

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté des sciences de l'ingénieur**

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE MAGISTER**

en Génie Civil

Spécialité : Construction

IDENTIFICATION DES PROPRIETES DYNAMIQUES ET PERFORMANCE DES  
STRUCTURES EN CHARPENTE METALLIQUE FORMEE A FROID (PAF)

Par

**Hiba MEDDAH**

Devant le jury composé de :

M.ABED	Professeur, Université S.D. Blida	Président
M.BOUHICHA	Professeur, Université Laghouat	Examineur
M.BENSAIBI	Professeur, Université S.D. Blida	Examineur
N.BOURAHLA	Professeur, Université S.D. Blida	Rapporteur
A.SETHI	MCB, Université S.D. Blida	Invité

Blida, Mars 2012

## ملخص

تتكون المنشآت المصنوعة من الحديد المشكل على البارد من ألواح البلاطة و جدران القص مما يجعل تمثيلها صعب نسبيا نظرا لتعدد مكوناتها و سلوكها غير المستقر. تقنيات التمثيل متواجدة لجدار واحد لكن نموذج مبنى كامل غير معرف بعد هذا البحث يقترح إدماج نموذج الجدار في تمثيل البناية كاملة. قمنا بمقارنة النتائج المتحصل عليها بالطريقة التقليدية و الطريقة التحليلية. أنجزنا تجارب الاهتزازات الناتجة عن المحيط على بنايات من الحديد المشكل على البارد أنشأت في الجزائر سابقا لغرض تحديد خصائصها الدينامكية و التحقق من النموذج المقترح. لقد تم إخضاع النموذج إلى تسجيلات لهزات أرضية موافقة مع طيف الاستجابة و قمنا بدراسة ديناميكية غير خطية من اجل تقييم نوعية الأداء الزلزالي من حيث الانتقالات الأفقية والقدرة على تبديد الطاقة.

الكلمات المفتاحية: الحديد المشكل على البارد, جدار القص, الاهتزازات الناتجة عن المحيط, تحليل غير خطي .

## RESUME

Dans une construction en acier léger, le mur ou le panneau constitue l'élément de base de la structure. Il est composé d'un cadre comportant plusieurs montants et deux traverses avec des plaques en acier, en bois ou en magnésium fixé sur le cadre par des vis. La modélisation de tous ces éléments n'est pas pratique à cause de la multiplicité des éléments et des phénomènes d'instabilité. Les techniques de modélisation à l'échelle du panneau composé ont été récemment développées. Ce projet de recherche propose l'intégration du modèle de l'élément composé dans le modèle d'une structure entière. Une comparaison des résultats calculés par la méthode conventionnelle et la méthode analytique a été faite. Des séries de vibrations ambiantes ont été effectuées sur des bâtiments en profilés formés à froid déjà construite en Algérie en vue de l'identification modale des propriétés dynamiques (fréquences propres et taux d'amortissement) ainsi que la validation des modèles numériques. Le modèle numérique a été soumis à plusieurs accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse du site et des analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées afin d'évaluer la performance sismique de la structure en terme de déplacements latéraux et capacité de dissipation d'énergie.

*Mots clés :* Profilés formés à froid, Panneau de contreventement, Vibrations ambiante, Analyse non linéaire.

## ABSTRACT

In light gauge steel construction, the bearing wall is the basic element of the structure. It is made of a frame composed of studs and tracks with sheeting connected by screws. It is not practical to model all the elements because of their number and their instability phenomenon. Modeling techniques for the composed element (wall) have been developed recently. The present project proposes the integration of the model defined for a panel in the model of an entire structure. A comparison of the results calculated by the conventional method and the analytical method has been presented. Series of ambient vibrations were carried out on cold formed steel buildings in Algeria for the modal identification of the dynamic properties and the validation of the numerical model. The numerical model was subjected to several ground acceleration time histories compatible with the response spectrum of the site and a nonlinear dynamic analysis were carried in order to evaluate the seismic performance of the structure in terms of the lateral displacement and the energy dissipation capacity of the structure.

**Key words:** Cold formed steel, Shear wall panel, ambient vibration, nonlinear analysis.

## REMERCIEMENTS

Ce mémoire n'aurait jamais pu voir le jour sans le courage et la volonté que m'a donné le bon Dieu سبحان الله و الحمد لله و لا اله الا الله و لا حول و لا قوة الا بالله

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs encouragements.

A mon directeur de recherche P<sup>f</sup>. Nouredine BOURAHLA qui m'a honoré de sa confiance en m'acceptant et en me formant au sein de son équipe de recherche qui m'a permis de poursuivre mon travail de recherche dans un esprit scientifique rigoureux. Pour ces conseils judicieux ainsi que pour tout le temps qu'il a consacré à son écoute attentive, ses multiples relectures et ses précieuses corrections.

A tous mes enseignants ainsi que tous les membres du jury qui m'ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce travail.

A mon amie et mon ancienne enseignante M<sup>elle</sup> Malika BEREDIAF pour son extrême gentillesse et qui n'a pas hésité à me fournir toutes les informations qu'elle pouvait me donner y compris celles que je ne lui avais pas demandé et qui ont été très utiles pour ce travail.

A mes amis Mohamed Anis DOUFENE et Ali BOUGRESSI qui m'ont accompagné lors des essais de vibrations ambiantes et je leurs souhaite tout le courage et la réussite dans leurs recherches.

Enfin, que Monsieur le PDG et M<sup>me</sup> Naouel ALLAL, directrice de la R&D et Engineering, d'ALRIM (Algérienne de Réalisation d'Equipements et d'Infrastructures Métalliques), trouvent en ces mots un signe de reconnaissance et de remerciement, pour m'avoir permis de participer au sein de l'entreprise dans les étapes de conception et de réalisation des structures à base d'acier formé à froid.

Mes remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

# TABLE DES MATIERES

RESUME	1
REMERCIEMENTS	4
TABLE DES MATIERES	5
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	7
INTRODUCTION	10
1. GENERALITES ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	13
1.1. Introduction	13
1.2. Procédés de fabrication	13
1.2.1. Laminage à froid par galets	13
1.2.2. Laminage à froid par pliage	15
1.3. Influence du profilage à froid sur les propriétés mécanique de l'acier	17
1.4. Résistance et stabilité des éléments minces	18
1.5. Les assemblages	19
1.6. Composantes d'une structure en PAF	22
1.6.1. Les murs	23
1.6.2. Les planchers	23
1.7. Evolution des normes des constructions en PAF	24
1.8. Etude bibliographique sur l'analyse des structures en PAF par la méthode des éléments finis	25
1.9. Conclusion	31
2. MODELISATION ET ANALYSE DES STRUCTURES EN PAF	33
2.1. Introduction	33
2.2. Présentation des ouvrages	33
2.2.1. Premier cas d'étude -structure hybride (mixte)	35
2.2.2. Deuxième cas d'étude –structure en PAF-	36
2.3. Modèles analytiques	37
2.3.1. Premier cas d'étude –structure hybride (mixte)-	37
2.3.2. Deuxième cas d'étude –structure en PAF-	38
2.3.3. Modélisation des murs de contreventements	39
2.3.4. Lois de comportement	39
2.3.4.1. Modèle bilinéaire	39
2.3.4.2. Modèle multilinéaire	41

2.3.5. Modèle hystérésis des courbes efforts-déformations des panneaux en PAF	43
2.4. Calcul au séisme	44
2.4.1. La méthode conventionnelle	44
2.4.2. La méthode spectrale	49
2.5. Conclusion	52
3. ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE PAR ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES	54
3.1. Introduction	54
3.2. Description de l'instrumentation	54
3.2.1. Capteur de vitesse	54
3.2.2. Système d'acquisition	55
3.2.3. Logiciel de traitement	55
3.3. Procédure d'essais par vibrations ambiantes	56
3.3.1. Essais préliminaires et schéma d'instrumentation	56
3.3.2. Enregistrement de la réponse structurelle	56
3.3.3. Traitement du signal et calcul des spectres	57
3.3.4. Identification expérimentale des fréquences propres de vibration	57
3.3.5. Identification expérimentale des amortissements	58
3.4. Identification des caractéristiques dynamiques et validation du modèle numérique	58
3.4.1. Premier cas d'étude -bâtiment hybride (mixte)-	57
3.4.2. Deuxième cas d'étude -bâtiment en PAF-	66
3.5. Interprétation des résultats	71
3.6. Conclusion	72
4. EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES STRUCTURES EN PAF PAR LA METHODE DYNAMIQUE NON LINEAIRE	74
4.1. Introduction	74
4.2. Analyse non linéaire	74
4.2.1. Chargement sismique	74
4.2.2. Performance dynamique de la structure	77
4.3. Influence de la dégradation de rigidité sur la performance dynamique	83
4.4. Conclusion	86
CONCLUSION	87
REFERENCES	89
ANNEXES	93

