être dues à la simplicité de l'oscillateur utilisé. Des oscillateurs plus élaborés avec de multiples ressorts et amortisseurs en parallèle/série permettraient peut être de mieux représenter la réponse dynamique mais nécessiteraient de caractériser plus de paramètres.

### 3. Conclusions et choix

Il apparait que la théorie permet de décrire l'allure des réponses fréquentielles de manière relativement précise: position de la résonance, déplacements à haute et basse fréquences. Cependant, la prédiction de l'amplitude de la résonance demeure limitée, car très sensible aux paramètres du système.

Il n'est donc pas possible, à partir de cette étude d'anticiper les efforts appliqués dans une fixation à partir d'un accélérogramme donné et des paramètres d'entrée du système. La prise en compte d'un coefficient d'amortissement variable reste un obstacle à l'obtention de résultats en accord avec les mesures réalisées lors des essais.

La méthode permettant de déduire les efforts exercés dans les fixations consistera à mesurer le déplacement de la masse et la raideur du système, et à appliquer la formule déterminée en III.5.c :

$$T = \frac{h}{4,5 \cdot l} \cdot F$$

La partie suivante porte sur des essais réalisés sur un système composé de deux équerres et a pour objectif de vérifier que la formule ci-dessus déterminée à partir d'essais statiques, est applicable à des essais dynamiques.

## 4. Essais Dynamiques selon le Cahier du CSTB 3725

### a. Maquette testée

Afin de valider les résultats observés lors des essais quasi statiques, des essais dynamiques sont réalisés sur une configuration de portique constitué de deux équerres. Cependant pour des raisons de disponibilité des bancs d'essais, une partie de l'étude dynamique est réalisée avant la fin de l'étude statique sur un système de portique à quatre équerres. Une partie des résultats et des photographies présentés portent donc également sur cette configuration d'essai.

Les équerres sont fixées au bâti sismique en acier par des vis de type M8 traversant un trou centrale de la base de chaque équerre et le profilé en acier du banc d'essai. Ce système de fixations traversantes a été choisi de manière à obtenir une liaison parfaite entre le bâti et l'équerre, et pour pouvoir positionner derrière la fixation un capteur d'effort.

La traverse du portique est un bloc en acier d'une longueur de 600 mm représentatif des entraxes horizontaux d'équerres les plus fréquemment retrouvés sur chantier dans le domaine du bardage rapporté.

La masse du bloc en acier est calculée de manière à simuler la présence d'un élément de bardage rapporté d'une masse de  $20 \text{ kg.m}^{-2}$ .

Avec un entraxe vertical standard de 1 000 mm, la surface de bardage supportée par une équerre est de  $0,6 \text{ m}^2$ , soit pour deux équerres une masse de 25 kg soit 12,5 kg par équerre.

Les extrémités des équerres sont pincées à l'aide d'une plaquette en acier et d'un écrou sur le bloc en acier d'une masse de 25 kg de manière à obtenir une liaison encadrée entre l'équerre et la masse.

Le choix de la longueur des équerres est effectué de manière à obtenir des fréquences propres entre 10 et 16 Hz, représentatives de bardages réels et comprises dans les fréquences d'excitation couvertes par le balayage conventionnel.

Les équerres utilisées sont des équerres de type B en acier retenues à la suite des essais statiques et de 140 mm de longueur de façon à obtenir une pseudo-fréquence propre entre 10 et 16 Hz.

Les équerres sont fixées en appliquant une précharge d'environ 0,3 kN dans les fixations. Cette précharge est délibérément faible car il a été montré lors de l'étude statique que le transfert d'effort pouvait dépendre du mode d'encastrement de la base de l'équerre sur le support qui est influencée par la précharge. La mise en place de la masse en extrémité des équerres augmente l'effort dans les fixations pour atteindre 1 kN.

Cette augmentation correspond au moment appliqué à la base de l'équerre et transmis à la fixation par l'application d'une masse de 12,5 kg à l'extrémité d'une équerre de 140 mm.



Figure 58: Encastrement en tête de portique

### **b. Banc d'essai**

Le banc d'essais utilisé lors de ces essais est décrit en IV.2.a.

### **c. Sollicitation**

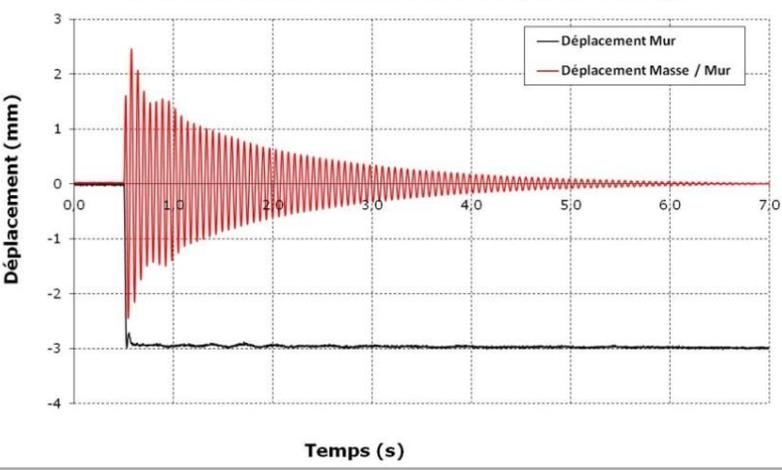
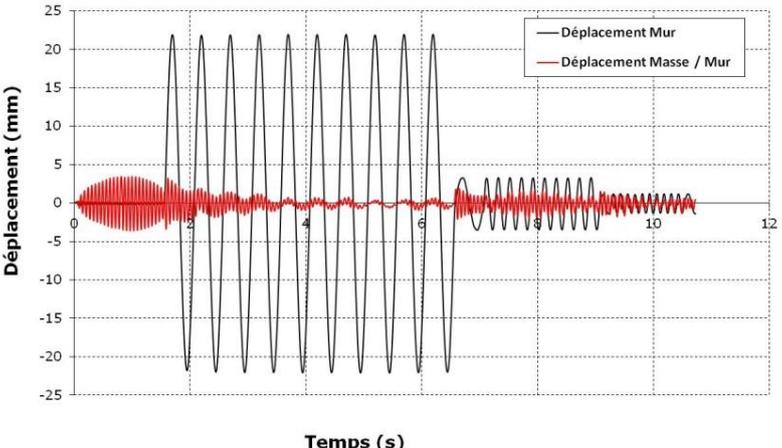
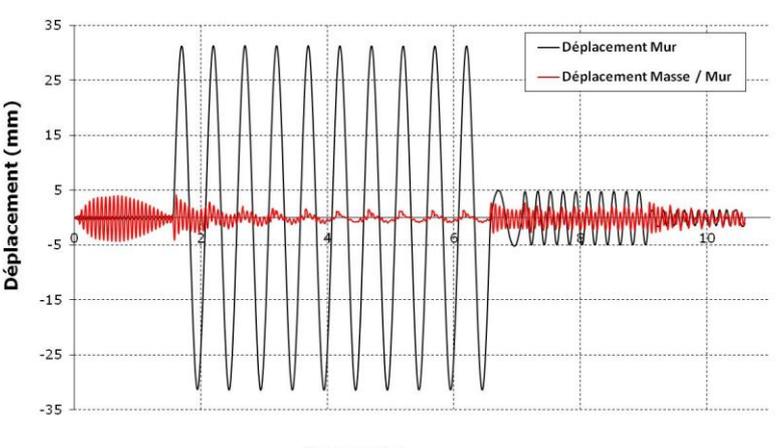
Les accélérations produites par le vérin simulent les accélérations du mur support du bardage rapporté comme décrit dans le *cahier du CSTB 3725* faisant référence aux textes de l'Eurocode 8.

### **d. Instrumentation**

L'instrumentation utilisée lors de ces essais est décrite en IV.2.d

### e. Résultats expérimentaux

Le tableau ci-dessous représente les évolutions de  $x_{\text{masse/sol}}(t)$ ,  $x_{\text{mur/sol}}(t)$  et  $T(t)$  pendant les essais de chocs et pendant les 8 phases de sollicitation dynamique.

Valeurs de déplacements mesurés au cours de l'essai dynamique		
CHOC (3mm)	<p><b>Essai de choc à 3mm</b> <b>Determination de la pseudo frequence propre</b></p>  <p>Déplacement (mm)</p> <p>Temps (s)</p>	<p>Pseudo periode : 0,06 s</p> <p>Pseudo frequence propre: 15,9 Hertz</p> <p>Amortissement de la courbe enveloppe: <math>\lambda = 2,58 \text{ s}^{-1}</math></p> <p>Raideur dynamique: <math>k_{\text{dyn}} = 0,24 \text{ kN.mm}^{-1}</math></p>
PHASE 1 (3,5 m/s <sup>2</sup> )	<p><b>Phase 1</b></p>  <p>Déplacement (mm)</p> <p>Temps (s)</p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 3,5 mm</p>
PHASE 2 (5 m/s <sup>2</sup> )	<p><b>Phase 2</b></p>  <p>Déplacement (mm)</p> <p>Temps (s)</p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 4,2 mm</p>

## Valeurs de déplacements mesurés au cours de l'essai dynamique

<p><b>PHASE 3</b> (6 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 3</b></p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 4,4 mm</p>
<p><b>PHASE 4</b> (8 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 4</b></p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 4,6 mm</p>
<p><b>PHASE 5</b> (9,3 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 5</b></p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 4,8 mm</p>

## Valeurs de déplacements mesurés au cours de l'essai dynamique

<p><b>PHASE 6</b> (11,2 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 6</b></p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 5,4 mm</p>
<p><b>PHASE 7</b> (14 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 7</b></p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 6,4 mm</p>
<p><b>PHASE 8</b> (16,5 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 8</b></p>	<p>Déplacement maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 7,0 mm</p>

## Valeurs de déplacements mesurés au cours de l'essai dynamique

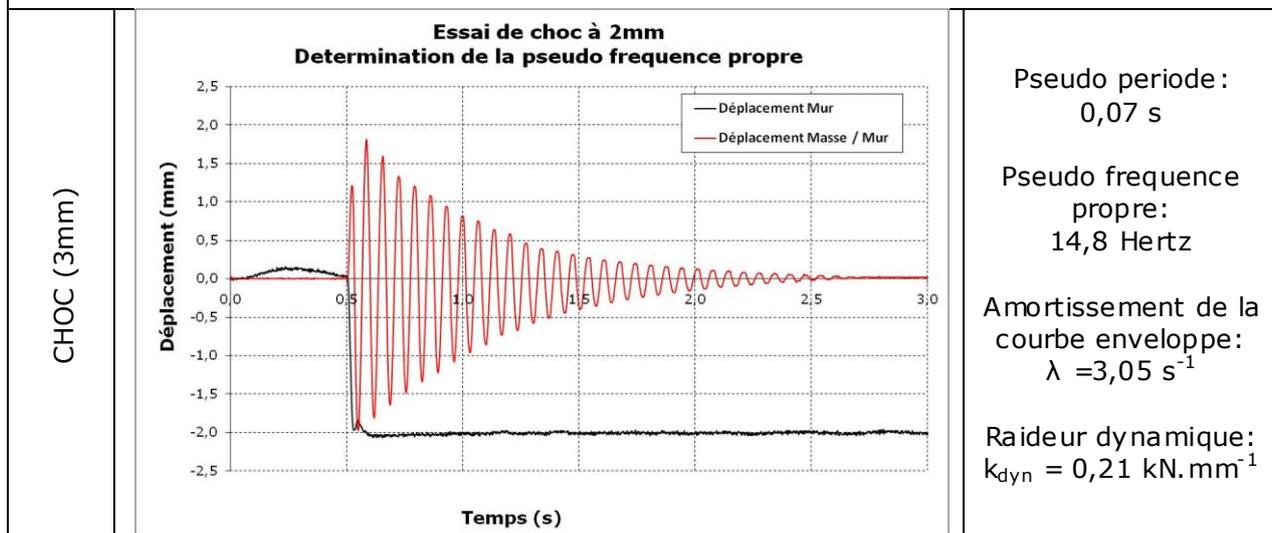


Figure 59: Valeurs de déplacements mesurés au cours de l'essai dynamique

### f. Mesures et observations

#### - Fréquences propres

Les pseudo-fréquences propres mesurées sont:

- Pour le système avant essai:
  - $f_0 = 15,9 \text{ Hertz}$
  - $\lambda = 2,58 \text{ s}^{-1}$
  - Raideur dyn.<sub>1</sub>:  $0,24 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$
- Pour le système après essai:
  - $f_0 = 14,8 \text{ Hz}$
  - $\lambda = 3,05 \text{ s}^{-1}$
  - Raideur dyn.<sub>2</sub>:  $0,21 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$

Le décrément logarithmique  $\lambda$  d'une oscillation amortie est calculé de la manière suivante:

$$\lambda = \frac{1}{t_2 - t_1} \cdot \ln \frac{A_1}{A_2}$$

Finalement, l'allure de la courbe enveloppe s'écrit:

$$A = A_0 \cdot e^{-\lambda t}$$

Avec:

- $A_0$ : Amplitude d'oscillation initiale, à  $t_0$
- $\lambda$ : Décrément logarithmique
- $A_1, A_2$ : Amplitude du signal à  $t_1$  et  $t_2$

Cette chute de la valeur de la pseudo-fréquence propre et l'augmentation du coefficient d'amortissement peut s'expliquer par une plastification des équerres ou une prise de jeu dans les assemblages.

D'après l'expression de la fréquence propre démontrée dans la partie 1, la raideur est déterminée par:

$$k = m \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2$$

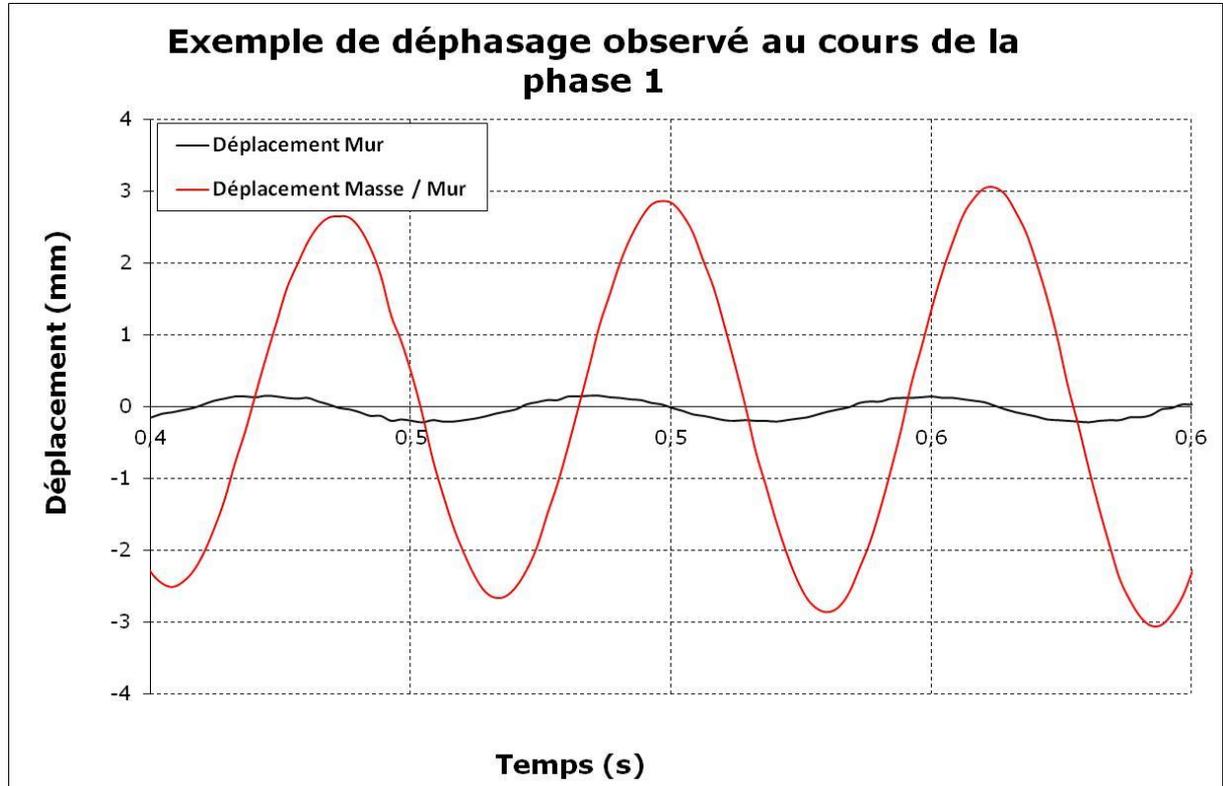
La raideur dynamique calculée avant et après essai est proche de celle mesurée lors des essais statique sur ce type de maquette.

$$\text{Raideur dyn.}_2 < \text{Raideur statique} < \text{Raideur dyn.}_1$$

$$0,21 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} < 0,22 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} < 0,24 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$$

## - Déphasage

La partie IV a mis en évidence de manière théorique qu'à la résonance, la masse et le mur oscillent tous les deux avec la même fréquence ( $f_0$ ) et avec un déphasage de  $\pi/2$ . Ceci est observé sur les évolutions de  $x_{masse/sol}(t)$ ,  $x_{mur/sol}(t)$  au voisinage de la résonance.



**Figure 60: Déphasage du déplacement de la masse par rapport au déplacement du mur**

Le déphasage de  $\pi/2$  implique que le déplacement maximal de la masse est atteint lorsque  $x_{mur/sol}(t)=0$ . Cela permet d'exprimer le déplacement de l'équerre  $\Delta x$  à la résonance:

$$\Delta x(f_0) = \left[ x_{\frac{masse}{sol}}(f_0) - x_{\frac{mur}{sol}}(f_0) \right] = x_{\frac{masse}{sol}}(f_0) - 0$$

La valeur de l'effort statique équivalent se déduit grâce à la raideur  $k$ :

$$F(f_0) = k \cdot \Delta x(f_0) = k \cdot x_{\frac{masse}{sol}}(f_0) = m \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2 \cdot x_{\frac{masse}{sol}}(f_0) = \omega_0^2 \cdot x_{\frac{masse}{sol}}(f_0)$$

Nous retrouvons, par la raideur et déformation, l'expression de l'effort statique équivalent à la résonance exprimée dans la partie IV.

#### - **Présence de pics**

La présence de pics de déplacements est observable à la fin des premiers trains de balayage au voisinage de la résonance à chaque phase. Ces pics sont probablement dus à un changement pente entre deux trains de sinusoides d'amplitudes et de fréquences différentes, ce qui implique une modification très brutale du déplacement instantané et donc une augmentation parasite de l'accélération du vérin et du mur support.

Il est vérifié que la valeur de la précontrainte ne chute pas après ce pic de manière à s'assurer qu'il ne provoque pas d'endommagement du système.

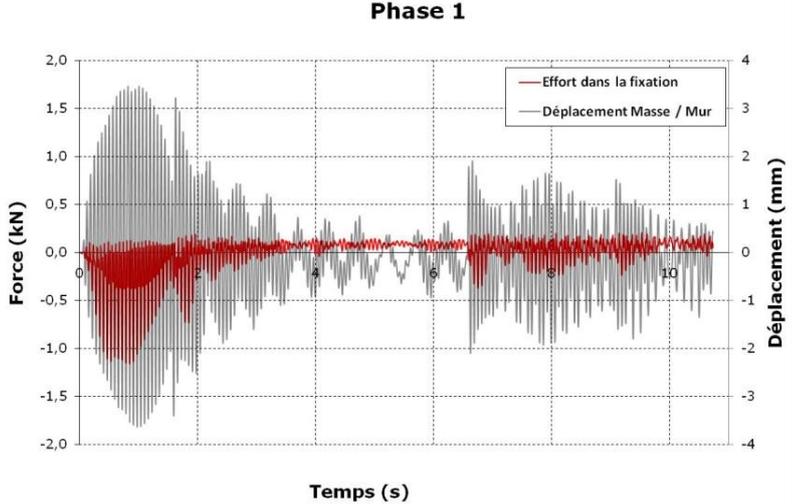
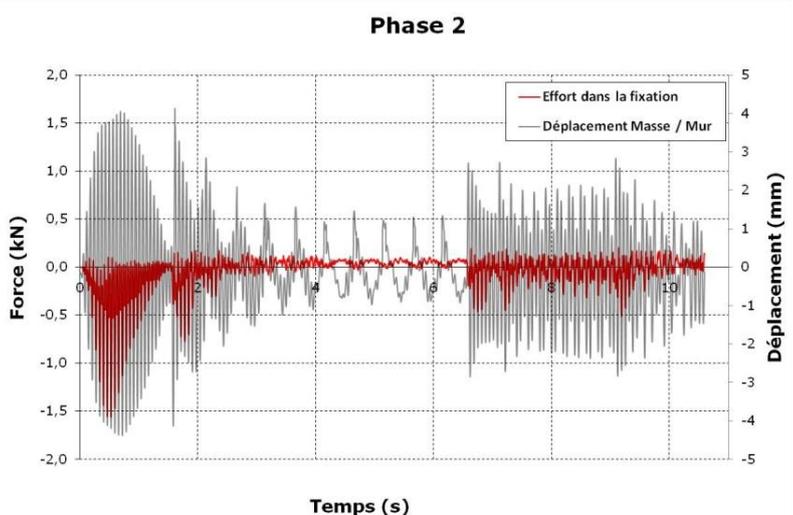
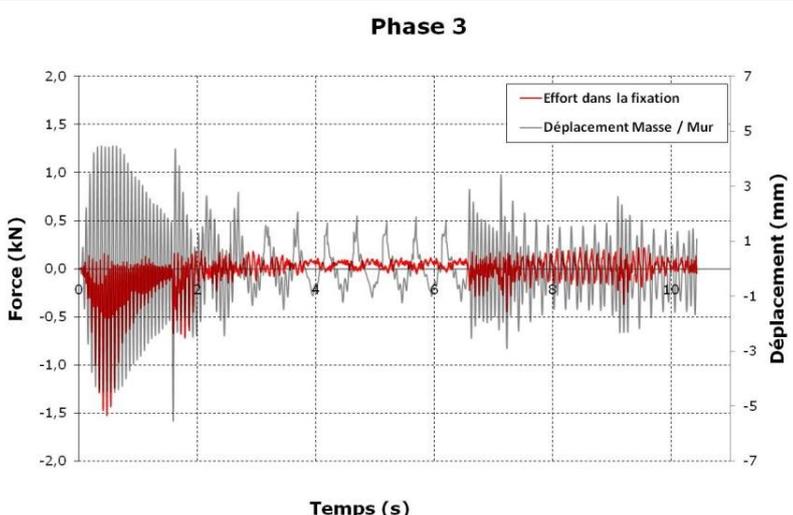
#### - **Amplitudes d'excitation**

Dans chacune des phases, les déplacements masse/mur les plus élevés sont obtenus lorsqu'il y a résonance.

Dans les 6 premières phases du protocole d'essai dynamique, la résonance est observée lors de sollicitations autour de la pseudo-fréquence propre calculée avant essais, soit entre 15,4 et 16,4 Hertz.

La mesure de la pseudo-fréquence propre après essai est de 14,8 Hertz, le balayage autour de cette pseudo-fréquence propre n'est donc plus adapté. La résonance au cours des phases 7 et 8 est observée lors de l'application du dernier train du balayage conventionnel, respectivement à 14 et 15 Hertz.

Le tableau ci-dessous représente les évolutions de  $x_{\text{mur/sol}}(t)$  et  $T(t)$  pendant les 8 phases de sollicitation dynamique.

Valeurs de l'effort dans la fixation enregistré au cours de l'essai dynamique		
<b>PHASE 1</b> (3,5 m/s <sup>2</sup> )	<b>Phase 1</b> 	Effort maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 1,2 kN
<b>PHASE 2</b> (5 m/s <sup>2</sup> )	<b>Phase 2</b> 	Effort maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 1,6 kN
<b>PHASE 3</b> (6 m/s <sup>2</sup> )	<b>Phase 3</b> 	Effort maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 1,5 kN

## Valeurs de l'effort dans la fixation enregistré au cours de l'essai dynamique

<p><b>PHASE 4</b> (8 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 4</b></p> <p style="text-align: center;">Temps (s)</p>	<p>Effort maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 1,4 kN</p>
<p><b>PHASE 5</b> (9,3 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 5</b></p> <p style="text-align: center;">Temps (s)</p>	<p>Effort maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 1,2 kN</p>
<p><b>PHASE 6</b> (11,2 m/s<sup>2</sup>)</p>	<p><b>Phase 6</b></p> <p style="text-align: center;">Temps (s)</p>	<p>Effort maximal enregistré au cours d'une phase de résonance: 1,3 kN</p>

Valeurs de l'effort dans la fixation enregistré au cours de l'essai dynamique

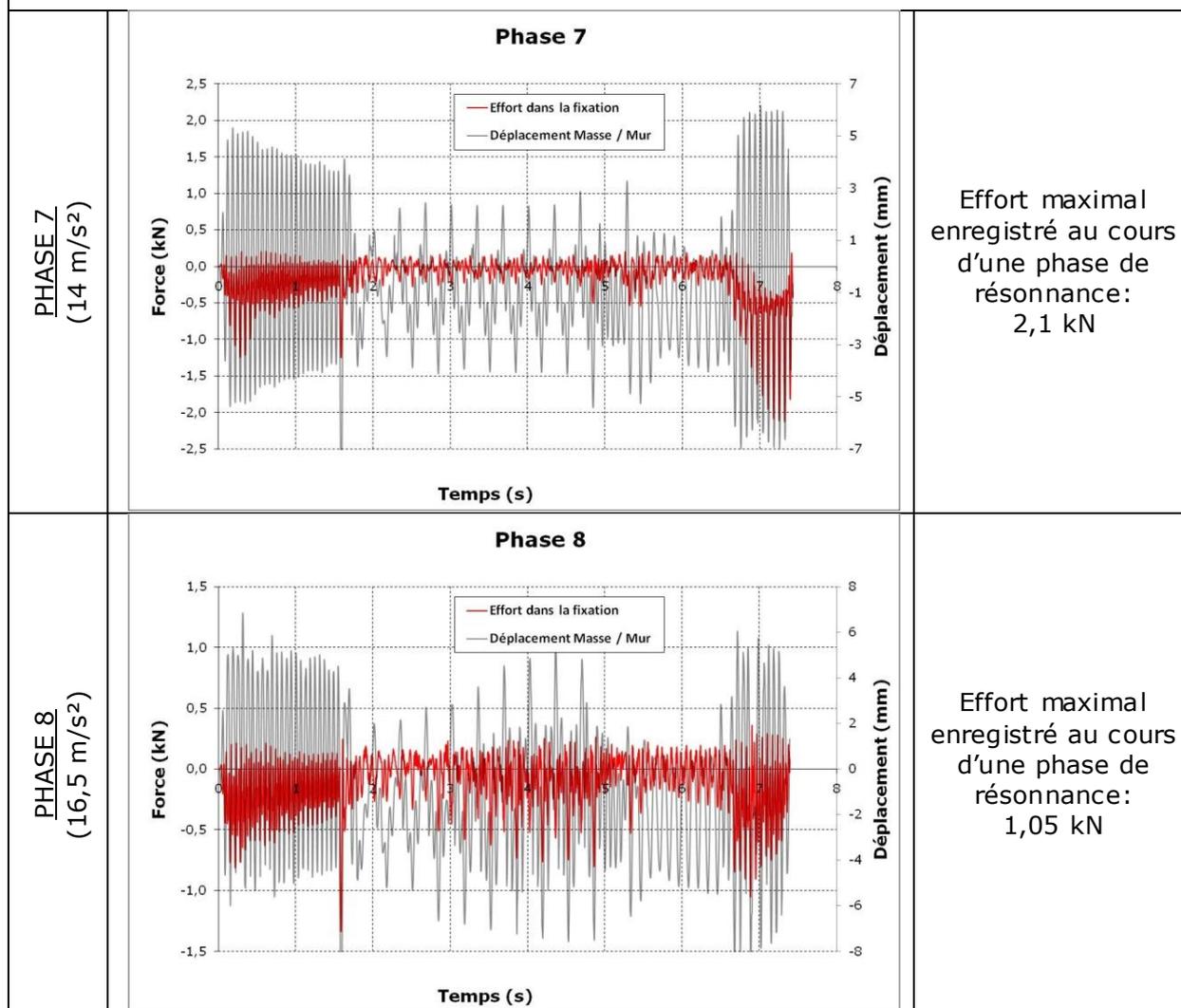


Figure 61: Valeurs de l'effort dans la fixation enregistrés au cours de l'essai dynamique

## 5. Comparaison de l'analyse théorique et des résultats obtenus avec le balayage conventionnel

### a. Allure des variations d'effort

Dans chacune des phases, les efforts maximaux sont observés lorsqu'il y a résonance.

Dans les 6 premières phases du protocole d'essai dynamique, la résonance est observée lors de sollicitations autour de la pseudo-fréquence propre calculée avant essais, soit entre 15,4 et 16,4 Hertz.

La mesure de la pseudo-fréquence propre après essai est de 14,77 Hertz, le balayage autour de cette fréquence n'est donc plus adapté. La résonance au cours des phases 7 et 8 est observée lors de l'application du dernier train du balayage conventionnel, respectivement à 14 et 15 Hertz.

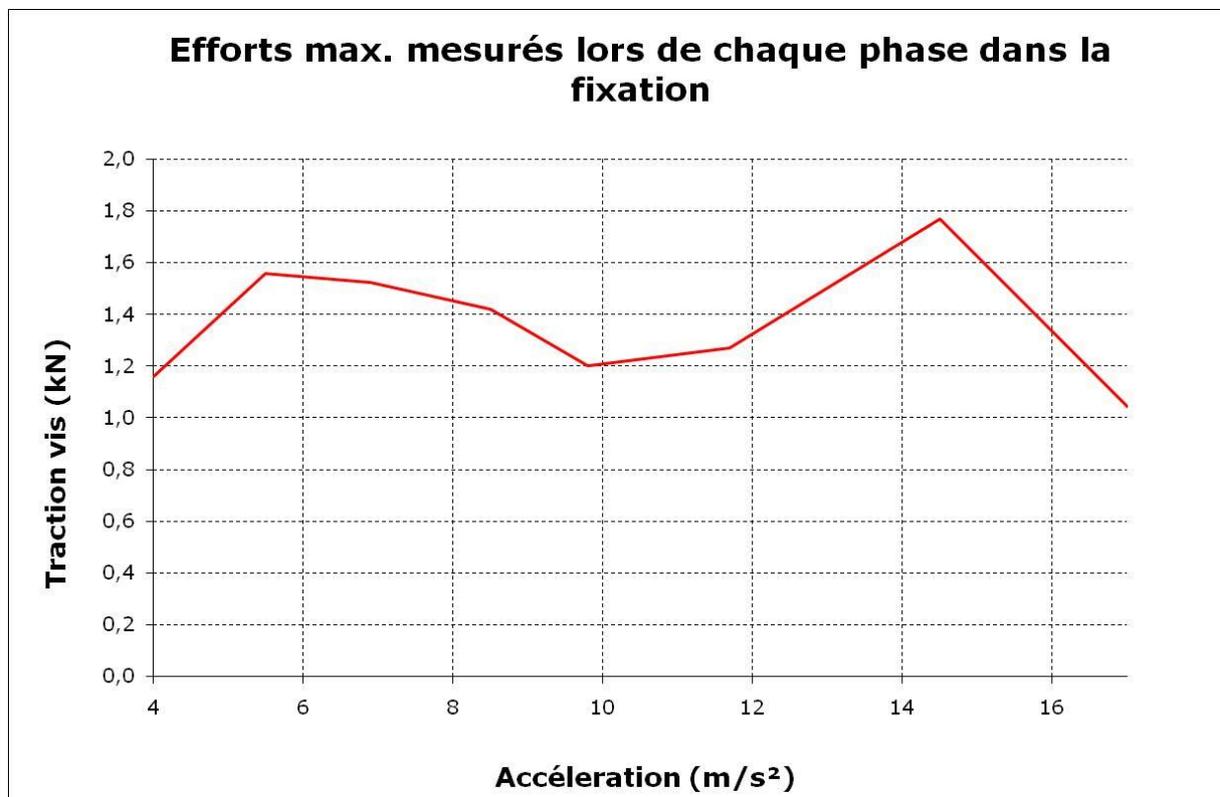


Figure 62: Effort maximal mesuré dans les fixations au cours de chaque phase

La chute de l'effort mesuré dans la fixation au cours de la phase 8 pourrait s'expliquer par une plastification des équerres qui engendrerait une chute de la raideur du système et une baisse de la pseudo-fréquence propre du système.

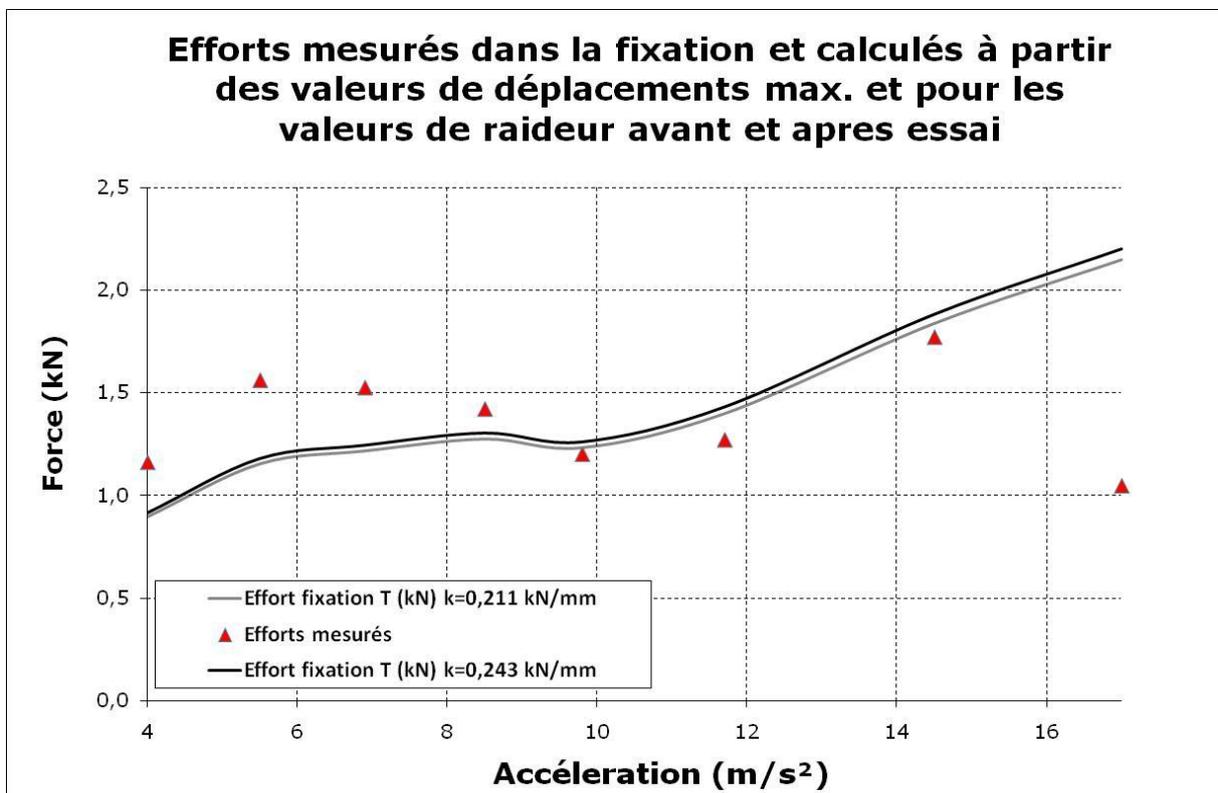
## b. Comparaison Expérimentale-Théorique

Une comparaison des variations maximales d'efforts mesurés et théoriques est réalisée.

- Les variations maximales d'effort sont mesurées au voisinage de la résonance. Ces variations correspondent à l'amplitude maximale d'oscillation, sans prendre en compte la précharge en traction dans la fixation.
- L'effort  $T$  exercé sur la fixation par la masse excitée est calculé selon la formule établie à la suite des essais statique et à partir de la mesure de la raideur dynamique:

$$T = \frac{h}{4,5 \cdot l} \cdot F$$

La valeur de  $x_{\text{masse/sol}}$  est mesurée comme l'amplitude d'un pic de la sinusoïde du déplacement au voisinage de la fréquence de résonance. L'action permanente du poids n'est pas prise en compte ici.



**Figure 63: Efforts dans les fixations  
Comparaison des résultats expérimentaux et des résultats obtenus par calcul**

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
Effort $F_{\max}$ mesuré (kN)	<b>1,2</b>	<b>1,6</b>	<b>1,5</b>	<b>1,4</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>1,8</b>	<b>1,1</b>
Déplacement ( $F_{\max}$ ) (mm)	3,39	4,37	4,61	4,83	4,67	5,3	6,97	8,15
Effort F appliqué sur la masse pour une raideur de 0,21 kN/mm (kN)	0,72	0,92	0,97	1,02	0,99	1,12	1,47	1,72
Effort fixation $T_{\text{calculé}}$ (kN)	<b>0,9</b>	<b>1,1</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>1,2</b>	<b>1,4</b>	<b>1,8</b>	<b>2,1</b>
% erreur $F_{\max}$ mesuré / $F_{\text{calculé}}$	22,9	26,1	20,2	10,3	-2,6	-10,1	-3,9	-105,5
Effort F appliqué sur la masse pour une raideur de 0,24 kN/mm (kN)	0,82	1,06	1,12	1,17	1,13	1,29	1,69	1,98
Effort fixation $T_{\text{calculé}}$ (kN)	<b>1,0</b>	<b>1,2</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>1,3</b>	<b>1,4</b>	<b>1,9</b>	<b>2,2</b>
% erreur $F_{\max}$ mesuré / $F_{\text{calculé}}$	21,1	24,4	18,3	8,2	-5,1	-12,7	-6,3	-110,4

**Figure 64: Efforts dans les fixations**

**Comparaison des résultats expérimentaux et des résultats obtenus par calcul**

Lors des 7 premières phases nous pouvons constater un écart maximal de 26% entre les valeurs mesurées par le capteur de force situé à l'arrière de la fixation, et les valeurs calculées à partir de la détermination de la raideur du portique et du déplacement de la masse. La moyenne des pourcentages d'erreur sur ces 7 premières phases se situe entre 6,8 et 9,0%.

Lors de la phase 8, l'écart entre les deux valeurs peut s'expliquer par une plastification des équerres lors d'un déplacement de 8,15mm, qui correspond à un dépassement de la limite élastique du système (cf. graphique n°1).

Cette plastification correspond à une dissipation d'énergie et une perte de raideur locale. L'effort transmis dans la fixation est donc réduit et l'effort obtenu par calcul est surestimé.

## 6. Conclusion

L'étude statique du système de portique nous a permis de comprendre comment un effort appliqué est transmis dans les fixations. Cependant une incertitude persiste sur le coefficient de passage de l'effort appliqué sur la traverse à l'effort transmis aux fixations, qui dépend de la géométrie de l'équerre et ne peut être déterminé que par des essais. Le mode de connexion de la base de l'équerre sur le mur porteur se rapproche d'un encastrement parfait, mais la géométrie des équerres perturbe cet encastrement.

Cette étude a permis également de mesurer l'impact de la précontrainte dans la fixation sur les mesures d'efforts réalisées sur celle-ci. Une précontrainte nulle ou faible nous a permis d'affiner notre modèle et d'établir une formule permettant de passer de manière précise et répétable de l'effort appliqué sur l'équerre à l'effort transmis dans la fixation en régime quasi-statique.

L'étude dynamique du système de portique nous a permis de mettre en évidence le phénomène de résonance mais pas d'anticiper les efforts qui seront appliqués à une masse sous sollicitation dynamique. Lors du balayage fréquentiel à amplitude constante, les valeurs théoriques sont supérieures aux valeurs mesurées, et deviennent inférieures lorsque l'amplitude croît. Ceci laisse à penser que le calcul de l'amortissement que nous avons considéré constant ne l'est pas, et qu'il varie en fonction de l'amplitude du déplacement de la masse. C'est donc un paramètre qui nécessite pour sa prise en compte l'emploi de calcul plus poussés ou l'utilisation des éléments finis.

L'étude du système de portique par application du protocole d'essais dynamiques sur bardages rapportés a montré que plusieurs sources d'incertitudes viennent s'ajouter aux paramètres d'entrée des équations :

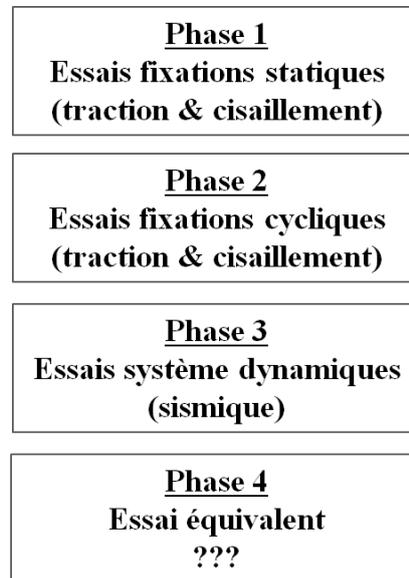
- La présence de pics parasites au moment des changements de fréquence ou d'amplitude du balayage, que l'on a ignoré car ils ne proviennent pas d'un phénomène de résonance
- La fatigue et la plastification des équerres, dont il est impossible de savoir précisément à quel moment ces phénomènes interviennent
- La perte de raideur et donc la diminution de la pseudo-fréquence propre du système, qui rend la fin du protocole de balayage inadapté à ces fréquences.

Malgré des sources d'incertitudes nous sommes arrivés à un pourcentage d'erreur moyen qui se situe entre 6,8 et 9,0% pour le calcul des efforts transmis dans la fixation à partir du déplacement mesuré de la masse.

Nous sommes donc capables, dans cette gamme d'incertitudes, dans des conditions de laboratoire et à partir de mesures de déplacements externes, d'anticiper les efforts appliqués aux fixations.

## V. Essais sur couple chevilles / maçonnerie

### 1. Démarche du projet



**Figure 65: Démarche du projet**

La phase 1 et la phase 2 correspondent à des essais de caractérisation des chevilles selon les ETAG 000, 020 et 029. Les essais sont réalisés sur des fixations à scellement chimique ou mécanique, implantées dans des supports maçonnés. Les fixations sont sollicitées en traction ou en cisaillement de manière quasi-statique, puis sous sollicitation cycliques.

Les essais de la phase 3 correspondent à des essais réalisés sur des murs de maçonnerie soumis tout d'abord au protocole d'essais sismiques décrit en II.2.c.

Un portique constitué de deux équerres et d'une masse, représentatif d'un élément de bardage rapporté est fixé dans ce mur.

Les essais dynamiques se terminent par un essai de traction statique réalisé sur chacune des chevilles testées, dont l'objectif est de caractériser le niveau de dégradation de la cheville en comparant les résultats à ceux obtenus lors de la phase 1.

La phase 4 consiste en la définition et la mise en application d'un protocole d'essai quasi-statique équivalent, censé de reproduire les sollicitations d'un essai dynamique pour atteindre un même niveau de dégradation des performances des fixations.

## 2. Programme des essais et matériaux utilisés

### a. Couples de fixations et de supports en maçonnerie

Les essais ont été réalisés sur 9 couples de fixations et de supports en maçonnerie. Ces 9 couples sont composés de 5 supports différents et de 7 fixations différentes: Deux fixations à scellement chimiques et cinq chevilles plastiques.

Pour chaque couple, 25 essais ont été réalisés:

- 5 essais de répétabilité en traction quasi-statique
- 5 essais de répétabilité en traction cyclique
- 5 essais de répétabilité en cisaillement quasi-statique
- 5 essais de répétabilité en cisaillement cyclique
- 5 essais dynamiques suivis d'une traction quasi-statique

Photo	Couple	Maçonnerie	Fixation	Sollicitation	Nombre d'essais
	1	Brique pleine	Hilti Ancrage mécanique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	2	Brique perforations verticales	Spit Ancrage mécanique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	3	Brique perforations verticales	Fis HT Scellement chimique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	4	Brique perforations horizontales	Etanco Ancrage mécanique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	5	Brique perforations horizontales	Fis HT Scellement chimique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	6	Bloc de béton creux	Fischer Ancrage mécanique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	7	Bloc de béton creux	Simpson AT-HP Scellement chimique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	8	Béton cellulaire	Wurth Ancrage mécanique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					
	9	Béton cellulaire	Simpson Scellement chimique	Traction Statique	5
Traction Cyclique					
Cisaillement Statique					
Cisaillement Cyclique					

Figure 66: Couples fixation & support testés – Phases 1 et 2

Photo	Couple	Maçonnerie	Fixation	Sollicitation	Nombre d'essais
	1	Brique pleine	Hilti Ancrage mécanique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	2	Brique perforations verticales	Spit Ancrage mécanique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	3	Brique perforations verticales	Fis HT Scellement chimique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	4	Brique perforations horizontales	Etanco Ancrage mécanique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	5	Brique perforations horizontales	Fis HT Scellement chimique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	6	Bloc de béton creux	Fischer Ancrage mécanique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	7	Bloc de béton creux	Simpson AT-HP Scellement chimique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	8	Béton cellulaire	Wurth Ancrage mécanique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5
	9	Béton cellulaire	Simpson Scellement chimique	Sollicitation dynamique puis traction statique	5

**Figure 67: Couples fixation & support testés – Phases 3**

Pour chaque couple, 3 murs ont été bâtis.

Ces murs sont réalisés avec des joints horizontaux et verticaux et sont entourés d'un chaînage en béton armé d'une largeur de 15 à 20 cm.

La dimension hors tout des murs fabriqués pour les deux premières phases est de 140 x 250 cm<sup>2</sup>. L'épaisseur des murs est égale à celle des blocs.

La dimension hors tout des murs fabriqués pour la troisième phase est de 140 x 140 cm<sup>2</sup>. L'épaisseur des murs est égale à celle des blocs.

## b. Caractérisation des éléments de support en compression

Les caractérisations dimensionnelles et des résistances à la compression ont été réalisées pour les 5 types de maçonnerie. La Figure 68 présente les résistances moyennes en compression des blocs en tenant compte du matériau plein et des alvéoles.

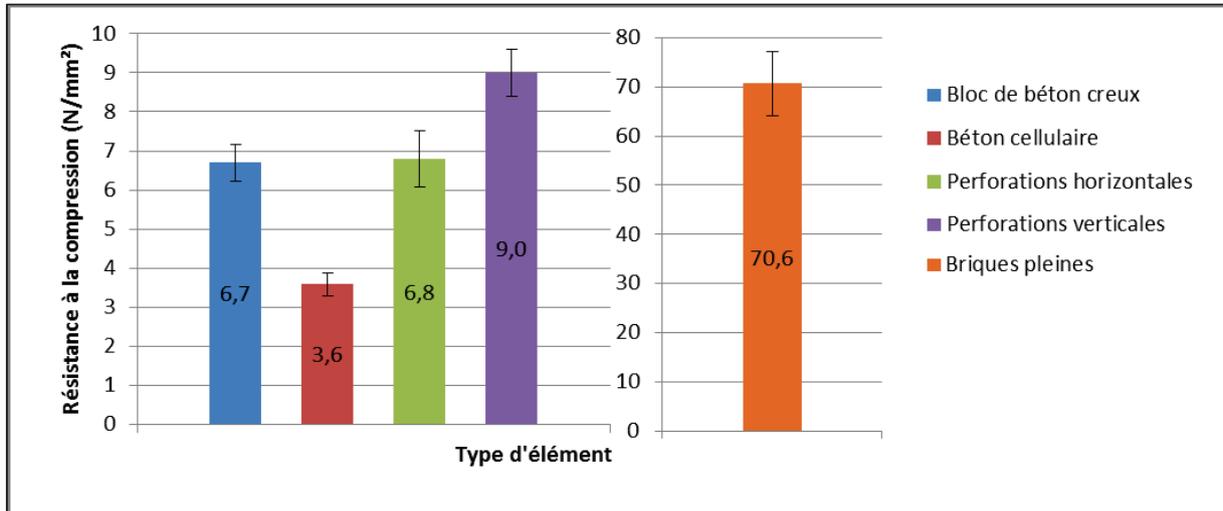


Figure 68: Résistance moyenne à la compression des 5 types de support

La brique pleine présente la résistance la plus élevée (70 MPa). Les autres supports présentent une résistance entre 3 et 10 MPa. Les variations relatives obtenues sur 6 essais de compression varient entre 7% et 10%.

### 3. Procédures d'essais et dispositifs

#### a. Procédures d'essais quasi-statiques

L'implantation des fixations dans les murs a été effectuée en suivant les recommandations des fabricants. Les conditions et détails de chaque implantation sont présentés dans les fiches de pose pour chaque couple dans l'annexe II. Le positionnement des ancrages a été effectué de manière à assurer qu'aucun endommagement du support par formation d'un cône d'arrachement suite à un essai de traction quasi statique ou cyclique ne pouvait influencer la tenue mécanique de la fixation voisine.

Les essais statiques ont été réalisés avec un chargement monotone piloté en déplacement à vitesse constante jusqu'à l'arrachement de la fixation. Le protocole d'essais décrit dans l'ETAG 001 impose une durée d'essai inférieure à 3 minutes.

Les résistances ont été déterminées comme égales aux efforts maximaux mesurés pendant les essais de traction et de cisaillement. Les résistances moyennes :  $N_{\text{statique}}$  et  $V_{\text{statique}}$ , et les variations relatives (pourcentage de l'écart type divisé par la moyenne) sont déterminées à partir des 5 essais de répétabilité.

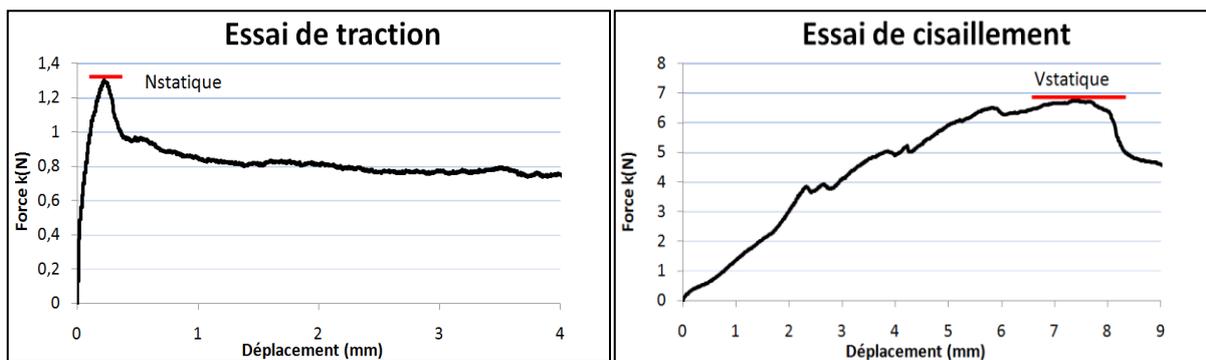


Figure 69 et Figure 70: Procédures d'essais quasi-statiques

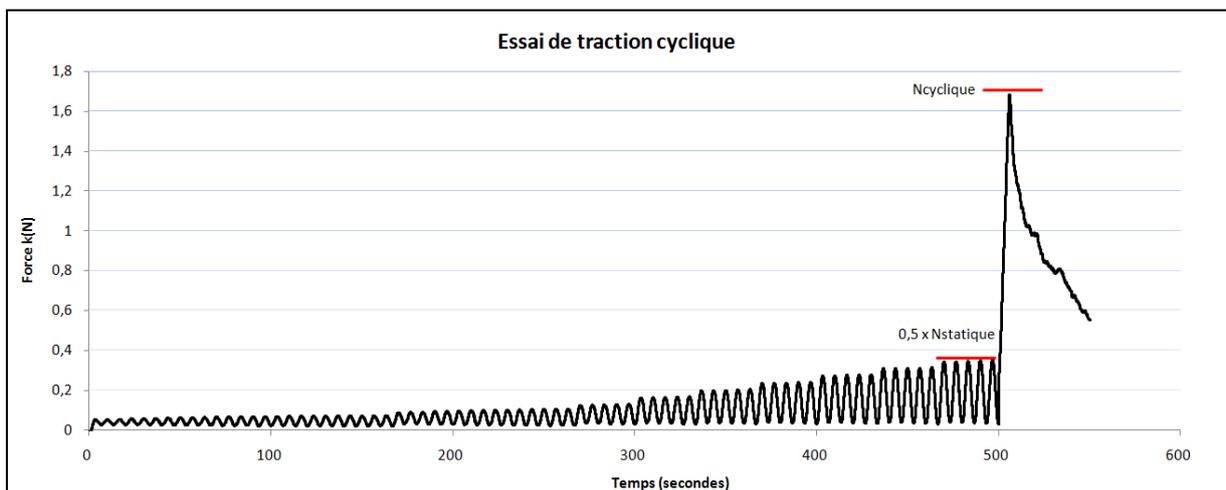
#### a. Procédures d'essais cycliques

Les essais cycliques ont été réalisés avec des niveaux de chargement établis à partir des résistances moyennes  $N_{\text{statique}}$  et  $V_{\text{statique}}$ . Le chargement cyclique comporte plusieurs cycles d'efforts appliqués de manière sinusoïdale à 0,5 Hz avec des amplitudes correspondant à des pourcentages de  $N_{\text{statique}}$  et  $V_{\text{statique}}$  (Figure 71 dans le cas du cisaillement). Le choix de ne pas dépasser 50% de  $N_{\text{statique}}$  et  $V_{\text{statique}}$  a été effectué pour ne pas obtenir de ruine pendant les cycles compte tenu de la dispersion élevée de résistances mesurées lors des essais statiques.

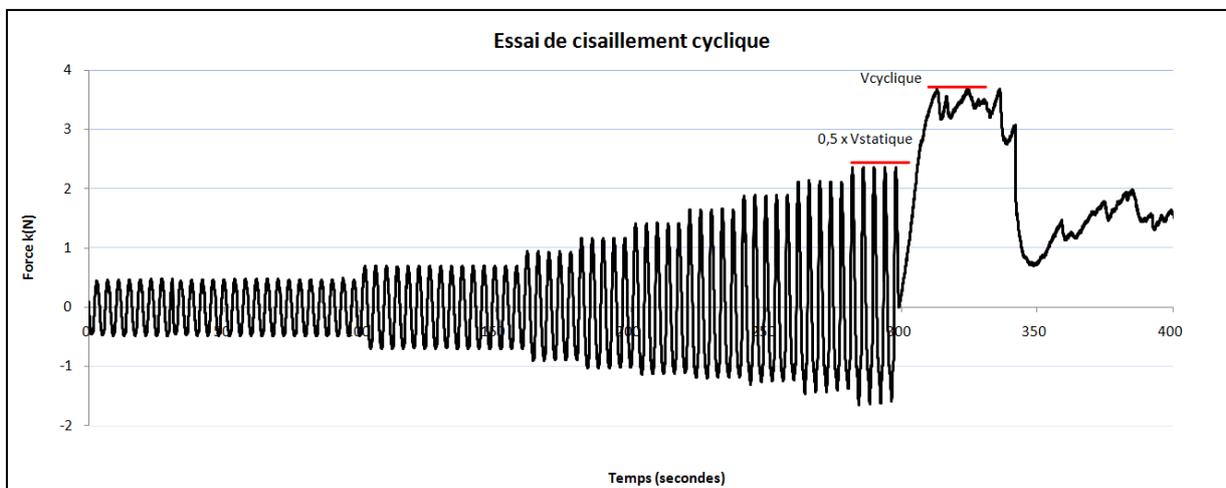
Chargement	Cycles
10 % $V_{moy}$	25
15 % $V_{moy}$	15
20 % $V_{moy}$	5
25 % $V_{moy}$	5
30 % $V_{moy}$	5
35 % $V_{moy}$	5
40 % $V_{moy}$	5
45 % $V_{moy}$	5
50 % $V_{moy}$	5

**Figure 71: Niveaux de chargements durant les cycles**

Les sollicitations en cycles d'efforts ont été suivies par un essai de chargement résiduel monotone piloté en déplacement à vitesse constante en cisaillement ou en traction jusqu'à la ruine de la fixation. Un exemple de sollicitation cyclique en effort suivi d'un essai résiduel est présenté dans la Figure 72 et dans la Figure 73 respectivement lors d'essais de traction et de cisaillement.



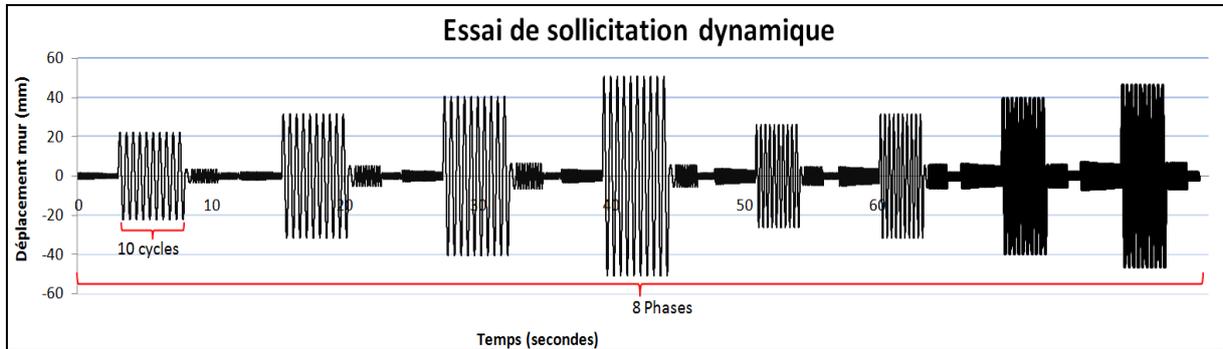
**Figure 72: Sollicitation en traction cyclique suivie d'un arrachement résiduel**



**Figure 73: Sollicitation cyclique en cisaillement suivie d'un arrachement résiduel en cisaillement**

## b. Procédures d'essais dynamiques

La procédure d'essais dynamiques consiste en l'application du protocole d'essais sur bardages rapportées décrit en II.2.c, conformément au *cahier du CSTB 3725*.



**Figure 74: Déplacements imposés au support lors de l'essai de sollicitation dynamique**

A l'issue de ce protocole et dans le cas où les fixations ne sont pas arrachées, un essai de traction résiduelle est réalisé selon le protocole décrit dans la partie a, et appliqué lors de la phase 1.

## c. Dispositifs de chargement quasi-statiques et cyclique

Les dispositifs de chargement en traction et en cisaillement sont présentés dans les Figure 75 et Figure 76 ci-dessous.

**Le dispositif de traction** se compose d'un vérin hydraulique d'une capacité de 50 kN et d'une course totale de 100 mm. L'effort de traction perpendiculaire au plan du support est transmis à la fixation par l'intermédiaire d'une pièce à fixer dont l'épaisseur est spécifiée dans les fiches de pose en annexe II, et respecte les spécifications données du fabricant.

**Le dispositif de cisaillement** est posé sur le support à tester, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués. La fixation est implantée à travers une pièce en acier connectée à un vérin hydraulique d'une capacité de 400 kN et d'une course totale de 100 mm. Celui-ci applique des efforts parallèlement au plan du support.



**Figure 75 et Figure 76: Dispositifs de chargement en traction et en cisaillement**

Le système TEMATEST permet l'asservissement des vérins hydrauliques et d'enregistrer les données l'acquisition des données relatives aux essais. La fréquence d'acquisition pour les voies de mesures d'effort et de déplacement est de 50 Hz.



**Figure 77: Système de pilotage et d'acquisition TEMATEST**

Les capteurs d'efforts et de déplacements sont modifiés selon le type d'essai et le couple testé de manière à adapter l'étendue de mesure de l'instrumentation à chaque type d'essai. Le tableau 3 présente les caractéristiques des capteurs utilisés. Ces caractéristiques sont détaillées pour chaque essai dans les fiches de pose en annexe II.

		Traction		Cisaillement		
Déplacement	Marque	Solartron		Solartron	Solartron	Solartron
	Etendue	5 mm		5 mm	20 mm	100 mm
	Type					
	Sensibilité	-1.606mV/V		-1.606mV/V	2.004mV/V	9.999mV/V
Force	Marque	MEAS	FGP instrumentation	MEAS	FGP instrumentation	LEBOW
	Etendue	10 kN	12.5 kN (25)	10 kN	12.5 kN (25)	50 kN
	Type	FN3050	FN5299	FN3050	FN5299	3174
	Sensibilité	-1.606mV/V	1.635mV/V	-1.606mV/V	1.635mV/V	2.367mV/V

**Figure 78: Caractéristiques des capteurs d'effort et de déplacement**

#### d. Dispositifs d'essais dynamiques

L'implantation des fixations dans les murs a été effectuée en suivant les recommandations des fournisseurs de fixations. Les conditions et détails de chaque implantation sont présentés dans les fiches de pose pour chaque couple dans les annexes 1 à 9.

La configuration d'essais décrite ci-dessous est identique à la configuration employée dans la partie IV.4. *Essais dynamiques selon le Cahier du CSTB 3725.*

Les essais dynamiques sont réalisés avec un corps d'épreuve constitué d'une masse connectée à deux équerres placées en vis-à-vis de manière à assurer une oscillation symétrique. Chaque équerre est fixée au mur support grâce à une fixation positionnée dans un trou central de la base de l'équerre. Les fixations sont toujours positionnées sur deux éléments de maçonneries différents. Les équerres de type B - SFS Intec sont en acier zingué et d'une longueur de 140 mm. La masse utilisée est de 25 kg, représentant un élément de bardage de masse surfacique de 20 kg/m<sup>2</sup> pour des équerres espacées verticalement de 1 m et horizontalement de 0,6 m, dimensions courantes dans le domaine du bardage rapporté.



**Figure 79 et Figure 80: Corps d'épreuve utilisé pour les essais dynamiques**

Une sollicitation dynamique est appliquée au mur selon le protocole de balayage et le dispositif décrits dans la partie II.2.c provoquant l'oscillation de la masse. Des essais de chocs également décrits dans cette partie sont réalisés avant et après le balayage conventionnel afin de mesurer les pseudo-fréquences d'oscillation de la masse avant et après essais.

Une fois la sollicitation dynamique appliquée, si les fixations ne sont pas arrachées, un essai de traction résiduel est réalisé en appliquant un effort de traction directement sur chacune des fixations, comme en phase 1.

#### 4. Résultats des essais quasi-statiques et alternés

##### a. Valeurs de résistances moyennes et caractéristiques

Le tableau ci-dessous présente les résistances moyennes, les variations relatives, les résistances caractéristiques et les modes de ruine obtenus pour chaque série de 5 essais. Les valeurs caractéristiques sont déterminées en utilisant une distribution log-normale, car une distribution normale conduit à certaines valeurs caractéristiques négatives à cause des dispersions élevées des valeurs. La courbe de chaque essai est présentée dans les annexes II. La Figure 83 présente les valeurs de résistances moyennes en traction et en cisaillement pour chaque couple ainsi que la dispersion quantifiée par l'écart type.

Photo	Couple	Sollicitation	Résistance moyenne (kN)	V%	Résistance caractéristique (kN)	Mode de rupture
	1	Traction Statique	15.1	6.3	12.1	Glissement écaillage
		Traction Cyclique	14.1	11.0	9.6	Glissement écaillage
		Cisaillement Statique	19.1	4.0	16.7	Cisaillement acier
		Cisaillement Cyclique	21.5	7.5	16.4	Cisaillement acier
	2	Traction Statique	1.3	14.9	0.8	Cône d'arrachement
		Traction Cyclique	1.4	33.5	0.4	Cône d'arrachement
		Cisaillement Statique	3.5	25.9	1.4	Ovalisation écaillage
		Cisaillement Cyclique	3.0	24.3	1.1	Ovalisation écaillage
	3	Traction Statique	7.6	22.9	3.3	Casse brique
		Traction Cyclique	7.6	32.7	2.0	Casse brique
		Cisaillement Statique	10.4	8.6	7.7	Ovalisation
		Cisaillement Cyclique	9.8	6.0	8.0	Ovalisation
	4	Traction Statique	1.4	13.7	0.9	Glissement écaillage
		Traction Cyclique	1.9	8.2	1.5	Glissement écaillage
		Cisaillement Statique	4.9	5.0	4.1	Ovalisation écaillage
		Cisaillement Cyclique	4.9	1.9	4.6	Ovalisation écaillage
	5	Traction Statique	4.5	6.3	3.6	Casse brique
		Traction Cyclique	4.0	26.8	1.7	Casse brique
		Cisaillement Statique	7.5	18.5	3.8	Ovalisation
		Cisaillement Cyclique	8.4	20.6	3.9	Ovalisation
	6	Traction Statique	1.7	14.7	1.0	Glissement écaillage
		Traction Cyclique	2.2	23.3	1.0	Glissement écaillage
		Cisaillement Statique	7.4	15.4	4.4	Ovalisation
		Cisaillement Cyclique	5.7	22.7	2.5	Ovalisation
	7	Traction Statique	9.6	7.2	7.6	Cône d'arrachement
		Traction Cyclique	8.9	19.6	4.1	Cône d'arrachement
		Cisaillement Statique	5.7	27.1	2.3	Ovalisation
		Cisaillement Cyclique	4.4	26.3	1.9	Ovalisation
	8	Traction Statique	1.5	22.3	0.7	Glissement
		Traction Cyclique	1.5	6.8	1.2	Glissement
		Cisaillement Statique	4.1	14.9	2.5	Ovalisation
		Cisaillement Cyclique	4.1	21.5	1.9	Ovalisation
	9	Traction Statique	4.1	15.0	2.4	Cône d'arrachement
		Traction Cyclique	3.1	18.4	1.7	Cône d'arrachement
		Cisaillement Statique	4.8	17.9	2.6	Ovalisation
		Cisaillement Cyclique	7.3	19.4	3.8	Ovalisation

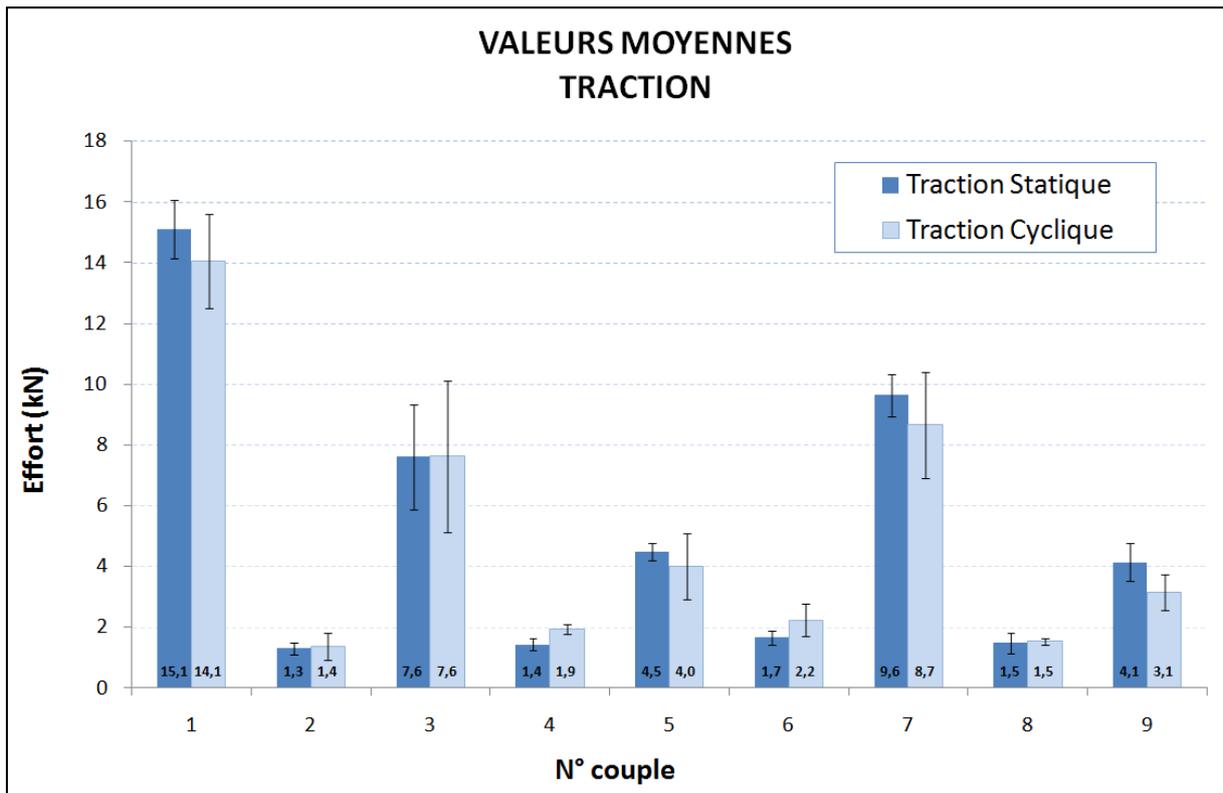
Figure 81: Essais statiques et cycliques : Résistances moyennes, variations relatives, résistances caractéristiques et modes de ruine pour les 9 couples

La résistance caractéristique est déterminée par la formule ci-dessous pour une population transformée en logarithme népérien.

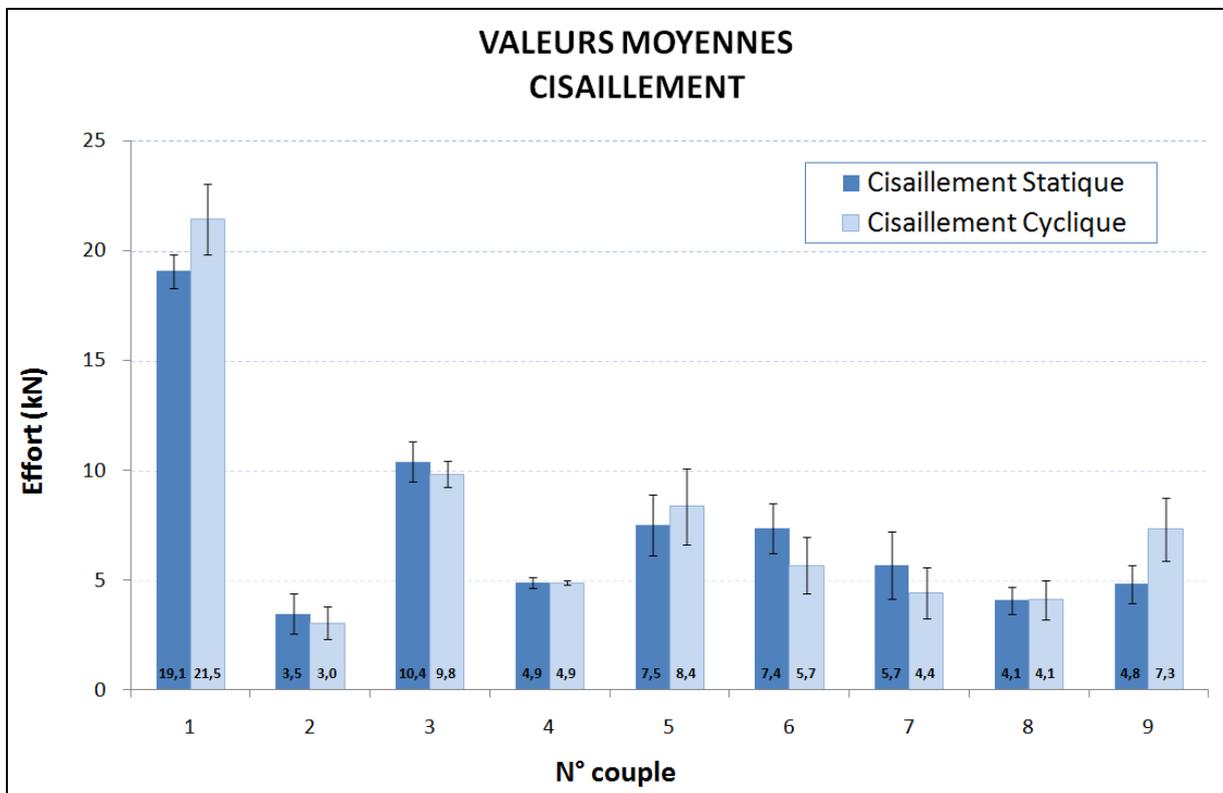
$$N_k = \exp(N_{moy}(1 - K_s \cdot V\%))$$

Avec:

$N_k$	Résistance caractéristique
$N_{moy}$	Résistance moyenne par série de 5 essais
$V\%$	Variation relative par série de 5 essais
$K_s$	Coefficient de Student égal à 3,4 et correspondant au fractile 5% avec un intervalle de confiance de 90%



**Figure 82: Résistances moyennes en traction et en cisaillement pour les 9 couples**



**Figure 83: Résistances moyennes en traction et en cisaillement pour les 9 couples**

## **b. Discussion autour des résultats issus des phases 1 et 2**

Pour les niveaux de chargements cycliques choisis qui atteignent au maximum 50% des résistances maximales moyennes obtenues lors des essais quasi statiques, il n'apparaît pas de différence entre la valeur de résistance statique et la valeur de résistance résiduelle (après une sollicitation cyclique). Les écarts observés sont compris dans les intervalles de dispersion associés à ces essais. Ceci indique que, pour les procédures d'essai choisies, aucun endommagement ne semble intervenir pendant le chargement cyclique.

Les essais réalisés dans la brique pleine (couple 1) présentent les valeurs de résistances les plus élevées: autour de 15 kN en traction et 20 kN en cisaillement. De manière systématique, les résistances en cisaillement sont supérieures aux résistances en traction.

La dispersion mesurée peut être élevée en statique et en cyclique, avec des variations relatives pouvant dépasser les 30%. Cette dispersion est faible pour les essais de cisaillement sur les chevilles plastiques dans la brique pleine où la ruine est conditionnée par la limite de résistance au cisaillement de l'acier.

Les essais réalisés lors des phases n°1 et 2 conduisent aux conclusions suivantes:

- 1) Les résistances en cisaillement sont supérieures aux résistances en traction. Les exigences en termes de résistance au cisaillement sont largement inférieures aux résistances attendues en traction.*
- 2) Les 9 couples testés présentent une grande étendue de résistances moyennes pouvant aller de 1,3 à 15,1 kN en traction et de dispersions avec une variation relative de 6 à 30%. Cela engendre des différences élevées de valeurs caractéristiques.*
- 3) Pour le chargement cyclique choisi (au maximum 50% de la résistance statique), les valeurs de résistances statiques et cycliques sont égales.*

## **5. Résultats des essais dynamiques**

### **a. Observations**

L'ensemble des couples fixation/support a résisté au protocole de balayage dynamique à l'exception du couple 8: Chevilles mécaniques Wurth implantées dans des blocs de béton cellulaire.

Le couple n°8 a présenté une ruine systématiquement observée durant le balayage conventionnel pour chacun des essais. Ce couple n'a donc pas fait l'objet de tractions résiduelles. Un endommagement progressif du support par la base de l'équerre a été observé et illustré en Figure 95.

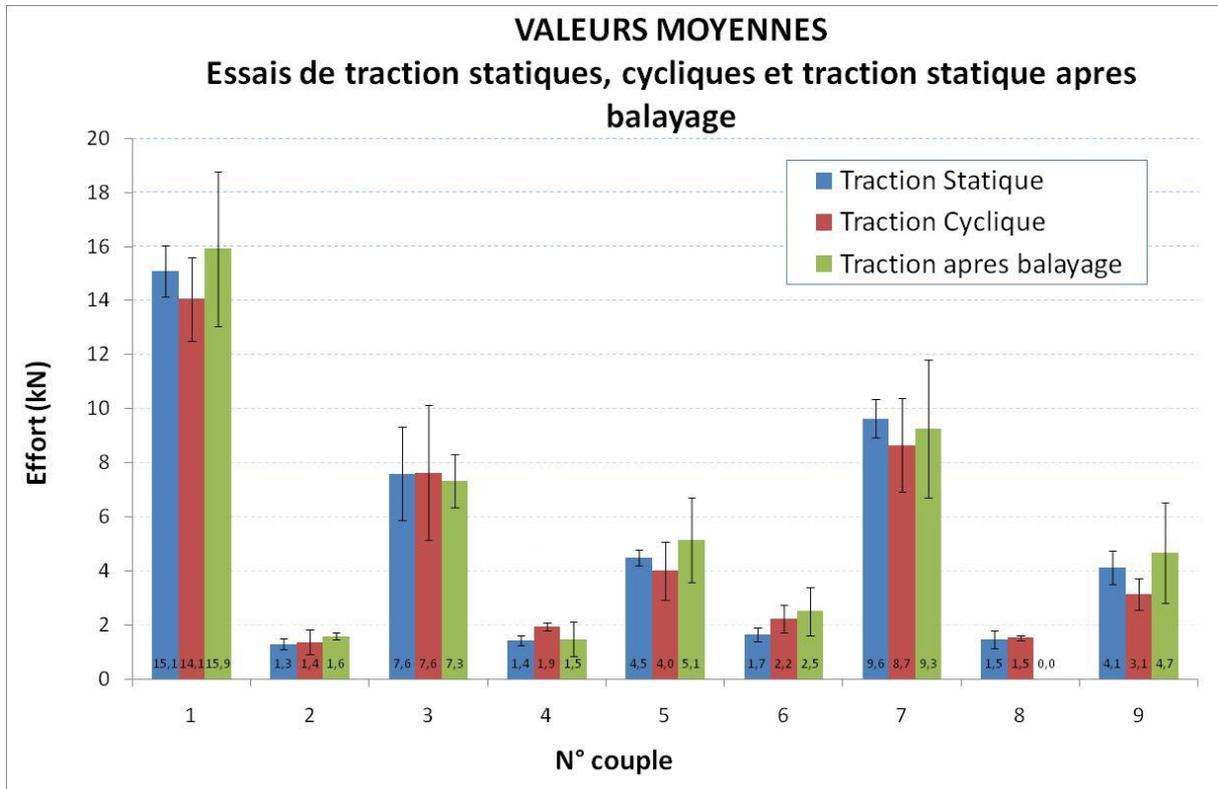
### **b. Résistances en traction**

La Figure 84 présente les résistances moyennes, les variations relatives, les résistances caractéristiques et les modes de ruine obtenus pour chaque série de 5 essais résiduels réalisés après la sollicitation dynamique. Les valeurs caractéristiques ont été déterminées en utilisant une distribution log-normale car une distribution normale conduit à certaines valeurs caractéristiques négatives à cause des dispersions élevées. La courbe de chaque essai est présentée dans l'annexe II.

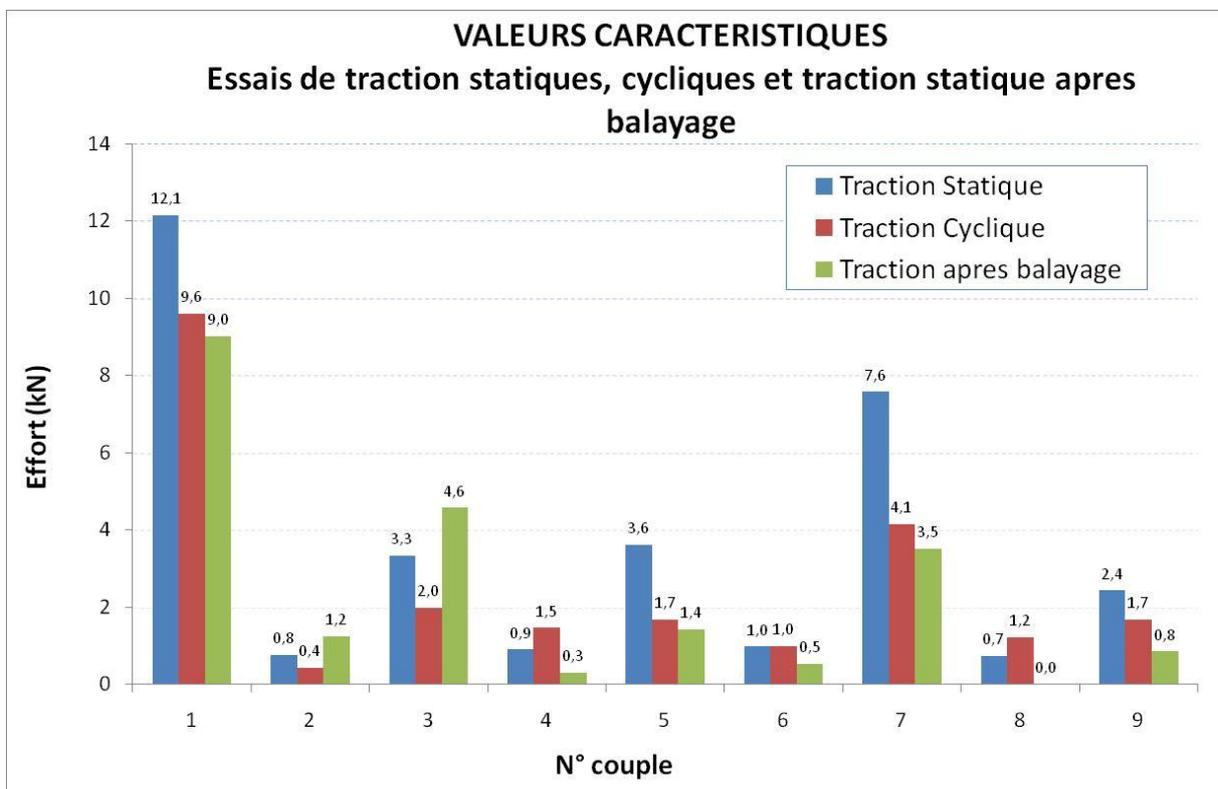
Photo	Couple	Maçonnerie	Fixation	Sollicitation	Résistance moyenne (kN)	V%	Résistance caractéristique (kN)	Mode de rupture
	1	Brique pleine	Hilti Ancrage mécanique	Traction Statique	15.1	6.3	12.1	Glissement écaillage
				Traction cyclique	14.1	11.0	9.6	Glissement écaillage
				Cisaillement statique	19.1	4.0	16.7	Cisaillement acier
				Cisaillement cyclique	21.5	7.5	16.4	Cisaillement acier
				Sollicitation dynamique puis traction statique	15.9	17.9	9.0	Glissement écaillage
	2	Brique perforations verticales	Spit Ancrage mécanique	Traction Statique	1.3	14.9	0.8	Cône d'arrachement
				Traction cyclique	1.4	33.5	0.4	Cône d'arrachement
				Cisaillement statique	3.5	25.9	1.4	Ovalisation écaillage
				Cisaillement cyclique	3.0	24.3	1.1	Ovalisation écaillage
				Sollicitation dynamique puis traction statique	1.6	7.3	1.2	Glissement écaillage
	3	Brique perforations verticales	Fis HT Scellement chimique	Traction Statique	7.6	22.9	3.3	Casse brique
				Traction cyclique	7.6	32.7	2.0	Casse brique
				Cisaillement statique	10.4	8.6	7.7	Ovalisation
				Cisaillement cyclique	9.8	6.0	8.0	Ovalisation
				Sollicitation dynamique puis traction statique	7.3	13.5	4.6	Casse brique
	4	Brique perforations horizontales	Etanco Ancrage mécanique	Traction Statique	1.4	13.7	0.9	Glissement écaillage
				Traction cyclique	1.9	8.2	1.5	Glissement écaillage
				Cisaillement statique	4.9	5.0	4.1	Ovalisation écaillage
				Cisaillement cyclique	4.9	1.9	4.6	Ovalisation écaillage
				Sollicitation dynamique puis traction statique	1.5	43.4	0.3	Glissement écaillage
	5	Brique perforations horizontales	Fis HT Scellement chimique	Traction Statique	4.5	6.3	3.6	Casse brique
				Traction cyclique	4.0	26.8	1.7	Casse brique
				Cisaillement statique	7.5	18.5	3.8	Ovalisation
				Cisaillement cyclique	8.4	20.6	3.9	Ovalisation
				Sollicitation dynamique puis traction statique	5.1	30.6	1.4	Casse brique
	6	Bloc de béton creux	Fischer Ancrage mécanique	Traction Statique	1.7	14.7	1.0	Glissement écaillage
				Traction cyclique	2.2	23.3	1.0	Glissement écaillage
				Cisaillement statique	7.4	15.4	4.4	Ovalisation
				Cisaillement cyclique	5.7	22.7	2.5	Ovalisation
				Sollicitation dynamique puis traction statique	2.5	35.5	0.5	Glissement écaillage
	7	Bloc de béton creux	Simpson AT-HP Scellement chimique	Traction Statique	9.6	7.2	7.6	Cône d'arrachement
				Traction cyclique	8.9	19.6	4.1	Cône d'arrachement
				Cisaillement statique	5.7	27.1	2.3	Ovalisation
				Cisaillement cyclique	4.4	26.3	1.9	Ovalisation
				Sollicitation dynamique puis traction statique	9.3	27.4	3.5	Cône d'arrachement
	8	Béton cellulaire	Wurth Ancrage mécanique	Traction Statique	1.5	22.3	0.7	Glissement
				Traction cyclique	1.5	6.8	1.2	Glissement
				Cisaillement statique	4.1	14.9	2.5	Ovalisation
				Cisaillement cyclique	4.1	21.5	1.9	Ovalisation
				Sollicitation dynamique puis traction statique	0.0	0.0	0.0	—
	9	Béton cellulaire	Simpson Scellement chimique	Traction Statique	4.1	15.0	2.4	Cône d'arrachement
				Traction cyclique	3.1	18.4	1.7	Cône d'arrachement
				Cisaillement statique	4.8	17.9	2.6	Ovalisation
				Cisaillement cyclique	7.3	19.4	3.8	Ovalisation
				Sollicitation dynamique puis traction statique	4.7	39.8	0.8	Glissement

Figure 84: Essais dynamiques : Résistances moyennes, variations relatives, résistances caractéristiques et modes de ruine pour les 9 couples

Les figures 87 et 88 comparent les résistances moyennes et les résistances caractéristiques en traction obtenues pour les essais statiques (Phase 1) les essais résiduels cycliques (Phase 2) et les essais résiduels dynamiques (Phase 3).



**Figure 85: Résistances moyennes en traction pour les 9 couples**



**Figure 86: Valeurs caractéristiques en traction pour les 9 couples**

### c. Discussion autour des résultats issus des phases 1, 2 et 3

Pour les paramètres d'essais dynamiques choisis, à l'exception du couple 8, les résistances moyennes en **dynamique** sont proches de celles en **statique** et en **cyclique**. Les modes de ruine observés lors des essais d'arrachement résiduels pour l'ensemble des couples à l'exception du couple 8 sont les mêmes que ceux observés lors des essais statiques et cycliques.

Les dispersions mesurées sont élevées pour les essais dynamiques, avec des valeurs de variations relatives pouvant dépasser les 40%. D'une manière générale, à l'exception des couples 2 et 3, les dispersions en dynamique sont supérieures à celles mesurées pour les essais statiques et cycliques.

### d. Conclusions

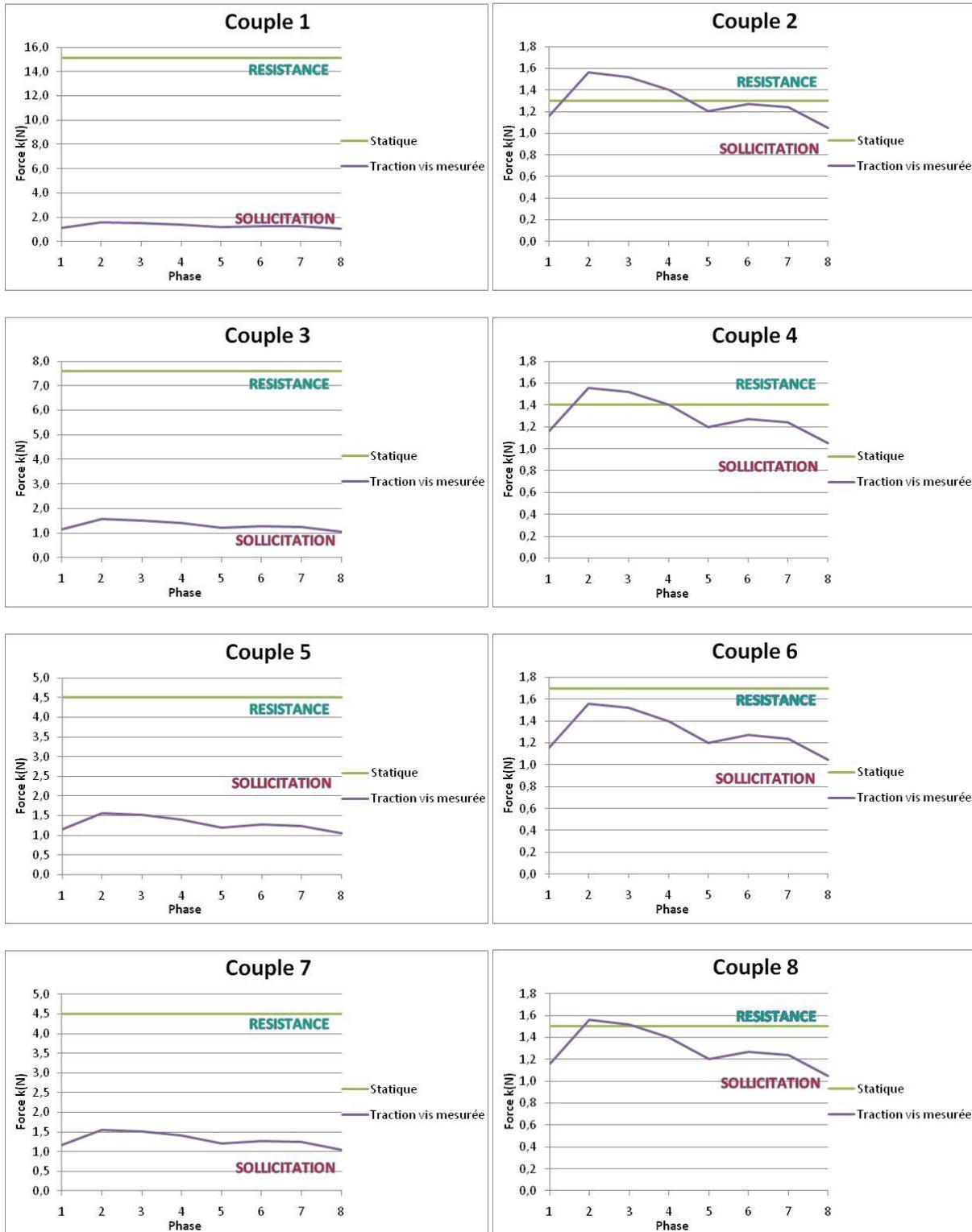
Les essais réalisés lors de la phase 3 conduisent aux conclusions suivantes:

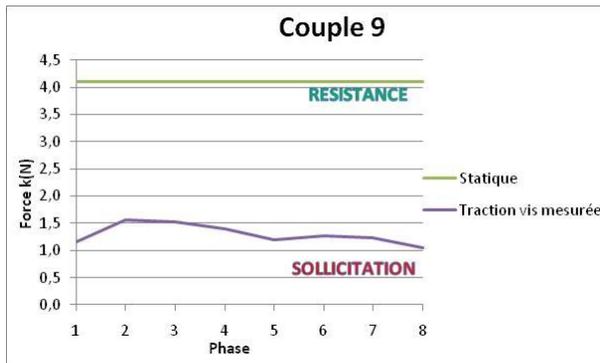
- 1) *Le couple 8: cheville mécanique Wurth implantée dans des blocs de béton cellulaire n'a pas résisté au balayage dynamique.*
- 2) *A l'exception du couple 8, les chargements statiques et cycliques semblent être suffisamment sollicitant pour déterminer une résistance dynamique moyenne, pour les paramètres d'essais dynamiques utilisés.*

## 6. Estimation des efforts appliqués dans les fixations lors des essais de la phase 3

### a. Comparaison des résistances en traction et des efforts appliqués mesurés expérimentalement

Les 9 graphiques ci-dessous illustrent les capacités de résistance en traction mesurées lors de la phase 1 de chaque couple « cheville / support » et les sollicitations maximales appliquées lors de la phase 3, mesurées dans des conditions de laboratoire en IV.4.a.

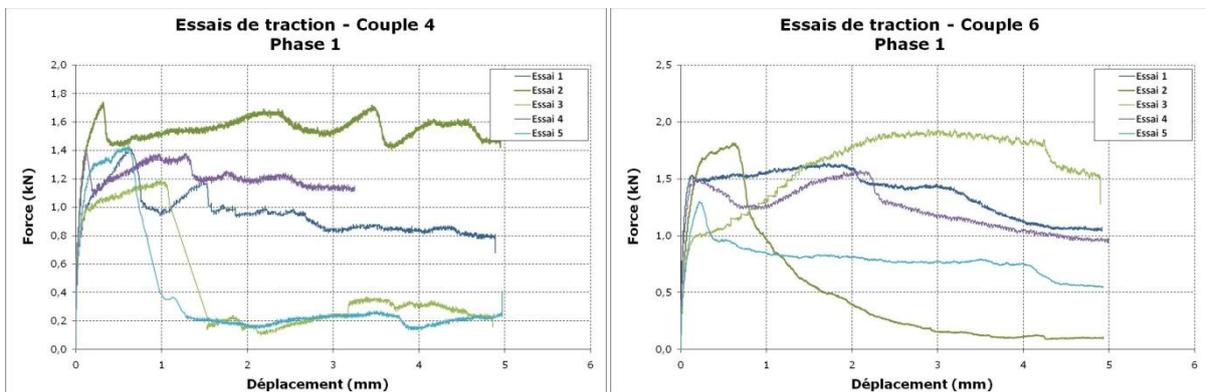




**Figure 87: Sollicitations appliquées / résistance moyenne des fixations**

### b. Observations

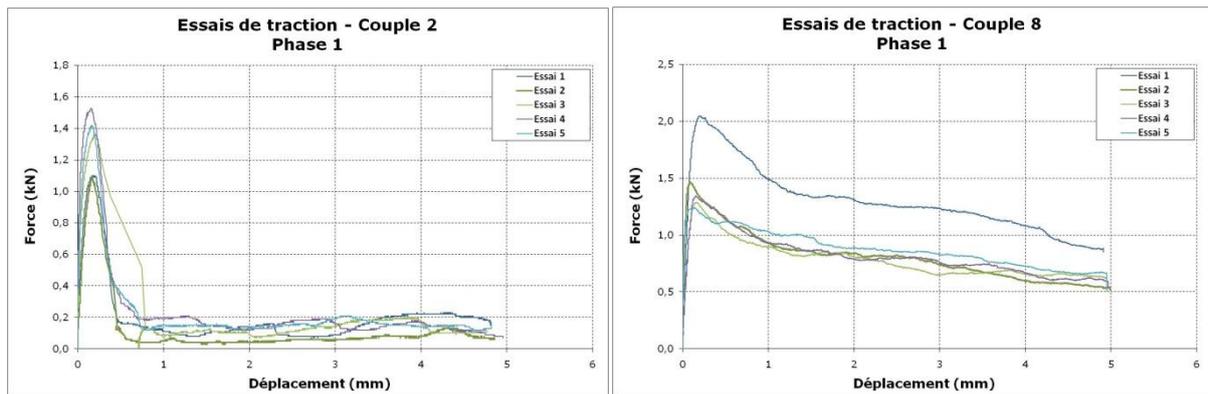
L'ensemble des couples comprenant des chevilles à ancrage chimique (1, 3, 5, 7 et 9) ainsi que le couple 1 présentent des résistances en traction largement supérieures aux sollicitations enregistrées lors des essais dynamiques sur support acier. Comme observé dans la partie V.4.a, les résistances moyennes en traction mesurées lors de la phase 3 n'ont pas été affectées par les sollicitations dynamiques. On peut conclure en une absence de dégradation et une conservation des caractéristiques mécaniques de l'ancrage.



**Figure 88 et Figure 89: Paliers plastiques**

Les chevilles mécaniques des couples 2, 4, 6 et 8 présentent une résistance à la traction proche ou inférieures aux efforts enregistrés lors des essais expérimentaux sur support acier.

Les essais de tractions (phase 1) sur couples 4 et 6 présentent un palier plastique étendu, qui peut expliquer la capacité qu'ont ces couples à reprendre des efforts répétés au delà de leur limite élastique sans rompre.



**Figure 90: Rupture fragile en traction du couple 2**  
**Figure 91: Comportement plastique en traction du couple 8**

Les essais de tractions réalisés en phase 1 sur le couple 2 présentent un comportement fragile avec une chute brutale de l'effort qui se caractérise par une casse du bloc de maçonnerie.

Les essais sur le couple 8 présentent un palier adoucissant qui se traduit une fois l'adhérence rompue par un frottement et un glissement de la fixation dans son support.

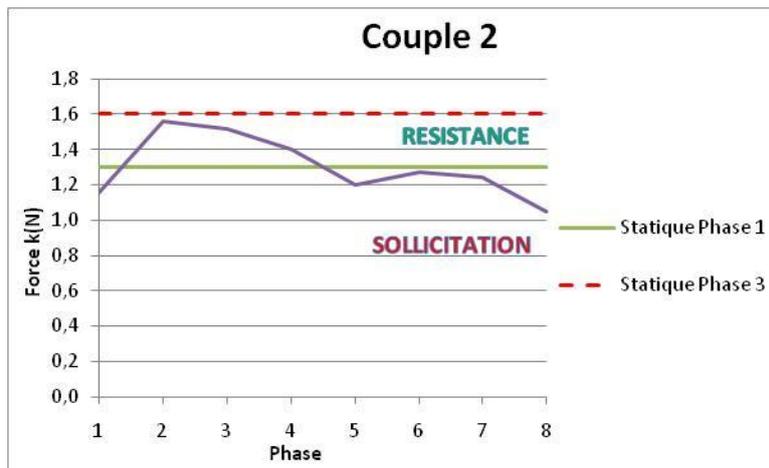


**Figure 92: Rupture fragile par casse du support (couple 2)**  
**Figure 93: Ruine par rupture d'adhérence de l'interface cheville/support (couple 8)**

Plusieurs facteurs peuvent expliquer que le couple 2 supporte les sollicitations dynamiques.

En effet les valeurs moyennes des essais de tractions après sollicitation dynamique sont plus élevées lors de la phase 3 que lors de la phase 1. La valeur caractéristique calculée

est également plus élevée, ce qui traduit une dispersion plus faible des résultats, qui peut être due à de meilleures conditions de pose comme le perçage de la brique ou le nettoyage du perçage.



**Figure 94: Comparaison des efforts appliqués et de la résistance moyenne du couple 2**

Avec une résistance moyenne de 1,6 kN mesurée en phase 3, les efforts appliqués lors du balayage dynamiques restent insuffisants pour solliciter la fixation jusqu'à rupture.

Les essais dynamiques sur le couple 8 ont montré un fort endommagement du support, creusé par la base de l'équerre sous l'effet de l'oscillation de la masse. Les blocs de béton cellulaire ont en effet montré une plus faible résistance en compression que les autres supports.