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Laminage à froid par galets	14
Figure 1.2	Formation d'une section en Z par galets	14
Figure 1.3	Profilés étroits	15
Figure 1.4	Profilés larges	15
Figure 1.5	Laminage à froid par galets	16
Figure 1.6	Pliage par pression	16
Figure 1.7	Pliage par flexion	16
Figure 1.8	Courbe contrainte-déformation de l'acier	17
Figure 1.9	Les différents formes d'instabilité des éléments en PAF	18
Figure 1.10	Voilement post élastique des éléments plats	19
Figure 1.11	Mode de rupture des boulons	20
Figure 1.12	Les quatre types de vis les plus utilisées	21
Figure 1.13	Pointes de vis	21
Figure 1.14	Mur en PAF	23
Figure 1.15	Plancher en PAF	23
Figure 1.16	Modélisation des déplacements latéraux d'un panneau	26
Figure 1.17	Méthode I de la ROMANIE	29
Figure I.18	Méthode II de la ROMANIE	29
Figure 1.19	Méthode de NAHB	30
Figure 2.1	Vue en plan RDC	33
Figure 2.2	Vue en plan étage courant	34
Figure 2.3	Façade principale	34
Figure 2.4	Coupe transversale	35
Figure 2.5	Vue global des structures hybride (mixte)	36
Figure 2.6	Disposition des murs de contreventement	36
Figure 2.7	Vue globale des bâtiments en PAF	37
Figure 2.8	Vue globale des différents modèles des bâtiments hybrides (mixte)	38
Figure 2.9	Vue globale du modèle de la structure en PAF	38
Figure 2.10	Modèle simplifié d'un mur de contreventement	39
Figure 2.11	Le modèle bilinéaire de l'énergie élasto-plastique équivalente	40

Figure 2.12	Le modèle multilinéaire de l'énergie équivalente	41
Figure 2.13	Comportement typique Effort Déformation d'un poteau en béton armé	43
Figure 2.14	Modèle multilinéaire plastique pivot	44
Figure 2.15	La distribution de l'effort tranchant en élévation	47
Figure 2.16	Spectre de réponse de calcul	50
Figure 2.17	Comparaison entre l'effort tranchant de la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale	52
Figure 3.1	Appareillage d'enregistrement des vibrations	55
Figure 3.2	Exemple d'une réponse structurelle (vitesse en fonction du temps)	57
Figure 3.3	Schéma d'instrumentation pour les bâtiments hybrides (mixte)	59
Figure 3.4	Modes de translations transversales-bâtiment hybride sans remplissage-	60
Figure 3.5	Modes de translations longitudinales-bâtiment hybride sans remplissage-	61
Figure 3.6	Mode de vibration locale des palées de stabilité -bâtiment hybride sans remplissage-	62
Figure 3.7	Mode de translation longitudinale-bâtiment hybride avec remplissage en PAF	64
Figure 3.8	Mode de translation transversale-bâtiment hybride avec remplissage en PAF	65
Figure 3.9	Mode de torsion-bâtiment hybride avec remplissage en PAF	66
Figure 3.10	Schéma d'instrumentation pour les bâtiments entièrement en PAF	67
Figure 3.11	Mode de translation transversale du bâtiment en PAF sans remplissage	68
Figure 3.12	Mode de translation longitudinale du bâtiment PAF sans remplissage	69
Figure 3.13	Mode de torsion du bâtiment en PAF sans remplissage	70
Figure 4.1	Comparaison entre les spectres générés et le spectre de référence	76
Figure 4.2	Accelerogramme généré	76
Figure 4.3	Déplacement inter étage en fonction du type d'accelerogramme	77
Figure 4.4	Déplacement inter étage maximum en fonction des coefficients de pondération de l'accélération	78
Figure 4.5	Analyse statistique en fonction de l'amplification du séisme	79
Figure 4.6	Déplacement et courbe de déformation d'un mur sous chargement sismique	81

Figure 4.7	Evolution de l'énergie en fonction du temps	82
Figure 4.8	Evolution de l'énergie en fonction des coefficients d'amplifications	83
Figure 4.9	Rigidité d'une seule boucle	84
Figure 4.10	Dissipation d'énergie et dégradation de rigidité	84
Figure 4.11	Evolution du pincement des boucles hystérésis avec l'accroissement des déplacements	85
Figure 4.12	Dégradation de résistance entre deux boucles hystérésis consécutifs	86
Tableau 1.1	Les sections en PAF	22
Tableau 2.1	Paramètres de calcul de l'effort tranchant à la base (UBC)	45
Tableau 2.2	Paramètres de calcul de l'effort tranchant à la base (RPA)	47
Tableau 2.3	La distribution de l'effort tranchant en plan	48
Tableau 2.4	Les déplacements latéraux	49
Tableau 2.5	Comparaison entre l'effort tranchant de la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale	50
Tableau 3.1	Résultats d'essai sur bâtiment hybride (mixte) sans remplissage	59
Tableau 3.2	Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF	63
Tableau 3.3	Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF	63
Tableau 3.4	Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment entièrement en PAF sans remplissage	67
Tableau 3.5	Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment entièrement en PAF sans remplissage	68
Tableau 3.6	Résultats d'essai sur bâtiment en PAF avec remplissage	71
Tableau 4.1	Chargement sismique	75
Tableau 4.2	Déplacement inter étage en fonction du type d'accelerogramme	77
Tableau 4.3	Déplacement inter étage en fonction des coefficients de pondération de l'accélération	78
Tableau 4.4	Analyse statistique en fonction de l'amplification du séisme	79
Tableau 4.5	Résistances et déplacements calculés analytiquement	80
Tableau 4.6	Evolution de l'énergie en fonction des coefficients d'amplifications	81

## INTRODUCTION

La modélisation par éléments finis des structures légères ne se base pas sur des éléments simples mais de sous-assemblages des panneaux de plancher et panneaux de contreventement composés de plusieurs éléments (montants, traverses, panneaux de remplissage et vis de fixations), ce qui complique énormément la modélisation.

La technique de modélisation à l'échelle d'un panneau composé a été récemment développée. Ce travail de recherche propose l'intégration de ce modèle dans le modèle d'une structure entière. L'objectif principal de cette étude est l'identification des caractéristiques dynamiques des constructions en profilés formés à froid par les essais des vibrations ambiantes en vue de validation du modèle numérique. Deux autres objectifs sont associés à ce travail, le premier consiste à comparer les résultats obtenus par l'analyse en utilisant le modèle numérique avec ceux obtenus par la méthode conventionnelle qui est en vigueur actuellement. Le deuxième consiste à évaluer la performance sismique post-élastique des structures multi-étagées en PAF.

Pour pouvoir couvrir tous les aspects de ce thème le mémoire a été structuré en quatre chapitres.

Après une introduction générale, le premier chapitre présente des généralités sur les structures en profilés formés à froid est une étude bibliographique qui présente les différents travaux de recherches effectués sur les techniques de modélisation et les méthodes d'analyse dynamique non linéaire des structures en PAF soumise à des excitations sismiques.

Le deuxième chapitre présente des structures en PAF déjà construites en Algérie, ainsi que la modélisation de ces structures en utilisant des modèles en éléments finis élaborés sur le logiciel de calcul SAP 2000 et proposer des techniques de modélisation en macro-élément simple et capable de simuler le comportement réel de la structure en vue d'une analyse statique et dynamique spectrale.

Le troisième chapitre porte sur l'analyse modale expérimentale par les essais de vibrations ambiantes effectuées sur les structures modélisées, dont le but est de déterminer les caractéristiques dynamiques modales réelles de ces ouvrages, telles que, les fréquences propres et les amortissements modales réelles et par la suite la validation des modèles d'éléments finis ainsi que l'évaluation de ces structures.

L'évaluation de la performance sismique des structures en PAF par la méthode dynamique non linéaire en terme de réponse structurelle en déplacements, en efforts et capacité de dissipation d'énergie font l'objet du quatrième chapitre.

Et enfin les résultats sont récapitulés sous forme d'une conclusion avec quelques recommandations pour les futurs travaux de recherches.

# **CHAPITRE 1**

## **Généralités et Etude bibliographique**

# CHAPITRE 1

## GENERALITES ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### 1.1. Introduction

Les structures en profilées formées à froid (PAF) sont composées de panneaux de mur (shear wall panels) et des panneaux de plancher. La modélisation par éléments finis de ce système est relativement difficile à cause de la complexité des détails d'assemblages entre les éléments constituant le panneau ce qui rend nécessaire de développer un modèle simplifié avec des propriétés équivalentes du mur de contreventement qui peut être utile pour les ingénieurs pour le calcul et le dimensionnement des structures en PAF. Ce chapitre présente d'abord des généralités sur la fabrication et la construction en PAF, ensuite il focalise sur les techniques de modélisation et les méthodes d'analyse dynamique non linéaire des structure en PAF soumise à des excitations sismiques.

### 1.2.Procédés de fabrication

L'acier formé à froid est habituellement fabriqués par l'un des deux processus suivant :

- 1) Laminage à froid par galets ;
- 2) Laminage à froid par pliage.

#### 1.2.1. Laminage à froid par galets

Consiste à alimenter une bande en acier continue par une série de galets opposés qui tournent pour déformer progressivement l'acier dans le domaine plastique pour obtenir la forme désirée comme montrée en figure 1.1. [1]

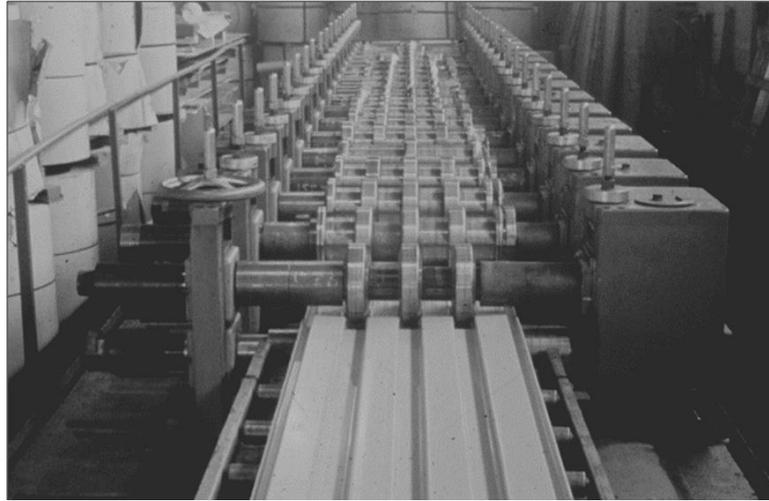


Figure 1.1 : Laminage à froid par galets

Chaque paire de galets produit une quantité fixe de déformation dans un ordre représenté par la figure 1.2.

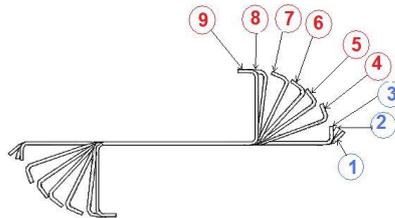


Figure 1.2 : Formation d'une section en Z par galets

Dans cet exemple une section en Z est constituée en développant d'abord les courbures pour former les plis de bords (étapes de 1 à 3) ensuite les courbures pour former l'âme (étapes de 4 à 9). Chaque paire de galets en opposition s'appelle une étape. En générale, plus la forme en coupe est complexe plus le nombre d'étapes nécessaire est grand.

Cette méthode est utilisée pour la production des profilés étroits de bâtiments qui ne comportent pas de répétitions d'une forme d'onde comme représentée en figure 1.3, ainsi que les profilés larges qui comportent plusieurs ondes de forme équivalente ou similaires tel que toit, plancher, panneaux de mur et tôle ondulé comme représentés en figure 1.4.

Elle est également utilisée pour la fabrication des cloisons des cadres des fenêtres, des portes et d'autres produits de couvertures et de bardages.

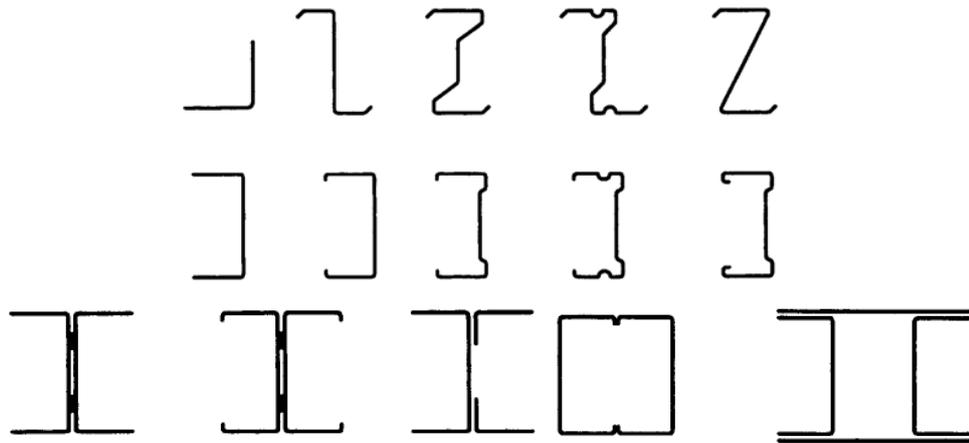


Figure 1.3 : Profilés étroits

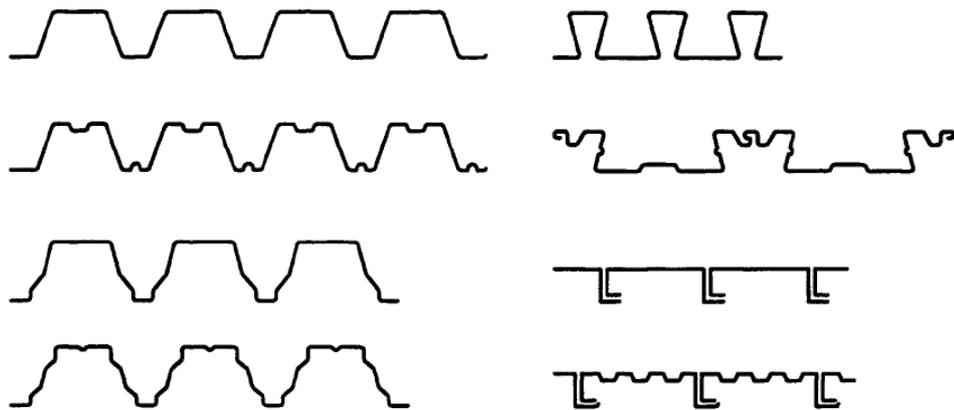


Figure 1.4 : Profilés larges

Pour les sections fermées creuses, on produit une section circulaire fermée avec une soudure entre les deux bords pour former un tube. [2]

### 1.2.2. Laminage à froid par pliage

Il s'agit de produire un pli complet (déformation plastique permanente) à la fois sur la pleine longueur de la section, à l'aide d'une machine appelée presse plieuse, tel que

celui représenté par la figure 1.5. Pour les sections avec plusieurs plis il faut déplacer la tôle manuellement pour réaliser les différents plis. [1]

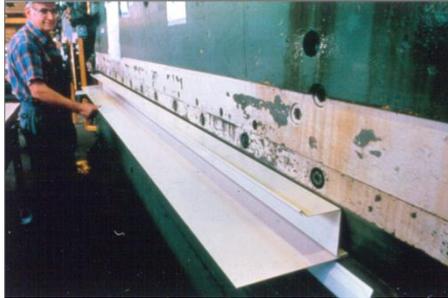


Figure 1.5 : Laminage à froid par galets

Le formage des sections simples ne nécessite pas plus de deux opérations, c'est la procédure de pliage par pression représentée par la figure 1.6. Des sections plus compliquées peuvent prendre plusieurs opérations, c'est la procédure de pliage par flexion représentée par la figure 1.7. [1]

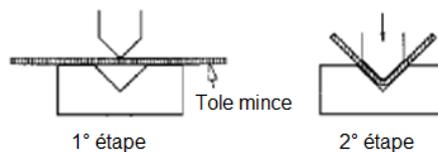


Figure 1.6 : Pliage par pression

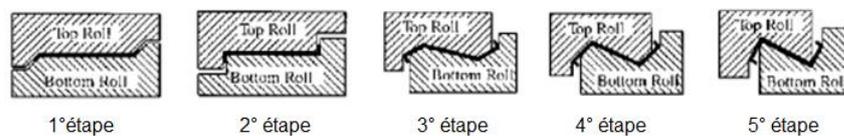


Figure 1.7 : Pliage par flexion

Pour atteindre la déformation plastique permanente il faut que l'effort appliqué dépasse la limite élastique du matériau constituant la tôle.

L'utilisation de cette méthode est limitée à des sections de forme simple avec une épaisseur inférieure ou égale à 5 mm.

Le laminage à froid par galets est le procédé le plus populaire pour produire de grandes quantités de profilés. Le coût d'outillage est haut, mais il est compensé par le coût de main d'œuvre. Par contre le pliage est employé pour la production à faible volume et le coût d'outillage ne peut pas être justifié.

### 1.3. Influence du profilage à froid sur les propriétés mécanique de l'acier

Les propriétés mécaniques des PAF sont parfois très différentes de ceux de la tôle d'acier, du plat ou de la barre avant la formation, parce que la déformation à froid augmente la limite élastique et la résistance à la traction et diminue en même temps la ductilité. Puisque le matériau dans les coins a travaillé à un degré considérablement plus élevé que le matériau dans les éléments plats, les propriétés mécaniques sont différentes dans divers parties de la coupe. Pour cette raison la section en acier formé à froid commence à travailler dans la partie plate due à la limite élastique inférieure du matériau. N'importe quelle charge additionnelle appliquée à la section s'écartera aux coins.

Les résultats d'investigation conduits par Winter et Karren [3] sur l'influence du profilage à froid indiquent que les changements des propriétés mécaniques sont provoqués principalement par l'écrouissage et tendent le vieillissement de contrainte comme illustre la figure 1.8.