Il a été noté au cours des essais un affaissement progressif du portique ainsi qu'une sortie progressive de la cheville qui, au fil des cycles, a élargi le trou dans lequel elle est expansée. Cette modification de l'interface cheville/support a sans doute contribué à réduire la capacité de la cheville à reprendre les efforts auxquels elle a été soumise.



**Figure 95 et Figure 96: Rupture lors des essais dynamiques réalisés sur le couple 8**

### c. Détermination des efforts appliqués

Il est possible de nous approcher des valeurs d'efforts appliqués dans les fixations par le calcul de raideur dynamique du système avant et après essais et par application des formules définies en III.5.c :

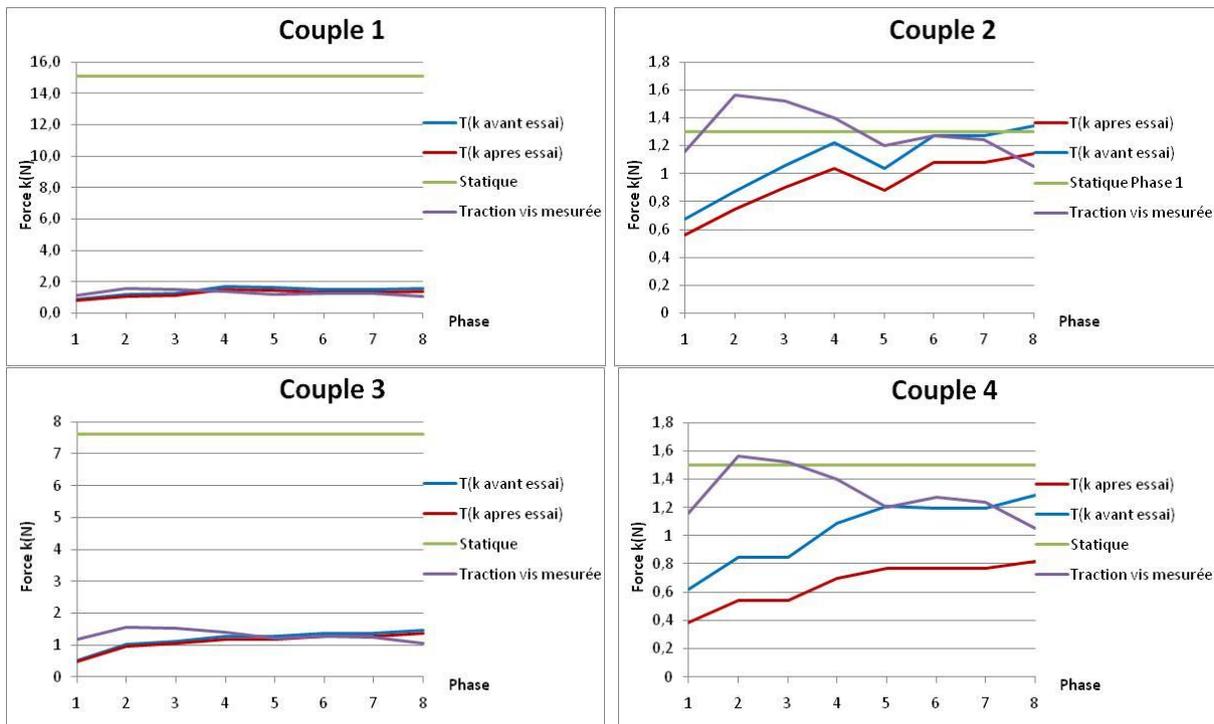
$$T = \frac{h}{4,5 \cdot l} \cdot F$$

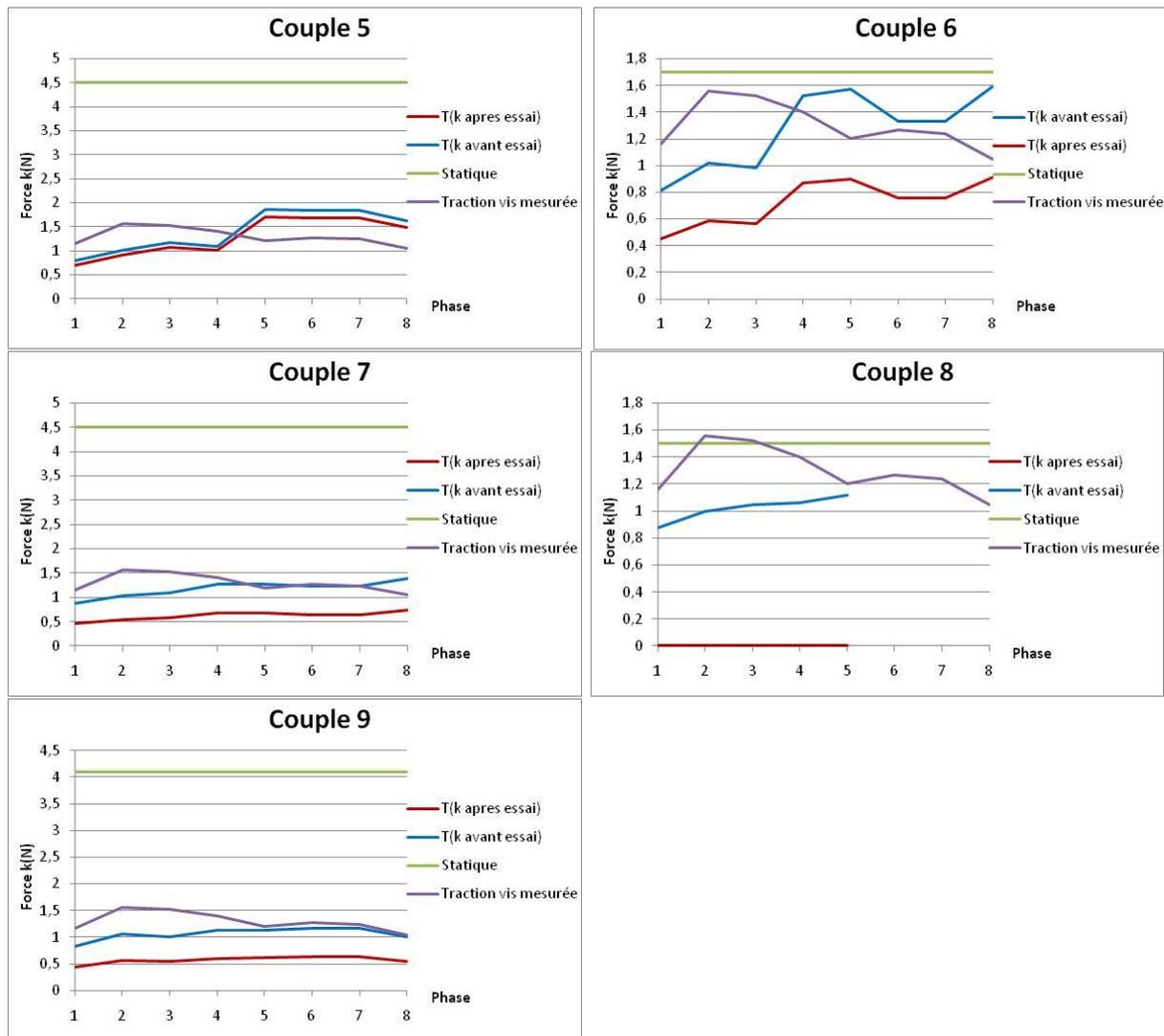
$$F = k \cdot d_{max}$$

Avec:

- $h$ : Longueur non encastrée de l'équerre
- $l$ : Demi-longueur de la base de l'équerre
- $T$ : Effort de traction dans la vis
- $F$ : Effort appliqué sur la masse
- $k$ : Raideur dynamique du portique avant ou après essai
- $d_{max}$ : Déplacement maximal moyen enregistré sur tous les essais d'un même couple au cours d'une même phase

Les graphiques ci-dessous représentent pour chacun des couples, les efforts maximaux moyens  $T_{min}$  et  $T_{max}$  dans les fixations, calculés à partir des raideurs dynamiques avant et après essais et de  $D_{masse/mur}(max)$  pour chacune des phases du balayage. Ces valeurs sont comparées à la valeur de résistance moyenne du couple obtenue à partir des essais de la phase 1:





**Figure 97: Efforts calculés et mesurés dans les fixations lors des essais dynamiques, comparés à la résistance des fixations en traction**

Les valeurs calculées pour les couples 2 et 4 sont inférieures aux valeurs de rupture, alors que les valeurs mesurées dépassent les valeurs admissibles. On peut en déduire que la formule  $T = \frac{h}{4,5.l} \cdot F$  nous donne une approche plus fidèle des efforts transmis dans la fixation, les valeurs mesurées dans les fixations ayant été obtenues lors d'essais sur un support acier, avec un amortissement plus faible, favorisant la résonance.

Cette formule, appliquée aux données enregistrées lors des essais sur le couple 8, ne permet pas de comprendre pourquoi la rupture est apparue avant la totalité du balayage dynamique. (résistance support)

<b>Couple</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
Raideur moyenne avant essai (kN/mm)	0,23	0,22	0,22	0,20	0,25	0,22	0,22	0,20	0,19
Raideur moyenne après essai (kN/mm)	0,21	0,18	0,21	0,13	0,23	0,12	0,11	--	0,10
Affaiblissement raideur (%)	10,5	14,9	6,6	36,1	8,5	42,9	47,2	--	46,3

**Figure 98: Raideurs moyennes avant et après essais**

Les raideurs avant essais sont proches les unes des autres. Les variations des valeurs avant essais sont dues à la qualité du contact entre la base de l'équerre et le support.

Au regard des résultats de traction effectués en phase 1 et ceux de la phase 3 qui sont très proches, il est difficile d'associer une perte de raideur à une dégradation de la qualité de l'ancrage. Cette perte de raideur serait en partie due à une plastification des équerres ou à une prise de jeu des assemblages au cours des essais.

Il n'est pas possible non plus d'établir un lien entre cette perte de raideur et une catégorie de support ou un type de fixation.

Dans le cas du couple 9, la dégradation de la surface du support, l'affaissement du portique au cours des différentes phases de l'essai modifie son contact avec la base de l'équerre et donc la raideur du système.



**Figure 99 et Figure 100: Essais sur le couple 9**

## 7. Comparaison des résultats avec les exigences du *cahier du CSTB 3725*

En reprenant les caractéristiques de la maquette utilisée lors des essais et les formules permettant de calculer les efforts dans les chevilles décrites lors de l'étude bibliographique, il est déjà possible de définir un domaine d'emploi pour chaque couple « cheville / support ».

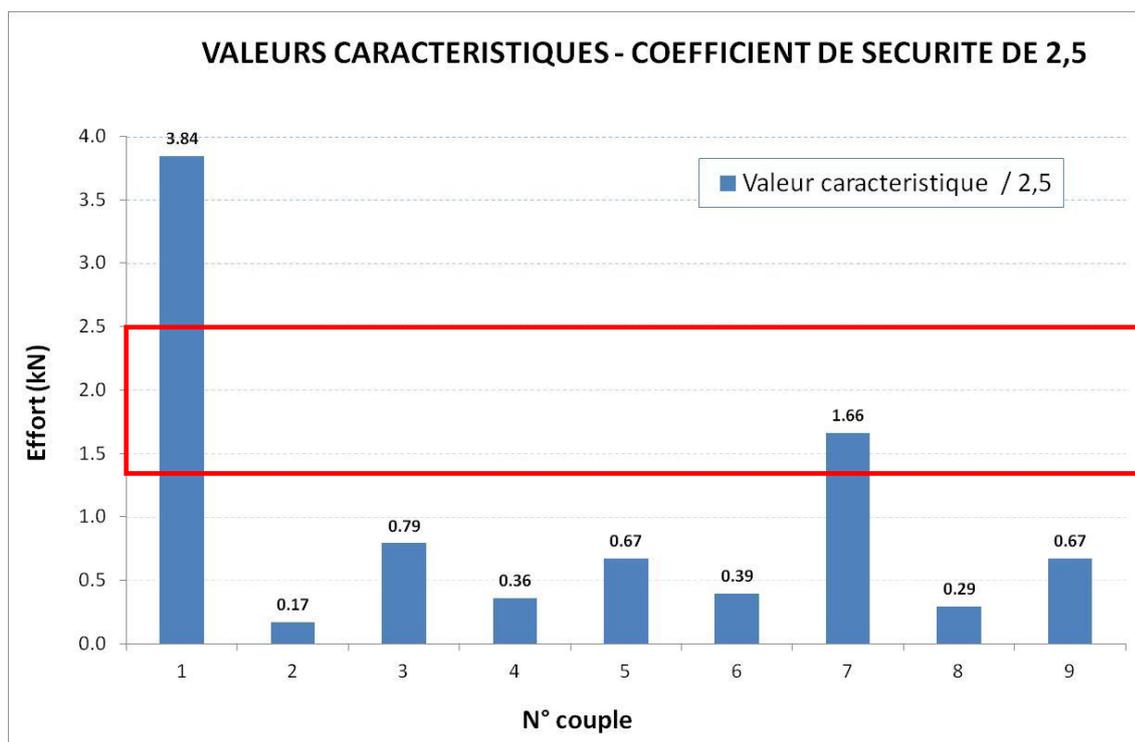
A la suite des essais de traction statiques et cycliques, la valeur caractéristique la plus faible sera prise en compte pour les calculs. Elles sont divisées par un coefficient de sécurité  $\gamma$  de 2,5. Ce coefficient de sécurité s'applique aux matériaux fragiles soumis à des situations accidentelles [5].

Données d'entrée:

- Masse par équerre: 12,5 kg
- Longueur efficace: 120 mm
- Demi-hauteur de la base de l'équerre: 20mm

		Classe d'importance des bâtiments					
		1	2	3	4		
Zone de sismicité	1					A	Classe de sol
						B	
						C	
						D	
						E	
	2			1,30	1,33	A	
				1,37	1,41	B	
				1,39	1,44	C	
				1,41	1,47	D	
				1,45	1,51	E	
	3		1,36	1,41	1,46	A	
			1,45	1,52	1,58	B	
			1,49	1,56	1,64	C	
			1,51	1,59	1,67	D	
			1,56	1,65	1,75	E	
	4		1,47	1,55	1,62	A	
			1,60	1,70	1,80	B	
			1,66	1,77	1,88	C	
			1,70	1,82	1,93	D	
			1,77	1,90	2,04	E	
5		1,80	1,94	2,08	A		
		1,94	2,10	2,27	B		
		1,90	2,06	2,22	C		
		2,04	2,23	2,42	D		
		2,08	2,27	2,47	E		

Figure 101: Calcul des efforts de traction (kN) dans chaque fixation



**Figure 102: Valeurs caractéristiques minorées d'un coefficient de sécurité comparées aux exigences de résistances décrites dans le *cahier du CSTB 3725***

On remarque immédiatement la nécessité d'évaluer les systèmes de fixation dans des murs maçonnés soumis à des sollicitations sismiques, en effet, mis à part le couple 1 qui est un bloc plein, seul le couple 7 peut être utilisé pour poser un bardage rapporté d'une masse surfacique de  $20\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$  avec des équerres de 140 mm, et ce dans un domaine d'emploi limité.

L'utilisation des autres couples doit passer par une augmentation de la densité de patte-équerres et donc une diminution de la masse reprise par chaque fixation, ou une diminution de la masse surfacique du bardage rapporté.

## 8. Conclusion

D'une manière générale nous avons pu remarquer que la nature structurelle hétérogène des blocs de maçonneries, les conditions de pose des ancrages, comme le perçage, le nettoyage des trous ou même la quantité de résine injectée, peuvent mener une dispersion importante des résultats pour un même couple testé.

Une première étude des résultats d'essais de cisaillement a permis de vérifier que tous les couples offrent des résistances largement supérieures à ce qui est demandé dans le cadre d'une pose de bardage rapporté et sont systématiquement supérieures aux valeurs atteintes lors des essais de traction.

Les essais alternés suivi d'un essai monotone croissant jusqu'à rupture présentent des résultats similaires aux essais menés en traction directe ou cisaillement directe. Ces premiers résultats nous ont montré que les ancrages ne subissent pas de fatigue, du moins à l'application d'un coefficient de 50% sur  $N_{\text{statique moyen}}$  ou  $V_{\text{statique moyen}}$  lors des essais de la phase 2.

Les essais réalisés au cours de la phase 3 ont montré pour huit des neuf couples, que l'application du protocole d'essais sur bardages rapportés, sur une maquette reprenant les caractéristiques de masse surfacique d'un bardage « standard », n'altère pas la résistance des fixations au regard des résultats des phases 1 et 2.

On peut donc en déduire que les essais quasi-statiques et alternés ont été suffisamment sollicitant pour déterminer une résistance caractéristique d'un couple cheville / support à prendre en compte dans le cadre d'un dimensionnement en dynamique et donc se passer de la phase 4 qui avait pour objet de mettre au point un protocole statique ou alterné reproduisant un niveau de dégradation des performances similaire à une sollicitation dynamique.

Le couple 8, qui n'a pas résisté au protocole d'essai dynamique et qui a une résistance moyenne lors d'essais quasi-statiques ou alternés de 1,5 kN, n'est pas utilisable dans le cadre d'une pose de bardage rapporté au regard des efforts à reprendre décrits dans le *cahier du CSTB 3725*.

Les courbes d'efforts dans les fixations en fonction des différentes phases du balayage, déduites de valeurs calculées à partir de mesures de déplacement et de la raideur dynamique du portique, se trouvent systématiquement en dessous des valeurs à rupture attendues pour chaque couple. Ceci permet d'affirmer que malgré le fait que le portique puisse se déformer dans le domaine plastique au cours de l'essai ou que les conditions d'encastrement puissent évoluer, la formule empirique  $T = \frac{h}{4,5.l} \cdot F$  valide le fait qu'aucune rupture n'a été constatée alors que les efforts calculés ne dépassent pas les valeurs de ruine.

Finalement, cette formule constitue une première approche permettant de déterminer par calculs, à partir de mesures externes, les efforts non mesurables appliqués dans les fixations.

## VI. Conclusions et perspectives

Les résultats des différents types d'essais menés ont permis de valider le fait que des essais de type statiques et cycliques sont suffisants pour valider un couple « cheville / support », sans passer par des essais dynamiques. Le couple 8 fait exception puisqu'il n'a pas résisté aux sollicitations dynamiques, mais les valeurs obtenues lors des essais statiques et cycliques sont de toute façon trop faibles pour pouvoir associer ce type de chevilles à des systèmes de bardages rapportés.

Cette recherche est un premier pas vers l'évaluation des fixations de bardages rapportés implantées dans des corps creux et soumis à des sollicitations sismiques. Elle doit permettre d'amorcer la rédaction en 2015 d'un guide décrivant une méthode d'évaluation de systèmes d'ancrages dans les corps creux soumis à des sollicitations sismiques.

Ce futur guide devra prendre en compte un coefficient réducteur  $\gamma$  de 2,5 qui sera appliqué à la résistance caractéristique des chevilles calculée à la suite des essais. Ce coefficient de sécurité s'applique aux matériaux fragiles soumis à des situations accidentelles et limite fortement l'emploi des chevilles implantées dans des corps creux sous sollicitations sismiques. A la suite des essais de traction statiques et cycliques, la valeur caractéristique la plus faible sera prise en compte pour les calculs.

Les caractéristiques du système « masse – équerre (associée à une raideur) » utilisées pour les essais d'investigation, même si elles couvrent une majorité des systèmes des bardages rapportés rencontrés sur chantier, nécessitent de limiter le périmètre d'application de l'évaluation. Une méthode visant à extrapoler les résultats observés devra être établie afin de pouvoir les appliquer à des systèmes plus lourds, ou d'une raideur plus importante. Les méthodes d'essais et les conclusions déduites du travail réalisé au cours de cette recherche pourront également servir de base lors de futures études, puisque nous avons montré qu'il est possible à partir des valeurs de déplacements enregistrées au niveau de la peau, d'en déduire des efforts dans la fixation.

Comme le comportement mécanique d'un système d'ancrage diffère en fonction des supports employés, la notion de « famille de blocs » doit être définie afin de limiter le nombre d'essais à réaliser pour caractériser une cheville. C'est une tâche complexe puisque la géométrie, la dimension et le nombre d'alvéoles ainsi que l'épaisseur des parois influent sur les performances en traction des chevilles.

L'évaluation de couples « chevilles / supports » utilisés pour fixer un système de bardage rapporté sur une construction neuve ne pose pas de problème puisque les éléments de maçonnerie sont connus, peuvent être prélevés et testés en laboratoire, en traction statique et cyclique. La pose de systèmes de bardage rapporté sur des anciens éléments pose problème puisque seuls des essais statiques peuvent être réalisés sur chantier. La non-réalisation d'essais cycliques dans ce cas de figure devra être considérée et la méthode d'évaluation adaptée.

## Bibliographie

- [1] **CAPRA, A, DAVIDOVICI, V** – Calcul dynamique des structures en zone sismique. Eyrolles, 1984
- [2] **Cahier du CSTB** – Stabilité en zone sismique – Systemes de bardages rapportés faisant l'objet d'un avis technique, 2013
- [3] **DELBE, K** – Oscillateurs amortis et forcés, résonnance. Ecole Nationale Supérieure de Tarbes, 2012
- [4] **EOTA** - ETAG 001 – Chevilles métalliques pour béton, 2013
- [5] **EOTA** - ETAG 020 – Chevilles plastiques, 2013
- [6] **EOTA** - ETAG 029 – Chevilles à scellement chimique pour maçonneries, 2013
- [7] **GABS, A, PINOTEAU, N** - Tenue des fixations pour bardages dans les éléments maçonnés en domaine sismique - Essais de traction et de cisaillement statiques et cycliques (Phases 1 & 2). Rapport d'essais du CSTB, 2014
- [8] **GABS, A, PINOTEAU, N** - Tenue des fixations pour bardages dans les éléments maçonnés en domaine sismique - Essais de sollicitation dynamique et traction résiduelle (Phase 3). Rapport d'essais du CSTB, 2014
- [9] **GABS, A, PINOTEAU, N** - Analyse théorique et expérimentale du transfert d'effort vers une fixation murale pour un bardage sous une sollicitation sismique. Rapport final de recherche du CSTB, 2014
- [10] **WESIERSKI, V** – Comportement au séisme des bardages rapportés : conception du dispositif expérimental et de la méthode d'essais. Mémoire, 2007
- [11] <http://www.franceseisme.fr/>
- [12] <http://www.planseisme.fr/Zonage-sismique-de-la-France.html>
- [13] [www.developpement-durable.gouv.fr](http://www.developpement-durable.gouv.fr), La nouvelle réglementation parasismique applicable aux bâtiments, 2011
- [14] <http://www-tamaris.cea.fr/html/fr/notions/echelles.php>
- [15] <http://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-th3/infrastructure-de-la-construction-42219210/seismes-et-batiments-c3290/elements-de-sismologie-de-l-ingenieur-c3290v2niv10001.html>

# ANNEXE I

## *Cahier du CSTB 3725*

# Commission chargée de formuler des Avis Techniques

---

Groupe Spécialisé n° 2

Constructions, façades  
et cloisons légères

## Stabilité en zones sismiques

### Systemes de bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique

Ce document annule et remplace le *Cahier 3533-P1-V3* paru en décembre 2010 dans les *e-cahiers du CSTB* et le *Cahier 3533-P2* paru en février 2009 dans les *e-cahiers du CSTB*.  
Ce document a été entériné le 5 décembre 2012 par le Groupe spécialisé n° 2  
« Constructions, façades et cloisons légères » de la commission chargée  
de formuler des Avis Techniques.

Etablissement public au service de l'innovation dans le bâtiment, le CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment exerce quatre activités clés : la recherche, l'expertise, l'évaluation, et la diffusion des connaissances, organisées pour répondre aux enjeux de développement durable dans le monde de la construction. Son champ de compétences couvre les produits de construction, les bâtiments et leur intégration dans les quartiers et les villes.

Avec ses 909 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

## PRÉAMBULE

Ce document décrit une démarche permettant de justifier la stabilité en zones sismiques des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique.

Il traite des bardages rapportés mis en œuvre sur ossature bois ou ossature métallique et des applications numériques pour ceux constitués de panneaux maintenus par fixations traversantes et de plaques maintenues en rive haute par fixations traversantes et emboîtées en rive basse.

Le présent document ne se suffit pas à lui-même, il est nécessaire de consulter l'Avis Technique du bardage rapporté envisagé qui précise les éléments nécessaires pour l'application du présent document.

L'Avis Technique présentera les dispositions constructives et le dimensionnement des composants permettant de respecter les exigences parasismiques.

Ce document a été modifié à la suite de l'évolution de la réglementation sismique. Les hypothèses retenues dans la suite du document s'appuient sur les documents suivants :

- les arrêtés du 22 octobre 2010 et du 19 juillet 2011 relatifs à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ;
- le décret n° 2010-1254 relatif à la prévention du risque sismique ;
- le décret n° 2010-1255 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;
- la norme NF EN 1998, dite Eurocode 8, « Calcul des structures pour leur résistance au séisme » et son annexe nationale.

Les hypothèses suivantes ont été prises en compte dans les calculs :

- le coefficient de réduction  $v$  est pris égal à 0,4 conformément à l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- le coefficient d'importance  $\gamma_s$  du bardage rapporté est pris égal à 1 conformément à l'Eurocode 8 ;
- le coefficient de comportement  $q_s$  du bardage rapporté est pris égal à 2 conformément à l'Eurocode 8 et aux essais réalisés ;

- dans le cadre de ce référentiel et afin de donner des solutions enveloppes, les rapports  $T_a/T_1$  ( $T_a$ , période fondamentale de vibration de l'élément non structural et  $T_1$ , période fondamentale de vibration du bâtiment) et  $Z/H$  ( $Z$ , hauteur de l'élément non structural au-dessus du niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide et  $H$ , hauteur du bâtiment depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide) sont pris égaux à 1, ce qui correspond à la situation la plus défavorable. Un calcul plus favorable peut néanmoins être réalisé selon l'Eurocode 8 ;

- conformément à l'Eurocode 8 paragraphe 4.3.3.5.2, le séisme vertical n'est pas pris en compte pour les systèmes de bardages rapportés.

De façon générale, le présent document ne s'applique pas dans les situations suivantes pour lesquelles aucune justification sismique n'est nécessaire :

- en zone de sismicité 1 pour les bâtiments de catégories d'importance I à IV ;
- en zone de sismicité 2 :
  - pour les bâtiments de catégories d'importance I et II,
  - pour les établissements scolaires remplissant les conditions du paragraphe 1.1 des règles de construction parasismique PS-MI 89 révisées 92 (NF P06-014) ;
- en zones de sismicité 3 et 4 :
  - pour les bâtiments de catégorie d'importance I,
  - pour les bâtiments de catégorie d'importance II remplissant les conditions du paragraphe 1.1 des règles de construction parasismique PS-MI 89 révisées 92 (NF P06-014).

Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du droit de copie (3, rue Hautefeuille, 75006 Paris), est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (Loi du 1er juillet 1992 - art. L 122-4 et L 122-5 et Code Pénal art. 425).

© CSTB 2013

# Stabilité en zones sismiques

Systèmes de bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique

## SOMMAIRE

---

<b>1. Généralités</b> .....	2	<b>Annexe 1 : Justification des vis à bois</b> .....	16
1.1 Objet du document .....	2	<b>Annexe 2 : Exemple de justification d'un chevron fixé directement au gros-œuvre sous les actions sismiques</b> .....	16
1.2 Définitions .....	2	<b>Annexe 3 : Exemple de justification d'un liteau bois horizontal rapporté sur des chevrons verticaux</b> .....	18
1.3 Dispositions constructives .....	2	<b>Annexe 4 : Principe de calcul des sollicitations sismiques dans les chevilles de fixation au support en fonction des différentes configurations (pattes-équerres, étriers et fixation directe)</b> .....	22
1.4 Définition de l'exigence.....	3	<b>Annexe 5 : Principe de calcul des ossatures métalliques</b> .....	30
1.5 Méthode forfaitaire de calcul des actions locales.....	3	<b>Annexe 6 : Exemple de calcul des sollicitations sismiques dans les chevilles de fixation au support</b> .....	34
1.6 Déformation de l'ouvrage .....	4	<b>Annexe 7 : Justification expérimentale</b> .....	38
<b>2. Justification des ossatures</b> .....	5		
2.1 Chevrons fixés directement au support.....	5		
2.2 Chevrons fixés directement au support avec liteaux bois .....	7		
2.3 Ossatures bois ou métalliques fixées au support par pattes équerres.....	10		
2.4 Montants métalliques fixés directement sur le support avec ou sans lisses horizontales.....	12		
<b>3. Justification de la peau et de ses fixations</b> .....	12		
3.1 Panneaux maintenus par fixations traversantes.....	12		
3.2 Panneaux maintenus en rive haute par des fixations traversantes sur des liteaux horizontaux et emboîtés en rive basse .....	14		

## 1. Généralités

### 1.1 Objet du document

Ce document a pour objet de :

- rappeler l'exigence et préciser les conditions de stabilité en zones sismiques, applicables aux systèmes de bardages rapportés sur ossature bois ou ossature métallique faisant l'objet d'un Avis Technique<sup>(1)</sup> ;
- définir la méthode de calcul des actions locales en fonction du système complet de bardage rapporté ;
- définir les justifications expérimentales des systèmes de bardages rapportés ;
- donner la justification par calculs des ossatures bois fixées directement sur le support béton ou maisons à ossature bois conformes au DTU 31.2 (constructions de maisons et bâtiments à ossature bois) avec une application aux familles de bardages rapportés suivantes :
  - panneaux maintenus par fixations traversantes,
  - plaques maintenues en rive haute par fixations traversantes et emboîtées en rive basse.

### 1.2 Définitions

#### 1.2.1 Bardage rapporté

On appelle « bardage rapporté » le système de revêtement extérieur constitué de parois verticales, composées d'une peau, d'une ossature et de fixations permettant de rapporter cette peau devant la structure porteuse à revêtir.

La peau du bardage rapporté peut être à base :

- de grands éléments (plaques, panneaux, etc.) ;
- d'éléments de grande longueur (clins, lames, etc.) ;
- de petits éléments (tuiles, ardoises, écailles, plaques, dalles, bardeaux, etc.).

Il n'appartient pas au bardage rapporté de séparer l'intérieur du bâtiment de l'extérieur mais d'être entièrement situé à l'extérieur, rapporté sur le gros-œuvre qui assume ladite séparation et auquel l'ouvrage de bardage apporte l'aspect extérieur, contribue à l'étanchéité à la pluie et, le plus souvent, à l'isolation thermique assurant ainsi la protection de la structure porteuse vis-à-vis des sollicitations climatiques.

#### 1.2.2 Structure porteuse

On appelle « structure porteuse » le gros-œuvre, lequel doit assurer notamment la stabilité du bâtiment ainsi que l'étanchéité à l'air des murs.

Ne sont visées dans le présent document que :

- les structures porteuses réalisées en béton ;
- les maisons et bâtiments à ossature bois conformes au DTU 31.2 2 ;
- les bâtiments à ossature poteaux-poutres en béton avec remplissage en maçonnerie de petits éléments au sens du DTU 20.1, les fixations de l'ossature du bardage rapporté étant réalisées au droit des planchers en béton armé.

Les structures porteuses en maçonnerie d'éléments ne sont pas visées pour cette application du fait de l'absence d'éléments relatifs aux justifications sous sollicitations sismiques des chevilles dans ces supports.

#### 1.2.3 Ossature

On appelle « ossature » l'ensemble du dispositif permettant de rapporter la peau sur la structure porteuse.

Ces montants verticaux ou horizontaux peuvent être solidarisés à la structure porteuse, soit en contact direct, soit, le plus souvent, à l'aide de pattes-équerres qui permettent un réglage d'adaptation pour obtenir la planéité du parement, compte tenu des tolérances et des irrégularités plus ou moins importantes du gros-œuvre.

Les peaux composées de grandes plaques ou de clins disposés horizontalement sont fixées directement sur le réseau vertical de montants.

Les peaux composées de clins disposés verticalement ou de petits éléments, sont fixées par un réseau intermédiaire de lisses horizontales, lui-même fixé sur le réseau vertical de montants.

#### Remarque

L'usage est aujourd'hui établi d'appeler le réseau de montants « ossature primaire » et le réseau de lisses « ossature secondaire ».

#### 1.2.4 Isolation complémentaire

Une isolation complémentaire est le plus souvent associée aux bardages rapportés.

Entre l'isolation et le dos de la peau est toujours ménagée une lame d'air ventilée, qui est en communication avec l'extérieur en rive basse (entrée d'air) et en rive haute (sortie d'air) de chaque partie de façade revêtue par le bardage (présence de baies, recouvrements, etc.).

### 1.3 Dispositions constructives

Le système de bardage rapporté doit avoir été préalablement dimensionné sous sollicitations climatiques.

La démarche de justification des ossatures et de la peau présentée dans ce document impose le respect des dispositions suivantes :

- la fixation au gros-œuvre est effectuée par chevilles métalliques portant le marquage CE sur la base d'un ATE selon ETAG001 Parties 2 à 5 pour un usage en béton fissuré (option 1 à 6) et respectant l'amendement aux « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA ;
- la fixation est effectuée par tirefonds dans le cas des supports maisons à ossature bois (conformes au DTU 31.2) ;
- la fixation des montants au gros-œuvre est symétrique (étriers, double patte équerre ou pattes équerres en quinconce) ;
- l'ossature bois respecte les prescriptions du *Cahier du CSTB 3316-V2*<sup>(2)</sup> et notamment :
  - les montants sont fixés par pattes-équerres ou directement sur le support,
  - les montants sont en bois de classe C18 selon la norme NF EN 338,
  - l'humidité des chevrons est d'au plus 18 % au moment de la mise en œuvre,
  - les pattes-équerres et les lisses sont fixées aux montants bois par tirefonds et/ou vis,

2. Ossature bois et isolation thermique des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique ou d'un constat de traditionalité, règles générales de conception et de mise en œuvre, *Cahier du CSTB 3316-V2*, décembre 2010.

1. Avis technique au sens large : y compris les DTA.

- l'ossature est fractionnée à chaque plancher du bâtiment (disposition spécifique en zones sismiques) ;
- l'ossature métallique respecte les prescriptions du *Cahier du CSTB 3194*<sup>(3)</sup> et son modificatif paru dans le *Cahier du CSTB 3586-V2*<sup>(4)</sup>, et notamment :
  - les montants sont fixés par pattes-équerres ou directement sur le support : ils sont alors symétriques (types Omega ou U par exemple),
  - les montants sont en acier galvanisé ou en aluminium,
  - la conception de l'ossature est bridée ou librement dilatable,
  - les pattes et les lisses sont fixées aux montants par vis et/ou rivets,
  - l'ossature est fractionnée à chaque plancher du bâtiment (disposition spécifique en zones sismiques) ;
- la peau de bardage ne porte pas les fractionnements de montants, au droit des planchers ;
- en l'absence d'essais et pour les justifications par calculs, la contrainte en flexion, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson de la peau sont connus et sont donnés dans l'Avis Technique du bardage rapporté envisagé.

La démarche de justification des ossatures et de la peau présentée dans ce document exclut l'utilisation de clous pour la fixation des liteaux bois aux montants bois et des pattes-équerres aux montants bois.

#### 1.4 Définition de l'exigence

L'exigence applicable aux bardages rapportés est exprimée dans la norme *NF EN 1998-1*, « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes », appelée par la suite Eurocode 8, au paragraphe 4.3.5 « Éléments non structuraux », dans ces termes :

« Les éléments non structuraux des bâtiments qui peuvent, en cas de rupture, exposer les personnes à des risques ou affecter la structure principale du bâtiment ou l'exploitation des installations présentant des risques particuliers, doivent être vérifiés – ainsi que leurs supports – en vue de résister à l'action sismique de calcul. »

Une exigence complémentaire est à prendre en compte pour les bâtiments de catégorie d'importance IV pour garantir la continuité de leur fonctionnement en cas de séisme (décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010).

Elles peuvent être interprétées de la manière suivante :

- pour les bâtiments de catégorie d'importance I à IV, l'élément rapporté peut être dégradé mais ne doit pas s'effondrer ;
- de plus pour les bâtiments de catégorie d'importance IV, l'élément rapporté ne doit pas présenter de rupture dans ses fixations.

Selon l'Eurocode 8, la justification de ces éléments se fait par rapport aux actions locales représentées par :

- des efforts appliqués à l'élément en fonction de son poids, calculés conformément au paragraphe 4.3.5.2 « Éléments non structuraux - Vérifications » ;

3. Ossature métallique et isolation thermique des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique ou d'un constat de traditionalité, règles générales de conception et de mise en œuvre, *Cahier du CSTB 3194*, janvier-février 2000.

4. Ossature bois et isolation thermique des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique ou d'un constat de traditionalité, règles générales de conception et de mise en œuvre, modificatif n° 1 au *Cahier du CSTB 3194*, *Cahier du CSTB 3586-V2*, avril 2009.

- des déformations différentielles imposées par le déplacement du gros-œuvre, déterminées conformément au paragraphe 4.4.3.2 « Limitations des déplacements entre étages ».

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

Les justifications des différents éléments des systèmes de bardages rapportés nécessitent des essais ou des calculs suivant le tableau 1 ci-dessous.

**Tableau 1 - Principes de justification des éléments des systèmes de bardages rapportés**

Éléments à justifier	Type de justification
Chevilles/tirefonds	Par calcul selon le <i>paragraphe 2.3.3</i> .
Ossature bois	Par essais pour les systèmes fixés par pattes-équerres, selon <i>Annexe 7</i> . Par calculs pour les systèmes fixés directement sur support avec ou sans liteaux, selon les <i>paragraphes 2.1 et 2.2</i> .
Ossature métallique	Par essais, selon <i>Annexe 7</i> . <i>Nota : des principes de prédimensionnement sont disponibles dans les Eurocodes 3 et 9.</i>
Peau et ses fixations	Par calcul pour les systèmes avec fixations traversantes, selon le <i>paragraphe 3</i> . Par essais pour tous les autres systèmes.

#### 1.5 Méthode forfaitaire de calcul des actions locales

Le système de bardage rapporté peut être justifié par un calcul forfaitaire, selon le paragraphe 4.3.5.2 de l'Eurocode 8 et selon les hypothèses définies dans le préambule du présent document, qui indique que les éléments rapportés (peau et chevron) doivent résister à un effort sismique égal à :

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a}$$

Avec :

- $F_a$  la force sismique horizontale agissant au centre de gravité de l'élément non structural en N ;
- $W_a$  le poids de l'élément en N ;

$$W_a = m \cdot g$$

- $m$  la masse de l'élément en kg ;
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ;
- $\gamma_a$  le coefficient d'importance de l'élément qui, conformément au paragraphe 4.3.5.3 de l'Eurocode 8, est égal à 1 pour les bardages rapportés ;
- $q_a$  le coefficient de comportement de l'élément qui, conformément au paragraphe 4.3.5.4 de l'Eurocode 8, est égal à 2 pour les bardages rapportés ;
- $S_a$  le coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux, défini de façon forfaitaire simplifiée comme suit :

$$S_a = 5,5 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{a_{gr}}{g}$$

Nota : cette formule est obtenue à partir de la formule de l'Eurocode 8 en appliquant les conditions les plus défavorables, soit la période propre de l'élément égale à la période propre du bâtiment ( $T_a = T_1$ ) et la position de l'élément en haut du bâtiment ( $z = H$ ).

$$S_a = \frac{S \cdot \gamma_I \cdot a_{gr}}{g} \cdot \left( 3 \cdot \frac{(1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right)$$

–  $a_{gr}$  l'accélération maximale de référence au niveau du sol en  $m/s^2$ , définie dans l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de classe dite « à risque normal » selon le tableau suivant :

**Tableau 2 – Accélération maximale de référence au niveau du sol  $a_{gr}$ , exprimées en  $m/s^2$**

Zones de sismicité	$a_{gr}$
1 - Très faible	0,4
2 - Faible	0,7
3 - Modérée	1,1
4 - Moyenne	1,6
5 - Forte	3

Les zones de sismicité sont définies dans le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;

–  $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 selon le tableau suivant :

**Tableau 3 – Coefficient d'importance du bâtiment  $\gamma_I$**

Catégorie d'importance de bâtiment	$\gamma_I$
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Les catégories d'importance de bâtiment sont également définies dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;

–  $S$  le paramètre de sol défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 selon le tableau suivant :

**Tableau 4 – Paramètre de sol  $S$**

Classe de sol	$S$	
	Zones de sismicité 1 à 4	Zone de sismicité 5
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Les classes de sol sont définies dans le tableau 3.1 de l'Eurocode 8.

La force sismique s'exprime donc par :

$$F_a = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m$$

Cette force correspond aux effets de l'action sismique et doit être considérée dans la direction la plus défavorable. Conformément au paragraphe 4.3.3.5.2 de l'Eurocode 8, il n'y a pas lieu de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique. Dans ces conditions, la force sismique sera à considérer dans le plan  $xOy$ .

$F_{ax}$  et  $F_{ay}$  représentent respectivement les composantes maximales horizontales de l'action sismique dans le plan et perpendiculairement au plan de la façade.

Donc

$$\|\vec{F}_{ax}\| = \|\vec{F}_{ay}\|$$

$G$  représente le poids de l'élément considéré ( $G = m \cdot g$ ), appliqué selon la direction  $Oz$ .

La sollicitation à considérer sur les éléments rapportés et leurs organes de fixations est donc représentée par l'action simultanée de la force sismique dans la direction considérée ( $F_{ax}$  ou  $F_{ay}$ ) et du poids  $G$ .

## 1.6 Déformation de l'ouvrage

Les limites des déplacements entre étages du bâtiment sont données au paragraphe 4.4.3.2 de l'Eurocode 8. Elles sont définies pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux :

• soit avec un comportement ductile par :

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

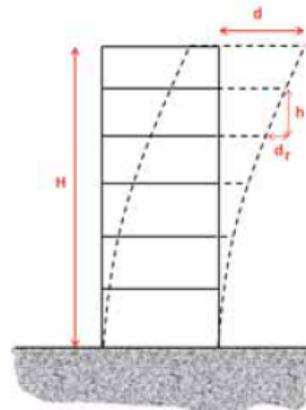
• soit avec un comportement fragile par :

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$$

Avec :

- $d_r$  le déplacement de calcul entre étages en  $m$  ;
- $v$  le coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages. Ce coefficient est défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 et vaut 0,4 ;
- $h$  la hauteur entre étages en  $m$ .

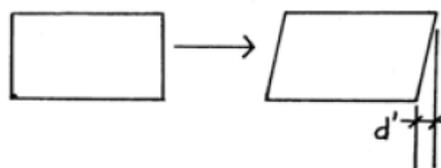
Sauf prescription particulière définie dans l'Avis Technique, les procédés de bardages rapportés sont considérés comme des éléments non structuraux ductiles.



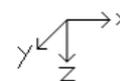
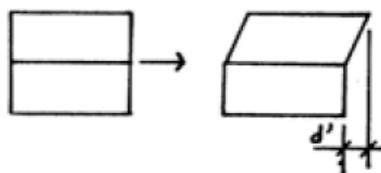
**Figure 1 – Déformation du bâtiment sous l'effet des sollicitations sismiques**

Ce déplacement provoque :

La mise en parallélogramme  
du mur dans le plan de la façade



Le changement de pente du mur  
d'un étage à l'autre, perpendicu-  
lairement au plan de la façade



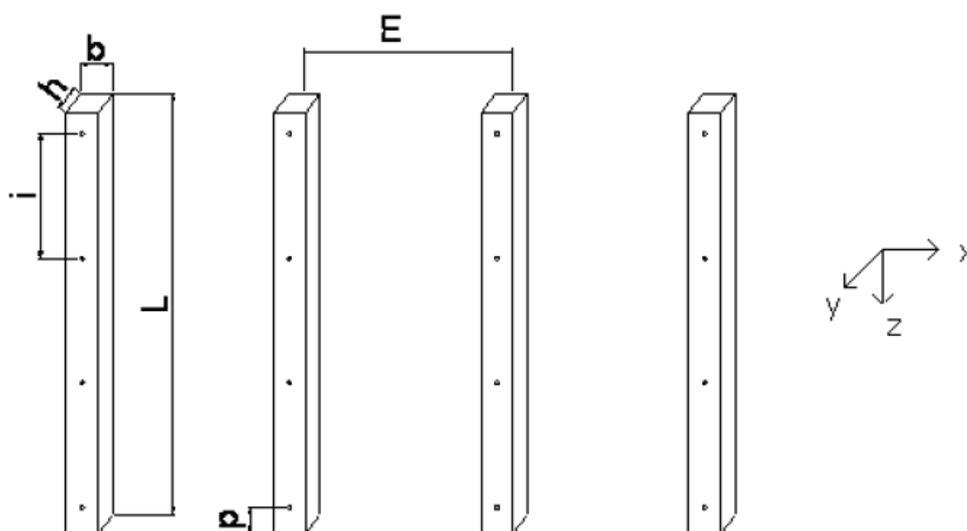
## 2. Justification des ossatures

### 2.1 Chevrons fixés directement au support

L'ensemble des justifications peut être obtenu par calculs.

#### 2.1.1 Description

Ce paragraphe concerne les systèmes dont l'ossature primaire est constituée d'un réseau de chevrons en bois (*Figure 2*), fixés directement au support par des chevilles métalliques ou des tirefonds.



*Figure 2 – Ossature bois verticale*

Les chevrons sont en bois et respectent les hypothèses définies aux paragraphes 1.2.3 et 1.3.

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment.

## 2.1.2 Dispositions constructives

Les modalités de calcul des chevrons sous les effets des actions sismiques locales sont détaillées en *Annexe 2*. Nous présentons ci-après les dispositions constructives issues de ces calculs.

Sous réserve du respect des prescriptions des paragraphes 1.2.3 et 1.3 et de la justification des chevilles métalliques, les dispositions constructives données dans le *tableau 5* ci-après permettent au procédé de résister aux actions sismiques, pour des masses maximales de peau de bardage<sup>(5)</sup>.

**Tableau 5 – Dispositions constructives pour un entraxe de chevrons jusqu'à 650 mm**

Section minimale des chevrons de classe C18 h x b [mm]	Entraxe des chevilles [mm]	Masse maximale de la peau de bardage reprise par un chevron [kg]*
20 x 40	850	150
	1 275	70
40 x 63	850	200
	1 275	200
63 x 75	850	200
	1 275	200
75 x 100	850	200
	1 275	200

\* L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles ou tirefonds de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre de trous prépercés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de pré-perçage des chevrons.

## 2.1.3 Justification des organes de fixation au support

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des chevilles ou tirefonds de fixation. L'action sismique globale  $F_{a_f}$  appliquée à chaque cheville est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total  $G$  repris par chaque cheville est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

5. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

Avec :

- $m$  la masse reprise par le chevron en kg ;
- $g$  l'accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup> ;
- $K_{aléa}$  un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- $a_{gr}$  l'accélération nominale au niveau du sol en m/s<sup>2</sup> ;
- $S$  le paramètre de sol ;
- $z$  le nombre de fixations du chevron sur le support ;
- $R_a$  le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de chevilles ou tirefonds comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de chevilles	2	3	4	≥ 5
$R_a$	1	1,25	1,1	1,15

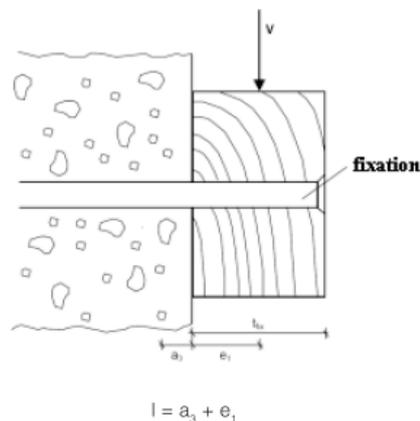
Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_x,f} = F_{a_y,f} = F_{a_f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale  $F_{a_x,f}$  ou  $F_{a_y,f}$  et du poids  $G$ .

Le calcul des sollicitations selon chaque direction d'action sismique se fait comme décrit en *Annexe 4 paragraphe 5*.

Dans le cas de fixation directe au support de chevron bois, il est impératif de vérifier le moment de flexion agissant sur la fixation en appliquant la charge  $V$  avec un bras de levier  $l$  conformément au schéma ci-dessous :



Avec :

- $e_1$  = distance entre le support et le milieu du chevron =  $t_{fix} / 2$  où  $t_{fix}$  est l'épaisseur du chevron ;
- $a_3 = 0,5 d$  où  $d$  est le diamètre de la fixation.

Chacune des sollicitations obtenues selon chaque direction d'action sismique est à comparer aux valeurs de calcul des chevilles, définies aux paragraphes 8.2.3 et 8.2.4 des « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISM. De la même façon, ces sollicitations sont à comparer aux valeurs de calcul des tirefonds.

### 2.1.4 Effet des déformations différentielles

Puisque le réseau de chevrons est fractionné au droit de chaque plancher et que les chevilles métalliques ou tirefonds ne créent pas d'encastrement, les chevrons vont pouvoir suivre la déformation en parallélogramme du support, sans engendrer de sollicitation supplémentaire.