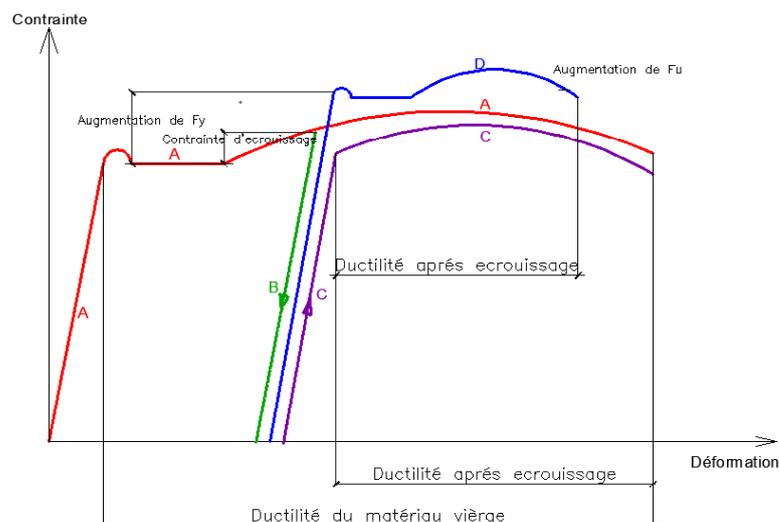


Figure 1.8 : Courbe contrainte-déformation de l'acier

- Courbe A : représente la courbe contrainte-déformation du matériau vierge ;
- Courbe B : est due au déchargement dans la gamme de déformation après écrouissage (strain hardening) ;
- Courbe C : représente le rechargement immédiat ;
- Courbe D : représente la courbe contrainte-déformation du rechargement après le vieillissement de contrainte.

Il est intéressant de noter que les limites élastiques des courbes C et D sont plus hautes que la limite élastique du matériau vierge et que les ductilités diminuent après l'écrouissage et le vieillissement de contrainte.

Les effets du profilage à froid sur les propriétés mécaniques des constructions habituellement dépendent de :

- a) Le type d'acier ;
- b) L'effort appliqué (compression ou traction) ;
- c) La direction de l'effort en ce qui concerne la direction du profilage à froid (transversale ou longitudinale) ;
- d) Le rapport  $F_u/F_y$  ;
- e) Le nombre de plis.

#### 1.4. Résistance et stabilité des éléments minces

Dans la conception en acier formé à froid, les différents éléments des pièces structurels sont habituellement minces et les rapports de largeur à épaisseur sont grands. Ces éléments minces peuvent voiler à un niveau d'effort plus bas que la limite élastique de l'acier quand ils sont sujets à la compression axiale, à la flexion composée, ou au cisaillement [2].

La figure 1.9 illustre les modèles d'instabilité de certaines poutres et poteaux en PAF.

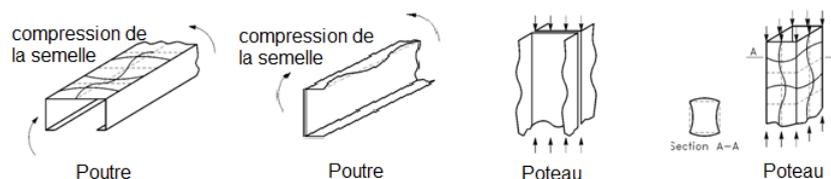


Figure 1.9 : Les différents formes d'instabilité des éléments en PAF

Il est bien connu qu'un élément plat bidimensionnel soumis à la compression sous les différentes conditions d'appuis ne comporte pas comme les éléments unidimensionnels tels que les poteaux quand l'effort de voilement local critique est atteint. Le plat continuera à supporter la charge additionnelle au moyen de la redistribution de l'effort dans les éléments comprimés après que le voilement se produit, c'est un phénomène bien connu appelé force de voilement post élastique des plat [2] représenté en figure 1.10. Cette force peut être plusieurs fois plus grande que le voilement local critique.

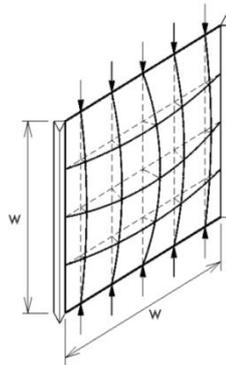


Figure 1.10 : Voilement post élastique des éléments plats

## 1.5. Les assemblages

Il existe plusieurs systèmes d'assemblage tel que :

- Assemblage par soudure (Welds) ;
- Assemblage par boulon (Bolts) ;
- Assemblage par vis (Screws) ;

Le règlement d'AISI impose des limites des épaisseurs pour chaque système d'assemblage qui sont donnés ci-dessous [4]:

- Assemblage par soudure : épaisseur de la tôle inférieure ou égale à 4.75 mm ;
- Assemblage par boulon : épaisseur de la tôle supérieure à 4.75 mm ;
- Assemblage par vis : pas de limitations sur l'épaisseur de la tôle.

### 1.5.1. Assemblage par soudure

Les tôles d'acier sont normalement soudées avec le matériel classique. Cependant, la conception des raccords produits est différente de celle pour les sections laminées à chaud pour les raisons suivantes [5] :

- Il est plus difficile de définir les sections de résistance ;
- La galvanisation et la peinture ne sont pas normalement enlevées avant la soudure ;
- Les modes de défaillance sont complexes et difficiles à classer par catégorie.

### 1.5.2. Assemblage par boulon

Les quatre principaux modes de rupture pour les assemblages boulonnés sont montrés sur la figure 1.11. [2]

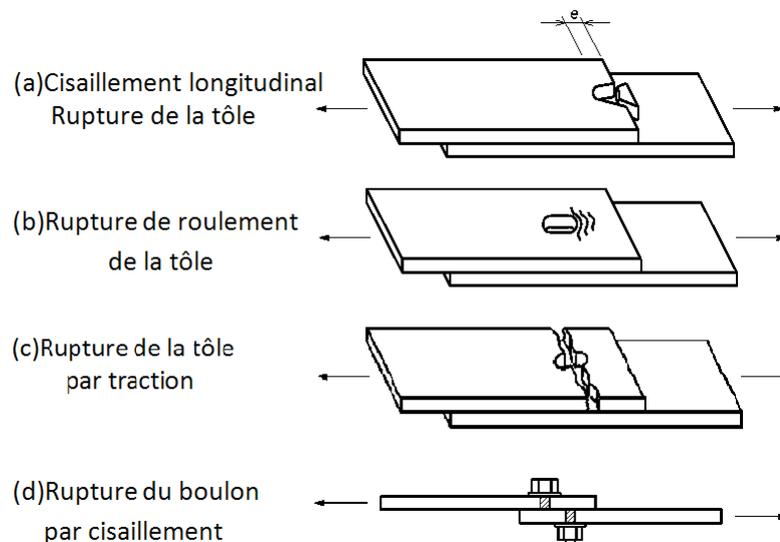


Figure 1.11 : Mode de rupture des boulons

a) Cisaillement longitudinal de la tôle le long de deux lignes pour : les tôles qui ont une petite distance ( $e$ ) du boulon au bord de la tôle ou d'un trou adjacent où la distance est prise dans la direction de la ligne d'action de la force.

b) Roulement ou empilage vers le haut du matériau devant le boulon : pour les assemblages boulonnés où la distance du bord est suffisamment grande, l'effort de

roulement à la rupture n'est plus en fonction de la distance ( $e$ ), l'inclusion des rondelles sous la tête et l'écrou de boulon est importante en raison des basses épaisseurs des tôles.

c) Rupture et déchirure de la tôle dans la section nette : si les efforts dans la section nette sont trop élevés, la rupture de la tôle dans la section nette par traction se produit avant les deux premiers modes. Les efforts dans la section nette dépendent des efforts concentrés à côté des trous de boulon, et par conséquent sont en fonction de l'espacement de boulons et du nombre de boulons.

d) Cisaillement du boulon : dépend de la force appliquée ainsi qu'il peut se produire si les fils sont en dehors du plan de cisaillement.

### 1.5.3. Assemblage par vis

Les vis peuvent fournir un moyen rapide et efficace pour attacher les différentes pièces de structures métalliques en acier formé à froid (solives, panneaux de cloisons, toitures). [2]

Les quatre types de vis les plus utilisées sont représentés par la figure 1.12.

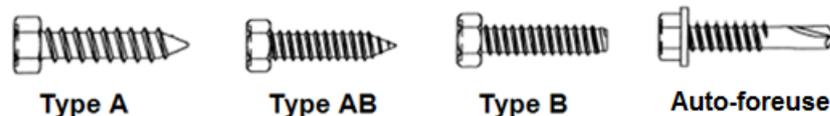


Figure 1.12 : Les quatre types de vis les plus utilisées

L'épaisseur d'acier est employée pour déterminer la pointe de vis. Les vis (auto-foreuse) montrés en figure 1.13(a) sont recommandées pour des épaisseurs multiples d'acier supérieur ou égal à 5 mm, et les vis (auto-perceuse) représentés par la figure 1.13(b) sont recommandés pour les matériaux en acier rigide avec une épaisseur inférieur à 5 mm.