## 2.2 Chevrons fixés directement au support avec liteaux bois

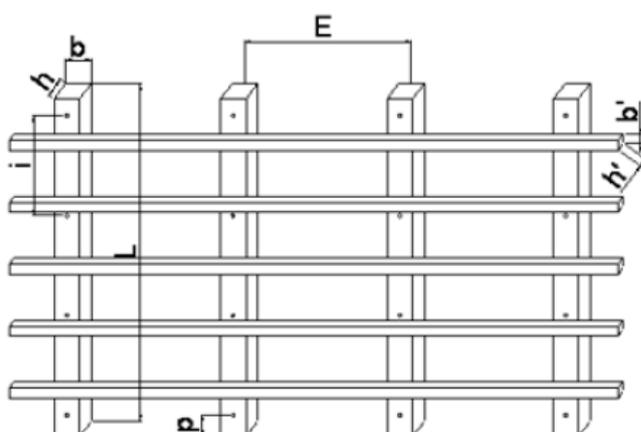
L'ensemble des justifications peut être obtenu par calculs.

### 2.2.1 Description

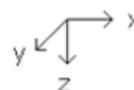
Ce paragraphe concerne les systèmes dont l'ossature primaire est constituée d'un réseau de chevrons en bois fixés directement au support par des chevilles métalliques ou des tirefonds.

Sur ce réseau vertical de chevrons, un réseau horizontal de liteaux (*Figure 3*) est fixé à chaque intersection par une seule vis à tête fraisée, positionnée au centre du rectangle de superposition liteau sur chevron.

Le raccordement des liteaux (*Figure 4*) s'effectue par alignement horizontal bout à bout, au droit d'un chevron, avec un joint ouvert de 3 mm.



**Nota: Les dispositions pour réaliser la ventilation sont décrites dans l'avis technique du bardage rapporté.**



**Figure 3 – Ossature bois double réseau chevrons verticaux**

De la même façon, le réseau de chevrons peut être horizontal et recevoir un réseau vertical de liteaux : les dispositions spécifiques à ce montage et la réalisation de la ventilation sont décrites dans l'Avis Technique du bardage rapporté.

Les chevrons et les liteaux sont en bois et respectent les hypothèses définies au *paragraphe 1.3*.

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment.

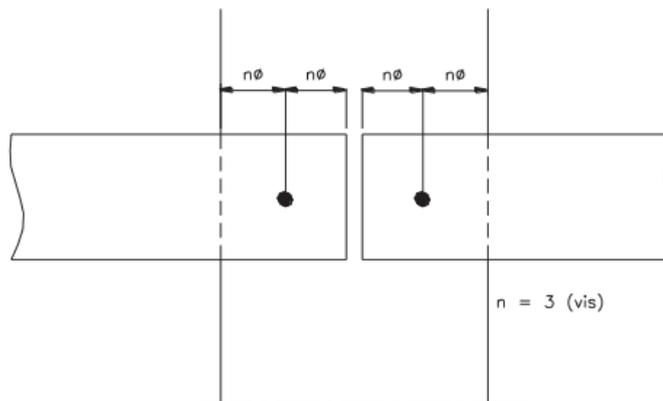


Figure 4 – Raccordement de liteaux sur chevrons

## 2.2.2 Dispositions constructives

### 2.2.2.1 Section des chevrons

Les modalités de calcul des chevrons sous les effets des actions sismiques locales sont détaillées en *Annexe 2*. Nous présentons ci-après les dispositions constructives issues de ces calculs.

Sous réserve du respect des prescriptions citées au *paragraphe 1.3* et de la justification des chevilles métalliques ou des tirefonds, les dispositions constructives données dans le *tableau 6* ci-après permettent de résister aux actions sismiques, pour des masses maximales du liteau et de peau de bardage.

Tableau 6 – Dispositions constructives des chevrons pour un entraxe jusqu'à 650 mm

Section minimale des chevrons de classe C18 h x b [mm]	Entraxe des chevilles l [mm]	Masse maximale du liteau et de la peau de bardage reprise par un chevron [kg] <sup>(1)</sup>
20 x 40	850	150
	1 275	70
40 x 63	850	200
	1 275	200
63 x 75	850	200
	1 275	200
75 x 100	850	200
	1 275	200

1. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

### 2.2.2.2 Section des liteaux

Les modalités de calcul des liteaux sous les effets des actions sismiques locales sont détaillées en *Annexe 3*. Nous présentons ci-après les dispositions constructives issues de ces calculs.

Sous réserve du respect des prescriptions des *paragraphes 1.2.3* et *1.3* et de la justification des chevilles métalliques, des chevrons et des vis de fixation des liteaux sur chevrons, les dispositions constructives données dans le *tableau 7* ci-après permettent au procédé de résister aux actions sismiques pour des masses maximales de peau de bardage.

Tableau 7 – Dispositions constructives des liteaux pour un entraxe de chevrons jusqu'à 650 mm

Section minimale des liteaux de classe C18 h' x b' [mm]	Entraxe des fixations des liteaux aux chevrons [mm] E	Masse maximale de la peau de bardage reprise par un liteau rapportée à un entraxe de chevrons [kg] <sup>(1)</sup>
14 x 40	400	200
	500	200
	600	150
20 x 30	400	200
	500	200
	600	200
30 x 50	400	200
	500	
	600	
35 x 60	400	200
	500	
	600	
40 x 63	400	200
	500	
	600	

1. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

### 2.2.3 Justification des organes de fixation des liteaux sur les chevrons

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des fixations du liteau. L'action sismique globale  $F_{a_f}$  appliquée à chaque fixation est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total  $G$  repris par chaque fixation est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec :

- $m$  la masse reprise par le liteau en kg ;
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ;
- $K_{aléa}$  un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- $a_{gr}$  l'accélération nominale au niveau du sol en  $m/s^2$  ;
- $S$  le paramètre de sol ;
- $z$  le nombre de fixations du liteau sur le chevron ;
- $R_a$  le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de fixations comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de fixations $z$	2	3	4	$\geq 5$
$R_a$	1	1,25	1,1	1,15

Tableau 8 – Dispositions constructives des vis de fixation des liteaux

Diamètre de la vis à bois [mm]	Profondeur d'enfoncement [mm]	Résistance admissible au cisaillement sous effort statique normal [N] <sup>(1)</sup>	Résistance admissible à l'arrachement sous effort statique normal [N] <sup>(1)</sup>	Masse maximale du liteau et de la peau de bardage reprise par une vis [kg] <sup>(2)</sup>
3,5	37	530	670	45
	42	570	760	48
	47	600	850	51
	52	630	940	53
4	37	610	940	51
	42	650	870	55
	47	690	970	58
	52	730	1 080	62
5	37	770	960	65
	42	820	1 090	69
	47	860	1 220	72
	52	910	1 350	77

1. Les valeurs admissibles au cisaillement et à l'arrachement sont calculées d'après le Cahier du CSTB 3316-V2.  
2. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = F_{a_f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale, et  $F_{a_{x,f}}$  et  $F_{a_{y,f}}$  et du poids  $G$ .

Le calcul des sollicitations selon chaque direction de l'action sismique se fait comme décrit ci-après.

#### 2.2.3.1 Dans le plan xOz

L'effort en cisaillement sous la combinaison  $F_{a_{x,f}}$  et  $G$  est égal à :  $\sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2}$ .

#### 2.2.3.2 Dans le plan yOz

La fixation est soumise à une sollicitation simultanée de traction  $F_{a_{y,f}}$  et de cisaillement  $G$ .

#### 2.2.3.3 Vérification

La vérification de la résistance des organes de fixation est détaillée en Annexe 1. Le tableau 8 ci-après donne un exemple pour quelques modèles de vis.

### 2.2.4 Justification des organes de fixation au support

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des chevilles ou tirefonds de fixation. L'action sismique globale  $F_{a_f}$  appliquée à chaque cheville est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total  $G$  repris par chaque cheville est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec :

- $m$  la masse reprise par le chevron en kg ;
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ;
- $K_{aléa}$  un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- $a_{gr}$  l'accélération nominale au niveau du sol en  $m/s^2$  ;
- $S$  le paramètre de sol ;
- $z$  le nombre de fixations du chevron sur le support ;
- $R_a$  le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de chevilles comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de chevilles $z$	2	3	4	$\geq 5$
$R_a$	1	1,25	1,1	1,15

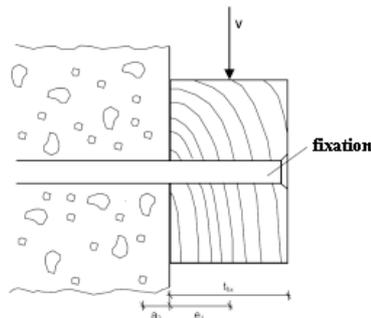
Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = F_{a_f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale  $F_{a_{x,f}}$  ou  $F_{a_{y,f}}$  et du poids  $G$ .

Le calcul des sollicitations selon chaque direction d'action sismique se fait comme décrit en *Annexe 4 paragraphe 5*.

Dans le cas de fixation directe au support de chevron bois, il est impératif de vérifier le moment de flexion agissant sur la fixation en appliquant la charge  $V$  avec un bras de levier  $l$  conformément au schéma ci-dessous :



$$l = a_3 + e_1$$

Avec :

- $e_1$  = distance entre le support et le milieu du chevron =  $t_{fix} / 2$  où  $t_{fix}$  est l'épaisseur du chevron ;
- $a_3 = 0,5 d$  où  $d$  est le diamètre de la fixation.

Chacune des sollicitations obtenues selon chaque direction d'action sismique est à comparer aux valeurs de calcul des chevilles, définies aux paragraphes 8.2.3 et 8.2.4 des « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA. De la même façon, ces sollicitations sont à comparer aux valeurs de calcul des tirefonds.

## 2.2.5 Effets des déformations différentielles

Puisque les réseaux (chevrons et liteaux) sont fractionnés au droit de chaque plancher et que les chevilles métalliques ou tirefonds ne créent pas d'encastrement, le réseau va pouvoir suivre la déformation en parallélogramme du support, sans engendrer des sollicitations supplémentaires.

Les liteaux étant fixés aux chevrons par une seule vis, ceux-ci pourront se mettre en parallélogramme, sans engendrer de contraintes.

Étant donné la faible distance entre les vis au niveau du raccordement des liteaux sur un montant, la déformation différentielle des deux liteaux est négligeable ( $< 0,1$  mm).

## 2.3 Ossatures bois ou métalliques fixées au support par pattes équerres

### 2.3.1 Description

Les chevrons bois ou montants métalliques sont fixés au support par l'intermédiaire de pattes-équerres métalliques de type cornière posées de part et d'autre du chevron ou montant en quinconce ou d'étriers (Figure 5).

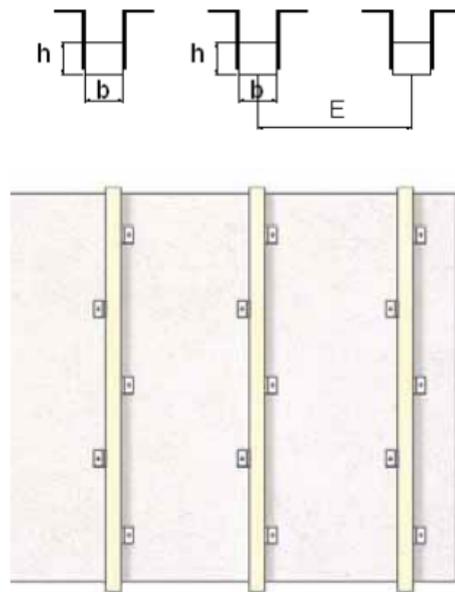


Figure 5 - Ossature bois avec pattes-équerres

Chaque patte-équerre est fixée au support par une cheville métallique.

La fixation de la patte-équerre sur les chevrons bois s'effectue par des vis à bois et/ou tirefonds.

La fixation de la patte-équerre sur les montants métalliques s'effectue par vis autoperceuses ou rivets (minimum 2).

Les chevrons et les montants métalliques respectent les hypothèses définies au *paragraphe 1.3*.

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment.

### 2.3.2 Mode de justification

La justification de l'ensemble chevrons/montants et pattes-équerres ou étriers est réalisée par essais dont les modalités sont décrites dans l'Annexe 7 du présent document.

L'interprétation du résultat d'essai se fait dans le cadre de l'évaluation du système de bardage rapporté (Avis Technique).

La justification de la résistance des chevilles de fixation des pattes-équerres ou étriers est réalisée uniquement par calculs selon le paragraphe 2.3.3.

Les ossatures métalliques peuvent être prédimensionnées par calculs suivant les principes donnés en Annexe 5.

### 2.3.3 Justification des organes de fixation au support (chevilles)

Dans le présent paragraphe, les pattes-équerres sont posées symétriquement de part et d'autre du chevron ou montant : étrier, pattes-équerres en quinconce ou double patte-équerre.

On définit la sollicitation de calcul comme la combinaison de l'action sismique globale  $F_{a_{x,f}}$  ou  $F_{a_{y,f}}$  et du poids total  $G$  (chevron ou montant, lisses horizontales, pattes-équerres et peau de bardage) reprise par les fixations considérées.

L'effort sismique  $F_{a_f}$  appliqué aux organes de fixation et poids total  $G$  sont définis dans les paragraphes 2.3.3.1 et 2.3.3.2 suivant le type d'ossature.

Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = F_{a_f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale  $F_{a_{x,f}}$  ou  $F_{a_{y,f}}$  et du poids  $G$ .

#### 2.3.3.1 Ossatures bois ou métalliques de conception bridée

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres. L'ensemble des chevilles sera ensuite dimensionné avec ces sollicitations. En considérant une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres, l'action sismique globale  $F_{a_f}$  appliquée à chaque cheville est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total  $G$  repris par chaque cheville de fixation est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec :

- $m$  la masse reprise par le chevron/montant en kg ;
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ;
- $K_{aléa}$  un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- $a_{gr}$  l'accélération nominale au niveau du sol en  $m/s^2$  ;
- $S$  le paramètre de sol ;

-  $z$  le nombre de pattes-équerres sur le chevron/montant ;

-  $R_a$  le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de pattes-équerres comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de pattes équerres $z$	2	3	4	$\geq 5$
$R_a$	1	1,25	1,1	1,15

#### 2.3.3.2 Ossatures métalliques de conception librement dilatable

Pour le calcul dans les plans  $xOz$  et  $yOz$ , on considère une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres. L'ensemble des chevilles sera ensuite dimensionné avec ces sollicitations. En considérant une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres, l'action sismique globale  $F_{a_f}$  appliquée à chaque cheville est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Dans la direction  $Oz$ , le poids total  $G$  repris par les chevilles de fixation du point fixe est (les points coulissants ne reprenant pas de poids propre) :

$$G = m \cdot g$$

Avec :

- $m$  la masse reprise par le chevron/montant en kg ;
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ;
- $K_{aléa}$  un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- $\gamma_I$  le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- $a_{gr}$  l'accélération nominale au niveau du sol en  $m/s^2$  ;
- $S$  le paramètre de sol ;
- $z$  le nombre de pattes équerres sur le chevron/montant ;
- $R_a$  le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de pattes-équerres comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de pattes équerres $z$	2	3	4	$\geq 5$
$R_a$	1	1,25	1,1	1,15

#### 2.3.3.3 Calcul des chevilles

Les différentes formules de calculs des sollicitations dans les chevilles de fixation des pattes-équerres ou étriers sont données en Annexe 4.

Les efforts obtenus pour les chevilles de fixation des pattes-équerres posées en quinconce suivant l'Annexe 4 doivent être divisés par deux pour la pose avec double pattes-équerres.

#### 2.3.3.4 Vérification

Chacune de ces sollicitations est à comparer aux valeurs de calcul des chevilles sous sollicitations de type sismique, définies aux paragraphes 8.2.3 et 8.2.4 des « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA.

## 2.4 Montants métalliques fixés directement sur le support avec ou sans lisses horizontales

Les montants sont symétriques, de type Omega ou U par exemple.

La justification des montants et des lisses éventuelles doit être réalisée par essais sauf pour les montants tubulaires à section carrée qui peuvent être justifiés par calcul.

Les chevilles de fixation ou tirefonds des montants seront calculés selon la méthodologie indiquée aux paragraphes 2.1.3 et 2.2.4 « Justification des organes de fixation au support ».

## 3. Justification de la peau et de ses fixations

Les bardages rapportés maintenus par fixations traversantes d'une hauteur maximale de 0,90 m (hauteur permettant un jeu suffisant pour la mise en parallélogramme) peuvent être justifiés par calculs, pour la pose en zones sismiques, suivant le présent chapitre.

Les autres hauteurs et types de bardages doivent être justifiés par essais suivant les modalités décrites dans l'Annexe 7 du présent document.

La justification de la peau et de ses fixations suppose que l'ossature bois rapportée est justifiée auparavant conformément aux paragraphes 2.1 et 2.2.

Les Avis Techniques indiqueront les dispositions constructives applicables pour respecter les exigences du présent document.

Les panneaux maintenus par fixations traversantes peuvent être justifiés par calculs selon les exemples traités en 3.1 et 3.2.

### 3.1 Panneaux maintenus par fixations traversantes

On considère, pour les applications numériques, le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance III ( $\gamma_I = 1,2$ ), en zone de sismicité 3 ( $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$ ) sur un sol de classe B ( $S = 1,35$ ). L'accélération de la gravité  $g$  est prise égale à  $10 \text{ m/s}^2$ .

#### 3.1.1 Description

Des panneaux plans, d'épaisseur 8 mm, de hauteur  $H = 900 \text{ mm}$ , de longueur  $L = 3000 \text{ mm}$  et de masse surfacique  $11,6 \text{ kg/m}^2$  (soit une masse unitaire de 31,3 kg), sont fixés contre les montants d'ossature décrits au paragraphe 2.1, par vis traversantes  $\varnothing 4,8 \times 38 \text{ mm}$  et d'entraxe 430 mm (Figure 6).

Le diamètre des trous prépercés dans les panneaux est de 8 mm (jeu de 3 mm entre le corps de vis et le panneau) sauf en un point situé en partie centrale où il n'est que de 5 mm.

Les panneaux ne pontent pas les jonctions de chevrons, au droit des planchers.

Le panneau présente un module d'élasticité  $E = 8000 \text{ MPa}$  et un coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$ .

Nota : les valeurs ci-dessus ne sont données qu'à titre indicatif en vue des applications numériques.

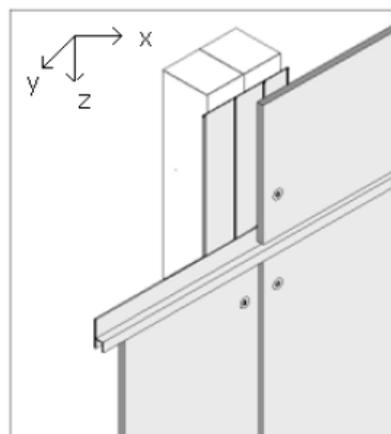


Figure 6 – Panneaux maintenus par fixations traversantes

#### 3.1.2 Effet des actions sismiques locales

##### 3.1.2.1 Sur la peau de bardage

L'effort sismique  $F_a$  appliqué à la peau est :

$$F_a = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m$$

où  $m$  est la masse d'un panneau de bardage.

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_a = F_{ax} = F_{ay}$$

$$G = m \cdot g$$

##### • Dans le plan $xOz$

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique  $F_{ax}$  et du poids  $G$ . Sous ces sollicitations, on vérifie le panneau vis-à-vis du risque de flambement.

Principe :

On considère la partie du panneau, délimitée par quatre fixations voisines aux chevrons (Figure 7), de dimensions  $a = 600 \text{ mm}$  et  $b = 430 \text{ mm}$ . Les quatre côtés sont considérés simplement appuyés du fait de la continuité du panneau au-delà des limites de la partie considérée.

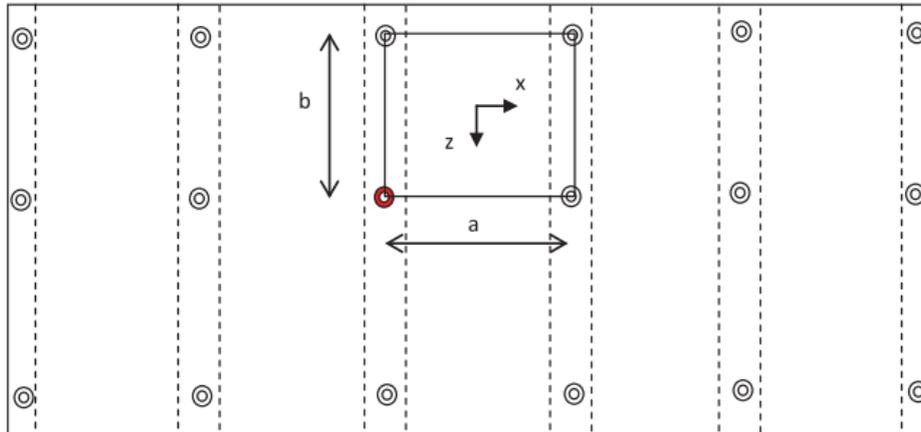


Figure 7 – Position des fixations

La force critique par unité de longueur  $N_{x_{cr}}$  et le poids par unité de longueur de l'élément considéré  $N_z$  répondent à l'équation suivante :

$$N_{x_{cr}} \cdot \frac{\pi^2}{a^2} + N_z \cdot \frac{\pi^2}{b^2} = D \cdot \left( \frac{\pi^2}{a^2} + \frac{\pi^2}{b^2} \right)^2$$

où

$$D = \frac{E \cdot e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

et

$$N_z = \frac{a \cdot b \cdot m_s \cdot g}{a} = b \cdot m_s \cdot g$$

Avec :

- $m_s$  la masse surfacique de la peau de bardage en  $\text{kg/m}^2$  ;
- $e$  l'épaisseur de la peau de bardage en mm ;
- $E$  le module d'élasticité de la peau de bardage en MPa ;
- $\nu$  le coefficient de Poisson.

#### Application numérique

$N_z$  est le poids de l'élément considéré par unité de longueur :

$$N_z = b \cdot m_s \cdot g = 0,43 \times 11,6 \times 10 = 50 \text{ N/m} = 0,05 \text{ N/mm}$$

$N_{x_{cr}}$  est une force par unité de longueur, donc

$$D = \frac{E \cdot e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{8000 \times 8^3}{12 \times (1 - 0,3^2)} = 375092 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$N_{x_{cr}} \times \frac{\pi^2}{600^2} + 0,05 \times \frac{\pi^2}{430^2} = 375092 \times \left( \frac{\pi^2}{600^2} + \frac{\pi^2}{430^2} \right)^2$$

Il en résulte :

$$N_{x_{cr}} = 89 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \text{ (force critique par unité de longueur)}$$

La force critique totale est égale à :

$$N_{x_{cr}} \cdot b = 89 \times 430 = 38362 \text{ N} \gg F_{a_x}$$

En conclusion, pour la configuration examinée, il n'y a pas de risque de flambement dans le plan  $xOz$ .

- Dans le plan  $yOz$

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique  $F_{a,y}$  et du poids  $G$ .

L'action sismique  $F_{a,y}$  combinée à celle du poids de l'élément représente un cas de chargement similaire au chargement dû au vent. La valeur de la charge répartie correspondant à l'action sismique  $F_{a,y}$  est :

$$p = \frac{F_{a,y}}{H \cdot L}$$

où  $H$  et  $L$  représentent la hauteur et la longueur des panneaux de bardage.

Cette valeur  $p$  est à comparer à une valeur résistante sous vent extrême, ou  $p/1,75$  est à comparer à la valeur admissible sous vent normal, en pression et en dépression, du système, qui est donnée dans l'Avis Technique.

### 3.1.2.2 Sur les fixations de la peau

L'effort sismique  $F_{a,f}$  appliqué aux organes de fixation est :

$$F_{a,f} = 2,75 \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot a_{gr} \cdot K_{at\acute{e}a} \cdot \frac{m}{2}$$

Où  $m$  est la masse reprise par l'organe de fixation considéré.

On considère le cas où deux fixations reprennent le poids du panneau. Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_x,f} = F_{a_y,f} = 2,75 \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot a_{gr} \cdot K_{at\acute{e}a} \cdot \frac{m}{2}$$

Le poids repris par une fixation est égal à :

$$G = \frac{m}{2} \cdot g$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale  $F_{a_x,f}$  ou  $F_{a_y,f}$  et du poids  $G$ .

- Dans le plan  $xOz$

L'effort en cisaillement sous la combinaison  $F_{a_x,f}$  et  $G$  est égal à :

$$\sqrt{F_{a_x,f}^2 + G^2}$$

- Dans le plan  $yOz$

On doit vérifier la vis sous la sollicitation simultanée de traction  $F_{a_y,f}$  et de cisaillement  $G$ .

- Vérification des fixations des panneaux

La vérification de la résistance est détaillée en *Annexe 1*.

### 3.1.3 Effet des déformations différentielles

Considérant un jeu de 3 mm entre le corps de fixation et le panneau, la déformation des chevrons n'a pas d'incidence sur les panneaux de hauteur 900 mm.

## 3.2 Panneaux maintenus en rive haute par des fixations traversantes sur des liteaux horizontaux et emboîtés en rive basse

On considère, pour les applications numériques, le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance III ( $\gamma_I = 1,2$ ), en zone de sismicité 3 ( $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$ ) sur un sol de classe B ( $S = 1,35$ ). L'accélération de la gravité  $g$  est prise égale à  $10 \text{ m/s}^2$ .

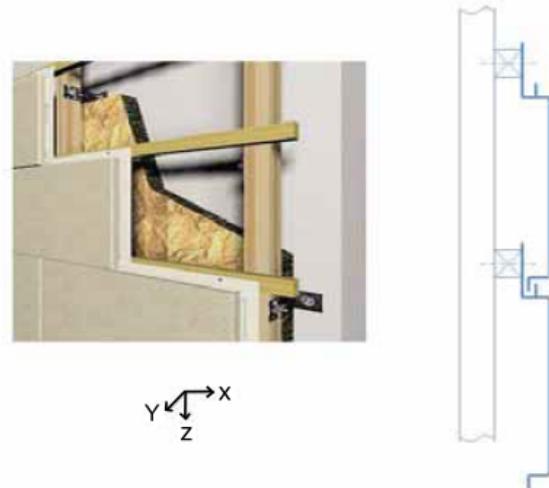
### 3.2.1 Description

La peau de bardage est constituée de panneaux de dimensions ( $H \times L$ )  $600 \times 600 \text{ mm}$ , d'épaisseur  $7 \text{ mm}$  et de masse surfacique  $20 \text{ kg/m}^2$ . La rive haute des panneaux est fixée aux liteaux (ossature décrite au *paragraphe 2.2.1*) par 3 vis  $\varnothing 4,8 \times 38 \text{ mm}$  à tête plate  $\varnothing 12 \text{ mm}$ , une à chaque extrémité et une en milieu de rive. La rive basse est emboîtée sur la rive haute du panneau situé en dessous (*Figure 8*).

Un jeu est toujours ménagé en partie basse des éléments, dans l'emboîtement. Ce jeu est conservé au niveau des points singuliers des façades.

Les plaques ne pontent pas les jonctions de chevrons au droit des planchers.

*Nota : les valeurs ne sont données qu'à titre indicatif afin de présenter des applications numériques.*



**Figure 8 – Panneaux emboîtés en rive basse et fixés en rive haute**

### 3.2.2 Effets des actions sismiques locales

#### 3.2.2.1 Sur la peau

L'effort sismique  $F_a$  appliqué à la peau est :

$$F_a = 2,75 \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m$$

où  $m$  est la masse d'un panneau de bardage.

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_a = F_{a_x} = F_{a_y}$$

$$G = m \cdot g$$

- Dans le plan  $xOz$

On considère que seules deux fixations reprennent la masse d'un panneau.

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique  $F_{a_x}$  et du poids  $G$ .

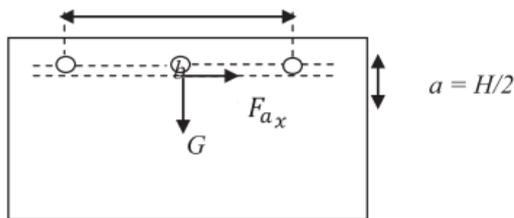


Figure 9 – Position des fixations

Il faut vérifier que le panneau résiste à un effort de cisaillement :

$$V = \sqrt{\left(\frac{G}{2} + F_{a_x} \cdot \frac{a}{b}\right)^2 + \left(\frac{F_{a_x}}{2}\right)^2}$$

La résistance admissible du panneau au cisaillement est donnée dans les Avis Techniques.

- Dans le plan  $yOz$

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique  $F_{a_y}$  et du poids  $G$ .

L'action sismique  $F_{a_y}$  combinée à celle du poids de l'élément représente un cas de chargement similaire au chargement dû au vent. La valeur de la pression correspondant à l'action sismique  $F_{a_y}$  est :

$$p = \frac{F_{a_y}}{H \cdot L}$$

Cette valeur  $p$  est à comparer à une valeur de vent extrême où  $p/1,75$  est à comparer à la valeur admissible sous vent normal en pression et en dépression du système, qui est donnée dans l'Avis Technique.

#### 3.2.2.2 Sur les fixations de la peau

L'effort  $F_{a_f}$  appliqué aux organes de fixation est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot a_{gr} \cdot K_{aléa} \cdot \frac{m}{2}$$

où  $m$  est la masse reprise par l'organe de fixation considéré. On considère le cas où deux fixations reprennent le poids du panneau.

Il en résulte les efforts sismiques à considérer :

$$F_{a_f} = F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}}$$

Le poids repris par une fixation est :

$$G = \frac{m}{2} \cdot g$$

- Dans le plan  $xOz$

L'effort en cisaillement sous la combinaison  $F_{a_{x,f}}$  et  $G$  est égal à :

$$\sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2}$$

- Dans le plan  $yOz$

On doit vérifier la fixation sous la sollicitation simultanée de traction  $F_{a_{y,f}}$  et de cisaillement  $G$ .

- Vérification des fixations des panneaux

La vérification de la résistance est détaillée en Annexe 1.

### 3.2.3 Effets des déformations différentielles

Si les dispositions constructives de l'ossature bois permettent une libre déformation des liteaux et des chevrons, à la suite de la mise en parallélogramme de l'ossature, le rapprochement entre deux liteaux successifs est négligeable.

Le jeu en rive basse des éléments permet d'absorber ce rapprochement. Il n'y a donc pas de dispositions constructives particulières à prendre.

Les éléments vont, en partie haute, suivre les liteaux et, en partie basse, coulisser dans les éléments adjacents.

## Annexe 1 : Justification des vis à bois

### 1. Sollicitation en traction

Soit  $F_{f1}$  la sollicitation en traction sur la vis, il faut vérifier que la résistance de calcul en arrachement de la vis du support est supérieure à  $F_{f1}$ .

Cette résistance de calcul est prise égale à la résistance caractéristique  $P_k$  (donnée dans les fiches techniques des fixations), obtenue selon la norme P30-310, affectée d'un coefficient de sécurité de 2.

$$F_{f1} \leq \frac{P_k}{2}$$

### 2. Sollicitation en cisaillement

Soit  $F_{f2}$  la sollicitation en cisaillement sur la vis, il faut vérifier que la résistance de calcul en cisaillement de la vis dans le support est supérieure à  $F_{f2}$ .

Cette résistance de calcul est prise égale à la résistance [daN] en cisaillement par fendage du bois égale à  $80 \cdot d \cdot \sqrt{e}$  avec  $d$  [cm] le diamètre nominal du corps de la vis et  $e$  [cm] la profondeur d'enfoncement (cette formule n'est valable que si les distances au bord respectent les prescriptions des paragraphes 2.1.3 et 2.2.4.2.2 du Cahier du CSTB 3316-V2).

$$F_{f2} \leq 80 \cdot d \cdot \sqrt{e}$$

### 3. Sollicitation combinée en traction et en cisaillement

Il faut vérifier qu'il n'y a pas arrachement sous les efforts suivants, par vérification de la formule :

$$\beta_N^2 + \beta_Y^2 \leq 1$$

Avec :

- $\beta_N$  pris égal à la sollicitation en traction  $F_{f1}$  divisée par la résistance de calcul en arrachement de la vis (cf. paragraphe 1) ;
- $\beta_Y$  pris égal à la sollicitation en cisaillement  $F_{f2}$  divisée par la résistance de calcul en cisaillement de la vis (cf. paragraphe 2).

## Annexe 2 : Exemple de justification d'un chevron fixé directement au gros-œuvre sous les actions sismiques

### 1. Description

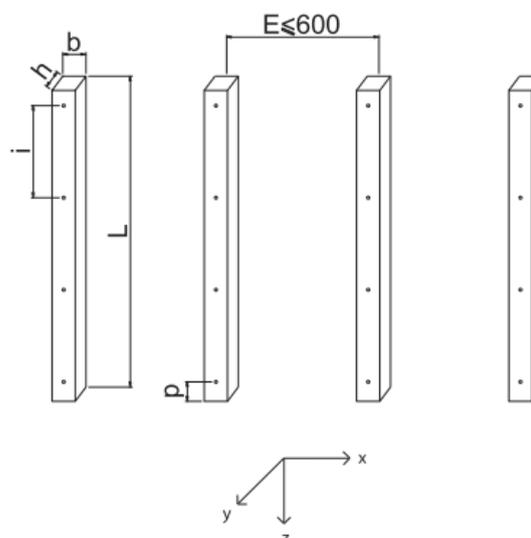
L'exemple présente une ossature de chevrons en bois de classe C18 selon la norme NF EN 338, de masse volumique caractéristique à 18 % d'humidité de  $380 \text{ kg/m}^3$  (soit une masse unitaire de  $5,10 \text{ kg}$ ) et présentant, selon la norme NF P21-400, les caractéristiques suivantes :

- contraintes admissibles :
  - flexion :  $\sigma_f = 8,0 \text{ N/mm}^2$ ,
  - traction axiale  $\sigma = 5,0 \text{ N/mm}^2$ ,
  - traction perpendiculaire :  $\sigma_t = 0,13 \text{ N/mm}^2$ ,
  - compression axiale :  $\sigma' = 8,5 \text{ N/mm}^2$ ,
  - compression perpendiculaire :  $\sigma'_t = 2,1 \text{ N/mm}^2$ ,
  - cisaillement :  $\tau = 0,9 \text{ N/mm}^2$  ;
- module :
  - axial :  $E = 8\,000 \text{ N/mm}^2$ ,
  - cisaillement :  $G = 500 \text{ N/mm}^2$ .

L'ossature est fractionnée à chaque plancher du bâtiment (tous les  $2\,700 \text{ mm}$ ).

Pour les applications numériques, les chevrons sont de longueur  $L = 2,70 \text{ m}$  et de section  $b \times h = 75 \times 63 \text{ mm}$ , espacés de  $600 \text{ mm}$ , fixés directement au support par 4 chevilles métalliques (ou tirefonds pour la pose sur MOB) d'entraxe  $l = 850 \text{ mm}$  (porte-à-faux du chevron par rapport à la dernière cheville de  $75 \text{ mm}$ ). La masse de la peau reprise par un chevron est prise égale à  $31,32 \text{ kg}$ .

On considère, pour les applications numériques, le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance III ( $\gamma_I = 1,2$ ) situé en zone de sismicité 3 ( $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2 = 3,5 \text{ m/s}^2$ ) sur un sol de classe B ( $S = 1,35$ ). L'accélération de la gravité  $g$  est prise égale à  $10 \text{ m/s}^2$ .



## 2. Effets des actions sismiques locales sur les chevrons

L'effort sismique  $F_a$  appliqué aux chevrons est égal à :

$$F_a = 2,75 \times 1,2 \times 1,35 \times 1,1 \times m = 4,9 \times m$$

où  $m$  est la masse d'un chevron et de la peau de bardage qu'il reprend.

$$m = 380 \times 0,063 \times 0,075 \times 2,7 + 31,32 = 36,2 \text{ kg}$$

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_{a_x} = F_{a_y} = 4,9 \times 36,2 = 177 \text{ N}$$

$$G = 36,2 \times 10 = 362 \text{ N}$$

### 2.1 Dans les plans $xOz$ et $yOz$

Dans le plan de la façade ( $xOz$ ) et dans le plan perpendiculaire à la façade ( $yOz$ ), la résistance du chevron peut être déterminée par calcul de résistance des matériaux, en considérant une poutre de longueur  $L = 2,7$  m sur 4 appuis rotulés (distance entre appuis  $l = 850$  mm) sous une sollicitation composée, due à la charge permanente  $G$  et une charge uniformément répartie  $p$  égale à :

$$p = \frac{F_{a_x} \text{ (ou } F_{a_y})}{L}$$

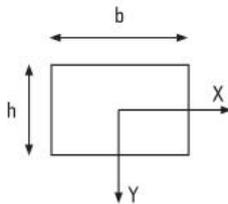
#### 2.2.1 Vérification en flexion

Le moment fléchissant maximal est déterminé comme suit :

$$M_f^{xOz} = M_f^{yOz} = \frac{p \cdot l^2}{12,5}$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$



On vérifie que les contraintes de flexion composées  $\sigma_V^{xOz}$  et  $\sigma_V^{yOz}$ , induites dans le chevron par la combinaison des actions sismiques  $F_{a_x}$  ou  $F_{a_y}$  et du poids  $G$  (du chevron et de la peau), sont inférieures à la contrainte admissible en flexion du bois  $\sigma_f$ .

$$\sigma_V^{xOz} = \sigma^G + \sigma_z^{xOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b}{2}$$

$$\sigma_V^{yOz} = \sigma^G + \sigma_z^{yOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{yOz}}{I_x} \cdot \frac{h}{2}$$

### Application numérique

Comme déterminé précédemment :

$$F_{a_x} = F_{a_y} = 177 \text{ N}$$

$$p = \frac{F_{a_x} \text{ (ou } F_{a_y})}{L} = \frac{177}{2700} = 65 \cdot 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Le moment fléchissant maximal est calculé à partir des valeurs suivantes :

-  $l = 850 \text{ mm}$  (entraxe des chevilles)

-  $b = 75 \text{ mm}$

-  $h = 63 \text{ mm}$

$$M_f^{xOz} = M_f^{yOz} = \frac{p \cdot l^2}{12,5} = \frac{65 \cdot 10^{-3} \cdot 850^2}{12,5} = 3794 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 2214844 \text{ mm}^4$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1562794 \text{ mm}^4$$

Les contraintes de flexion composées sont égales à :

$$\sigma_V^{xOz} = \sigma^G + \sigma_z^{xOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b}{2} = \frac{362}{63 \cdot 75} + \frac{3794}{2214844} \cdot \frac{75}{2} = 0,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_V^{yOz} = \sigma^G + \sigma_z^{yOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{yOz}}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{362}{63 \cdot 75} + \frac{3794}{1562794} \cdot \frac{63}{2} = 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\sigma_f$  = contrainte admissible en flexion pour le bois de classe C18 =  $8,0 \text{ N/mm}^2$

Comme  $\sigma_V^{xOz}$  et  $\sigma_V^{yOz}$  sont inférieures à  $\sigma_f$ , il n'y a pas de risque de rupture du bois.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre des trous prépercés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de préperçage des chevrons.

#### 2.2.2 Vérification de la flèche

La flèche du chevron due à l'action  $F_{a_x}$  (ou  $F_{a_y}$ ) est déterminée selon la théorie des poutres par application des formules suivantes (pour 4 appuis) :

$$f = \frac{p \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

- $p$  l'effort uniformément réparti en N/mm ;
- $l$  la distance entre fixations en mm ;
- $E$  le module d'élasticité en MPa ;
- $I$  l'inertie de la section du montant en  $\text{mm}^4$ .

### Application numérique

- Selon l'axe  $Ox$

$$p = \frac{F_{ax}}{L} = \frac{177}{2700} = 65 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}$$

- $l = 850 \text{ mm}$  (entraxe des chevilles)
- $E = 8000 \text{ N/mm}^2$
- $I = I_y = 2214844 \text{ mm}^4$

Il en résulte :

$$f = \frac{p \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I} = \frac{0,065 \times 850^4}{185 \times 8000 \times 2214844} = 0,01 \text{ mm}$$

- Selon l'axe  $Oy$

$$p = \frac{F_{ay}}{L} = \frac{177}{2700} = 65 \cdot 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

- $l = 850 \text{ mm}$  (entraxe des chevilles)
- $E = 8000 \text{ N/mm}^2$
- $I = I_y = 1562794 \text{ mm}^4$

Il en résulte :

$$f = \frac{p \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I} = \frac{0,065 \times 850^4}{185 \times 8000 \times 1562794} = 0,015 \text{ mm}$$

Cette valeur de flèche est à comparer à la flèche admissible définie par le système.

## Annexe 3 : Exemple de justification d'un liteau bois horizontal rapporté sur des chevrons verticaux

### 1. Description

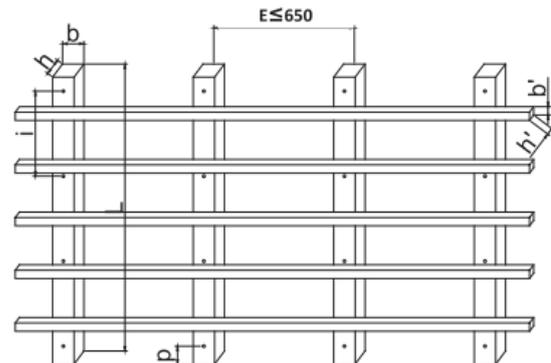
L'exemple présente une ossature de chevrons bois de longueur  $L = 2,70 \text{ m}$  et de section  $b \times h = 63 \times 40 \text{ mm}$ , espacés de  $650 \text{ mm}$ , fixés directement au support, par 4 chevilles métalliques d'entraxe  $850 \text{ mm}$  (porte-à-faux du chevron par rapport à la dernière cheville de  $75 \text{ mm}$ ).

Sur ce réseau vertical de chevrons est fixé un réseau horizontal de liteaux de longueur  $3 \text{ m}$  et de section ( $b' \times h'$ )  $50 \times 30 \text{ mm}$ , espacés de  $420 \text{ mm}$ . Ils sont fixés aux chevrons à chaque intersection par une seule vis  $\varnothing 5 \times 70 \text{ mm}$  à tête fraisée  $\varnothing 12 \text{ mm}$ , positionnée au centre du rectangle de superposition liteau sur chevron.

Le raccordement des liteaux s'effectue par alignement horizontal bout à bout, au droit d'un chevron, avec un jeu de  $3 \text{ mm}$ .

Les chevrons et les liteaux sont en bois de classement mécanique correspondant à la classe C18 selon la norme NF EN 338, de masse volumique caractéristique à  $18 \%$  de  $380 \text{ kg/m}^3$ .

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment (tous les  $2,70 \text{ m}$ ).



### 2. Effets des actions sismiques locales sur les liteaux

L'effort  $F_a$  appliqué aux liteaux est égal à :

$$F_a = 2,75 \times 1,2 \times 1,35 \times 1,1 \times m = 4,9 \times m$$

où  $m$  est la masse d'un liteau et de la peau de bardage qu'il reprend.

$$m = 380 \times 0,05 \times 0,03 \times 3 + 3 \times 0,9 \times 11,6 = 33 \text{ kg}$$

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_{ax} = F_{ay} = 4,9 \times 33 = 162 \text{ N}$$

$$G = 33 \times 10 = 330 \text{ N}$$

## 2.1 Dans le plan $xOz$

On vérifie à la fois le risque de flambement du liteau sous l'action sismique  $F_{ax}$ , mais aussi la contrainte de flexion composée  $\sigma_V^{xOz}$  induite dans le liteau par la combinaison de l'action sismique  $F_{ax}$  et du poids  $G$  (du liteau et de la peau).

La charge critique de flambement du liteau est calculée avec la formule d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_f^2}$$

Pour éviter le risque de flambement, il faut vérifier que  $F_{ax}$  est inférieure à  $N_{cr}$ . Pour un liteau en bois de classe C18, la valeur de la charge critique  $N_{cr}$  est donnée dans le tableau suivant :

Section du liteau [mm]	$I$ [mm <sup>4</sup> ]	Entraxe de fixation du liteau [mm]	Charge critique $N_{cr}$ [N]
14 x 40	9146	400	4 509
		500	2 886
		600	2 004
20 x 30	20 000	400	9 860
		500	6 310
		600	4 382
30 x 50	112 500	400	55 460
		500	35 495
		600	24 649
35 x 60	214 375	400	105 683
		500	67 637
		600	46 970
40 x 63	336 000	400	165 641
		500	106 010
		600	73 618

La contrainte de flexion composée est donnée par :

$$\sigma_V^{xOz} = \frac{F_{ax}}{b' \cdot h'} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2}$$

Il faut vérifier que la contrainte en flexion composée  $\sigma_V^{xOz}$  est inférieure à la contrainte admissible en flexion du bois  $\sigma_f$ .

### Application numérique

Comme déterminé précédemment :

$$F_{ax} = 162 \text{ N}$$

- Vérification du risque de flambement

La force axiale  $S_x$  dans le liteau est égale à  $F_{ax} = 162 \text{ N}$ .

Pour le liteau de section 30 x 50 mm, de longueur 3 m, fixé sur 6 chevrons d'entraxe 600 mm, la charge critique est :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_f^2} = 24649 \text{ N}$$

$$N_{cr} \gg S_x$$

$N_{cr} \gg S_x$ , donc il n'y a pas de risque de flambement.

- Vérification de la contrainte de flexion composée

Le moment fléchissant maximal  $M_f^{xOz}$  est calculé à partir des valeurs suivantes :

-  $l = 600 \text{ mm}$  (entraxe des fixations sur les chevrons)

-  $b' = 50 \text{ mm}$

-  $h' = 30 \text{ mm}$

$$M_f^{xOz} = \frac{G}{9,5} \cdot l^2 = \frac{330}{9,5} \cdot 0,6^2 = 12,2 \text{ N} \cdot \text{m} = 12200 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$I_y = \frac{h' \cdot b'^3}{12} = 312500 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{h' \cdot b'^3}{12} = 112500 \text{ mm}^4$$

La contrainte de flexion composée est égale à :

$$\sigma_V^{xOz} = \frac{F_{ax}}{b' \cdot h'} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2} = \frac{162}{50 \times 30} + \frac{12200}{112500} \times \frac{50}{2} = 0,44 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_f$  = contrainte admissible en flexion pour le bois de classe C18 =  $8,0 \text{ N/mm}^2$

Comme  $\sigma_V^{xOz}$  est inférieure à  $\sigma_f$ , il n'y a pas de risque de rupture du bois.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre des trous préperçés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de préperçage des chevrons.

## 2.2 Dans le plan $yOz$

Dans le plan perpendiculaire à la façade ( $yOz$ ), la résistance du liteau peut être déterminée par calcul de résistance des matériaux, en considérant une poutre de longueur  $L = 3,0$  m sur 6 appuis rotulés (distance entre appuis  $l = 600$  mm) sous une sollicitation composée, due à la charge permanente  $G$  et à l'action sismique  $F_{ay}$ .

### 2.2.1 Vérification en flexion

Le moment fléchissant maximal est déterminé comme suit :

$$M_f^{xOz} = \frac{G/L \cdot l^2}{9,5}$$

$$M_f^{xOy} = \frac{F_{ay}/L \cdot l^2}{9,5}$$

On vérifie que la contrainte de flexion composée  $\sigma_V^{yOz}$ , induite dans le liteau par la combinaison des actions sismiques  $F_{ay}$  et du poids  $G$  (du liteau et de la peau), est inférieure à la contrainte admissible en flexion du bois  $\sigma_f$ .

$$\sigma_V^{yOz} = \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2} + \frac{M_f^{xOy}}{I_z} \cdot \frac{h'}{2}$$

### Application numérique

Comme déterminé précédemment :

$$F_{ax} = 162 \text{ N}, G = 330 \text{ N}$$

Le moment fléchissant maximal est calculé à partir des valeurs suivantes :

- $l = 600 \text{ mm}$  (entraxe des fixations sur les chevrons)
- $b' = 50 \text{ mm}$
- $h' = 30 \text{ mm}$

$$M_f^{xOy} = \frac{F_{ay}/L \cdot l^2}{9,5} = \frac{162/3000 \times 600^2}{9,5} = 2046 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f^{xOz} = \frac{G/L \cdot l^2}{9,5} = \frac{330/3000 \times 600^2}{9,5} = 4168 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Les contraintes de flexion composées sont égales à :

$$\sigma_V^{yOz} = \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2} + \frac{M_f^{xOy}}{I_z} \cdot \frac{h'}{2} = \frac{4168}{312500} \cdot \frac{50}{2} + \frac{2046}{112500} \cdot \frac{30}{2} = 0,61 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_f$  = contrainte admissible en flexion pour le bois de classe **C18** = **8,0 N/mm<sup>2</sup>**

Comme  $\sigma_V^{yOz}$  est inférieure à  $\sigma_f$ , il n'y a pas de risque de rupture du bois.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre des trous préperçés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de préperçage des chevrons.

### 2.2.2 Vérification de la flèche

La flèche du liteau due à l'action  $F_{a_y}$  est déterminée selon la théorie des poutres par application des formules suivantes :

- 5 appuis

$$f = 0,485 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

- 6 appuis

$$f = 0,495 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

- 7 appuis

$$f = 0,490 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

Avec :

- $p$  l'effort uniformément réparti en N/mm ;
- $l$  la distance entre fixations en mm ;
- $E$  le module d'élasticité en MPa ;
- $I$  l'inertie de la section du liteau en mm<sup>4</sup>.