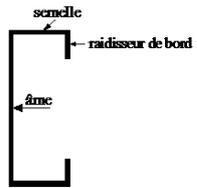
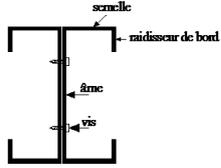
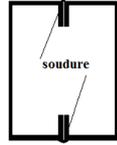
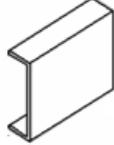
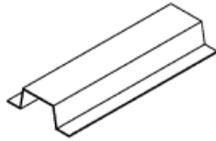
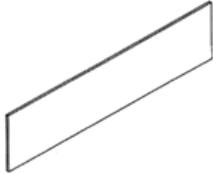


Figure 1.13 : Pointes de vis

## 1.6. Composantes d'une structure en PAF

Le tableau 1.1 récapitule les différentes sections utilisées en construction en PAF. [6]

Tableau 1.1 : Les sections en PAF

sections	utilisation	schéma
Section en C raidie (stud)	Utilisée pour les éléments structuraux (solives, montants, linteaux, pannes).	
Section en C non raidie (track)	Utilisée pour les éléments de fermeture et de finition.	
Section en I (back to back)	Utilisée pour les linteaux et pour les montants dans le cas où la section C simple n'est pas suffisante pour résister aux charges appliquées.	
Section reconstituée fermée (box)	Utilisée pour les linteaux, et pour les montants proches d'une ouverture d'un mur.	
Section en U (Channel U section)	Utilisée uniquement pour les maintiens latéraux comme les entretoises.	
Section en chapeau (Furring Channel)	Utilisée pour l'élément de maintien latéral.	
Section fer plat (Flat Strap)	Peut être utilisée pour les éléments de maintiens dans le mur au niveau des montants ou dans le plancher entre les solives.	

### 1.6.1. Les murs

Les murs sont généralement les panneaux verticaux d'une structure, ils peuvent être rigides (shear wall) utilisés comme contreventement ou non (mur de séparations), et ils peuvent être aussi porteurs ou non porteurs. Les éléments principaux constituant le mur sont les montants (studs) qui sont posés verticalement pour supporter les charges et ils sont attachés aux traverses (track) qui sont les éléments horizontaux et ils sont reliés par une bride horizontale qui joue le rôle d'un appui latéral au milieu des montants pour diminuer l'élançement (assurer la stabilité) comme représenté sur la figure 1.14. [2]

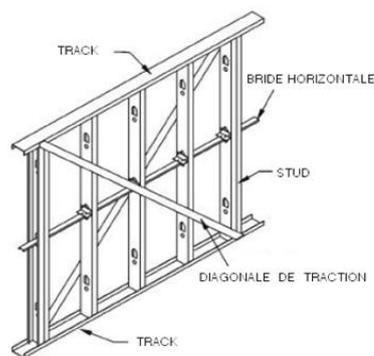


Figure 1.14 : Mur en PAF

### 1.6.2. Les planchers

Les planchers sont les panneaux horizontaux d'une structure, ils sont considérés comme un diaphragme horizontal, sont composés essentiellement par les solives attachées dans les deux extrémités aux deux montants comme représenté par la figure 1.15. [2]

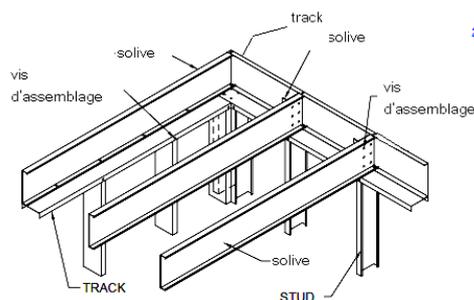


Figure 1.15 : Plancher en PAF

## 1.7. Evolution des normes des constructions en PAF

La première norme concernant la conception et le calcul des structures en PAF a été développée la première fois par l'institut américain de sidérurgie (American Iron and Steel Institute (AISI)) en 1946 [1]. Les premières spécifications d'AISI pour la conception des éléments en acier formé à froid ont été basées en grande partie sur le travail de recherche effectué sous la direction du professeur George Winter à l'université de Cornell entre 1939 et 1946 sur des montants de mur, des planchers de toits et des assemblages, sous la surveillance d'un sous comité technique d'AISI qui a préparé la première édition des spécifications et du manuel.

Les spécifications ont été révisées et mise à jour pendant que la nouvelle recherche indique de meilleures méthodes de conception. Une chronologie complète de toutes les éditions est comme suit [1] :

- 1946 : Première édition, c'était le premier manuel de conception disponible pour l'usage par des ingénieurs d'étude ;
- 1956 : Deuxième édition ;
- 1960 : Troisième édition, une modification sur le facteur de sécurité qui est réduit de 1.85 à 1.65 dans les spécifications d'AISI ;
- 1962 : Quatrième édition, identification de l'augmentation de résistance due au profilage à froid ;
- 1968 : Cinquième édition, le flambement par torsion des profilés formés à froid a été ajouté aux spécifications ;
- 1980 : Sixième édition, les normes ont été prolongées jusqu'à un pouce (2.54 cm) d'épaisseur et augmentées pour inclure les tôles et les barres d'acier ;
- 1986 : Septième édition ;
- 1989 : Supplément à l'édition 1986 ;
- 1991 : Première édition de la méthode de calcul aux états limites (Load And Resistance Factor Design (LRFD)) ;
- 1996 : la méthode basée sur la contrainte admissible de conception (Allowable Stress Design (ASD)) combinée avec la méthode LRFD ;
- 1999 : Supplément à l'édition 1996.
- 2001 : A partir de cette année, ils ont modifié la version 1996 avec le supplément 1999 et les normes suivantes ont été éditées la première fois [7] :

- Méthode de disposition générale ;
- Méthode de prescriptive pour les logements familiaux.
- 2004 :
  - Normes mise à jour [7] :
    - Dispositions Générales ;
    - Conception d'En-tête ;
    - Méthode Prescriptive.
  - Nouvelles normes [7] :
    - Conception latérale ;
    - Conception de Goujon de mur.
- 2005 : Règlement de technique normalisée. [7]
- 2007 : Données de produit. [7]

D'autres normes internationales pour la conception des structures métalliques formées à froid « PAF » sont :

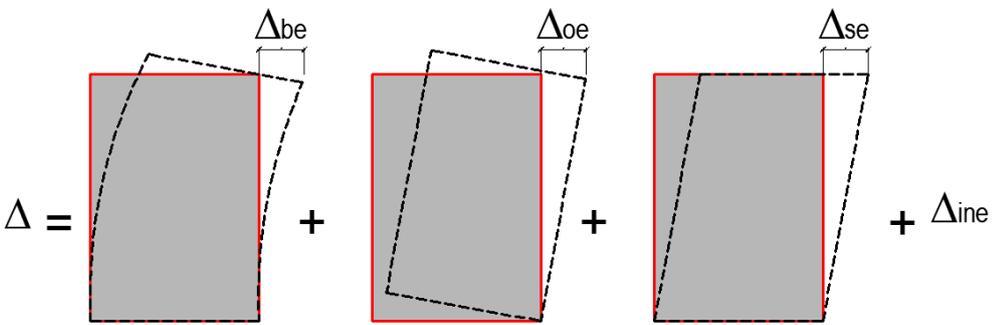
- ✓ L'Australie/Nouvelle Zélande AS/NZS standard 4600 : qui est basé principalement sur les spécifications de 1996 AISI avec quelques prolongements pour les aciers de haute résistance ;
- ✓ La norme Britannique BS 5950-Part 5 ;
- ✓ La norme Canadienne CAN/CSA S136 ;

## **1.8. Etude bibliographique sur l'analyse des structures en PAF par la méthode des éléments finis**

Plusieurs modèles en éléments finis des murs de contreventement en PAF ont été développés au cours des dernières années par divers chercheurs. Certains modèles sont fait par des programmes commerciaux tels que ABACUS et ANSYS tandis que d'autres sont dédiés à des applications de recherches particulières.

Une revue de la plupart des modèles en éléments finis qui ont été développés est présentée dans ce paragraphe. Les discussions des résultats des modèles et les méthodes numériques associés sont données comme des conclusions et des recommandations des chercheurs.

➤ Parmi les premiers dans ce domaine, les travaux de Serrette ont pour objectif le développement des coefficients de rigidité élastique de cisaillement et les expressions générales de déflexion pour la configuration des murs de contreventement à inclure dans les normes d'AISI. Il a développé une méthode analytique pour estimer la déflexion des murs en PAF. [8]



$$\Delta = \Delta_{be} + \Delta_{oe} + \Delta_{se} + \Delta_{ine}$$

$$\Delta = \Delta_{be} + \Delta_{oe} + \Delta_{se} + \Delta_{ine}$$

Figure 1.16 : Modélisation des déplacements latéraux d'un panneau

*be* : effet de flexion (bending effect) ;

*oe* : effet de renversement (overturning effect) ;

*se* : effet de cisaillement (shear effect) ;

*ine* : effet de non élasticité (inelastic effect).

Pour prendre en considération le comportement non linéaire des panneaux de contreventement des facteurs empiriques ont été incorporés et sont basés sur la régression et les analyses d'interpolation des essais cycliques renversés à l'étude des panneaux de contreventement. [9-10]

➤ Dans le cadre du développement d'une méthode de calcul des murs de contreventement qui pourrait être utilisée parallèlement avec le règlement CNB 2005 (Canadien National Building), Branstan et al. ont effectués une étude expérimentale dans le but d'étudier la réponse dynamique des murs de contreventement en PAF.

Le programme expérimentale comporte des murs composés en PAF avec des panneaux structuraux en bois de différents types, des longueurs de murs et des assemblages différents ont été choisi dans le programme d'essais cycliques et monotoniques de manière à

compléter la base de données nord américaine (16 configurations de murs avec 109 spécimens d'essai).