#### Application numérique

Selon l'axe  $Oy$

$$p = \frac{F_{a_y}}{L} = \frac{162}{3000} = 0,054 \text{ N/mm}$$

- $l = 600 \text{ mm}$  (entraxe des chevilles)
- $E = 8000 \text{ N/mm}^2$
- $I = I_y = 112500 \text{ mm}^4$

Il en résulte :

$$f = 0,495 \times \frac{5}{384} \times \frac{162}{8000} \times \frac{600^4}{112500} = 0,05 \text{ mm}$$

Cette valeur de flèche est à comparer à la flèche admissible du système.

### 3. Justification des organes de fixation des liteaux sur des chevrons

On suppose une répartition des charges sur l'ensemble des fixations en considérant une masse  $m = 33 \text{ kg}$  et des liteaux fixés par 4 chevilles sur les chevrons.

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_f \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = 2,75 \times 1,2 \times 1,35 \times 1,1 \times 33 \times 1,5 \times \frac{1,1}{4} = 66 \text{ N}$$

Le poids réparti sur chaque fixation est égal à :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z} = 134 \text{ N}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale  $F_{a_{x,f}}$  ou  $F_{a_{y,f}}$  et du poids  $G$ .

#### 3.1 Dans le plan $xOz$

L'effort en cisaillement sous la combinaison  $S'_{x_f}$  et  $G$  est :

$$\sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2} = \sqrt{66^2 + 134^2} = 149 \text{ N}$$

#### 3.2 Dans le plan $yOz$

La vis est soumise à une sollicitation simultanée de traction  $F_{a_{y,f}} = 66 \text{ N}$  et de cisaillement  $G = 134 \text{ N}$

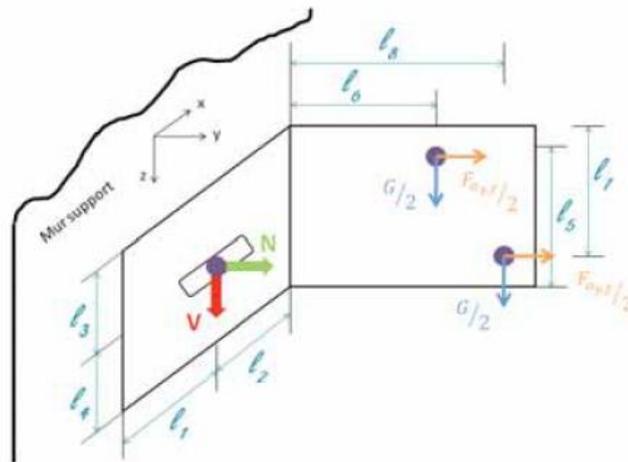
**Annexe 4 : Principe de calcul  
des sollicitations sismiques dans  
les chevilles de fixation au support  
en fonction des différentes  
configurations (pattes-équerres,  
étriers et fixation directe)**

Les types 1, 2 et 3 se distinguent par la position relative des deux fixations aux montants.

**1. Fixation par pattes-équerres – Type 1**

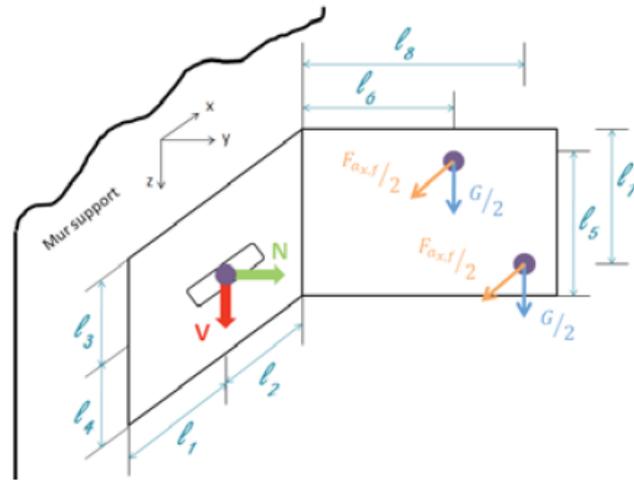
Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec pose des pattes-équerres posées en quinconce.

Plan  $yOz$



$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a,y,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{a,y,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{a,y,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = G$$

Plan  $xOz$

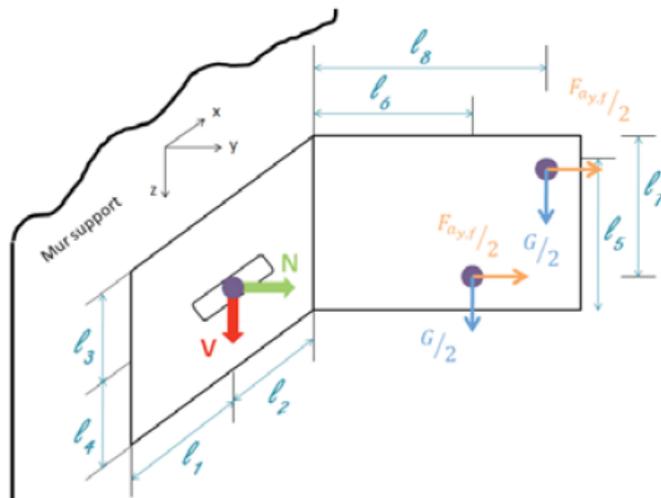


$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a_x,f}/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = \sqrt{G^2 + F_{a_x,f}^2}$$

## 2. Fixation par pattes-équerres – Type 2

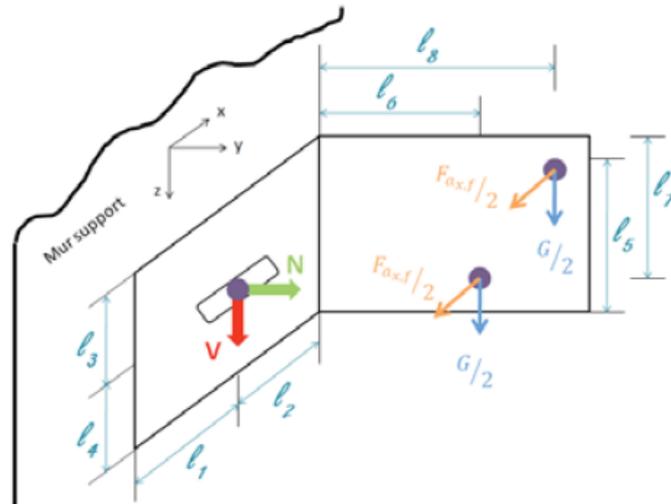
Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec pose des pattes-équerres en quinconce

Plan  $yOz$



$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a_y,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{a_y,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{a_y,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = G$$

Plan  $xOz$



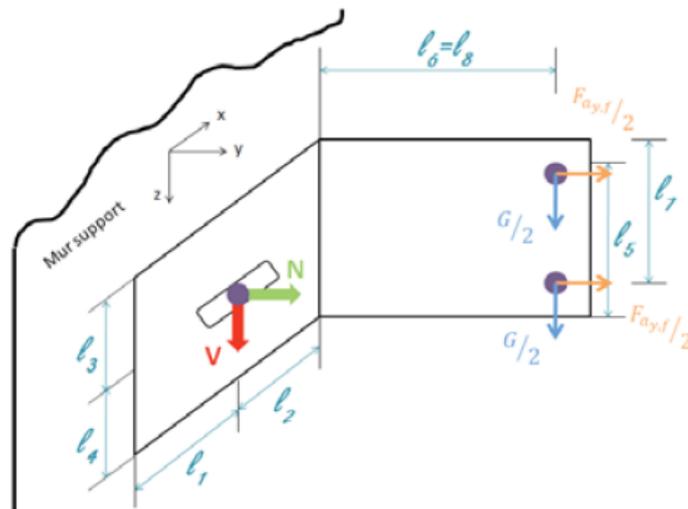
$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f}/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

### 3. Fixation par pattes-équerres – Type 3 (sur ossature métallique uniquement)

Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec pose des pattes-équerres posées en quinconce.

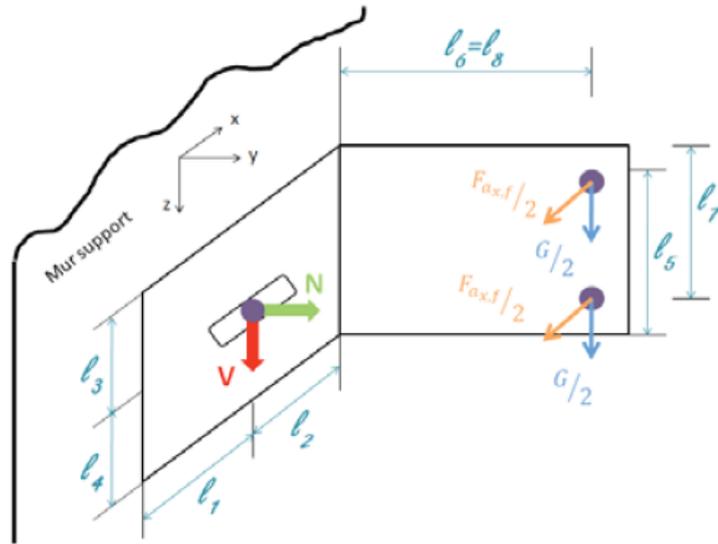
Plan  $yOz$



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{ay,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = G$$

Plan  $xOz$

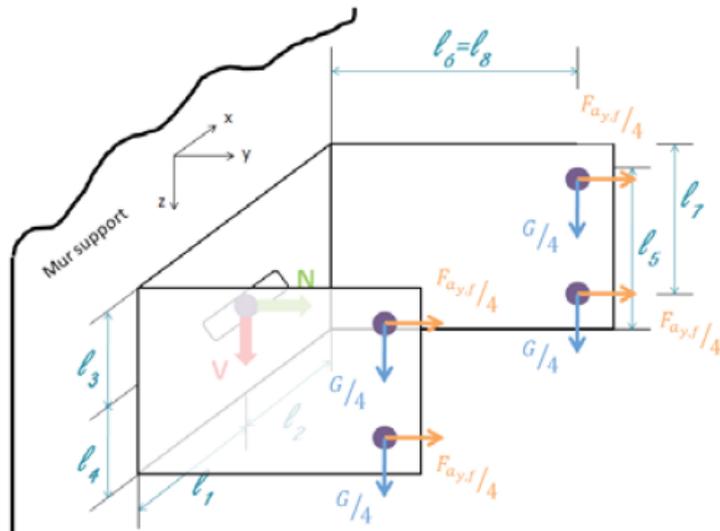


$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1} \quad V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

#### 4. Fixation par étriers

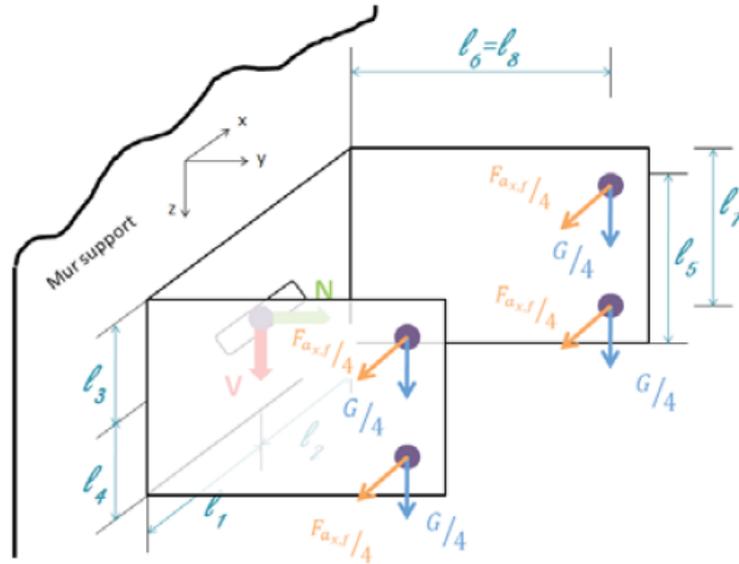
Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec étriers.

Plan  $yOz$



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + 3 \cdot F_{ay,f} \quad V = G$$

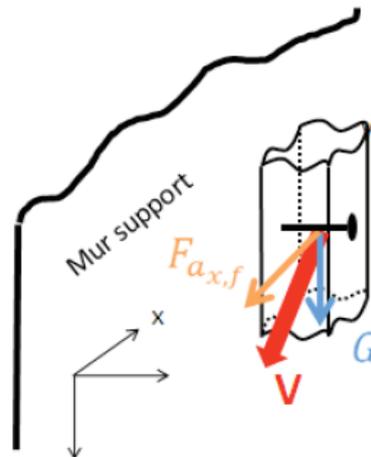
Plan  $xOz$



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a_{x,f}} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1} \quad V = \sqrt{G^2 + F_{a_{x,f}}^2}$$

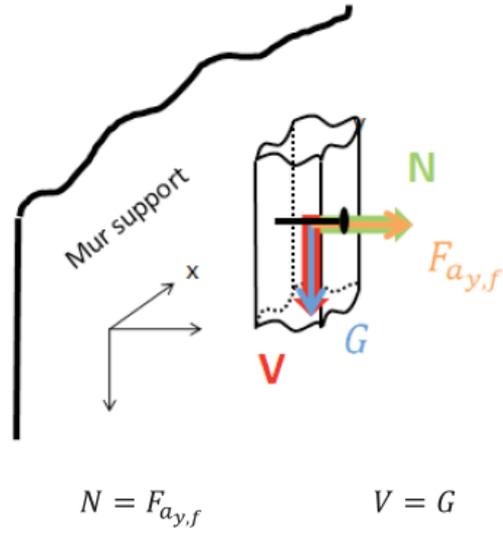
### 5. Fixation directe au support

Plan  $xOz$



$$N = 0 \quad V = \sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2}$$

Plan  $yOz$



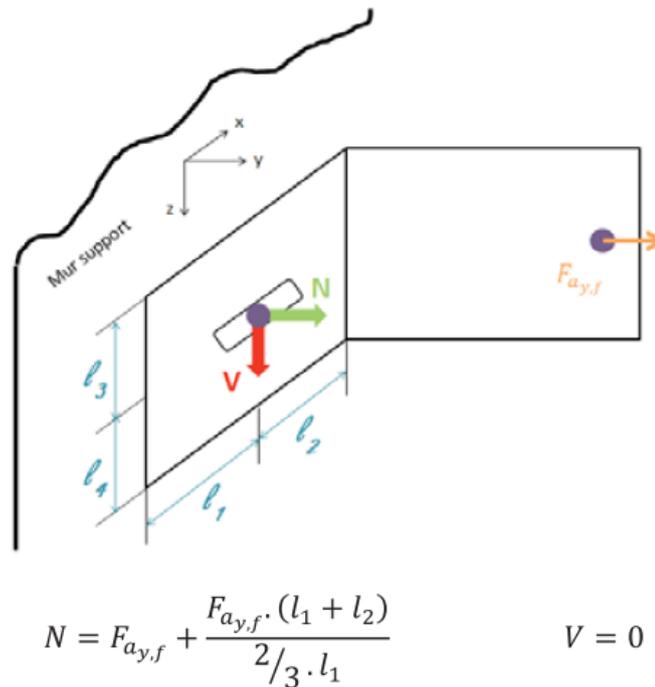
*Nota : il est impératif de vérifier le moment de flexion a gissant sur la fixation en appliquant la charge V avec un bras de levier l comme défini aux paragraphes 2.1.3 et 2.2.4 du présent document.*

## 6. Ossature librement dilatable

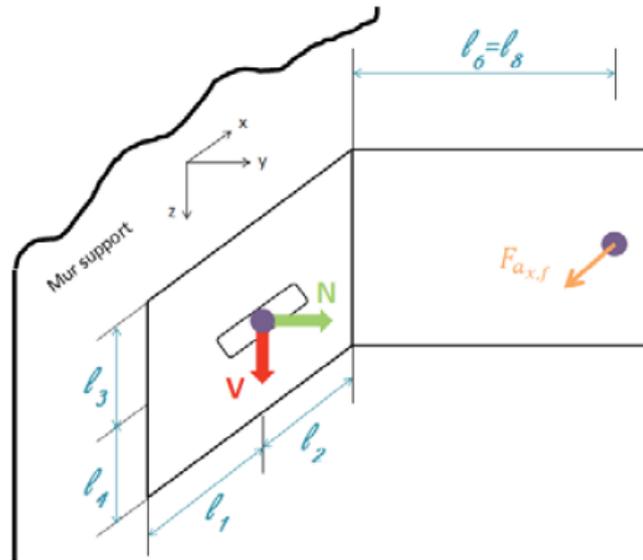
Principe appliqué à une conception d'ossature librement dilatable avec pose des pattes-équerres en quinconce.

**Point coulissant :**

Plan  $yOz$



Plan  $xOz$

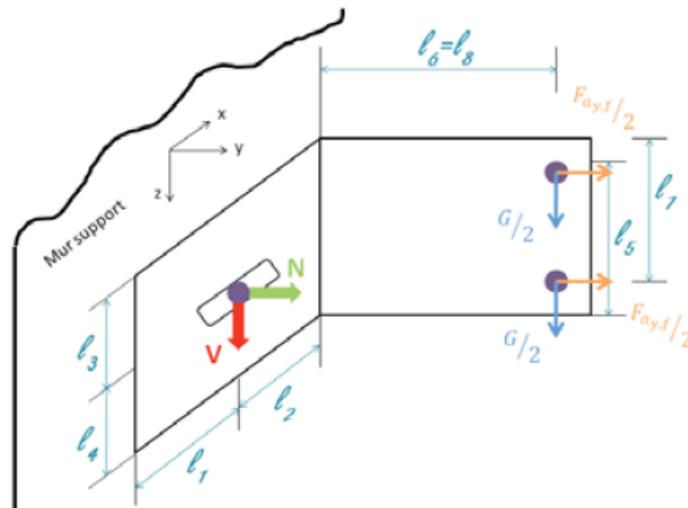


$$N = \frac{F_{a,x,f} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = F_{a,x,f}$$

Point fixe :

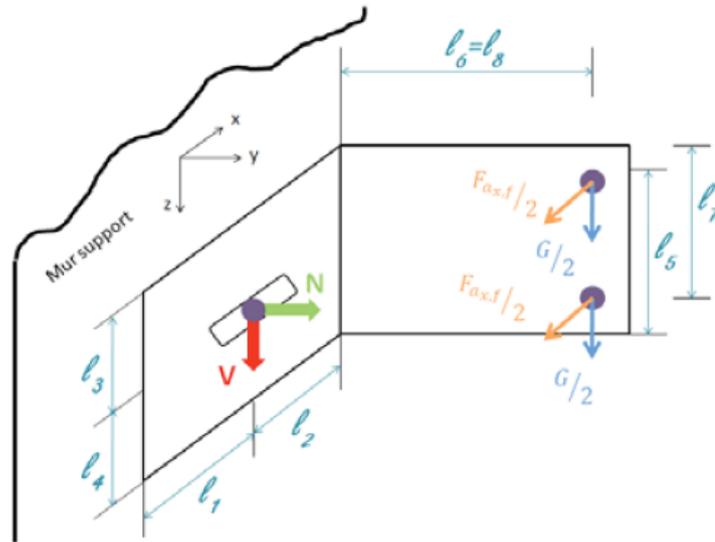
Plan  $yOz$



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a,y,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{a,y,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{a,y,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = G$$

Plan  $xOz$



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

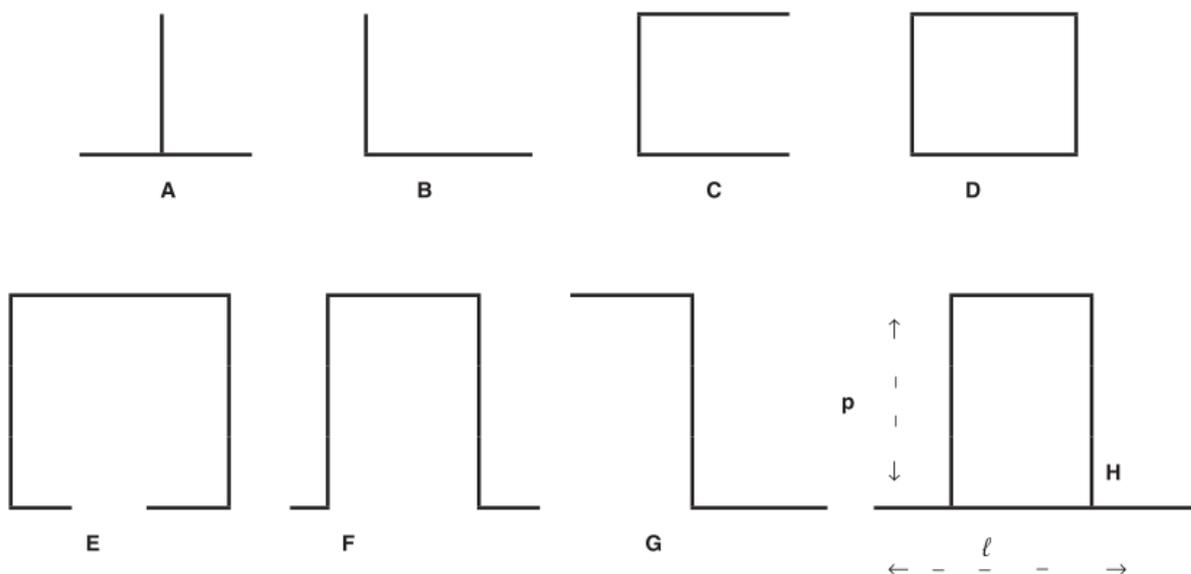
## Annexe 5 : Principe de calcul des ossatures métalliques

Les ossatures métalliques sont définies par le *Cahier du CSTB 3194* de janvier-février 2000 et son modificatif le *Cahier du CSTB 3586-V2* d'avril 2009. Seules les ossatures constituées de profilés disposés en simple réseau vertical sont pour l'instant considérées.

Ces profilés sont réalisés à partir de :

- profilés acier laminés à chaud ;
- profilés formés à partir de tôles d'acier ;
- profilés filés en alliage d'aluminium généralement de la série EN AW 6000 ;
- profilés formés à partir de laminés en alliage d'aluminium généralement des séries EN AW 3000 ou 5000 ;
- profilés en acier inoxydable selon la norme NF EN 10088-2.

Les profilés soudés ne sont pas pris en compte dans le présent document. Les sections courantes sont indiquées en *Figure 10*.



**Figure 10 – Section des montants**

Ces profilés peuvent être solidarités à la structure porteuse, soit en contact direct, soit le plus souvent à l'aide de pattes métalliques (équerres, étriers selon *Figures 11 et 12*).

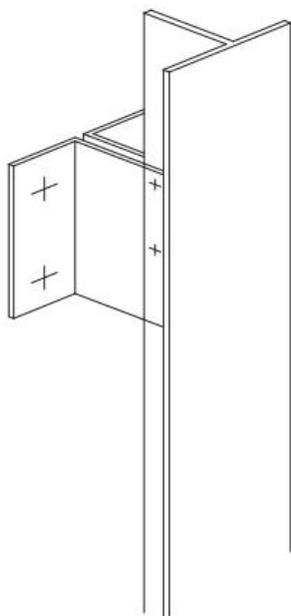


Figure 11 – Fixation des montants par pattes métalliques

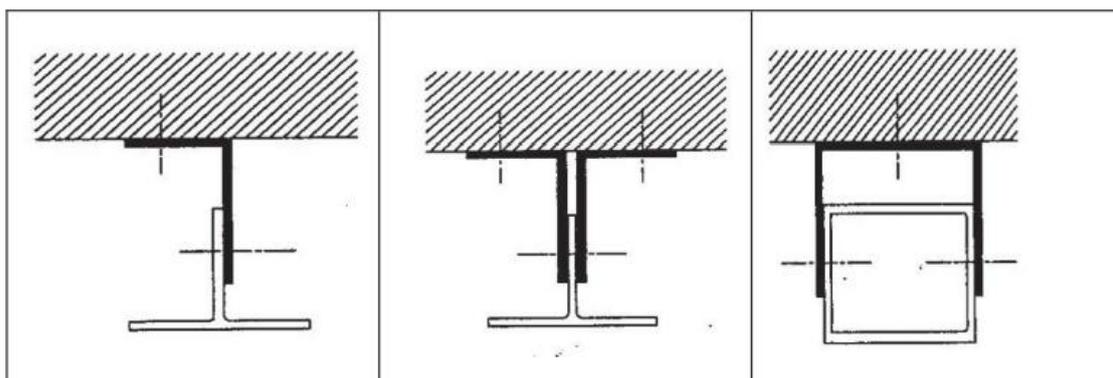


Figure 12 – Section des pattes métalliques

Les pattes sont le plus souvent fixées aux profilés verticaux par vis autoperceuses ou autotaraudeuses, par rivets à rupture de tige et plus rarement par boulonnage.

Elles sont fixées au support par chevilles bénéficiant d'un Agrément Technique Européen (cf. « Règles professionnelles sur le chevillage » du CISMA de 2011).

## 1. Montants

### 1.1 Actions

Les montants d'ossature doivent résister aux actions définies ci-après :

- poids du montant et de la peau de bardage qu'il reprend ;
- actions sismiques déterminées selon la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8, reprise au *paragraphe 1.5* du présent cahier.

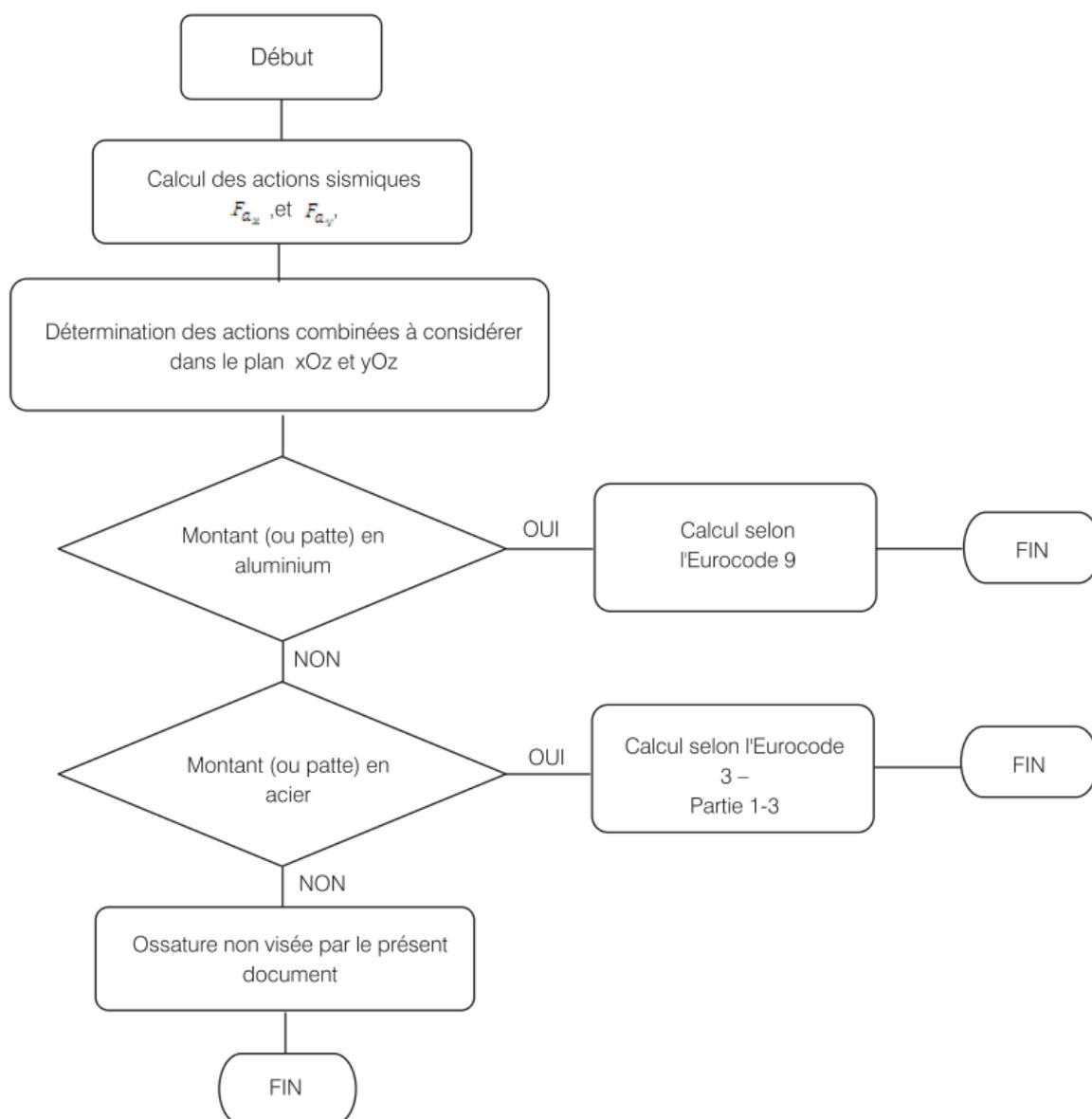
## 1.2 Démarche

### 1.2.1 Présentation générale

Le calcul doit être effectué, en fonction du type de section étudiée, selon les normes suivantes :

- l'Eurocode EN 1993-1-3 « Calcul des structures en acier - Règles générales - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à formés à froid » ;
- l'Eurocode EN 1999-1-1 « Calcul des structures en aluminium - Règles générales ».

L'organigramme suivant définit les étapes générales à suivre pour le calcul des montants d'ossature. Une présentation des étapes les plus importantes est détaillée dans les paragraphes suivants.

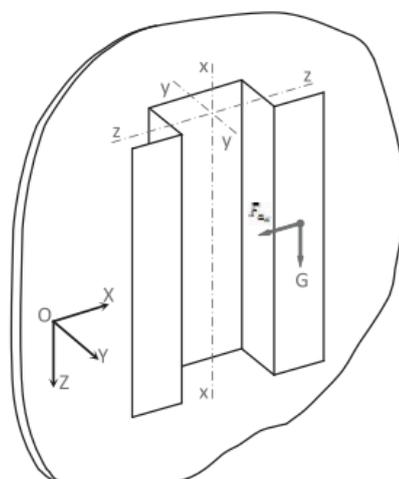


### 1.2.2 Actions combinées dans le plan $xOz$

Le montant est soumis à l'action concomitante de la sollicitation sismique  $F_{a_x}$  et du poids propre du montant et de la peau de bardage qu'il reprend.

Les charges selon l'axe  $Ox$  étant appliquées de façon excentrée par rapport au centre de cisaillement de la section transversale, les effets de torsion doivent être pris en compte.

Pour une section en acier, le calcul doit être effectué selon le paragraphe 6.1.6 de l'EN 1993-1-3.



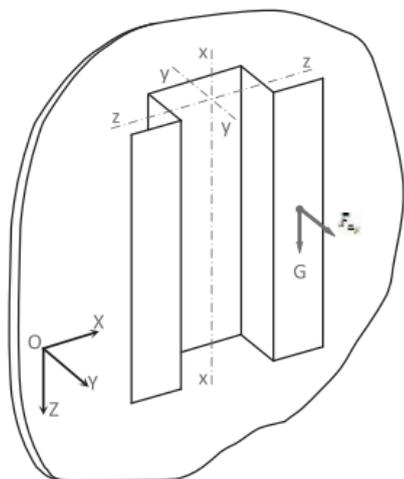
Pour une section en aluminium, le calcul doit être effectué selon le paragraphe 6.2.7 de l'EN 1999-1-1.

### 1.2.3 Actions combinées dans le plan $yOz$

Pour une action sismique selon  $Oy$  orientée vers l'extérieur du bâtiment, il convient de calculer la section transversale sous l'action combinée :

- de l'effort axial, du moment fléchissant et de l'effort de cisaillement ;
- du moment fléchissant et de l'effort transversal dû à la charge localisée et à la réaction d'appui.

Pour une section en acier, cela revient à effectuer le calcul selon les paragraphes 6.1.10 et 6.1.11 de l'EN 1993-1-3.



Pour une section en aluminium, le calcul doit être effectué selon les paragraphes 6.2.8 et 6.2.10 de l'EN 1999-1-1.

Pour une action sismique selon  $Oy$  orientée vers l'intérieur du bâtiment, il faut vérifier que sous l'action des charges transversales, les parois en compression ne flambent pas.

## 2. Pattes métalliques

### 2.1 Actions

Les pattes métalliques doivent être calculées vis-à-vis des actions définies ci-après :

- poids du montant et de la peau de bardage qu'il reprend ;
- actions sismiques globales obtenues à partir des actions sismiques  $F_{ax}$  ou  $F_{ay}$ , déterminées selon la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8 reprise au paragraphe 1.5 du présent document.

Dans le cas d'une ossature de type librement dilatable, il est considéré qu'une seule fixation reprend l'intégralité du poids d'un montant et de la peau de bardage.

### 2.2 Démarche

#### 2.2.1 Présentation générale

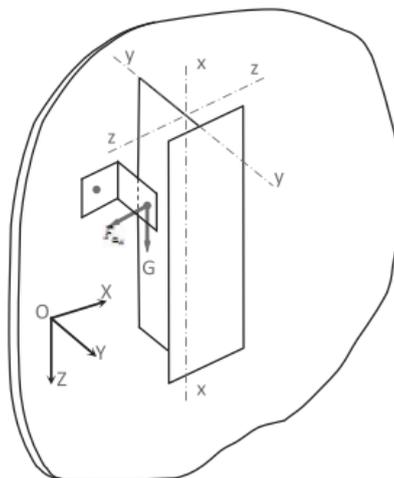
La démarche de calcul des pattes métalliques suit le même organigramme que celui décrit au paragraphe 1.2.1.

### 2.2.2 Actions combinées dans le plan $xOz$

Pour une action sismique selon l'axe  $Ox$ , il convient de calculer l'aile de la patte en contact avec le montant par rapport à une sollicitation de flexion bi-axiale.

Pour une action en acier, cela revient à effectuer le calcul selon le paragraphe 6.1.4 de l'EN 1993-1-3.

Pour une section en aluminium, les calculs à effectuer sont définis au paragraphe 6.2.5 de l'EN 1999-1-1.

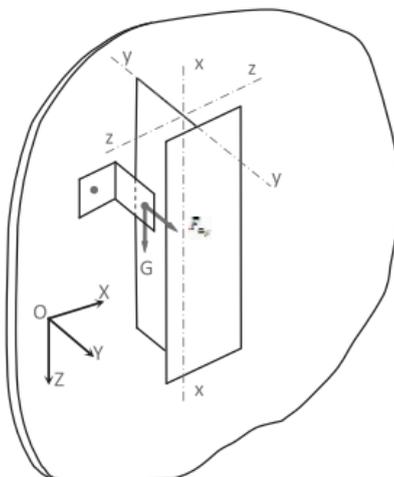


La démarche de calcul des pattes métalliques suit le même organigramme que celui décrit au paragraphe 1.2.1.

### 1.2.3 Actions combinées dans le plan $yOz$

Pour une action sismique orientée selon l'axe  $Oy$  vers l'extérieur du bâtiment, il convient de calculer l'aile de la patte en contact avec le montant par rapport à une sollicitation combinée de type traction-flexion (si l'action est orientée vers l'extérieur), respectivement de type traction-compression (si l'action est orientée vers l'intérieur).

Pour une section en acier, cela revient à effectuer le calcul respectivement selon les paragraphes 6.1.8 et 6.1.9 de l'EN 1993 1-3.

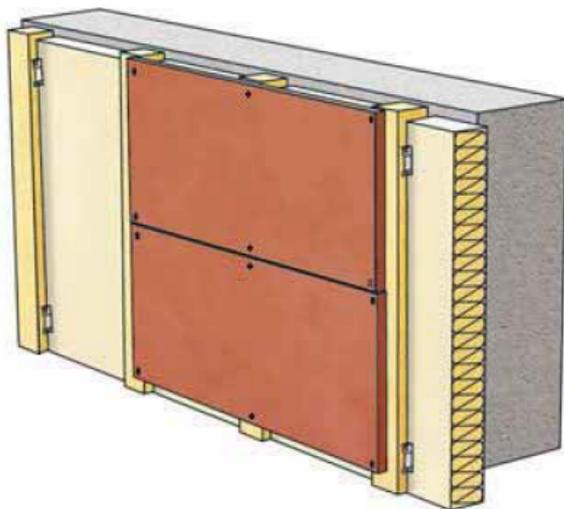


Pour une section en aluminium, les calculs à effectuer sont détaillés dans le paragraphe 6.2.9 de l'EN 1999-1-1.

## Annexe 6 : Exemple de calcul des sollicitations sismiques dans les chevilles de fixation au support

### 1. Description

L'exemple présente un système de bardage rapporté comportant des dalles mises en œuvre par fixations traversantes sur une ossature en bois fixées au support par pattes-équerrés, tel que présenté sur le dessin ci-dessous.



Les caractéristiques de la mise en œuvre sont les suivantes :

- Chevron de classe C18
  - masse volumique : 380 kg/m<sup>3</sup> ;
  - section : 40 mm x 60 mm ;
  - longueur : 3,5 m ;
  - entraxe : 1 m.
- Panneaux
  - dimensions : 3 m x 1,5 m ;
  - masse surfacique : 20 kg/m<sup>2</sup>.
- Pattes-équerrés
  - disposition en quinconce, montage bridé ;
  - dimensions : hauteur 80 mm, longueur 100 mm ;
  - entraxe : 1 m ;
  - masse : 150 g par patte ;
  - implantation : voir géométrie de la patte-équerré ci-après.

### 2. Calcul de la masse rapportée

Dans cet exemple, on considère que le chevron reprend la masse du panneau rapportée à l'entraxe du chevron sur toute la longueur de celui-ci.

$$m = m_{ossature} + m_{fixations} + m_s \text{ panneau} \cdot e \cdot L$$

avec  $m_{ossature}$  la masse de l'ossature [kg],  $m_{fixations}$  la masse des fixations [kg],  $m_s \text{ panneau}$  la masse surfacique d'un panneau [kg/m<sup>2</sup>],  $L$  la longueur du chevron [m] et  $e$  l'entraxe entre chevrons [m].

$$m_{ossature} = 3,5 \times 380 \times 0,04 \times 0,06 = 3,2 \text{ kg}$$

L'entraxe maximal des pattes-équerrés étant de 1 m, le chevron est maintenu par 4 pattes-équerrés au minimum. On ne prend pas en compte la masse des vis de fixations étant donné leur faible impact sur la masse totale.

$$m_{fixations} = 4 \times 0,15 = 0,6 \text{ kg}$$

La masse du panneau est considérée pour un entraxe de chevron sur sa longueur.

$$m_{\text{panneau}} = 3,5 \times 1 \times 20 = 70 \text{ kg}$$

La masse totale reprise par les éléments de fixation est donc la suivante :

$$m = 3,2 + 0,6 + 70 = 73,8 \text{ kg}$$

### 3. Calcul des sollicitations

L'effort sismique sur le chevron est réparti sur l'ensemble des pattes-équerrés et est majoré par un coefficient  $K_{alea}$  de 1,5 qui tient compte des aléas de répartition des charges et par un coefficient de « réaction d'appui ».

Le coefficient de « réaction d'appui »  $R_a$  vaut 1 dans le cas de 2 pattes-équerrés, 1,25 dans le cas des 3 pattes-équerrés, 1,1 dans le cas de 4 pattes-équerrés et 1,15 dans le cas de 5 pattes-équerrés. La répartition du poids s'effectue selon la même méthode.

L'effort sismique et le poids repris par une patte-équerré sont donc :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = 2,75 \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{alea} \cdot \frac{R_a}{z}$$

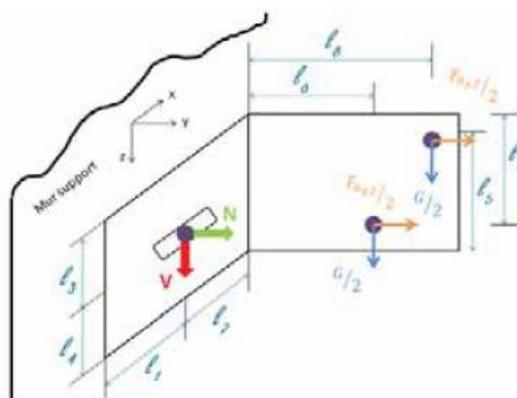
$$G = K_{alea} \cdot m \cdot g \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts sismiques en fonction des zones de sismicité, des catégories d'importance des bâtiments et des classes de sol selon la réglementation :

**Tableau 9 – Efforts sismiques dans les fixations en fonction des ouvrages**

Effort sismique $F_{af}$ [N]	Catégorie d'importance des bâtiments						
	I	II	III	IV			
Zones de sismicité	1					A	Classes de sol
						B	
						C	
						D	
						E	
	2			70	82	A	
				95	111	B	
				105	123	C	
				113	131	D	
				127	148	E	
	3		92	111	129	A	
			124	149	174	B	
			138	166	193	C	
			147	177	206	D	
			166	199	232	E	
	4		134	161	188	A	
			181	217	253	B	
			201	241	281	C	
			214	257	300	D	
			241	289	338	E	
5		251	301	352	A		
		301	362	422	B		
		289	347	404	C		
		339	407	475	D		
		352	422	492	E		
Poids $G$ [N]	298						

Les calculs suivants donnent les sollicitations combinées en traction-cisaillement appliquées aux chevilles métalliques résultant des valeurs précédentes. Ces sollicitations dépendent de la géométrie de la patte-équerre et de l'implantation des chevilles. Dans cet exemple, elles sont définies par :



$l_1$	16 mm
$l_2$	34 mm
$l_3$	30 mm
$l_4$	30 mm
$l_5$	51 mm
$l_6$	68 mm
$l_7$	42 mm
$l_8$	88 mm

Dans cette configuration, les sollicitations sont les suivantes :

- Plan  $yOz$

$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ayf}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ayf}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{ayf} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = G$$

- Plan  $xOz$

$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{axf}/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = \sqrt{G^2 + F_{axf}^2}$$

Il en résulte le tableau suivant fonction des zones de sismicité, des catégories d'importance des bâtiments et des classes de sol.

Tableau 10 – Sollicitations en traction dans les fixations sous charges sismiques

			Plan $yOz$ perpendiculaire à la façade				Plan $xOz$ parallèle à la façade			
			Catégorie d'importance des bâtiments				Catégorie d'importance des bâtiments			
	Classes de sol	Zones de sismicité	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Traction $N$ [N]	A	1								
	B									
	C									
	D									
	E									
	A	2			1 509	1 567			1 678	1 763
	B				1 630	1 708			1 858	1 973
	C				1 682	1 768			1 935	2 063
	D				1 716	1 808			1 986	2 123
	E				1 785	1 889			2 089	2 243
	A	3		1 616	1 706	1 797		1 837	1 972	2 106
	B			1 774	1 896	2 019		2 073	2 254	2 436
	C			1 842	1 978	2 114		2 174	2 376	2 578
	D			1 887	2 032	2 177		2 241	2 456	2 672
	E			1 978	2 141	2 304		2 376	2 618	2 860
	A	4		1 822	1 953	2 085		2 143	2 339	2 635
	B			2 052	2 229	2 407		2 486	2 750	3 015
	C			2 151	2 348	2 545		2 633	2 927	3 220
	D			2 216	2 427	2 637		2 731	3 044	3 358
	E			2 348	2 585	2 822		2 927	3 279	3 632
A	5		2 397	2 644	2 891		3 000	3 367	3 735	
B			2 644	2 940	3 236		3 367	3 808	4 249	
C			2 582	2 866	3 150		3 276	3 698	4 120	
D			2 829	3 162	3 495		3 643	4 139	4 635	
E			2 891	3 236	3 582		3 735	4 249	4 763	

**Tableau 11 – Sollicitations en cisaillement dans les fixations sous charges sismiques**

			Plan $yOz$ perpendiculaire à la façade				Plan $xOz$ parallèle à la façade			
			Catégorie d'importance des bâtiments				Catégorie d'importance des bâtiments			
	Classes de sol	Zones de sismicité	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Cisaillement $V$ [N]	A	1								
	B									
	C									
	D									
	E									
	A	2			298	298			307	309
	B				298	298			313	318
	C				298	298			316	323
	D				298	298			319	326
	E				298	298			324	333
	A	3		298	298	298		312	318	325
	B			298	298	298		323	334	345
	C			298	298	298		329	341	356
	D			298	298	298		333	347	363
	E			298	298	298		341	359	378
	A	4		298	298	298		327	339	352
	B			298	298	298		349	369	391
	C			298	298	298		360	384	410
	D			298	298	298		367	394	423
	E			298	298	298		384	416	450
A	5		298	298	298		390	424	461	
B			298	298	298		424	469	517	
C			298	298	298		415	457	502	
D			298	298	298		452	505	561	
E			298	298	298		461	517	576	

Dans le cadre de la procédure d'Avis Technique, les tableaux précédents pourront être simplifiés de la manière suivante :

**Tableau 12 – Tableau simplifié des sollicitations en traction et cisaillement dans les fixations sous charges sismiques**

		Catégorie d'importance des bâtiments			
		Zones de sismicité	II	III	IV
Traction $N$ [N]	2			2 089	2 243
	3		2 241	2 456	2 672
	4		2 927	3 279	3 632
Cisaillement $V$ [N]	2			324	333
	3		341	359	378
	4		384	416	450

## Annexe 7 : Justification expérimentale

### 1. Symboles et abréviations

- $h$  : hauteur d'étage
- $g$  : accélération de la pesanteur (en  $m/s^2$ )
- $\alpha$  : accélération (en  $m/s^2$ )
- $f$  : fréquence (en Hz)
- $A$  : amplitude (en mm)
- $f_p$  : fréquence propre (en Hz)

### 2. Principe et équipement

#### 2.1 Principe

La procédure expérimentale s'articule autour de deux types d'essais :

- un essai de déformation du support sur lequel est rapporté le bardage (essai de mise en parallélogramme) ;
- des essais dynamiques par l'accélération du support sur lequel est rapporté le bardage.

L'essai de mise en parallélogramme consiste à appliquer une déformation monotone croissante du support de la maquette, suivie par une phase de chargement cyclique.

L'essai dynamique consiste à imposer un déplacement du support à une fréquence et à une amplitude spécifique.

#### 2.2 Équipement

Le dispositif d'essais est constitué d'un bâti support sur lequel est installé un vérin hydraulique (de précision 2 % de l'étendue de mesure sur le capteur de déplacement du vérin) utilisé pour l'application des sollicitations et de trois cadres support des systèmes permettant pour l'un de se déformer en parallélogramme et pour les deux suivants, considérés indéformables de par leur rigidité, d'appliquer au bardage une accélération.

En plus de cet équipement, l'appareillage comprend une chaîne de mesure d'accélérométrie définie par :

- un boîtier d'alimentation et de conditionnement du signal ;
- un boîtier permettant le filtrage du signal ; les accéléromètres (de 0 à 100 Hz et  $\pm 30 m/s^2$  d'étendue de mesure et de précision 2 %) ;
- une baie d'asservissement et d'acquisition permettant l'enregistrement des données.

Les plans des cadres support sont donnés au *paragraphe 8* de la présente *Annexe*.

### 3. Mise en parallélogramme

L'essai a pour but d'observer la déformation de la maquette et de mesurer les efforts lorsque le support est mis en parallélogramme.

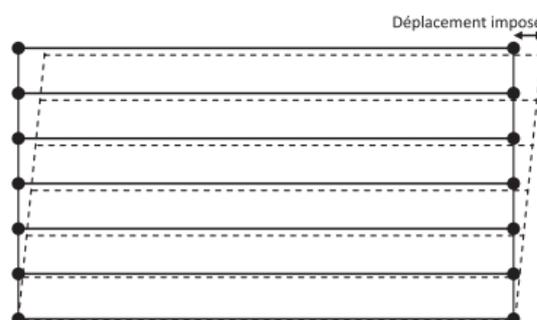


Figure 13 – Dispositif d'essai de mise en parallélogramme

Le support est déformé progressivement en six phases dans son plan (en parallélogramme), par un déplacement statique alterné, puis dynamique appliqué en tête selon les niveaux définis sur le *Tableau 13* ci-dessous.

Les observations (constats visuels) sont notées (chute d'éléments, rupture d'un des composants du système) pour chaque phase, et le déplacement maximal  $D_{max}$  obtenu au palier précédant la ruine est indiqué.

La courbe effort-déformation est donnée pour chacune des phases.