Une évaluation des propriétés des panneaux de contreventement et leurs modes de rupture en fonction de la variation de la taille de mur, le diamètre et l'espacement des vis, type de panneau de revêtement et le type de charge ont été documenté comme un complément de guide de calcul et de dimensionnement des panneaux de contreventement (shear wall). [11]

➤ La détermination des forces latérales des panneaux de contreventement et leurs déplacements latéraux relatifs était principalement basée sur des essais expérimentaux à défaut des méthodes analytiques applicables. Pour cette raison Lei Xu et Joel Martinez ont pensé de développer une méthode numérique en éléments finis. La méthode tient compte des facteurs qui affectent principalement le comportement et la résistance du panneau de mur de contreventement tel que : les propriétés matérielles, les dimensions géométrique et les détails de construction ainsi que le matériau du panneau de revêtement, le diamètre et l'espacement des vis d'attache. [12]

Les résultats obtenus ont été en bonne concordance avec les résultats expérimentaux par d'autres auteurs [13-17] ce qui a permis aux deux chercheurs de valider leur méthode.

➤ Les divers types d'instabilité qui peuvent se produire dans des éléments tels que des murs ou des sections transversales en acier formé à froid ainsi que l'influence d'un mode sur un autre ce qui peut favoriser la rupture prématurée à un niveau de chargement plus bas que dans d'autres conditions normaux ont été étudiées par MacDonald M. et al. Ils ont élaboré des modèles numériques en éléments finis en employant le logiciel de modélisation ANSYS qui offre des possibilités avancées d'éléments comprenant des caractéristiques de matériaux non linéaires, des non linéarité géométriques et des éléments d'interface.

Suite à cette étude ils ont conclu que la conception des membres en acier formé à froid est susceptible à une grande variété de modes d'instabilité. Les murs minces sont exposés au voilement dans la compression et ceci doit être pris en considération dans la conception ainsi que son interaction avec d'autres modes d'instabilité. [18]

➤ Bea S. et al. ont étudié la possibilité d'effondrement progressif d'une structure en charpente d'acier formé à froid.

Le logiciel SAP2000 a été utilisé pour la modélisation et l'analyse en éléments finis et les conclusions suivantes ont été tirées de cette étude :

- L'enlèvement des montants de mur n'a pas causé l'effondrement de la structure entière, mais a pu causer l'effondrement du mur lui-même car les traverses (track) au dessus des montants enlevés ne peuvent pas transmettre les charges ;

- L'utilisation des montants de section composée peut être une mesure de sécurité supplémentaire pour éviter l'effondrement en raison de leurs capacités élevées de compression ;

- L'enlèvement des montants de rive (autour du coin du bâtiment) pourrait causer l'effondrement des planchers supérieurs. [19]

➤ Dubina D. a choisi une maison en PAF en phase de construction comme cas d'étude en vue de déterminer ses caractéristiques modales en fonction de l'avancement des travaux pour évaluer la performance sismique de la structure et la contribution des éléments non structuraux qui ne sont pas pris en considération dans le calcul. Il a élaboré un modèle en éléments finis où la rigidité des panneaux de contreventement modélisés été calibrés par des résultats des essais expérimentaux antérieurs.

D'autre part des essais de vibrations ambiantes ont été effectués sur le bâtiment durant les trois phases de construction décrit ci-dessus. [14,20]

Les résultats du modèle en éléments finis ont été en bonne concordance avec ceux trouvés par les essais de vibrations ambiante dans les trois étapes de construction du bâtiment.

Il a été remarqué que la présence des panneaux de revêtement a diminué les périodes de vibration et a augmenté le taux d'amortissement de la structure. [21]

➤ Un total de 15 essais ont été effectués par Fulop & Dubina sur des murs de contreventement en PAF avec deux types de plaques de revêtements (la tôle ondulée et les panneaux en lamelles orientées (OSB)). Les murs ont été examinés sous des protocoles d'essai cycliques et monotoniques. Les résultats ont été analysés en utilisant deux méthodes dans lesquelles le comportement réel a été modélisé avec une courbe bilinéaire élasto-plastique.

Méthode 1 : (Figure 1.17)

La rigidité élastique ( $K_e$ ) est définie en tant que la sécante de l'origine de la courbe et le point correspondant à un niveau de charge ( $0.4 F_{max}$ ), ceci définit la partie élastique de la courbe bilinéaire. Une deuxième ligne droite tangente à la courbe avec une pente de

( $K_2=0.1 K_e$ ), l'intersection entre les deux lignes définies la limite élastique ( $S_y$ ), donc la partie plastique de la courbe est la ligne horizontale à partir de la limite élastique jusqu'au point de rupture qui est l'intersection entre cette branche et la courbe expérimentale.

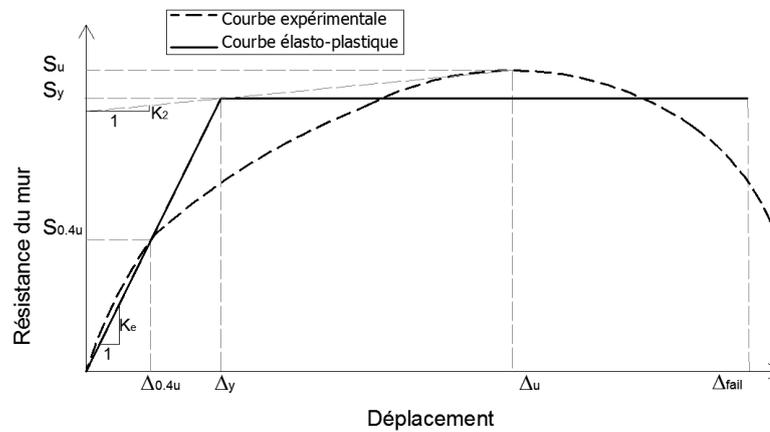


Figure 1.17 : Méthode I de la ROMANIE

Méthode 2 : (Figure 1.18)

La rigidité élastique ( $K_e$ ) est prise comme étant la sécante de l'origine de la courbe et le point correspondant à un déplacement de 0.25% de la hauteur d'étage ( $\Delta_{net0.25\%}$ ), la ligne horizontale qui décrit la partie plastique de la courbe élasto-plastique est ajustée afin d'égaliser les secteurs entre la courbe expérimentale et le modèle représentatif ( $A1=A2$ ). La limite de rupture est le point d'intersection entre la partie horizontale plastique de la courbe bilinéaire et la courbe expérimentale.

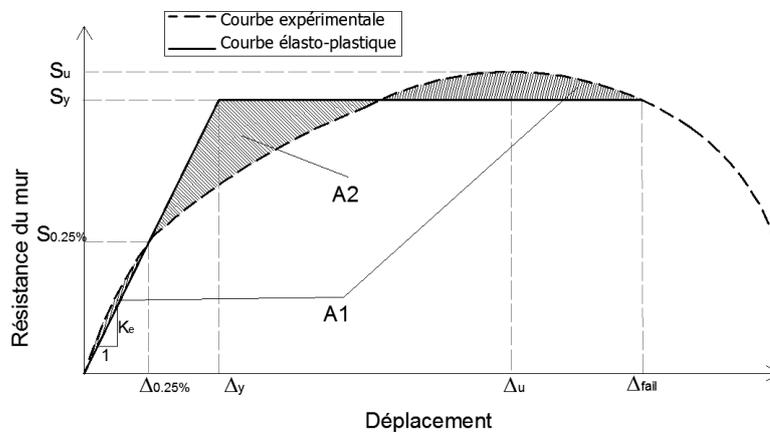


Figure I.18 : Méthode II de la ROMANIE

Fulop & Dubina signalent que la méthode I tend à produire une limite de rupture inférieure avec des valeurs plus élevées de ductilité que la méthode II. [22]

➤ Crandell a développé une courbe non linéaire empirique par un ajustement aux données des testes. La forme empirique est définie comme suit :

$$\Delta = 2,7 \sqrt{a} \left( \frac{F}{F_u} \right)^{28} \left( \frac{H}{8} \right)$$

Avec,

$\Delta$  : déplacement latéral du shear wall (inches) ;

$a$  : rapport longueur/hauteur du shear wall ;

$F$  : force (Lbs) ;

$F_u$  : capacité ultime du shear wall (Lbs) ;

$H$  : hauteur du shear wall (feet).