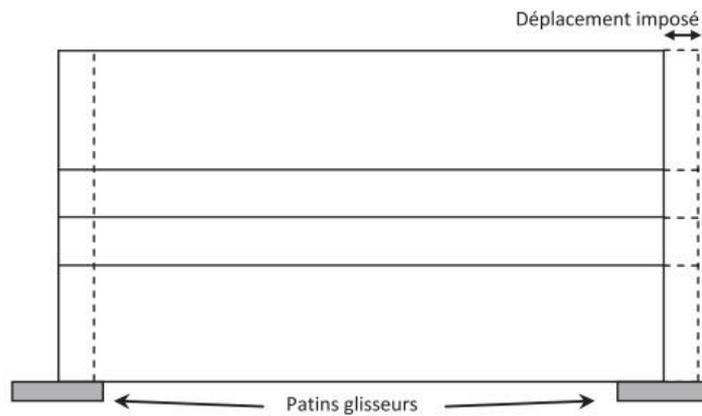
Tableau 13 – Sollicitations à appliquer lors de chaque phase

Phase	1	2	3	4	5	6
Déplacement statique	$\pm 10$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 20$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 30$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 40$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 50$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 60$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz
Déplacement dynamique	$\pm 10$ mm 20 cycles $0,2$ Hz $\leq$ $f \leq 1$ Hz	$\pm 20$ mm 20 cycles $0,2$ Hz $\leq$ $f \leq 1$ Hz	$\pm 30$ mm 20 cycles $0,2$ Hz $\leq$ $f \leq 1$ Hz	$\pm 40$ mm 20 cycles $0,2$ Hz $\leq$ $f \leq 1$ Hz	$\pm 50$ mm 20 cycles $0,2$ Hz $\leq f \leq 1$ Hz	$\pm 60$ mm 20 cycles $0,2$ Hz $\leq$ $f \leq 1$ Hz
Déplacement statique	$\pm 10$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 20$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 30$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 40$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 50$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	$\pm 60$ mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz
Mesures des efforts lorsque le support est mis en parallélogramme pendant les 6 phases						

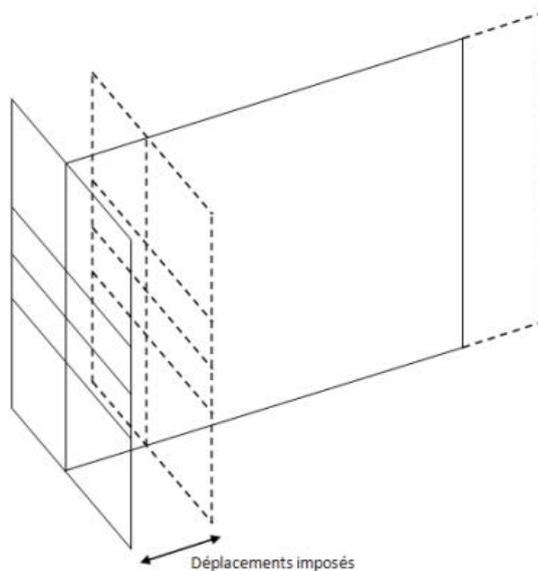
## 4. Essais dynamiques

### 4.1 Objet

Cet essai a pour but d'observer le comportement du système lorsque le support sur lequel il est rapporté est sollicité dans son plan ou perpendiculairement à son plan sous l'action d'un déplacement cyclique alterné imposé tel que montré sur les *Figures 14 et 15* présentées ci-dessous.



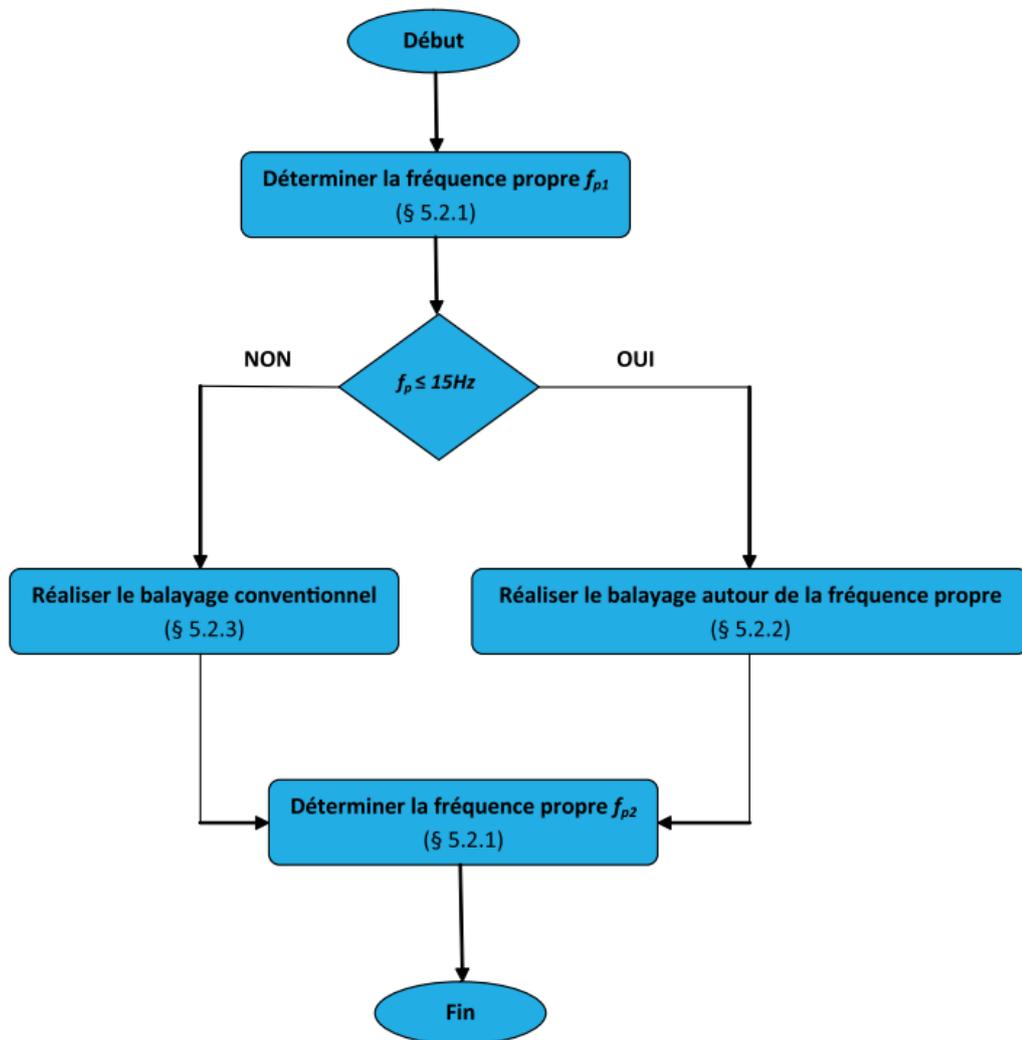
*Figure 14 – Dispositif d'essai dynamique dans le plan du support*



*Figure 15 – Dispositif d'essai dynamique perpendiculaire au plan du support*

## 5.2 Logigramme

Les deux essais dynamiques dans le plan et perpendiculaires au plan du support seront effectués selon le logigramme décrit ci-dessous.



Nota :  $f_{p2}$  est donnée à titre d'information.

### 5.2.1 Détermination de la fréquence propre

La fréquence propre est déterminée selon la méthode présentée au *paragraphe 8* de la présente *Annexe*.

### 5.2.2 Balayage autour de la fréquence propre

Lorsque la valeur de la fréquence propre  $f_{p1}$  du système est inférieure ou égale à 15 Hz, le balayage autour de la fréquence propre est appliqué.

La maquette est soumise à 8 phases successives. Pour chaque phase, 5 séquences continues de 5 cycles autour de la fréquence propre sont réalisées dans l'ordre croissant des fréquences suivies de 3 séquences de 10 cycles continues déterminées conventionnellement.

Les amplitudes sont à déterminer comme indiqué dans le *Tableau 13* ci-après. Entre chaque séquence une temporisation de quelques secondes est effectuée afin de parfaitement sérier les différentes phases appliquées. À la fin de chaque phase, une pause est réalisée pour noter les observations en cours d'essai.

Les amplitudes imposées à la maquette sont calculées d'après la formule suivante :

$$A_{(f,a_i)} = \frac{a_i}{(2 \cdot \pi \cdot f)^2}$$

Avec :

- $a_i$  l'accélération en  $m/s^2$  pour la phase  $i$  ;
- $f$  la fréquence en Hz ;
- $A$  l'amplitude en mm (le déplacement imposé au vérin est  $\pm A$ ).

**Tableau 13 – Détermination des amplitudes pour le balayage autour de la fréquence propre**

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération $a_i$ en $m/s^2$							
$f$ en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
$f_p - 0,5$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p - 0,25$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p + 0,25$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p + 0,5$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
2	22,2 10 cycles	31,7 10 cycles	40,5 10 cycles	50,7 10 cycles				
3					26,2 10 cycles	31,5 10 cycles	39,4 10 cycles	46,4 10 cycles
4								
5	3,5 10 cycles	5,1 10 cycles	6,5 10 cycles					
6				5,6 10 cycles				
7					4,8 10 cycles	5,8 10 cycles		
8	1,4 10 cycles						5,5 10 cycles	6,5 10 cycles
9		1,6 10 cycles						
10			1,6 10 cycles					
11				1,7 10 cycles				
12					1,6 10 cycles			
13						1,7 10 cycles		
14							1,8 10 cycles	
15								1,9 10 cycles

**Tableau 14 – Exemple de tableau des amplitudes A pour  $f_{p1} = 10 \text{ Hz}$ , l'amplitude de balayage est donnée en mm, le déplacement du vérin est  $\pm A$**

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération $\alpha_i$ en $\text{m/s}^2$							
$f$ en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
9,5	0,982	1,403	1,796	2,245	2,610	3,143	3,929	4,631
9,75	0,933	1,332	1,705	2,132	2,478	2,984	3,730	4,397
10	0,887	1,267	1,621	2,026	2,356	2,837	3,546	4,179
10,25	0,844	1,205	1,543	1,929	2,242	2,700	3,375	3,978
10,5	0,804	1,149	1,470	1,838	2,137	2,573	3,217	3,791
2	22,2	31,7	40,5	50,7				
3					26,2	31,5	39,4	46,4
4								
5	3,5	5,1	6,5					
6				5,6				
7					4,8	5,8		
8	1,4						5,5	6,5
9		1,6						
10			1,6					
11				1,7				
12					1,6			
13						1,7		
14							1,8	
15								1,9

### 5.2.3 Balayage conventionnel

La maquette est soumise à 8 phases d'essais successives. Pour chaque phase, 3 séquences de 20 cycles sont réalisées dans l'ordre croissant de fréquences avec les amplitudes indiquées dans le *Tableau 15* ci-dessous.

À la fin de chaque phase, une pause est réalisée pour noter les observations en cours d'essai (rupture d'un des composants du système).

L'essai est arrêté dès que la chute d'un élément est constaté ou à la fin de la 8<sup>e</sup> phase.

**Tableau 15 – Amplitudes du balayage conventionnel en mm, le déplacement du vérin est  $\pm A$**

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération $\alpha_i$ en m/s <sup>2</sup>							
$f$ en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
1								
2	22,2 20 cycles	31,7 20 cycles	40,5 20 cycles	50,7 20 cycles				
3					26,2 20 cycles	31,5 20 cycles	39,4 20 cycles	46,4 20 cycles
4								
5	3,5 20 cycles	5,1 20 cycles	6,5 20 cycles					
6				5,6 20 cycles				
7					4,8 20 cycles	5,8 20 cycles		
8	1,4 20 cycles						5,5 20 cycles	6,5 20 cycles
9		1,6 20 cycles						
10			1,6 20 cycles					
11				1,7 20 cycles				
12					1,6 20 cycles			
13						1,7 20 cycles		
14							1,8 20 cycles	
15								1,9 20 cycles

## 5. Synthèse des résultats

Les résultats sont fournis sous forme de tableaux précisant, pour chaque essai réalisé, le type d'essai, les sollicitations appliquées et les observations faites en cours d'essai et notamment les éventuelles dégradations observées.

Pour les essais de mise en parallélogramme, il est nécessaire d'indiquer le déplacement maximal  $D_{max}$  imposé ainsi que les observations faites lors de la déformation statique puis lors de la déformation cyclique.

Pour les essais dynamiques, les points suivants doivent être indiqués :

- pour la détermination des fréquences propres : donner les valeurs déterminées pour l'une des méthodes d'essais proposées au *paragraphe 8* de la présente *Annexe* ;
- pour le balayage autour de la fréquence propre : compléter le tableau proposé au *paragraphe 5.2.2* de la présente *Annexe* avec les valeurs définies pour l'essai. Pour chaque phase, indiquer les observations faites en cours d'essai ;

- pour le balayage conventionnel : indiquer pour chaque phase les observations faites en cours d'essai.

## 6. Rapport d'essai

Le rapport d'essai doit comprendre :

- un descriptif très précis des éléments de peau selon la déclaration du demandeur ;
- le plan de calepinage de la maquette selon les plans fournis par le demandeur ;
- le type de liaisons mécaniques et leurs dimensions selon la déclaration du demandeur ;
- le type d'ossature utilisée et ses caractéristiques selon la déclaration du demandeur ;
- la procédure d'essai ;
- le descriptif des dispositifs supports ;

- le tableau des résultats pour chaque essai réalisé ainsi que les observations faites en cours d'essai tel qu'indiqués au *paragraphe 6* de la présente *Annexe* ;
- les photographies prises en cours d'essai et notamment :
  - vue d'ensemble,
  - vue latérale,
  - détails des assemblages.

## 7. Dispositifs d'essais

### 7.1 Dispositif d'essais de mise en parallélogramme

Les corps d'épreuves sont montés sur un dispositif tel que défini sur le schéma ci-dessous.

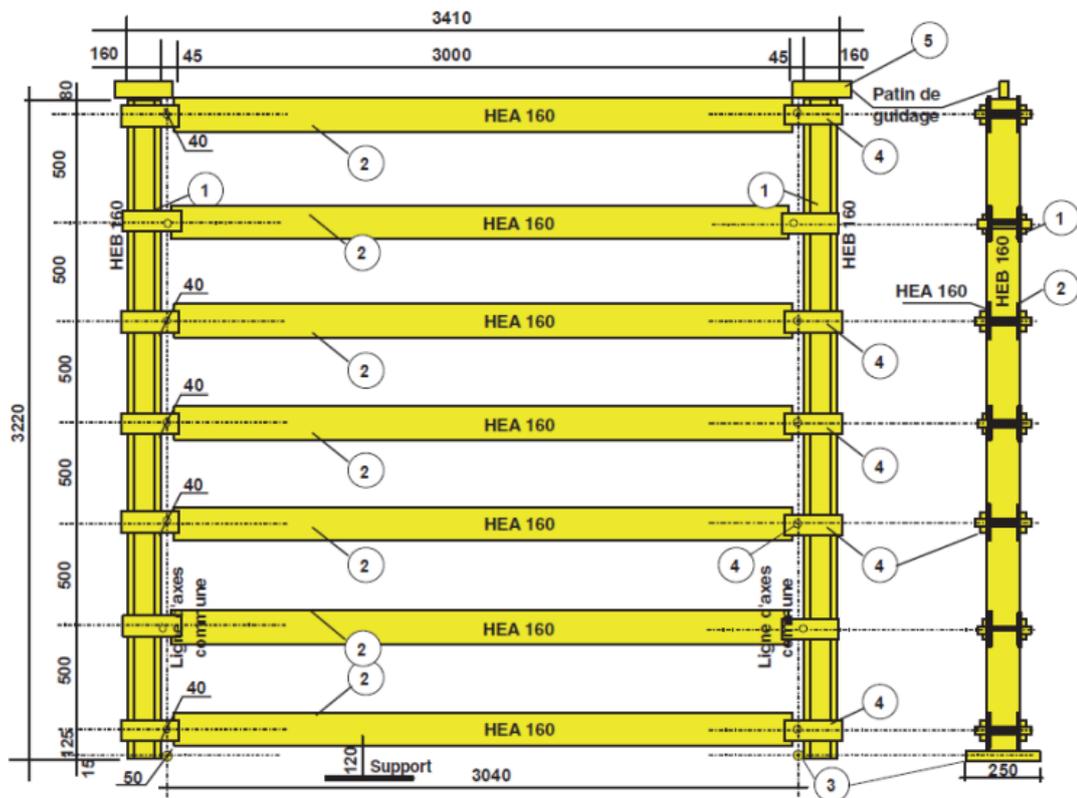


Figure 16 – Schéma du dispositif pour les essais de mise en parallélogramme

Il est constitué des éléments suivants repérés sur la Figure 17 :

1. 2 montants verticaux de 3 220 mm portant les lignes d'articulations
2. 7 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
3. Points d'attache sur la semelle installée sur le bâti primaire
4. Articulations
5. Patin de guidage

## 7.2 Dispositif d'essais dynamiques dans le plan du support

Les corps d'épreuves sont montés sur un dispositif tel que défini sur le schéma ci-dessous.

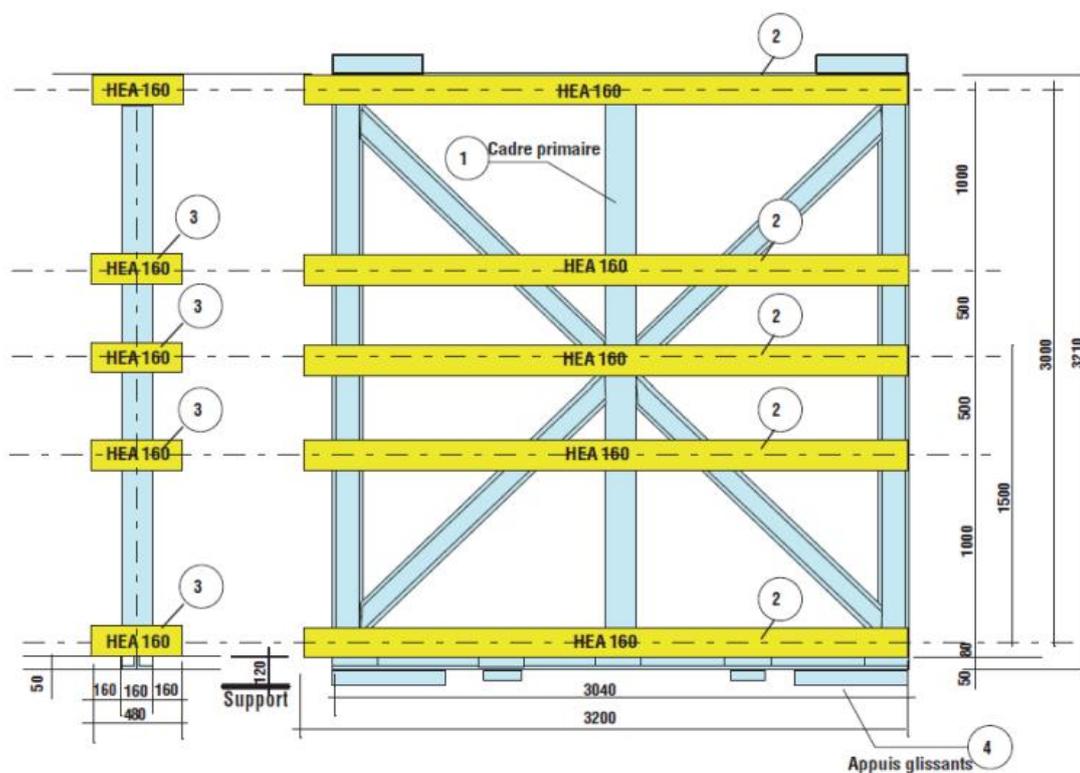


Figure 17 – Schéma du dispositif pour les essais dynamiques dans le plan du support

Il est constitué des éléments suivants repérés sur la Figure 18 :

1. Un cadre primaire constitué de HEA 160, contreventé
2. 5 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
3. Un retour de 480 mm
4. Appuis glissants

### 7.3 Dispositif d'essais dynamiques perpendiculaire au plan du support

Les corps d'épreuves sont montés sur un dispositif tel que défini sur le schéma ci-dessous.

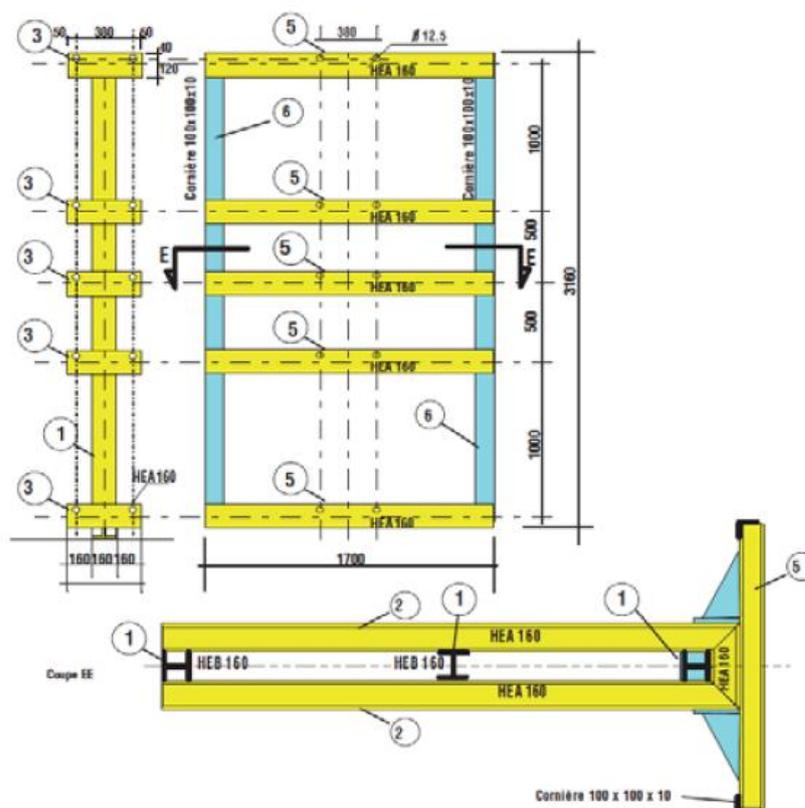


Figure 18 – Schéma du dispositif pour les essais dynamiques perpendiculaires au le plan du support

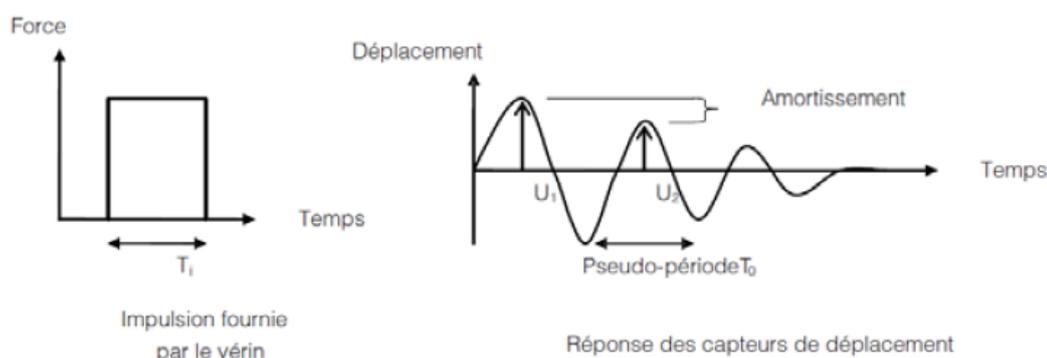
Ce dispositif est attaché sur le dispositif présenté sur la *Figure 19* : dispositif d'excitation dans le plan du support :

1. Un cadre primaire constitué de HEA 160, contreventé
2. 5 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
3. Un retour de 480 mm
4. 5 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
5. 2 cornières permettant de supporter l'ensemble des montants horizontaux

## 8. Détermination de la fréquence propre par essai de choc

La pseudo-période (inverse de la fréquence propre) est déterminée en soumettant le bâti à une impulsion de courte durée et sous forme de signal carré (*Figure 19*).

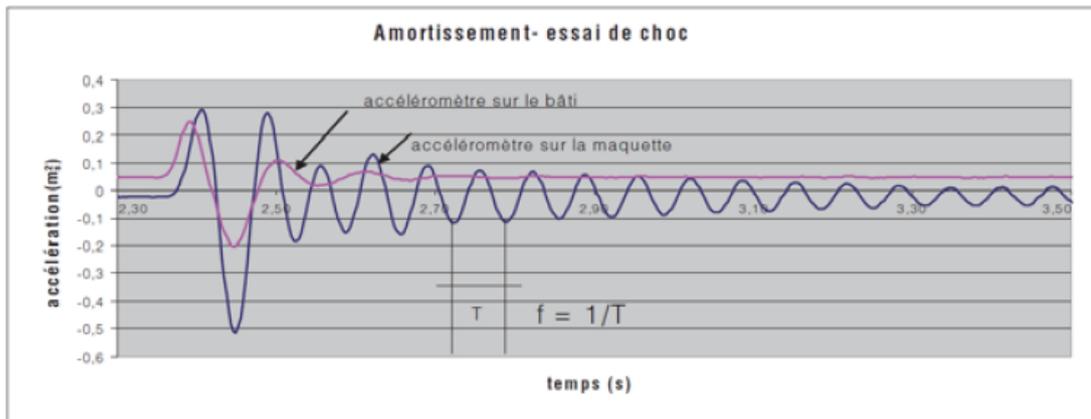
La durée de l'impulsion sera suffisamment courte pour que le régime stationnaire du système de bardage rapporté soit atteint rapidement et que les informations ne soient pas perturbées trop longtemps par la nature de l'impulsion.



**Figure 19 – Détermination de l'amortissement et pseudo-période**

L'impulsion est réalisée en procédant à une sollicitation de type choc (signal carré) provoquant la courbe d'amortissement du système présenté en *Figure 20* ci-dessous. Le pilotage s'effectue par un déplacement instantané du vérin, le choc est défini par l'amplitude du signal. Les sollicitations suivantes sont effectuées :

- 3 chocs à une amplitude de 2 mm afin de vérifier la reproductibilité du signal ;
- 3 chocs à une amplitude de 3 mm pour vérifier la reproductibilité du signal et l'influence de l'amplitude.



**Figure 20 – Exemple de courbe d’amortissement**

Les mesures sont effectuées à l’aide d’accéléromètre. Pour chaque essai, un accéléromètre est disposé sur le bâti support et le second sur la maquette dans la zone la plus proche possible du centre de gravité de la maquette. La fréquence propre est obtenue en calculant l’inverse de la période telle que présentée sur la *figure 20*. D’autres méthodes de détermination de la fréquence propre existent.

---

**SIÈGE SOCIAL**

84, AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2  
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX (33) 01 60 05 70 37 | [www.cstb.fr](http://www.cstb.fr)

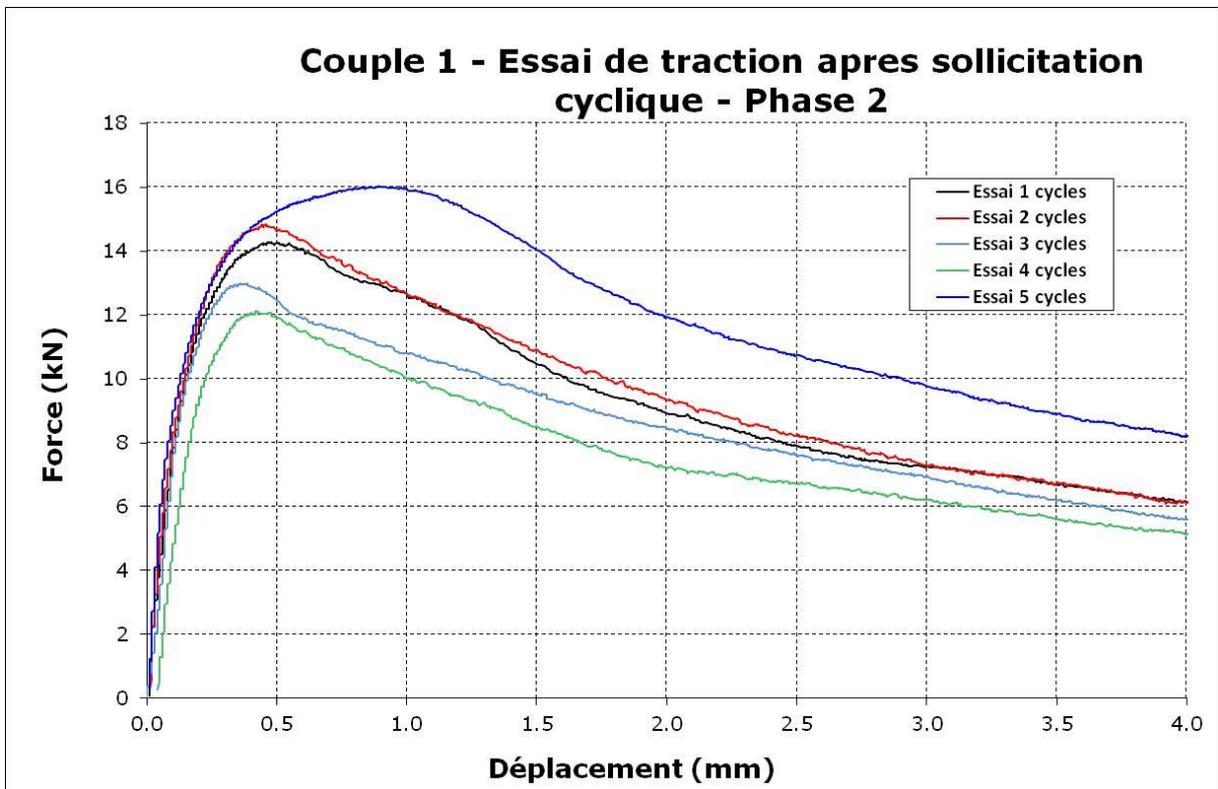
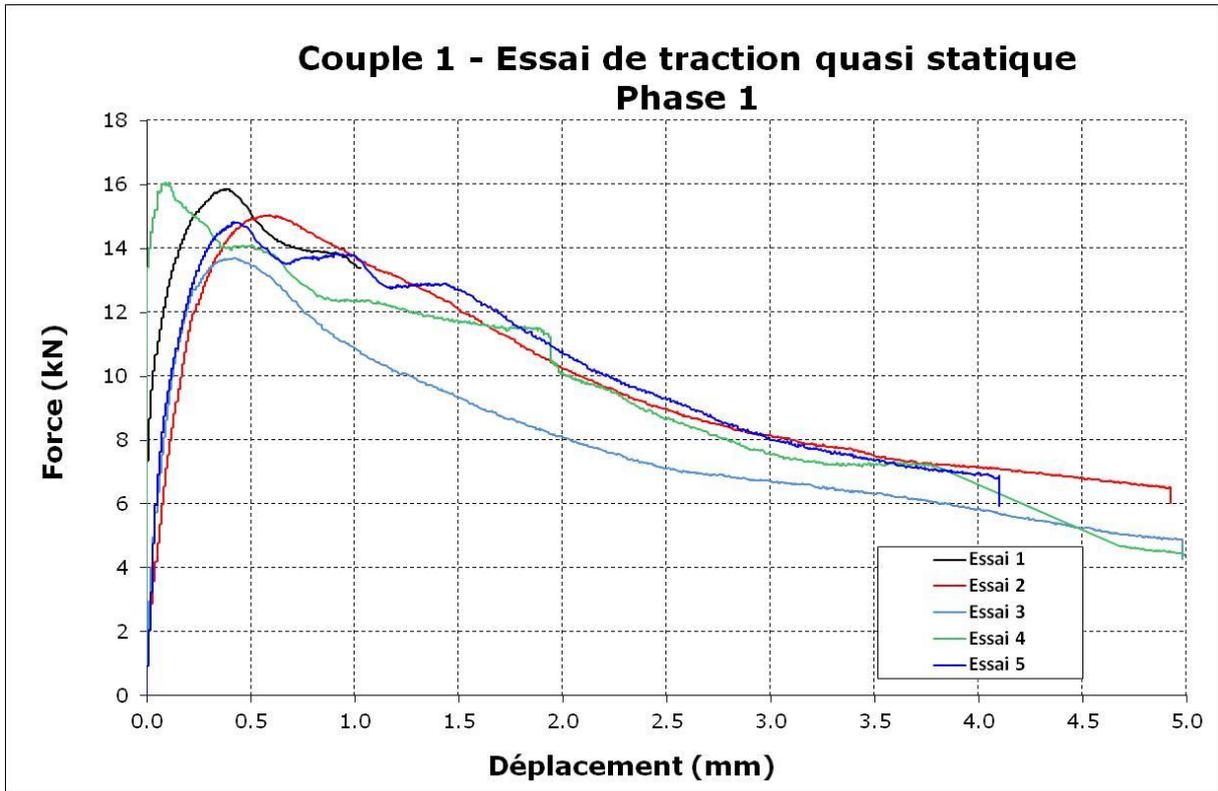
**CSTB**  
*le futur en construction*

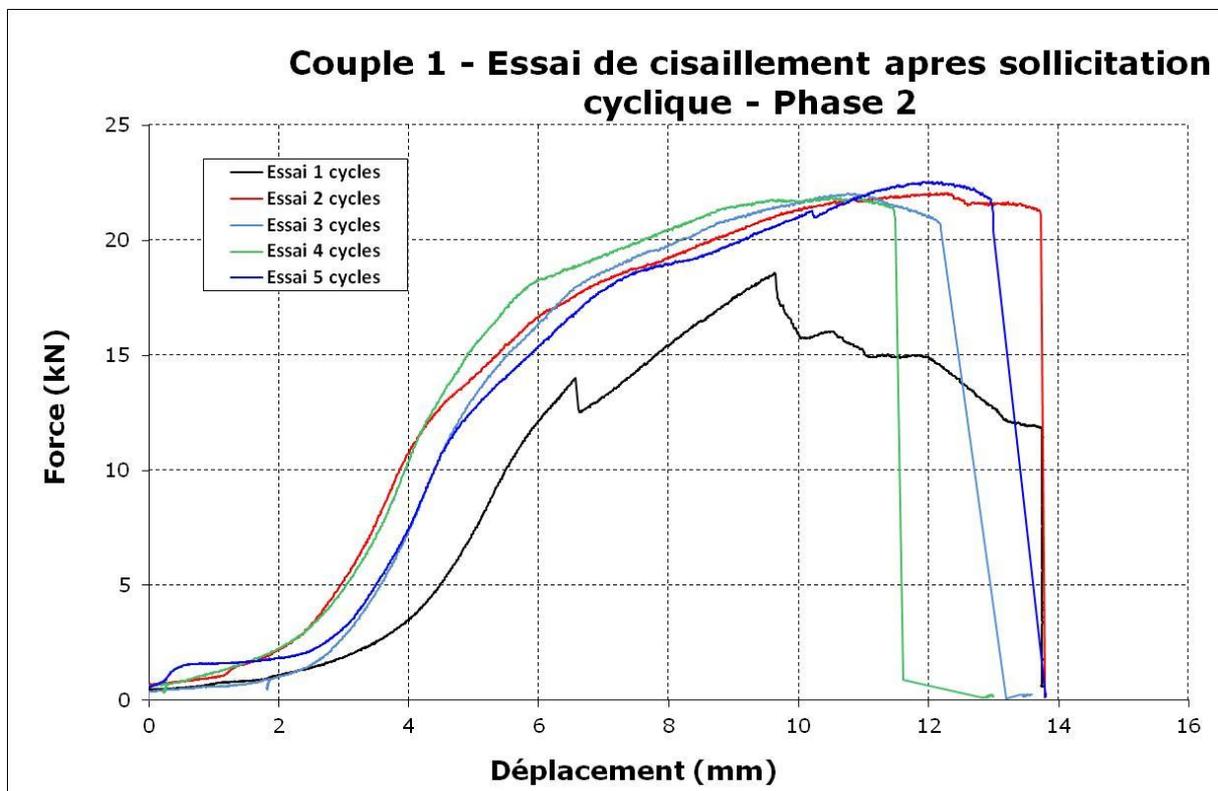
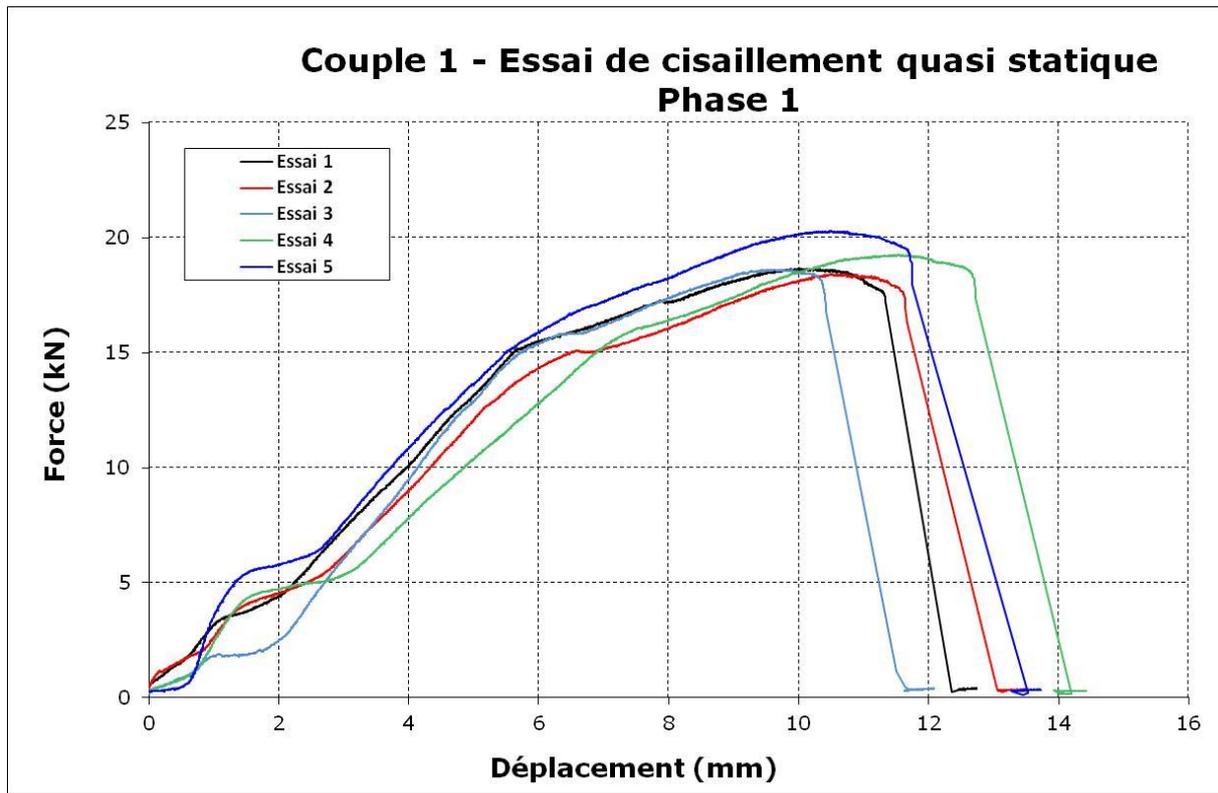
---

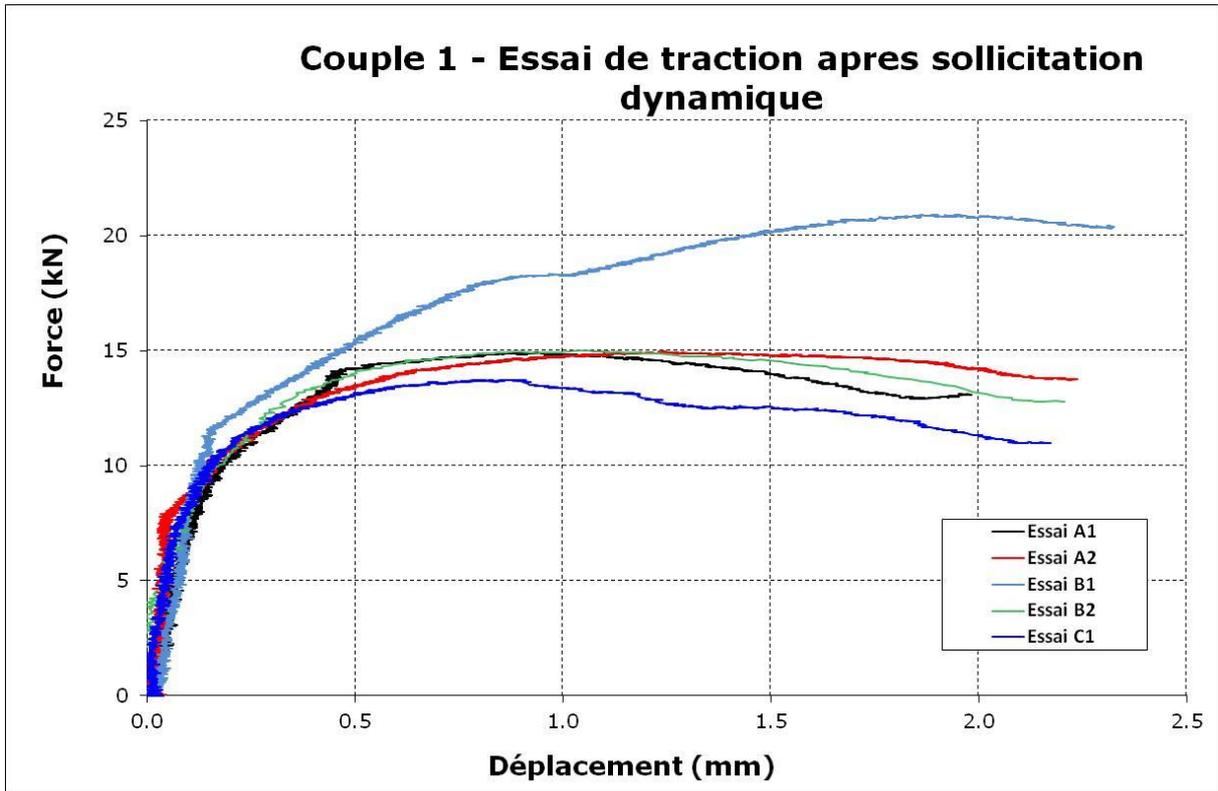
**CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT** | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS

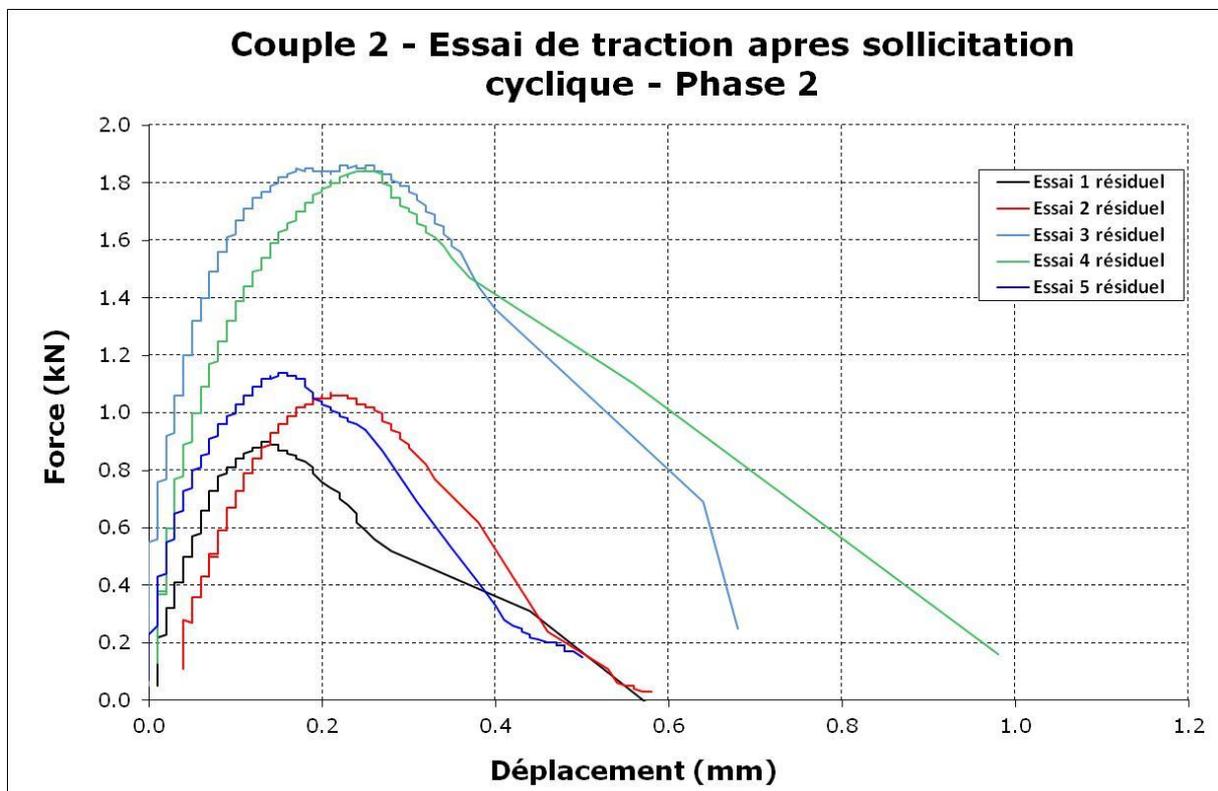
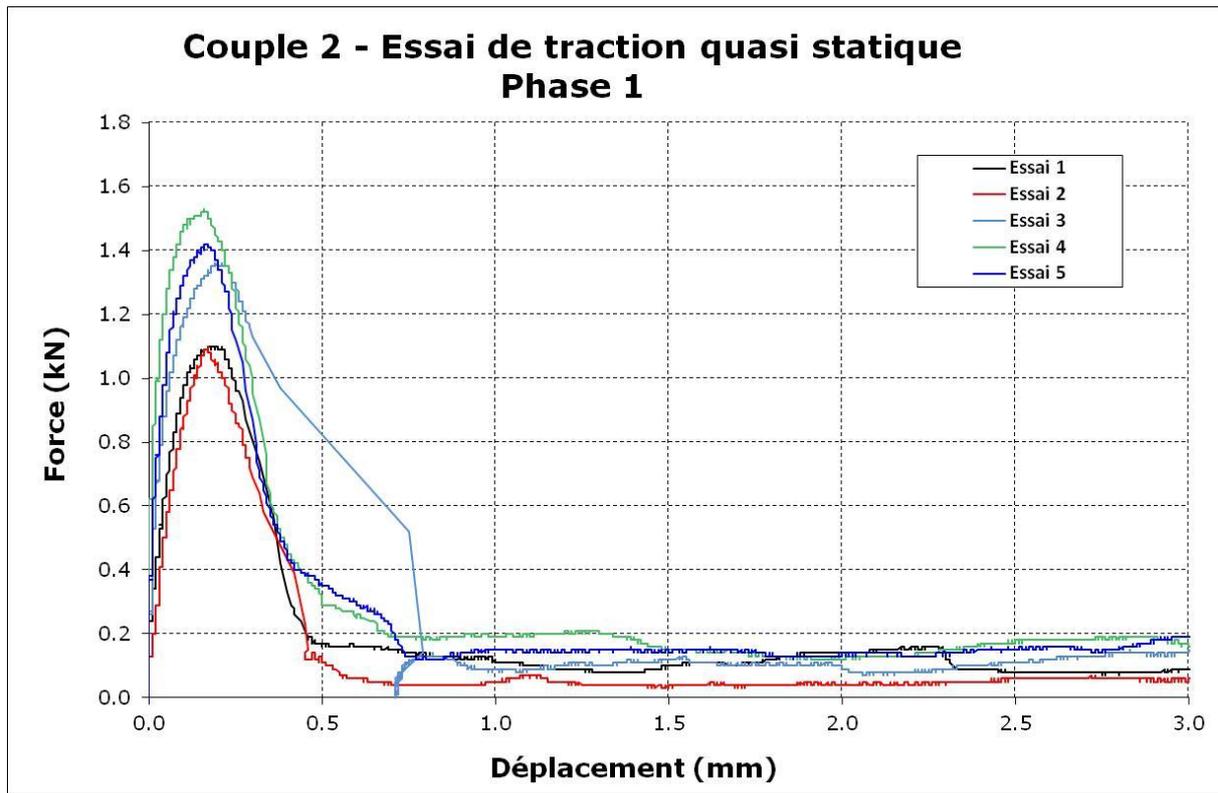
# ANNEXE II