Par le principe du critère d'énergie équivalente une courbe bilinéaire a été déduite de sorte que l'aire au dessus de cette courbe soit égale à l'aire sous la courbe jusqu'à un déplacement ( $\Delta_{net,u}$ ). La limite élastique  $F_y$  est déterminée par la réduction de la limite de rupture  $F_u$  par un facteur de sécurité égale à 1.5. Le déplacement élastique ( $\beta \Delta_{net,y}$ ) est une fraction du déplacement ultime ( $\Delta_{net,y}$ ). Dans les essais qui ont été faits par Crandell,  $\beta$  est prise égale à 0.6. La pente de la partie élastique de la courbe bilinéaire dénote la rigidité élastique ( $K_e$ ), la partie semi plastique de la courbe bilinéaire est construite par la limite élastique et le point qui correspond à la résistance ultime du mur (Figure 1.19). [23]

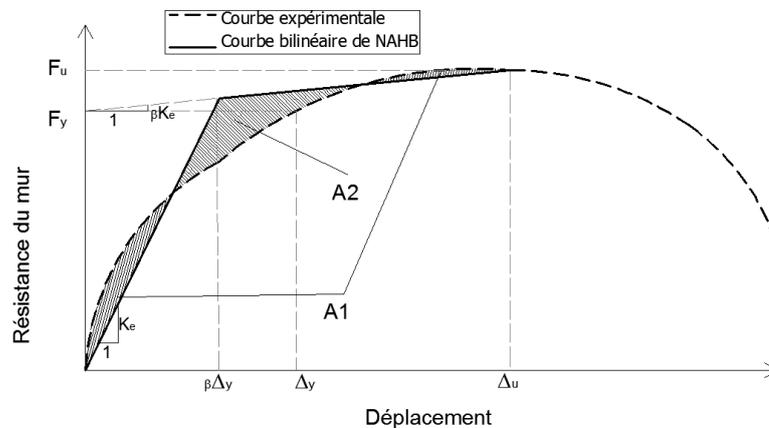


Figure 1.19 : Méthode de NAHB

## 1.9. Conclusion

La conception des ouvrages en acier formé à froid nécessite la compréhension des principes de dimensionnement des éléments de base à savoir les panneaux de murs de contreventement et qui sont composés de plusieurs sous éléments (montant, traverses, panneaux de revêtement et vis de fixation). Les codes de calcul et de conception de ce type de structures existent et ont connu un essor développement dans ces deux dernières décennies. Les chercheurs ont présenté des méthodes pour l'estimation de la résistance de ces derniers et plusieurs lois de comportement ont été proposé et intégré dans des modèles numériques en éléments finis, ces modèles traitent les différents cas d'instabilité des ouvrages en PAF ainsi que les paramètres qui influent leurs résistances et tiennent compte des facteurs qui affectent principalement leurs comportements et leurs modes de rupture.

## **CHAPITRE 2**

### **Modélisation et analyse des structures en PAF**

## CHAPITRE 2

### MODELISATION ET ANALYSE DES STRUCTURES EN PAF

#### 2.1. Introduction

Actuellement le calcul des structures en PAF utilise les méthodes conventionnelles proposées par l'UBC 97 ainsi que la méthode statique équivalente pour des raisons de simplification, à cause du volume et de la complexité de la modélisation des éléments qui constituent l'ossature de la structure. L'objectif principal de ce chapitre est de développer un modèle multi-linéaire basé sur la méthode des équivalences des énergies pour raffiner d'avantage le modèle bi-linéaire et de proposer des techniques de modélisation en macro-élément simple mais capable de simuler le comportement réel de la structure en vue d'une analyse statique et dynamique spectrale.

#### 2.2. Présentation des ouvrages

Les structures étudiées sont des bâtiments en PAF récemment construits en Algérie qui sont implantés dans des zones sismiques différentes où le risque sismique a été pris en charge conceptuellement. Ils sont à usage d'habitation en R+4, représentés par les figures 2.1, 2.2, 2.3 et 2.4