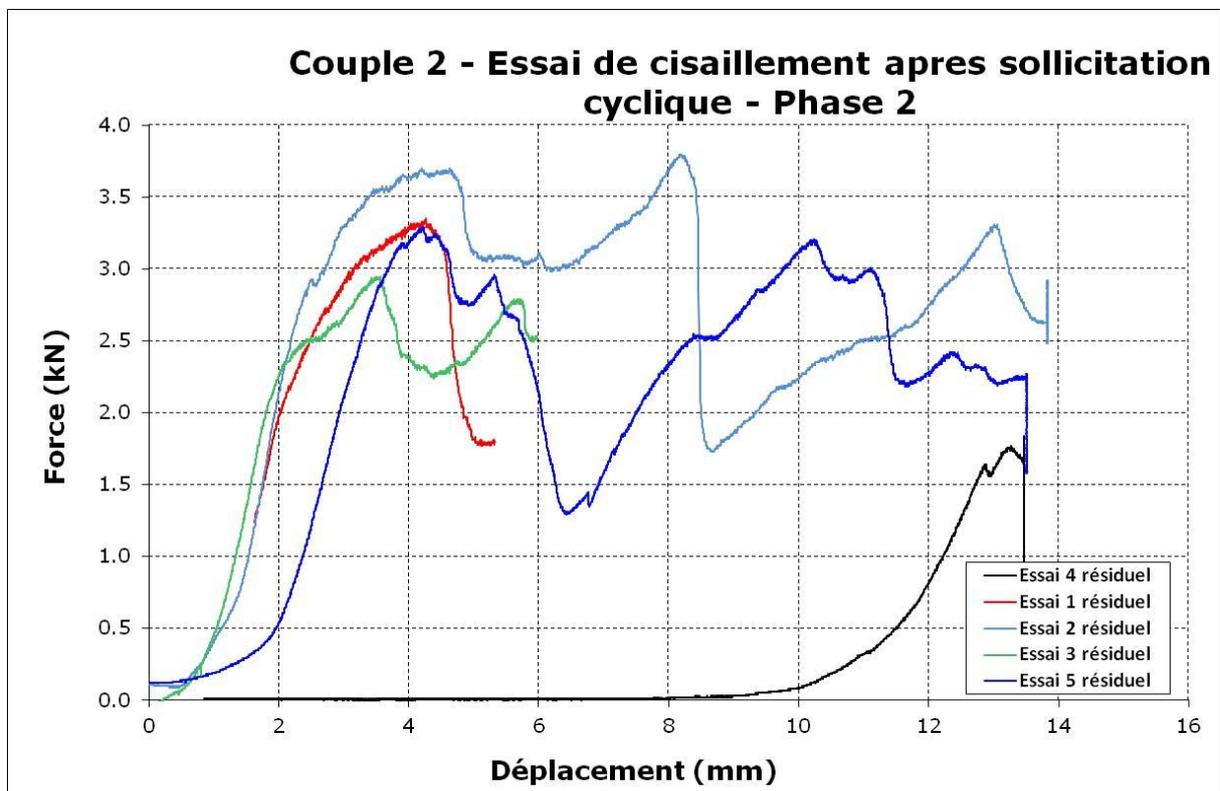
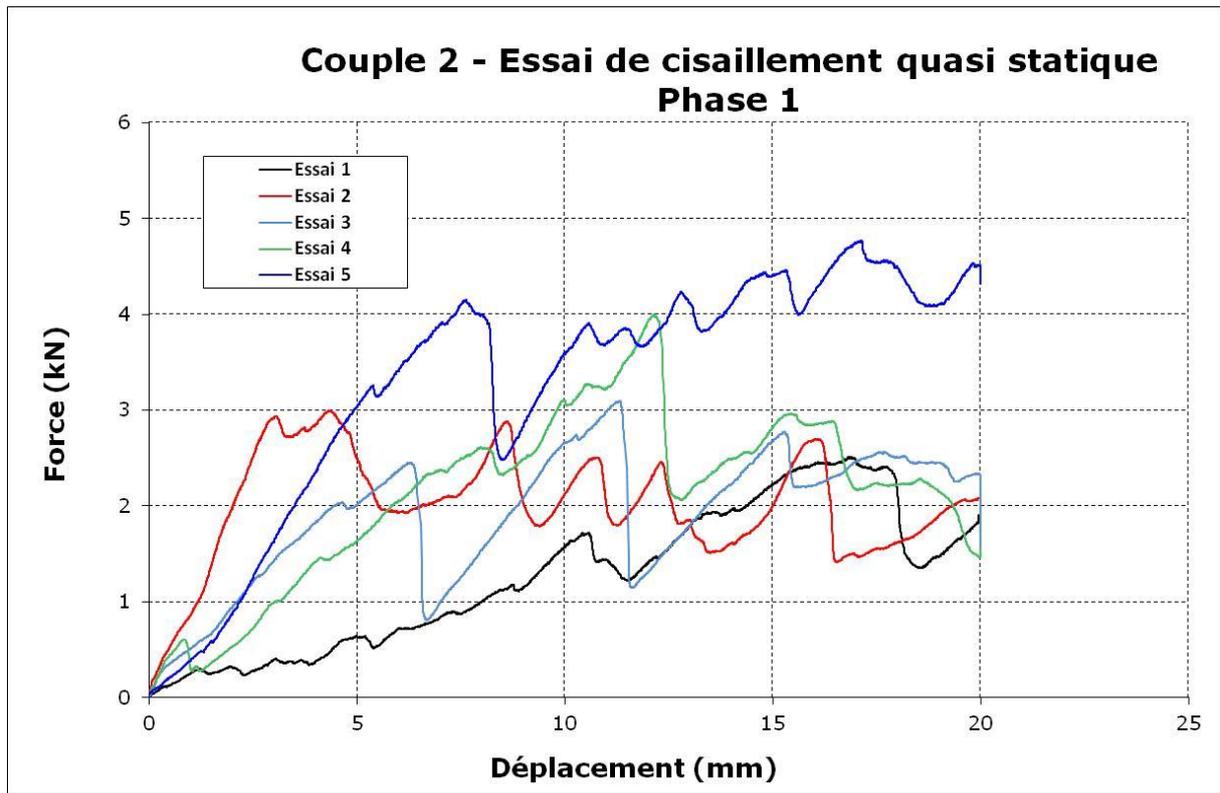
## Résultats des essais

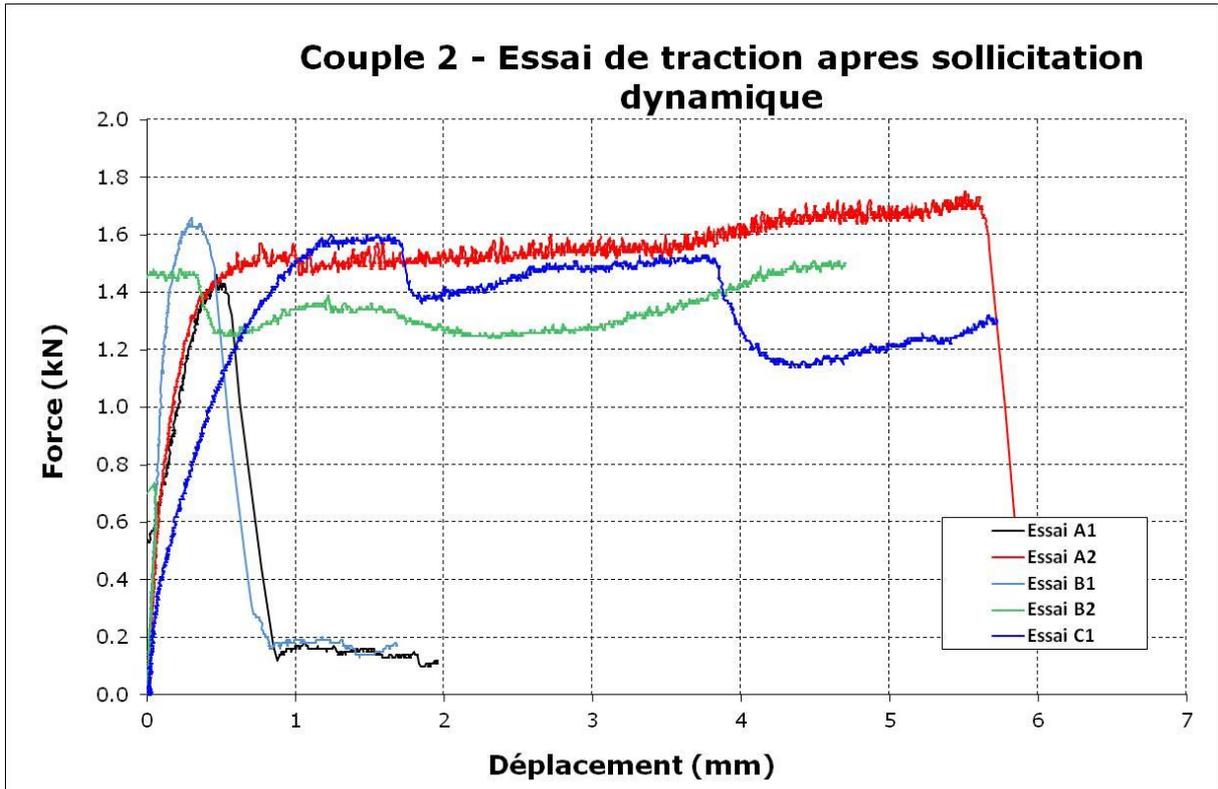


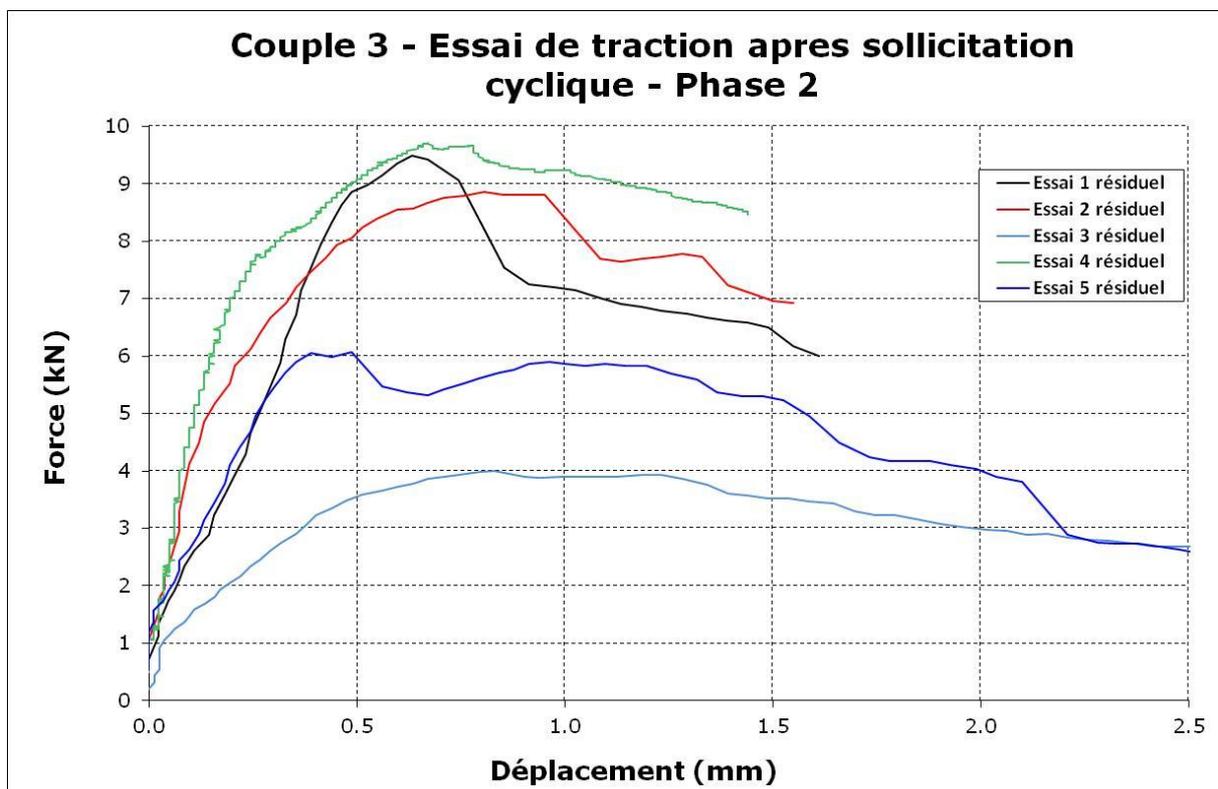
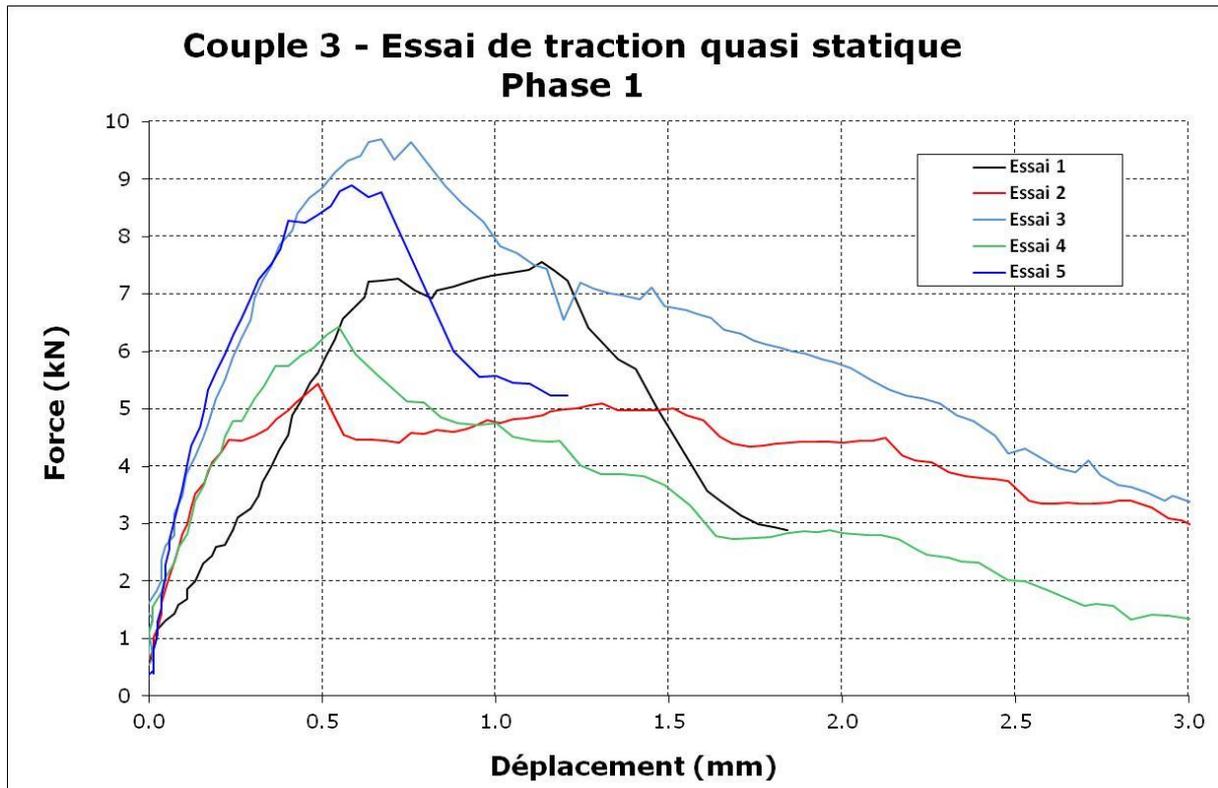


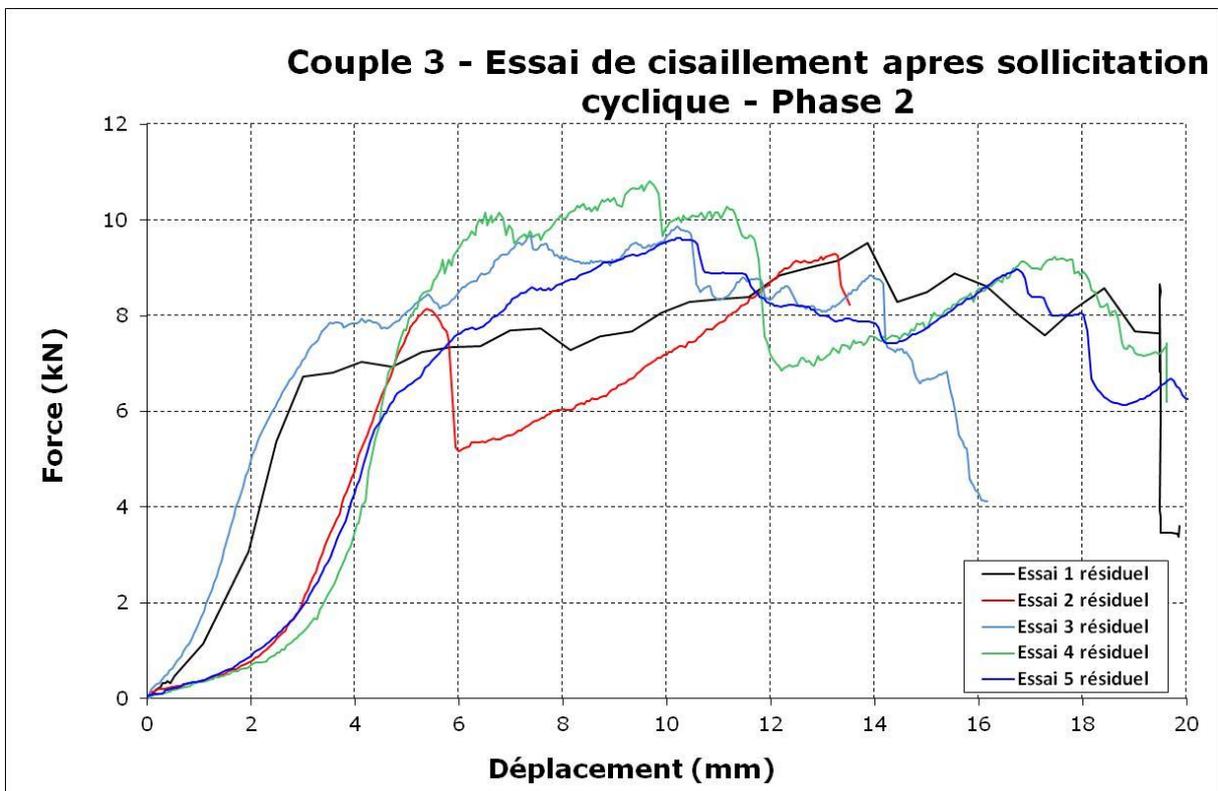
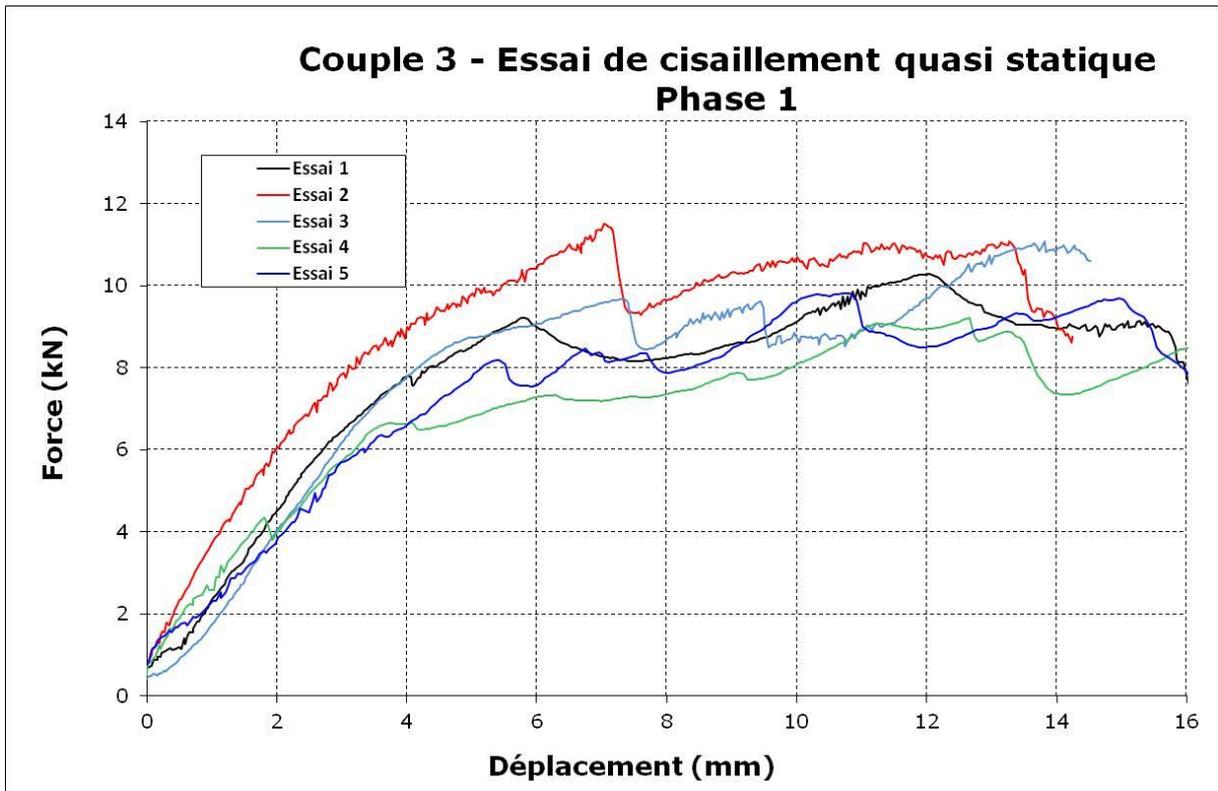


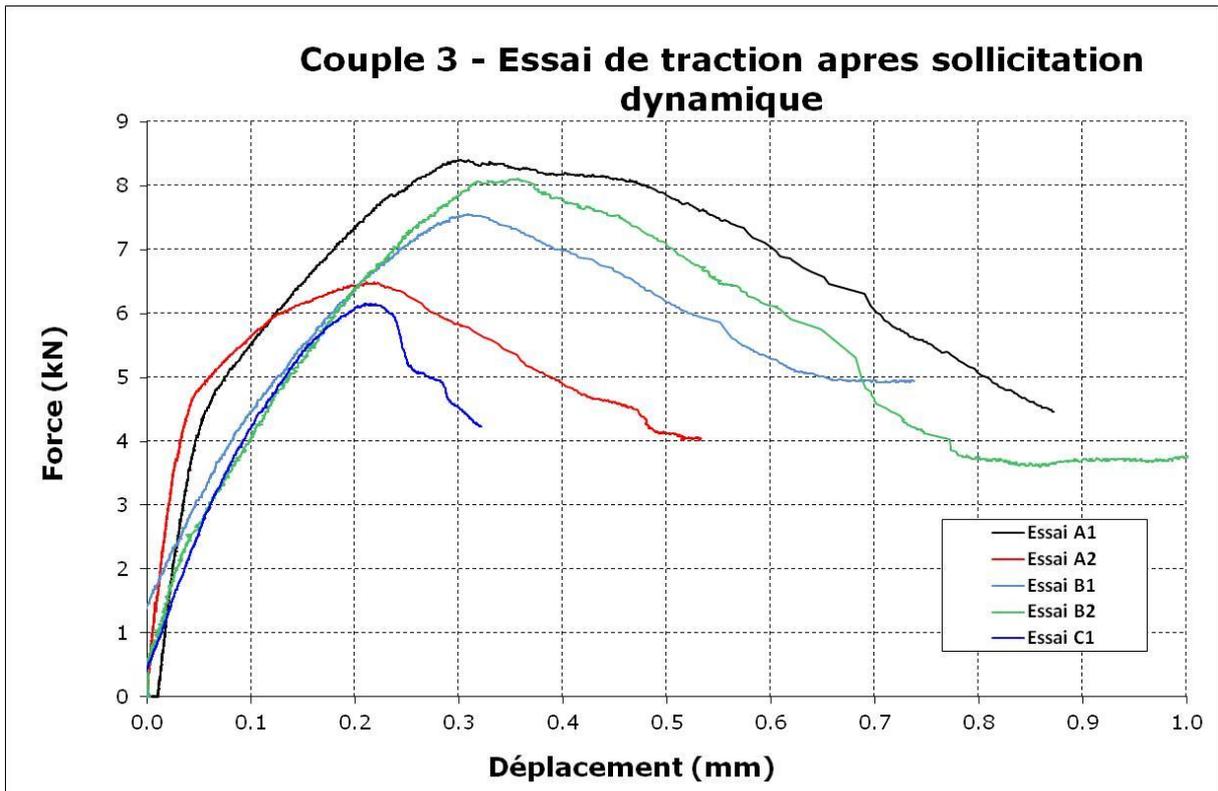




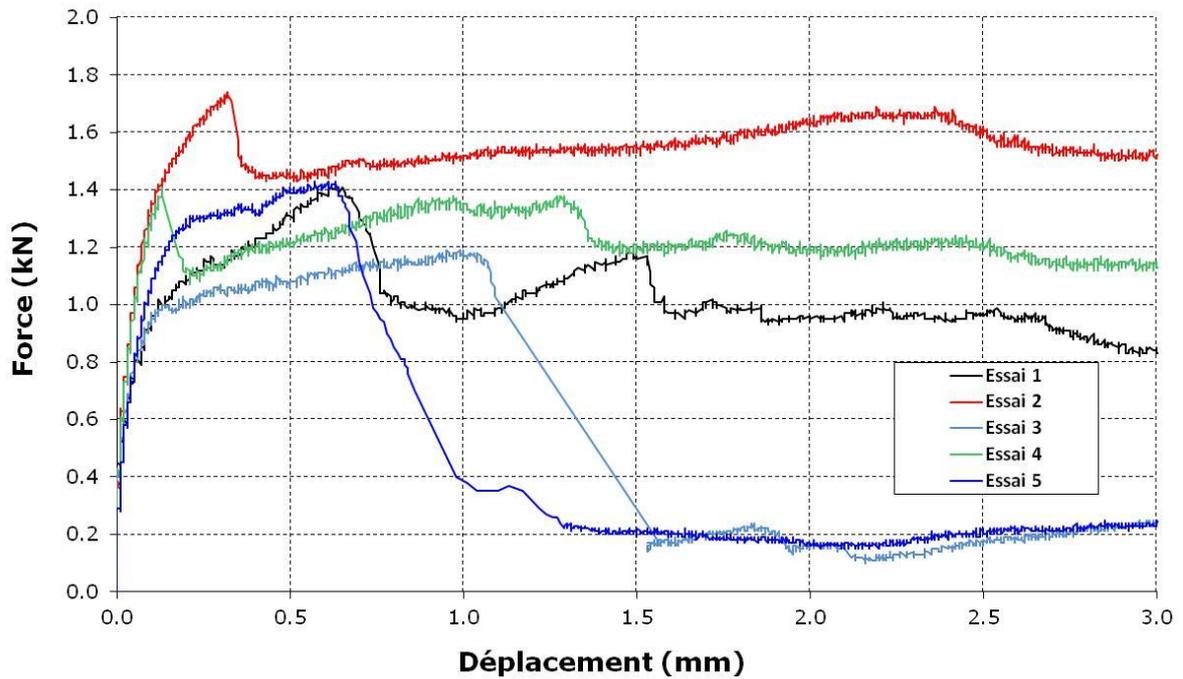




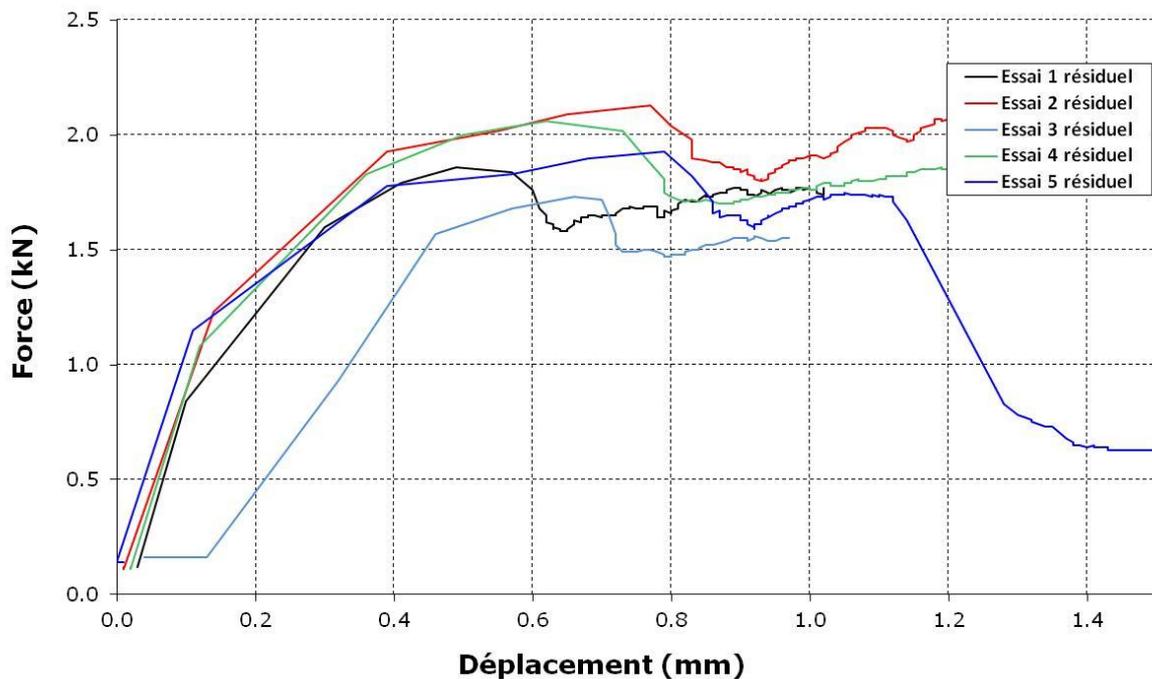




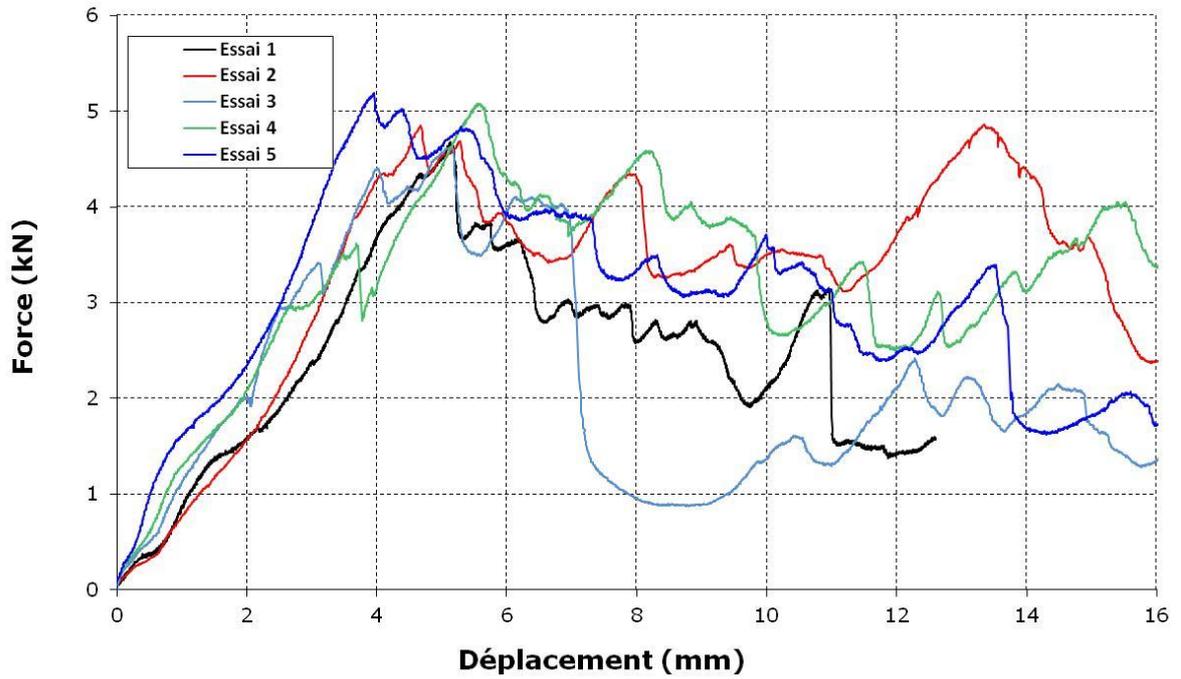
### Essais de traction quasi statique - Couple 4 Phase 1



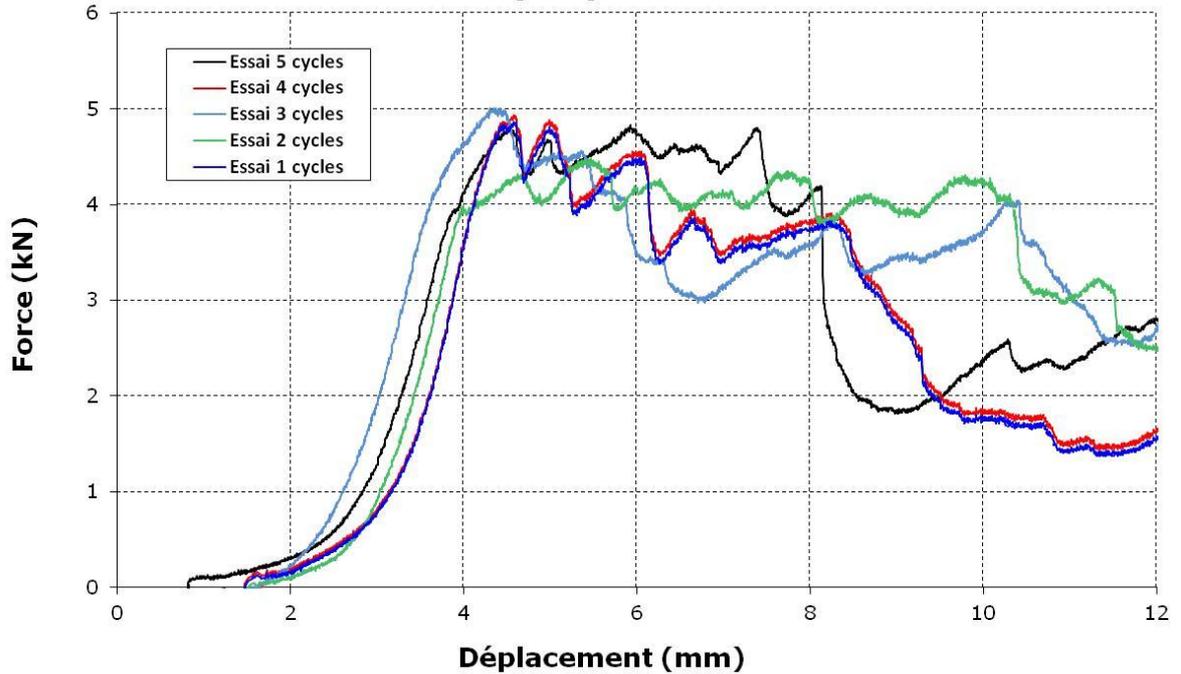
### Couple 4 - Essai de traction après sollicitation cyclique - Phase 2

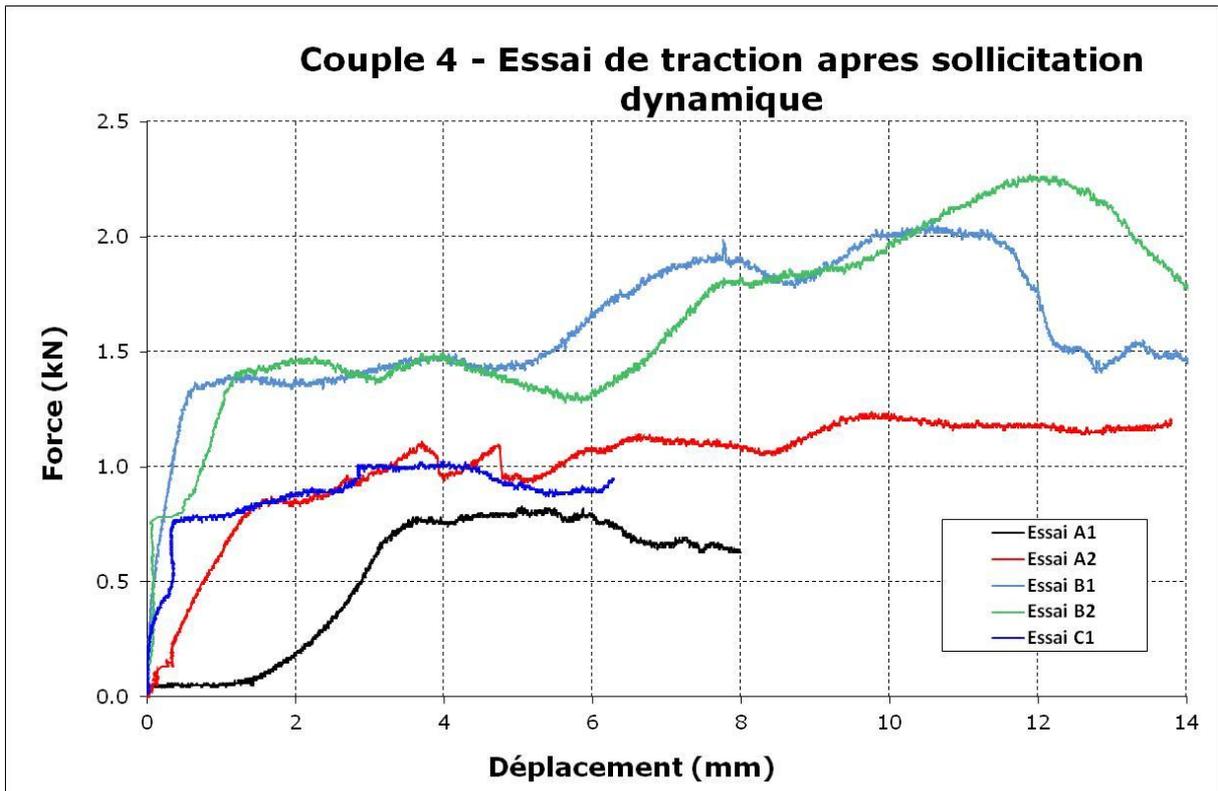


### Couple 4 - Essai de cisaillement quasi statique Phase 1

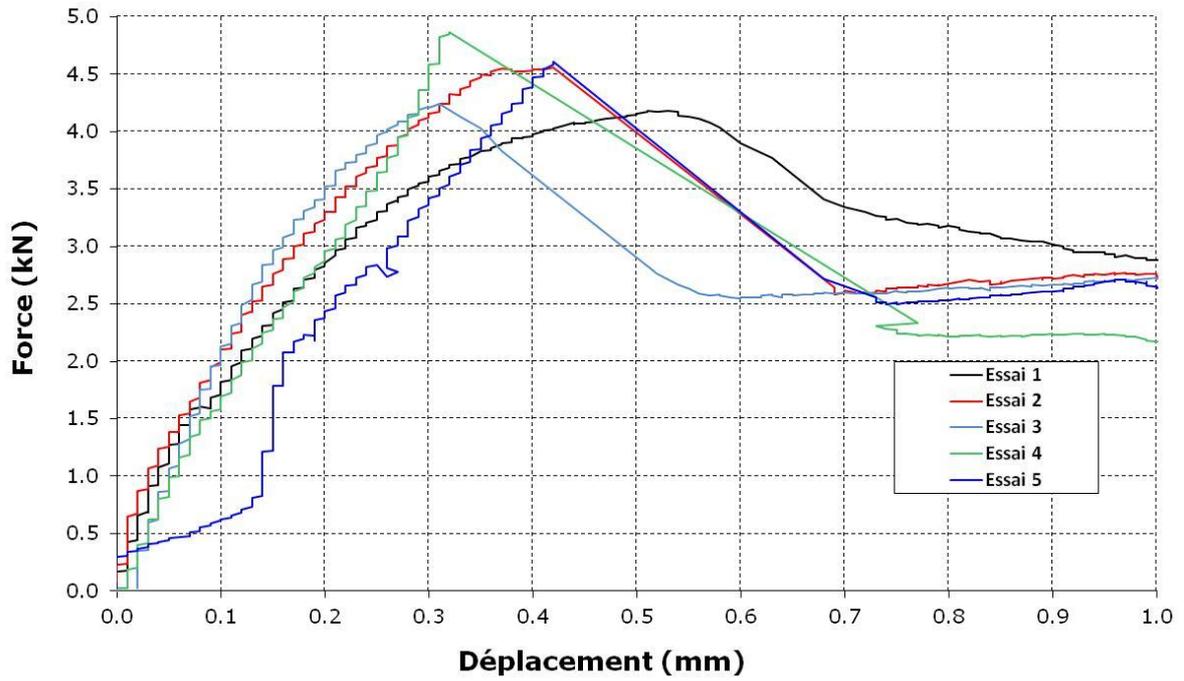


### Couple 4 - Essai de cisaillement apres sollicitation cyclique - Phase 2

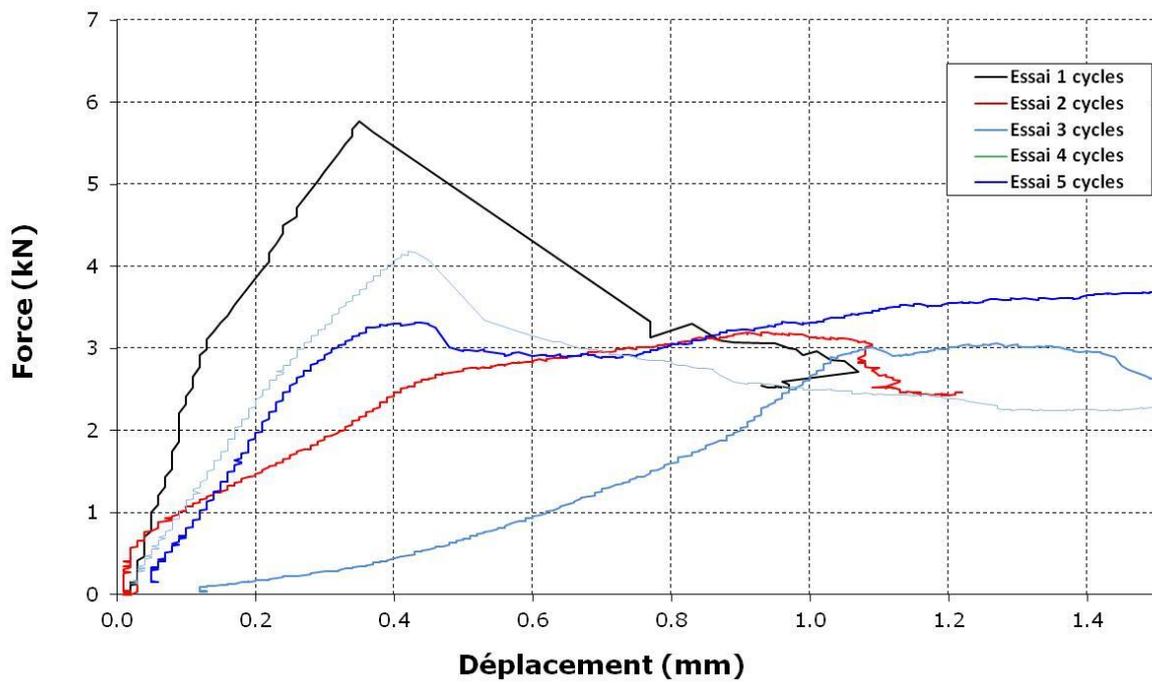




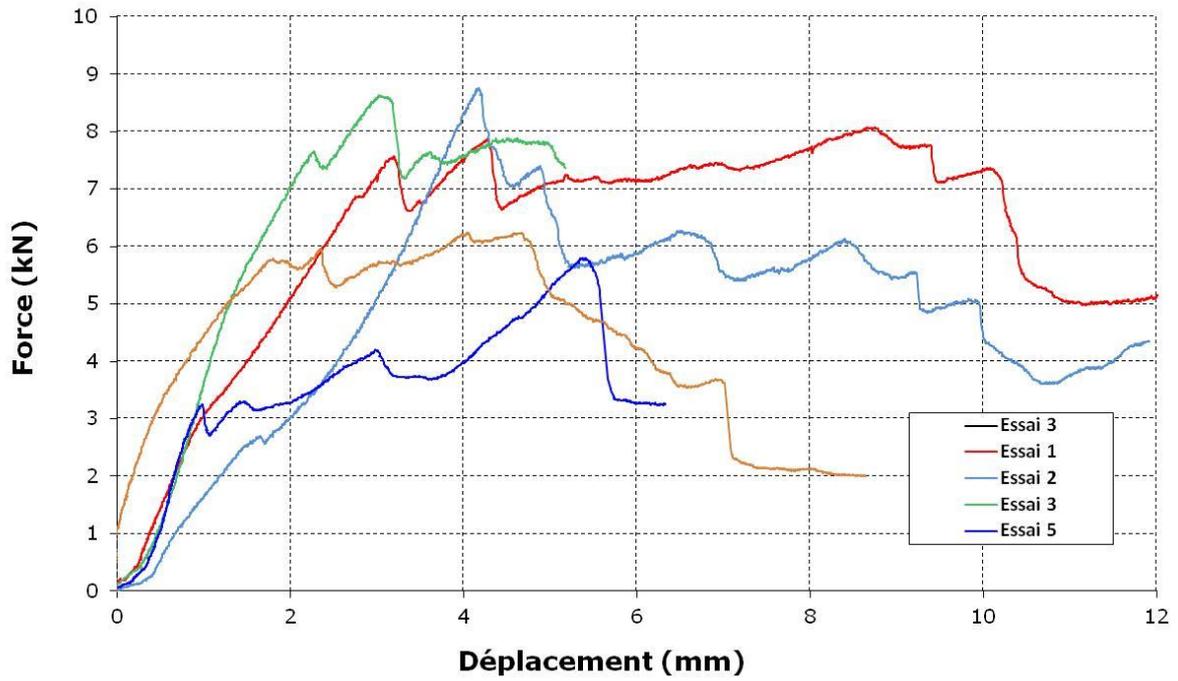
### Essais de traction quasi statique - Couple 5 Phase 1



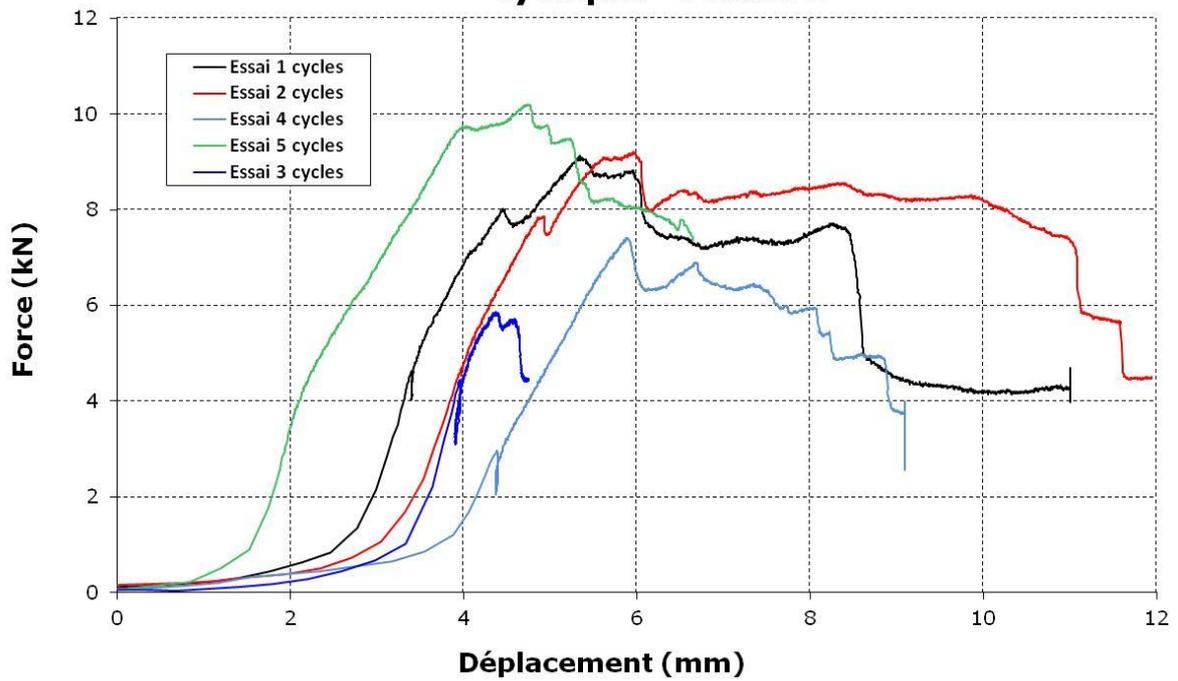
### Couple 5 - Essai de traction après sollicitation cyclique - Phase 2

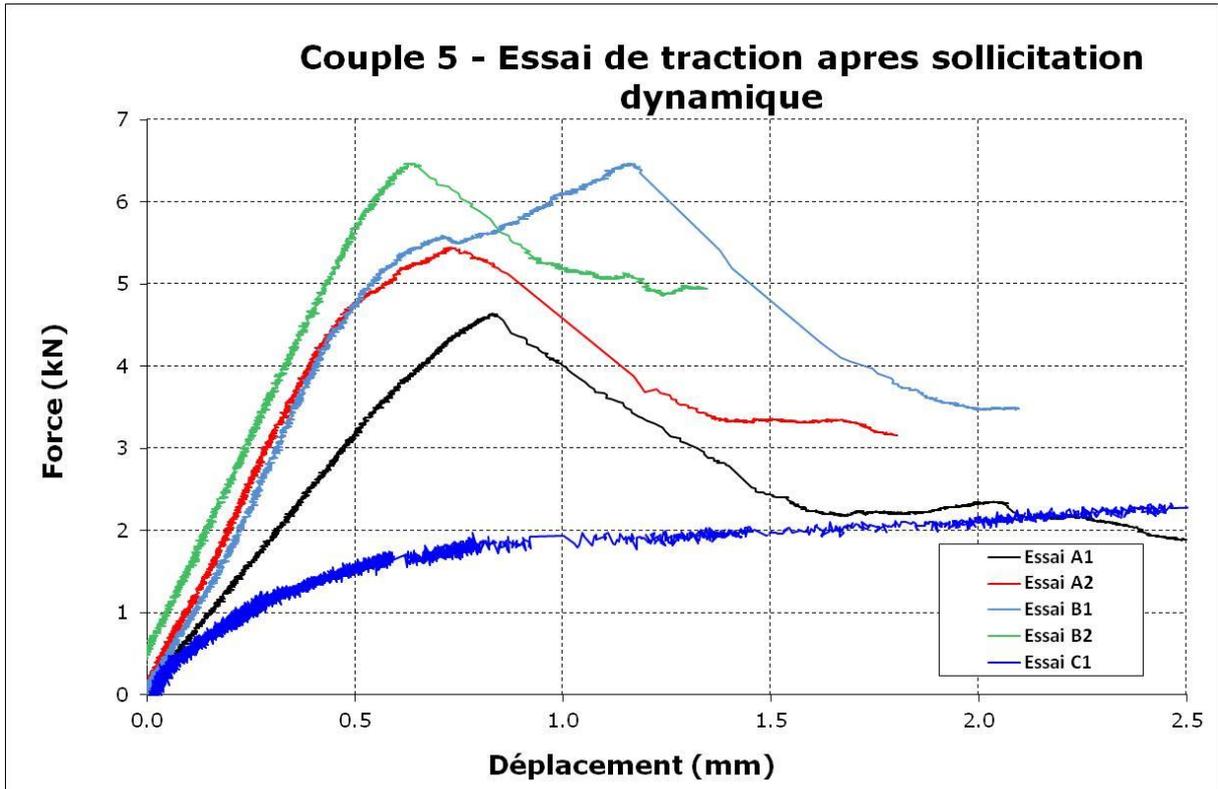


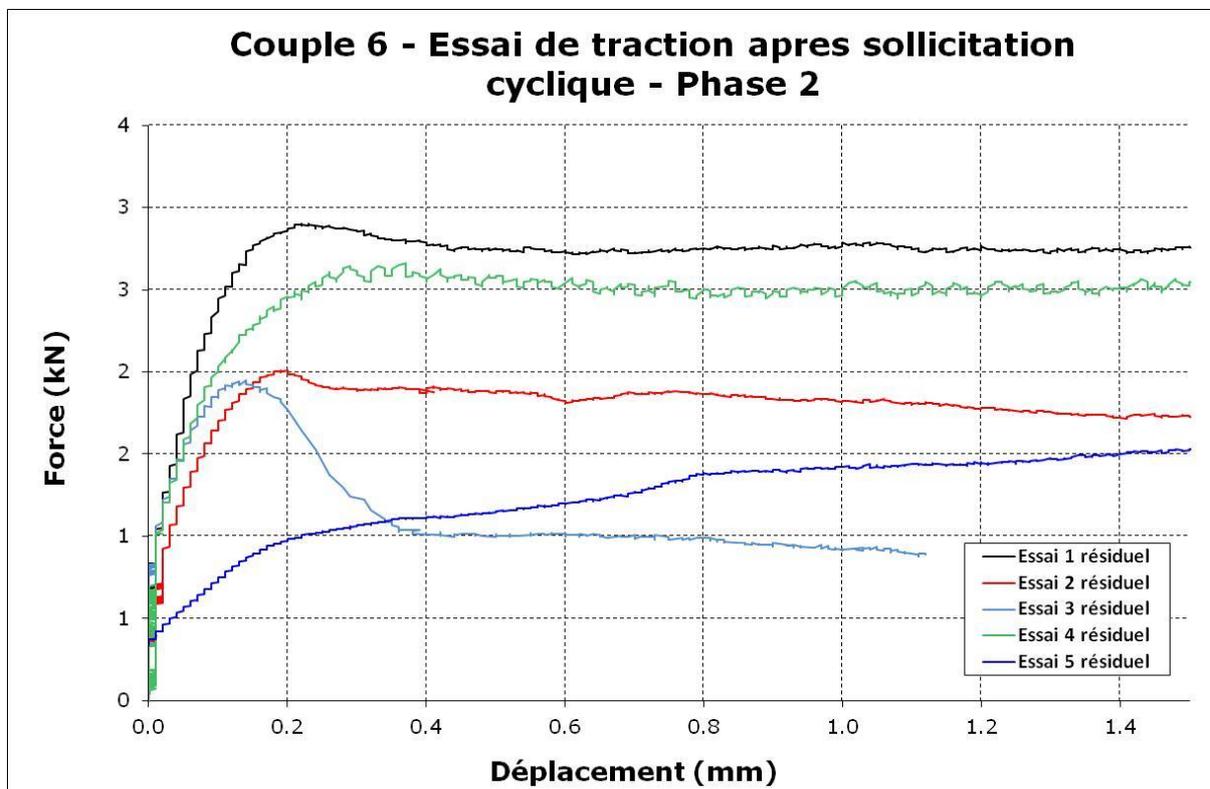
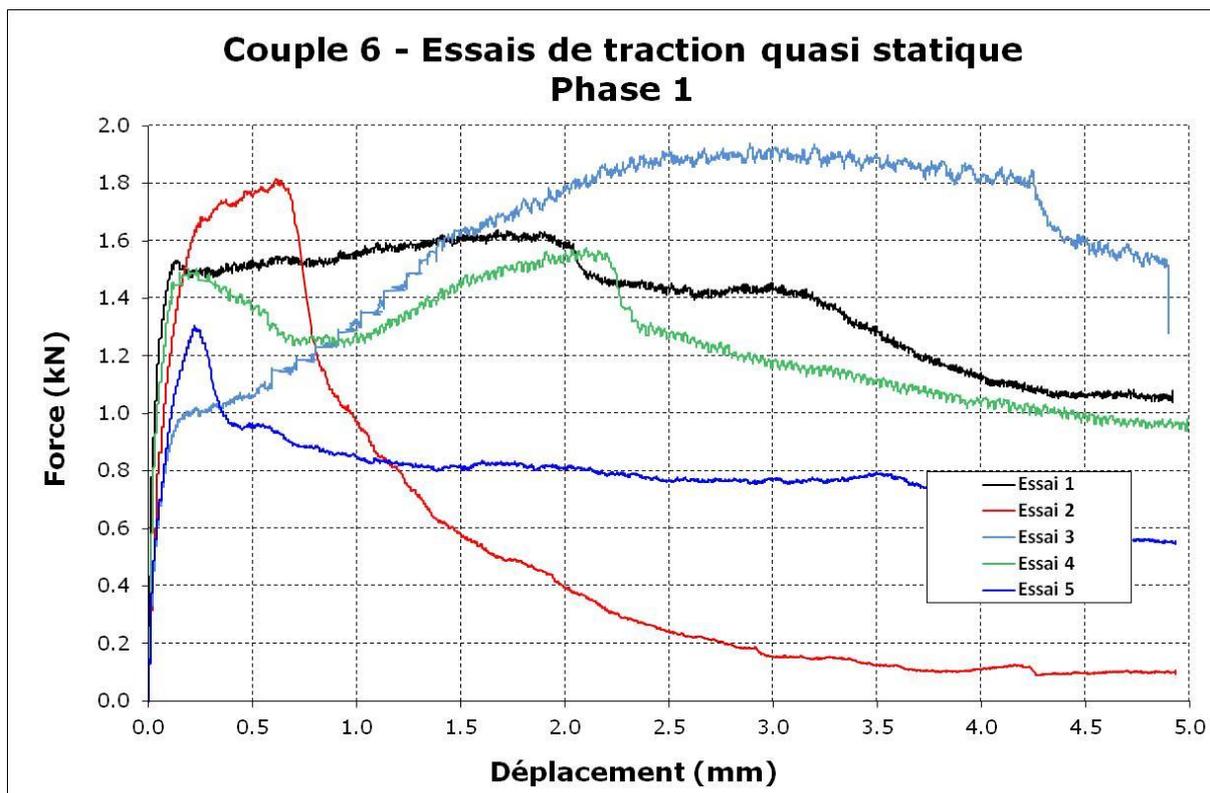
### Couple 5 - Essai de cisaillement quasi statique Phase 1



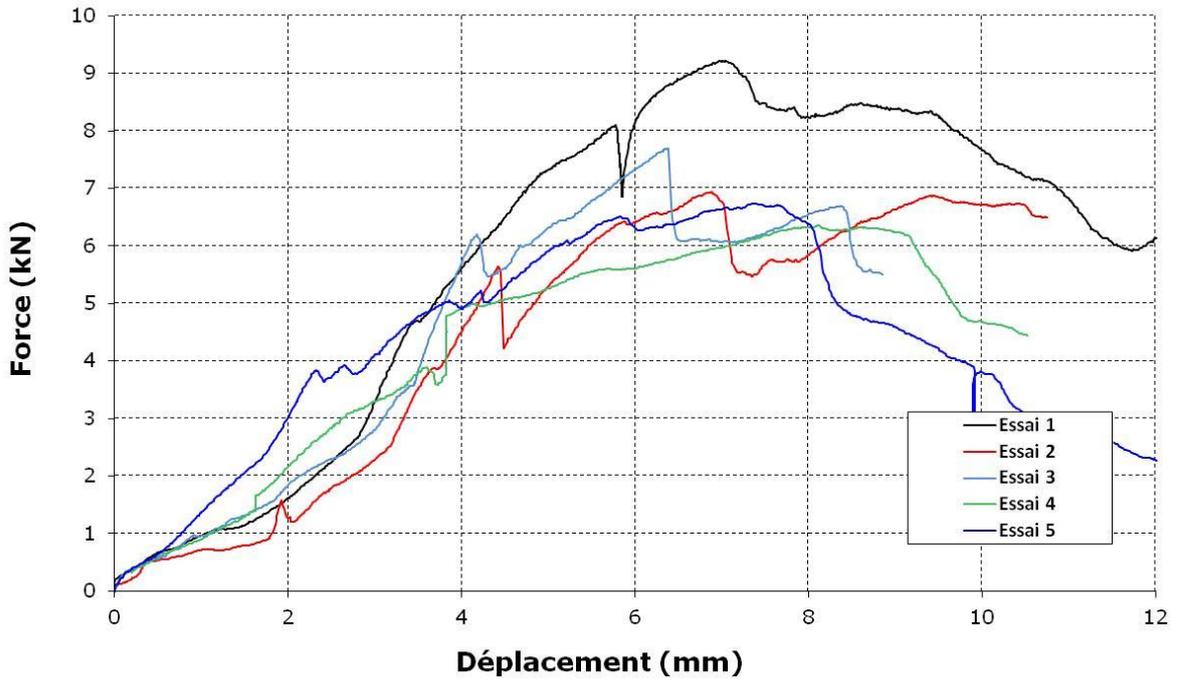
### Couple 5 - Essai de cisaillement apres sollicitation cyclique - Phase 2



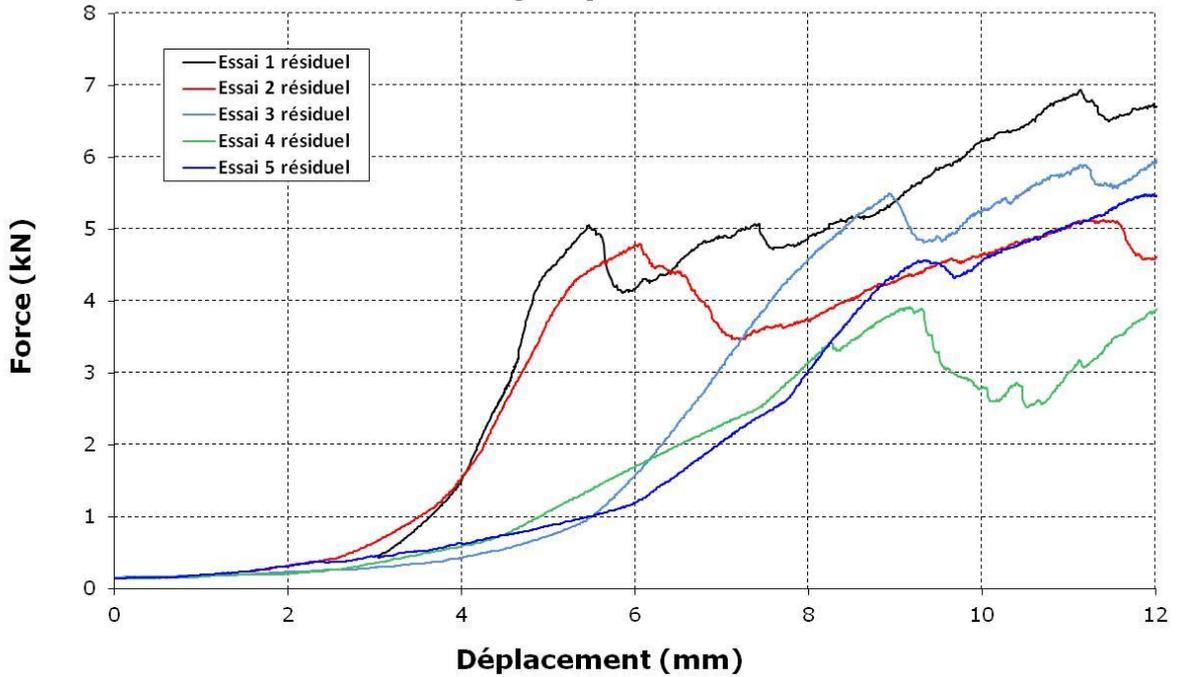


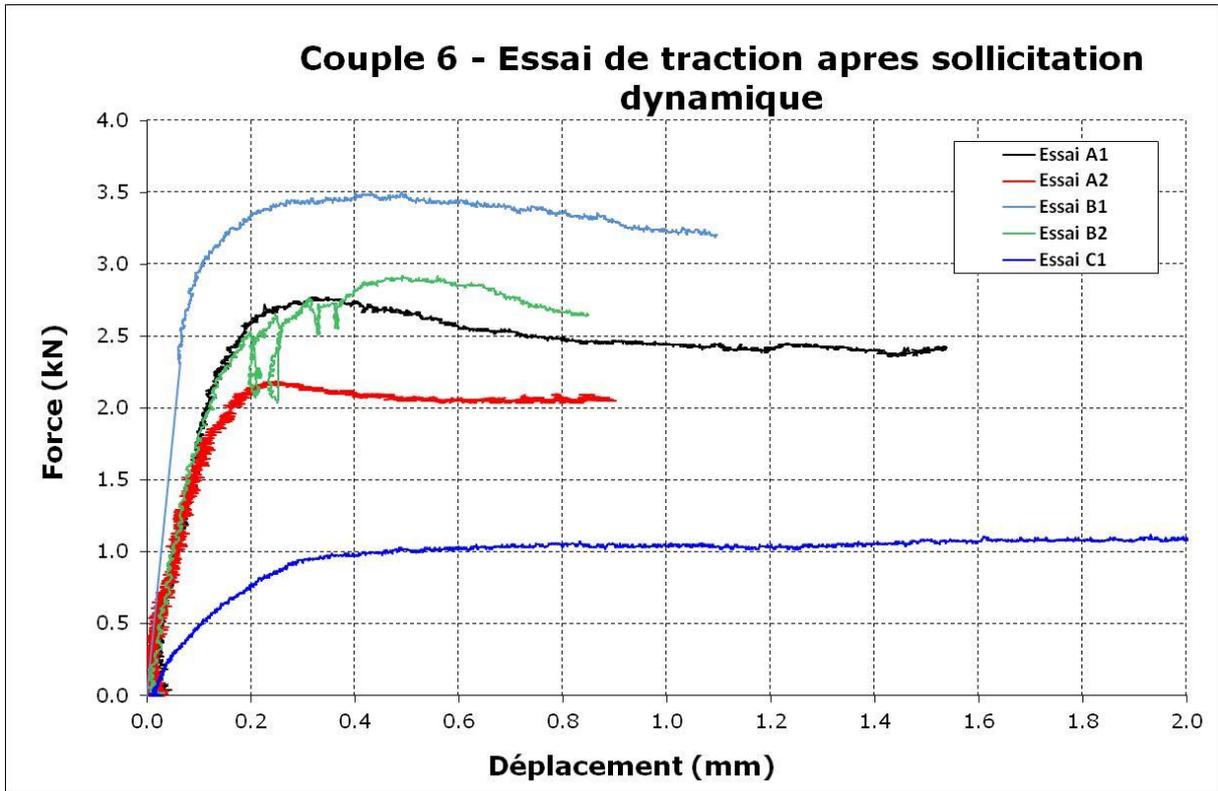


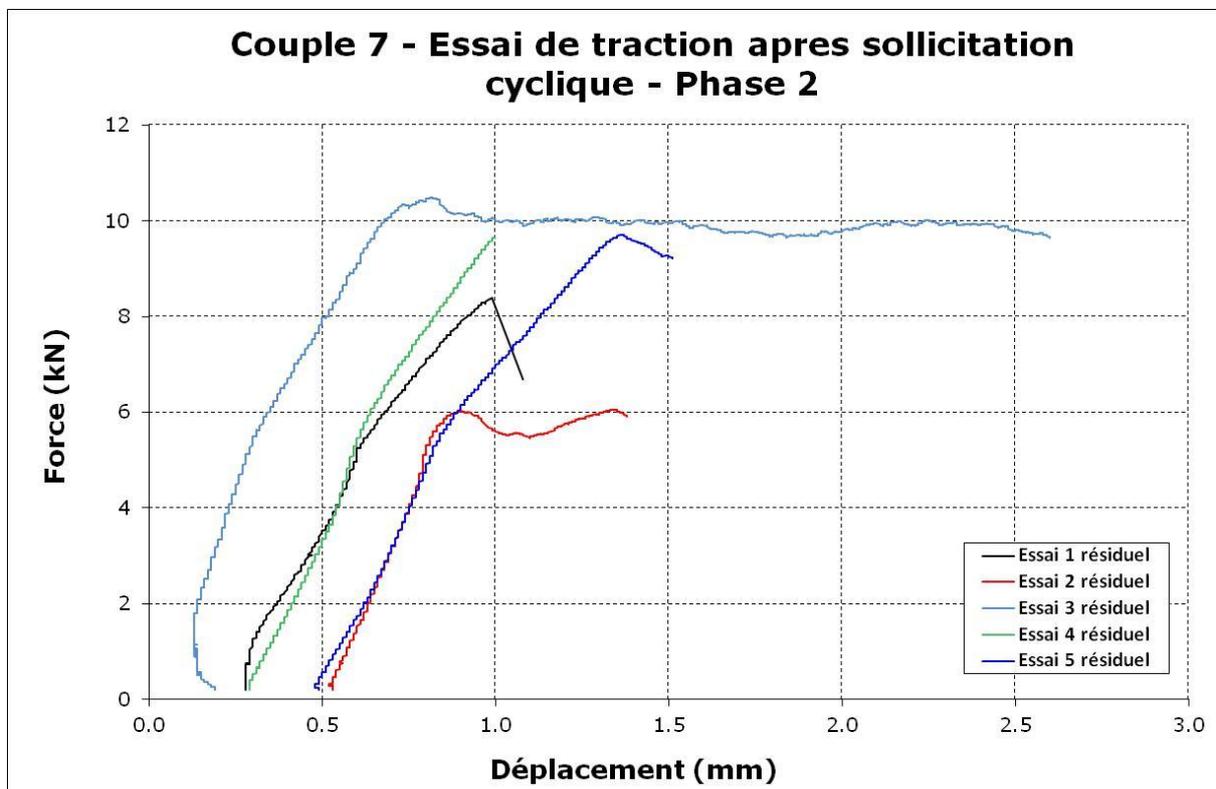
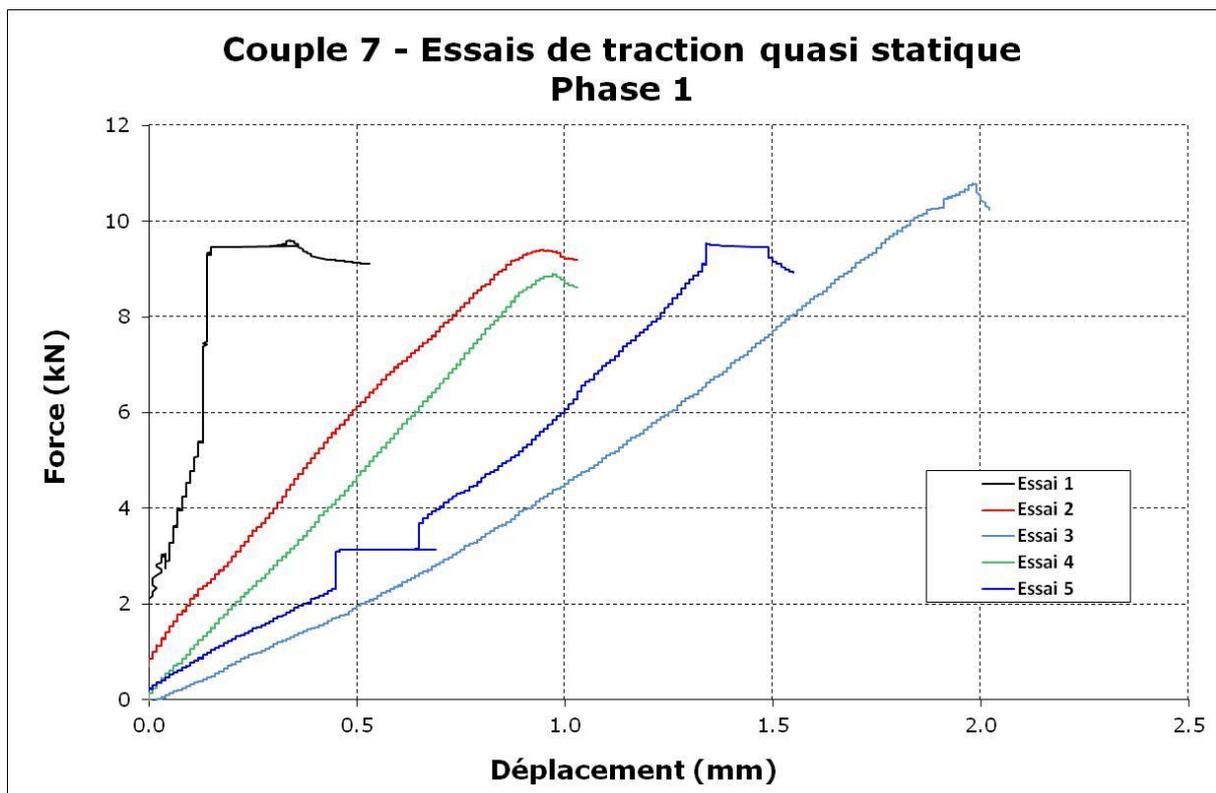
### Couple 6 - Essai de cisaillement quasi statique Phase 1



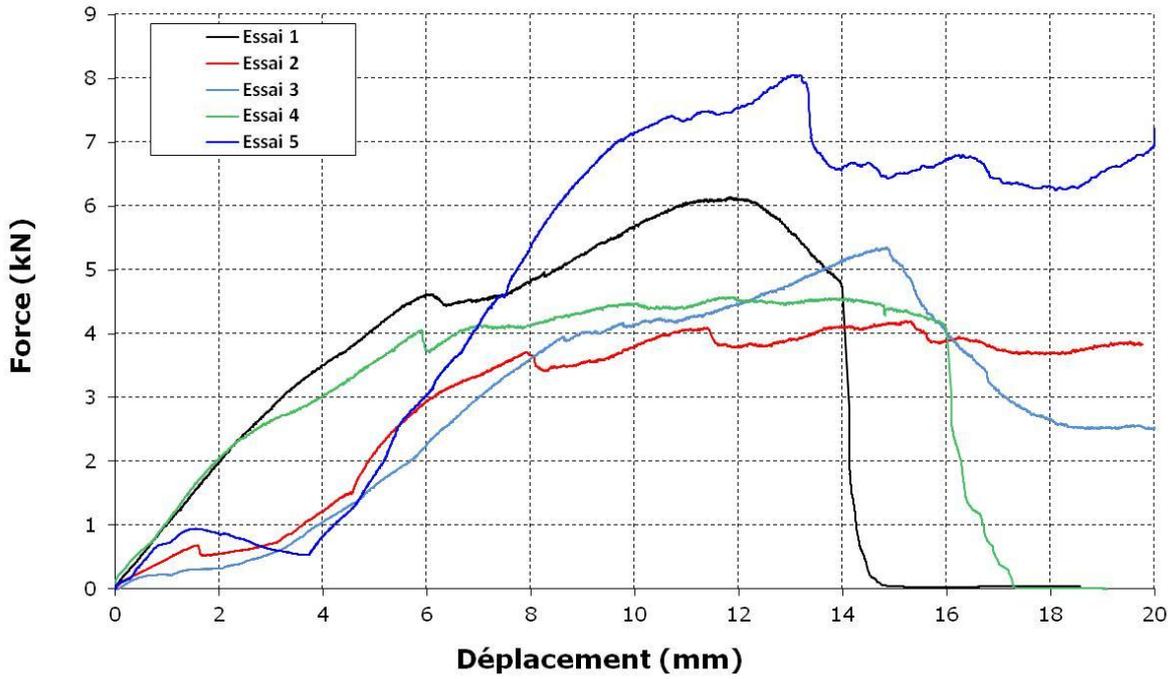
### Couple 6 - Essai de cisaillement apres sollicitation cyclique - Phase 2



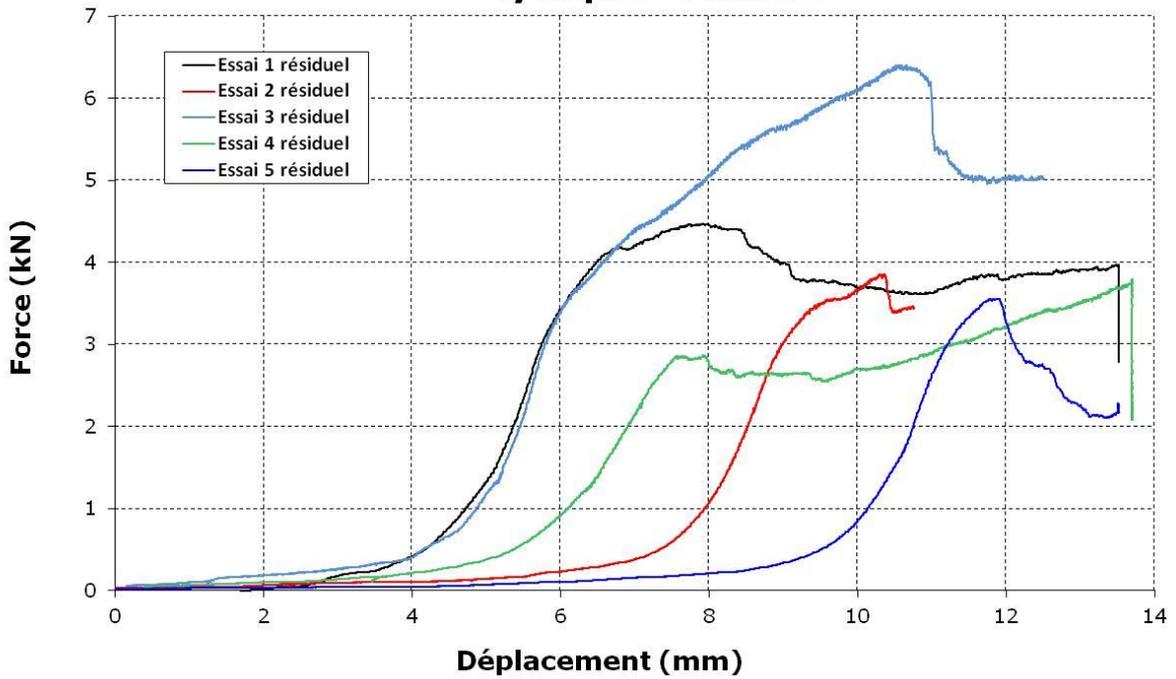


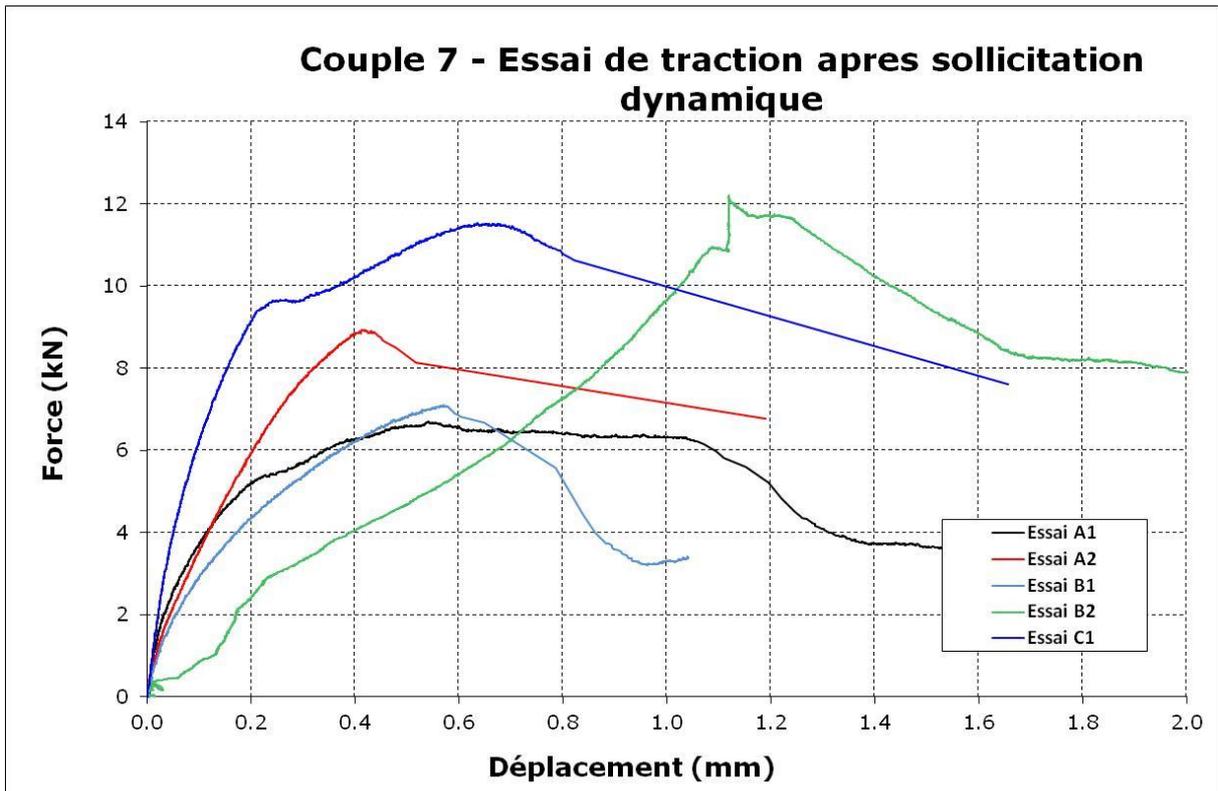


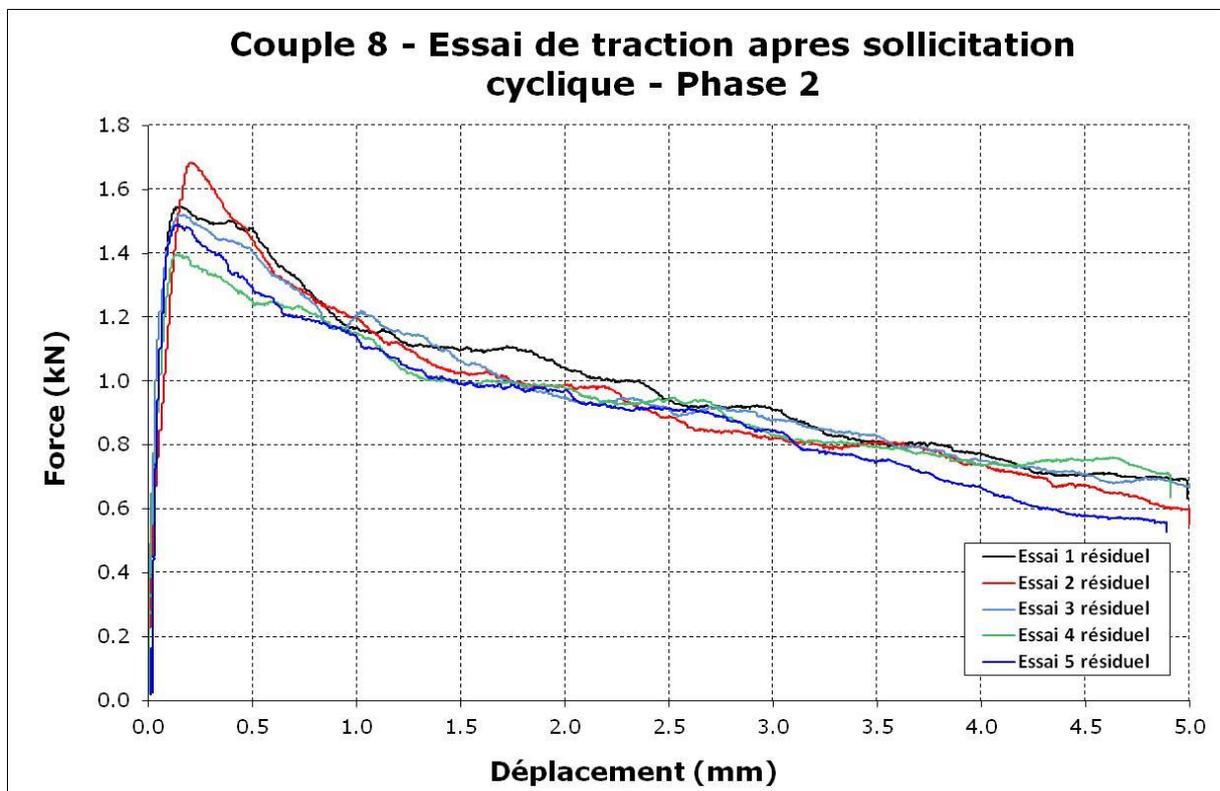
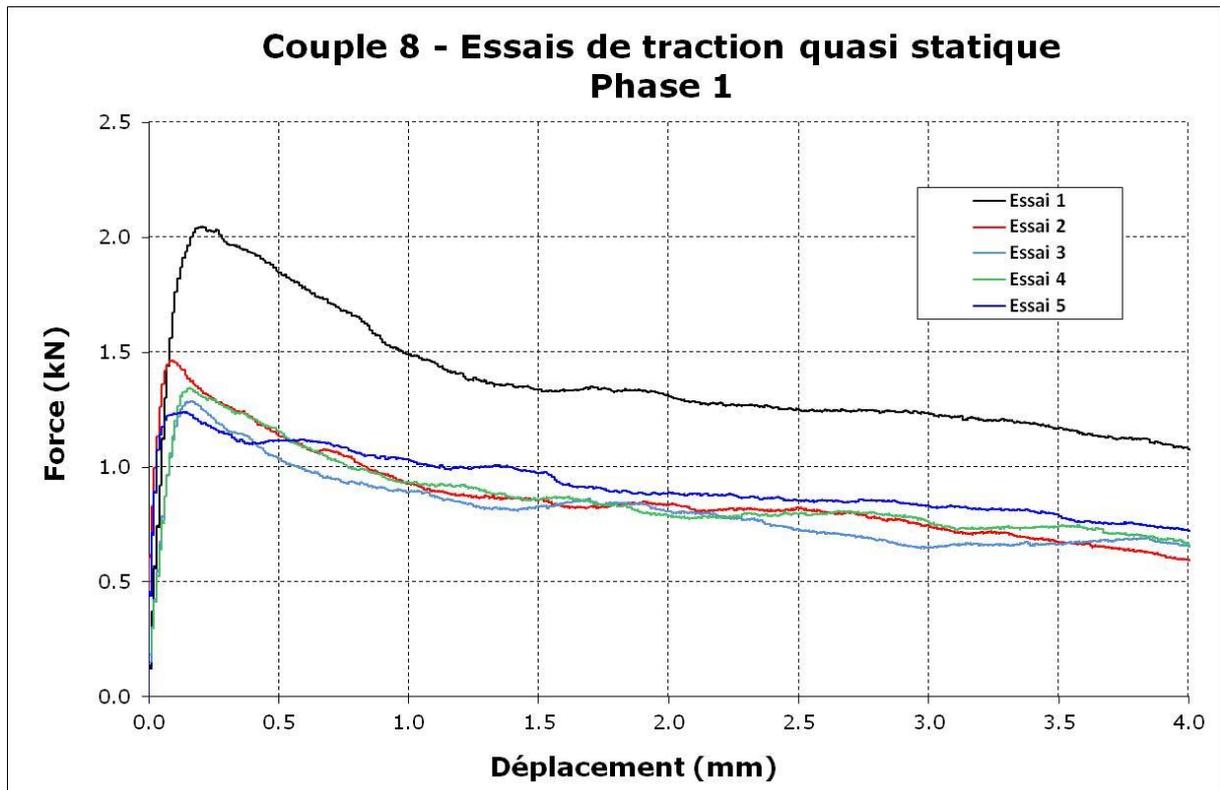
### Couple 7 - Essai de cisaillement quasi statique Phase 1

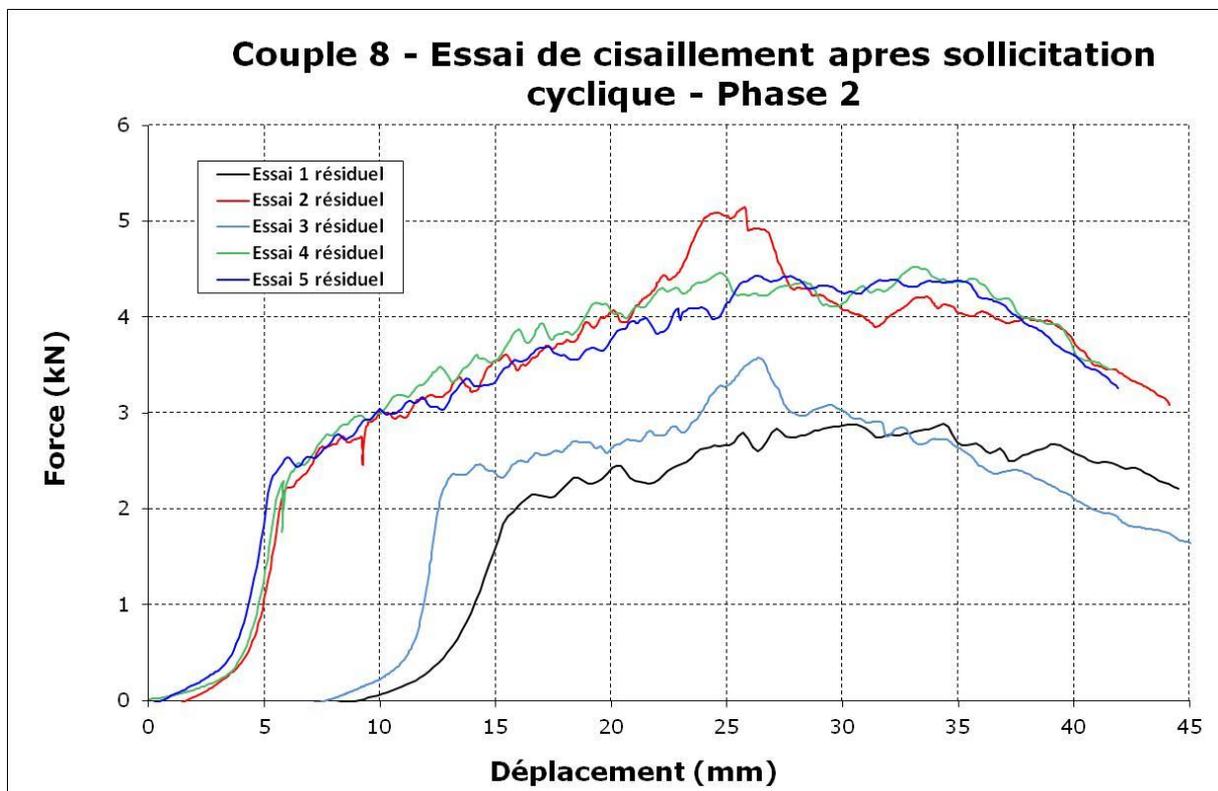
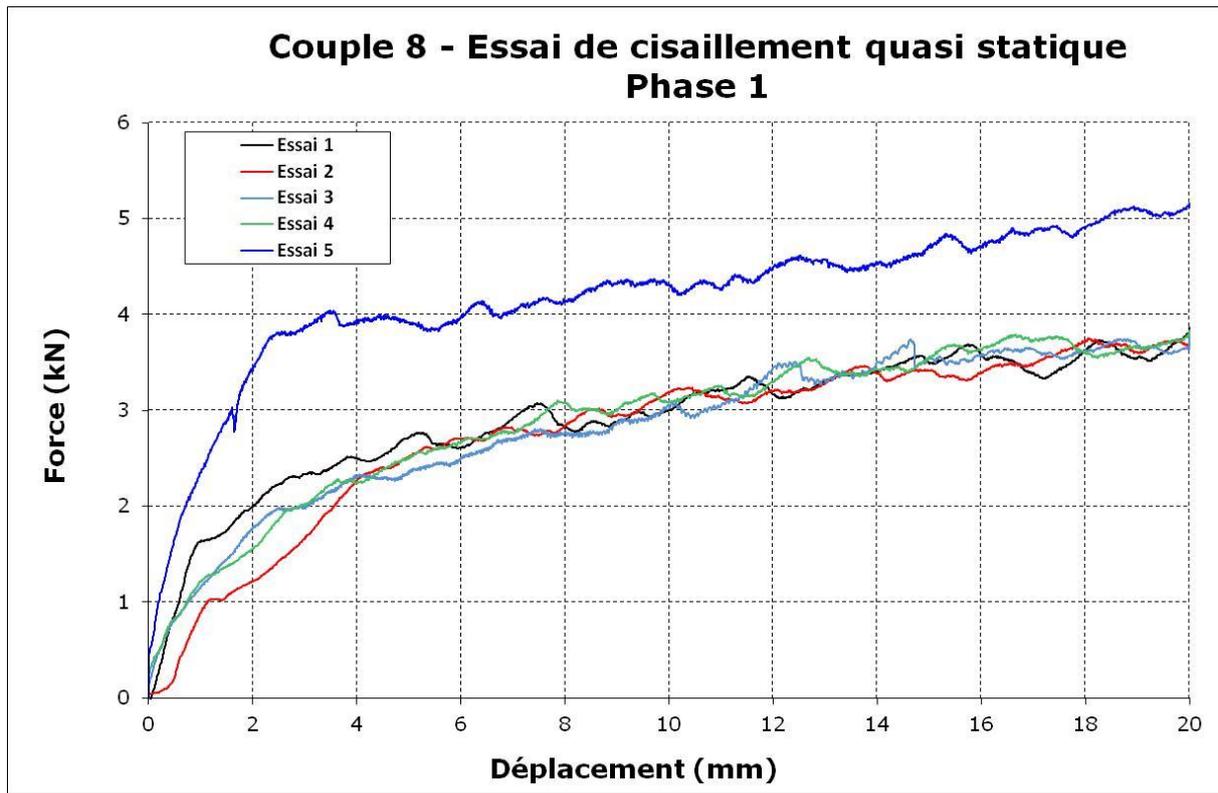


### Couple 7 - Essai de cisaillement apres sollicitation cyclique - Phase 2

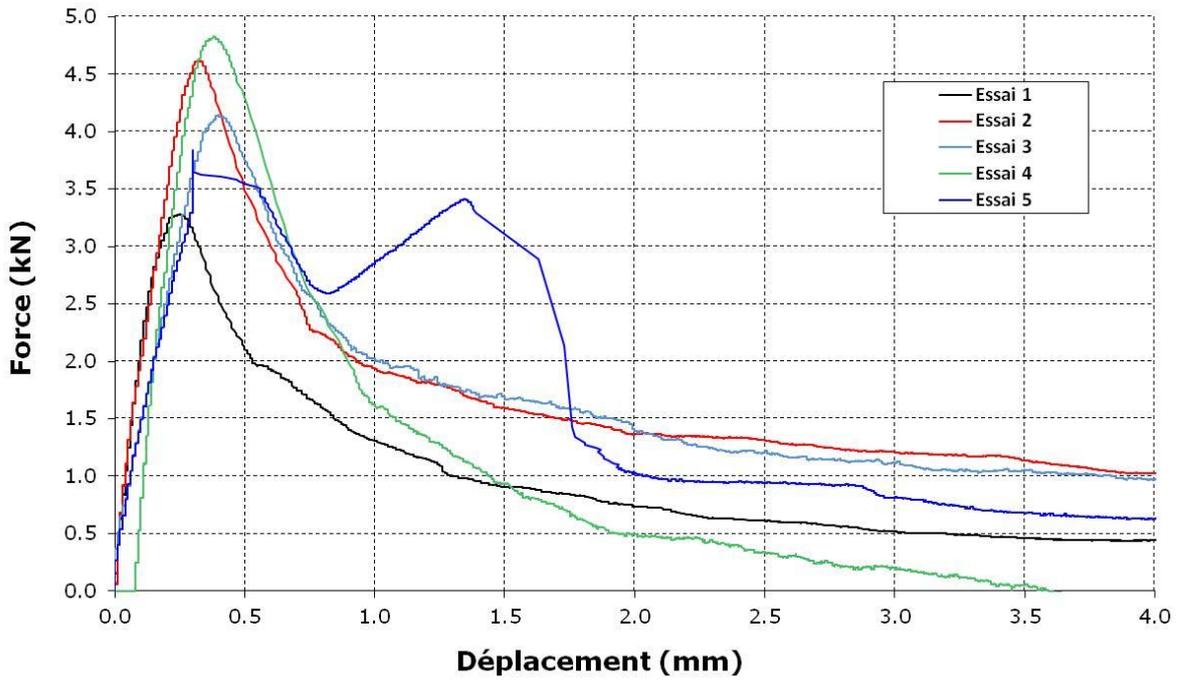




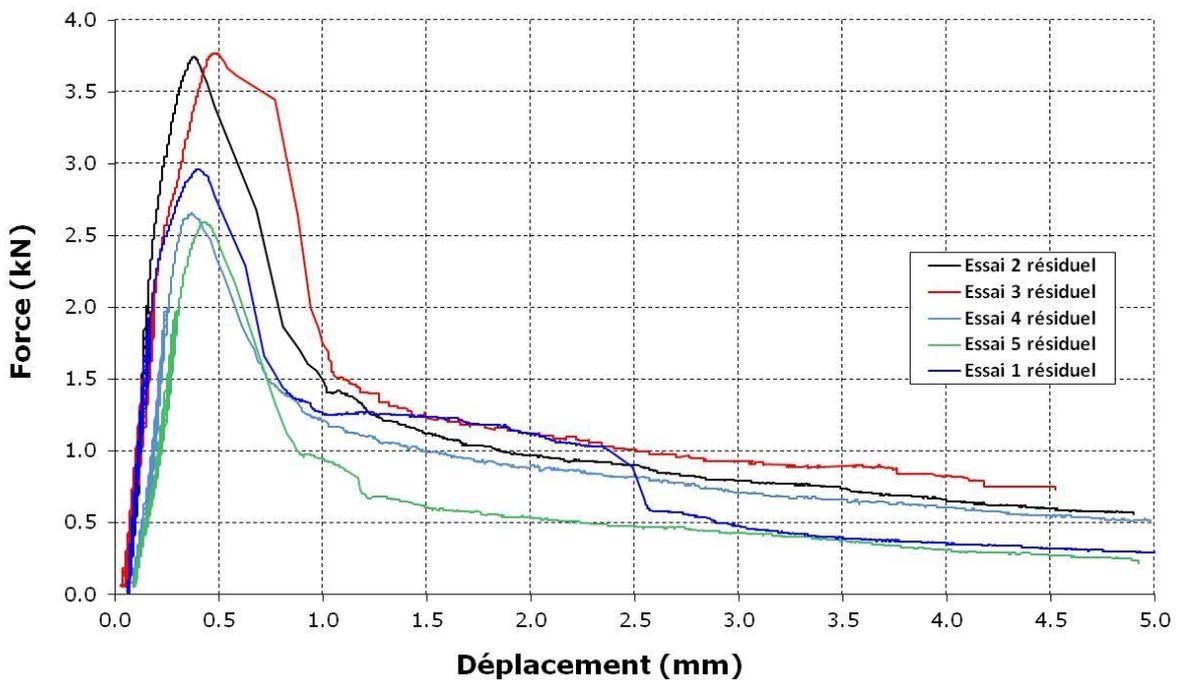




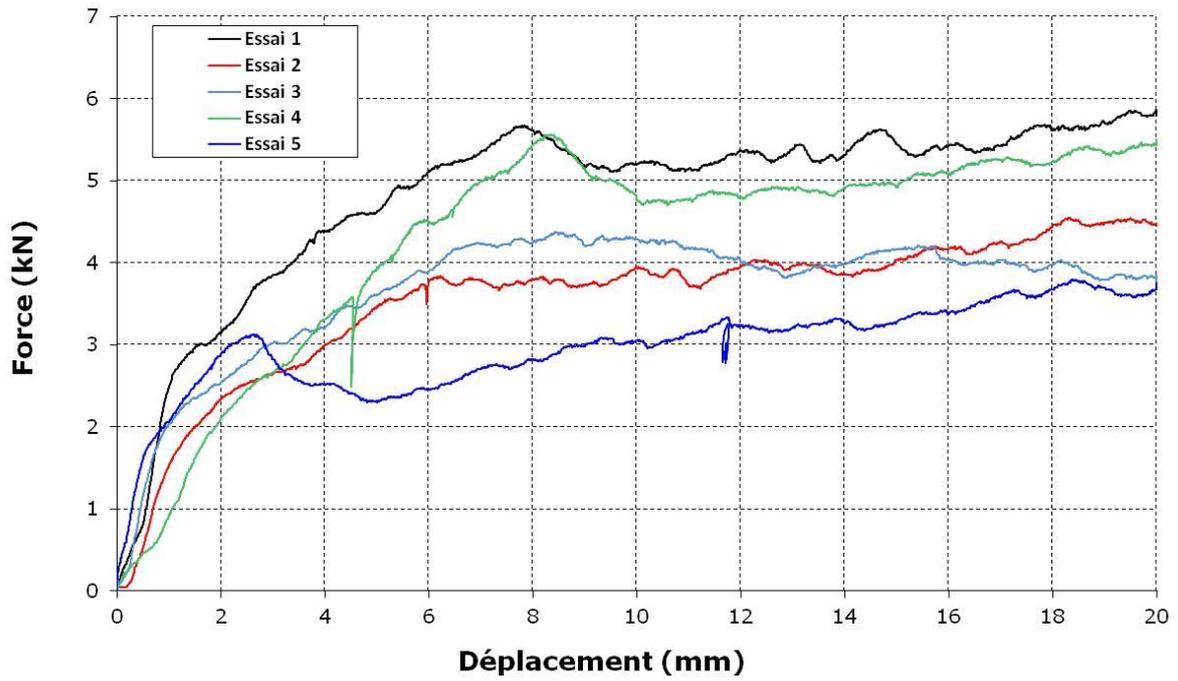
### Couple 9 - Essais de traction quasi statique Phase 1



### Couple 9 - Essai de traction après sollicitation cyclique - Phase 2



### Couple 9 - Essai de cisaillement quasi statique Phase 1



### Couple 9 - Essai de cisaillement apres sollicitation cyclique - Phase 2