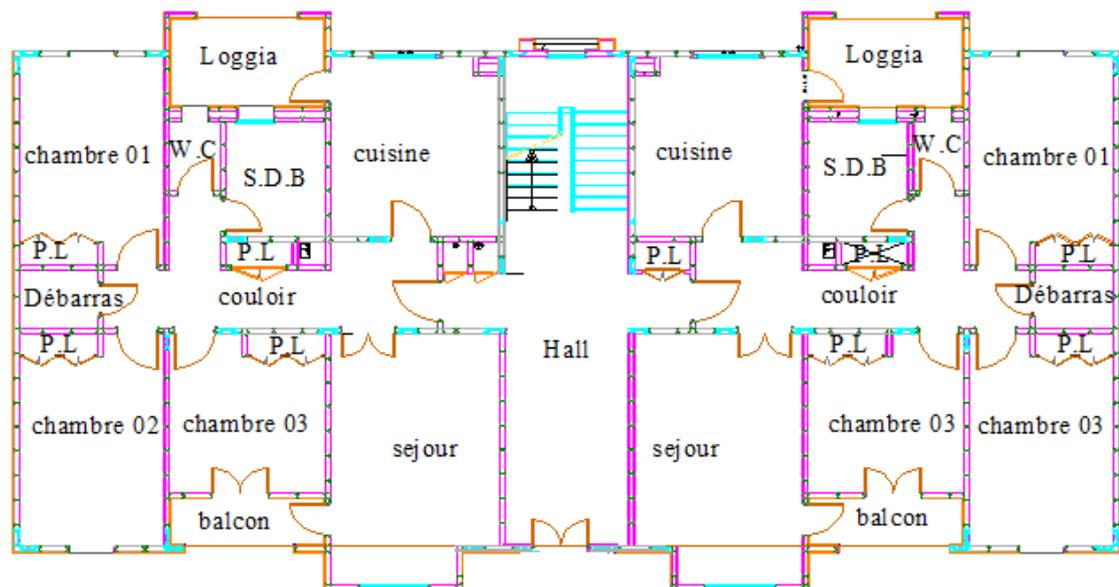


Figure 2.1 : Vue en plan RDC

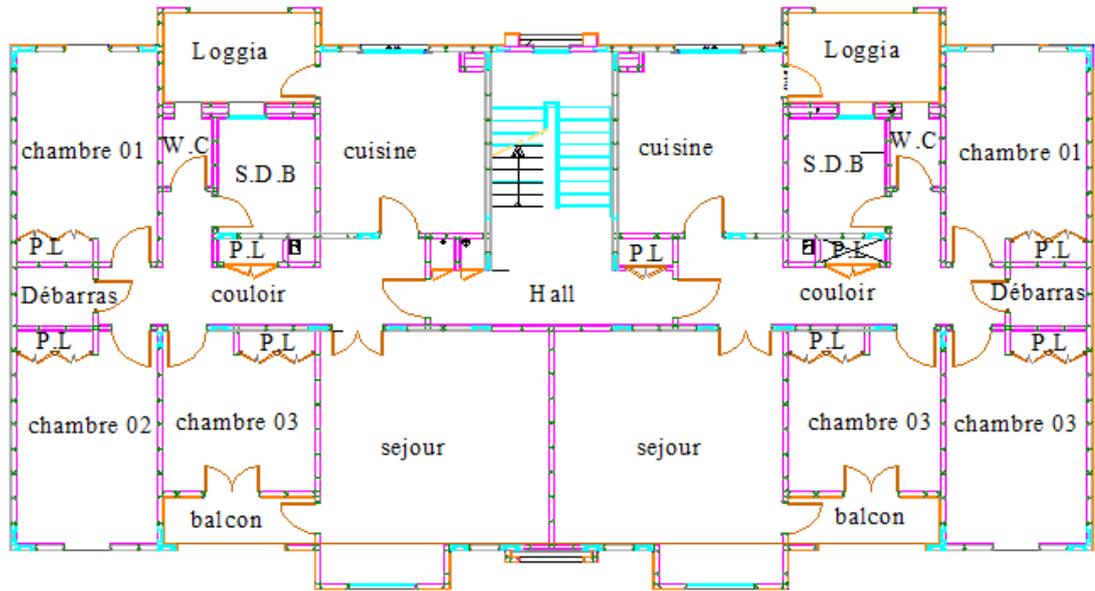


Figure 2.2 : Vue en plan étage courant

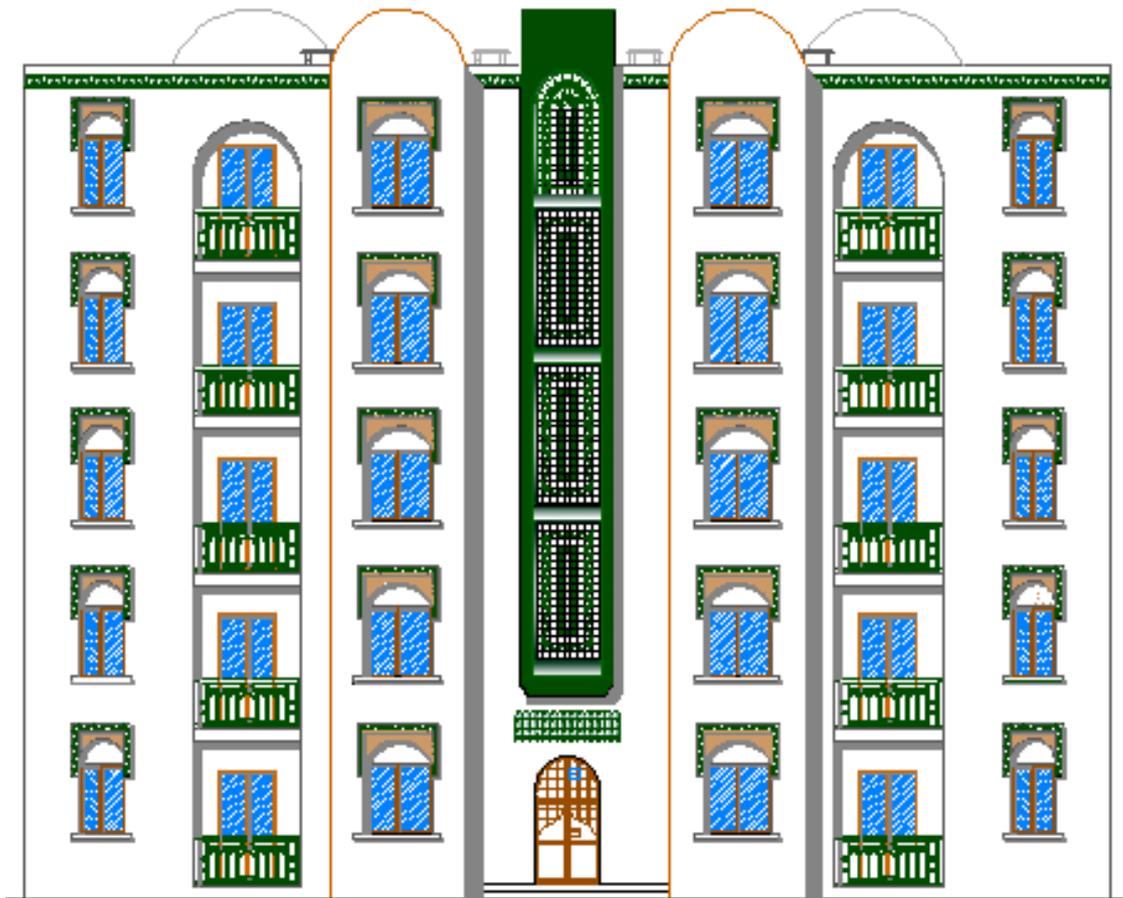


Figure 2.3 : Façade principale

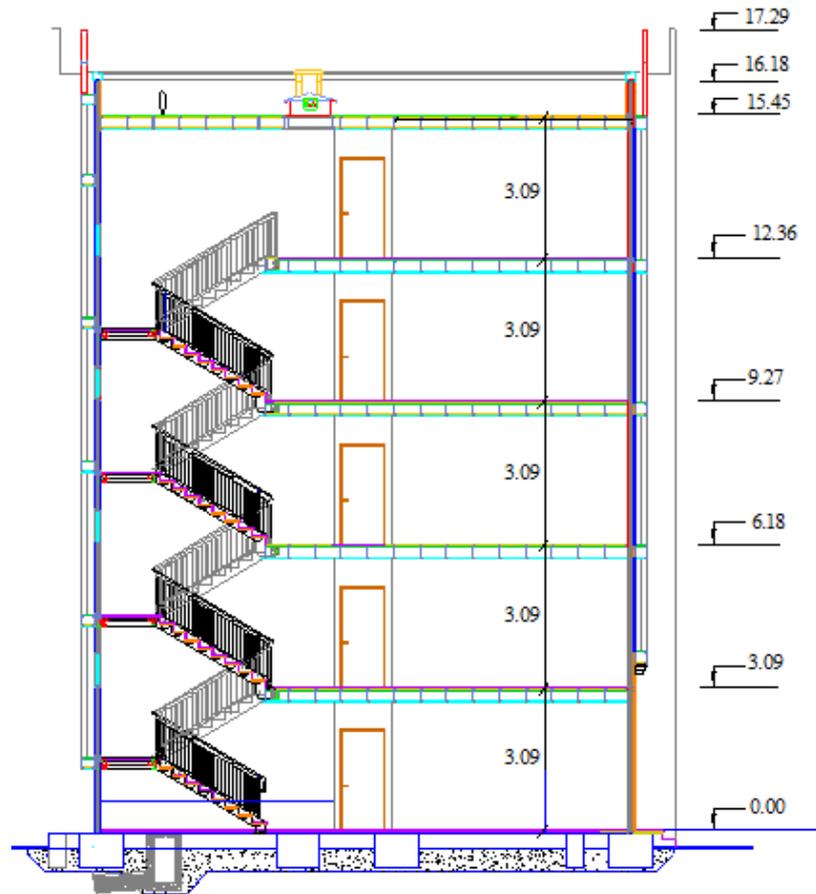


Figure 2.4 : Coupe transversale

### 2.2.1. Premier cas d'étude -structure hybride (mixte)

Les bâtiments sont implantés dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le RPA99v2003.

La structure du bâtiment est constituée d'une ossature formée de poutres et poteaux ainsi que des palées de contreventement en X en charpente classique laminée à chaud, les planchers et les murs de séparation sont faits en PAF. Les montants (studs) et les traverses (traks) sont raidis en utilisant des panneaux de magnésium (MagBoard) épais de 10 mm fixé aux deux côtés (figure 2.5).



a) Ossature en profilés laminés à chaud

b) Remplissage en PAF

Figure 2.5 : Vue globale des structures hybrides (mixtes)

### 2.2.2. Deuxième cas d'étude –structure en PAF-

Les bâtiments sont constitués entièrement en acier formé à froid, implantés dans la wilaya de Sétif qui est une zone à sismicité modérée (zone IIa) selon le RPA99v2003.

Le système structural est composé de murs porteurs (bearing wall) pour assurer l'acheminement des charges verticales vers les fondations. Le système de contreventement latéral dans les deux directions est constitué de murs de cisaillement (shear wall) situés sur la périphérie et à l'intérieur comme indiqué dans la figure 2.6 et la figure 2.7.

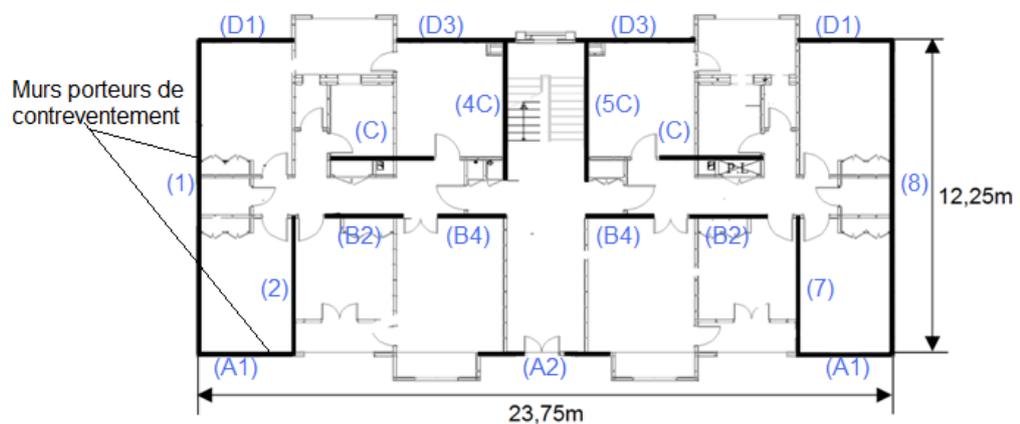


Figure 2.6 : Disposition des murs de contreventement



a) Bâtiment en phase de construction

b) Bâtiment fini

Figure 2.7 : Vue globale des bâtiments en PAF

Les éléments des panneaux sont faits de PAF avec différentes sections, placé à intervalles de 600 mm. Les montants (studs) et les traverses (tracks) sont raidis en utilisant des panneaux de magnésium (Magboard) épais de 10 mm pour les murs intérieurs et des tôles d'acier ondulés pour les murs de cisaillement. Des éléments en acier laminés à chaud sont utilisés aux extrémités des murs de cisaillement pour résister aux forces axiales induites.

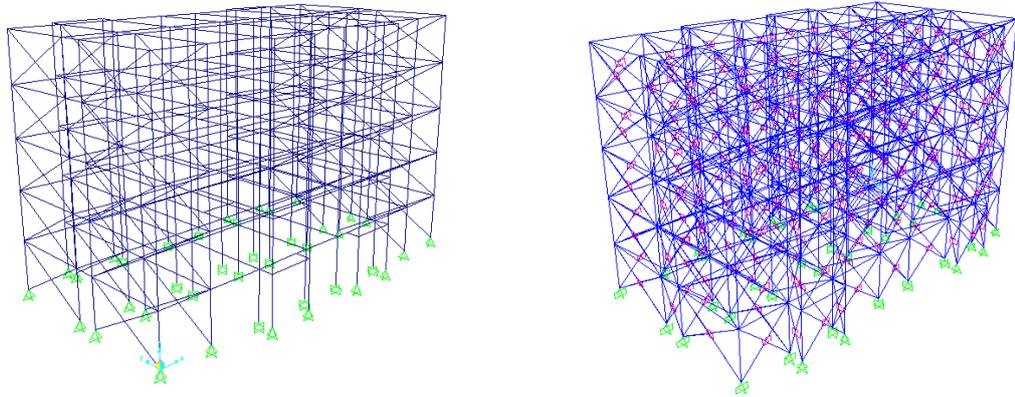
L'acier utilisé dans ces structures pour les membres d'épaisseur inférieure ou égale à 1,14 mm a une limite élastique minimale de 228 MPa. Tous les membres d'épaisseur supérieure à 1.14 mm ont été formés d'un acier ayant une limite élastique minimale de 345MPa.

## 2.3. Modèles analytiques

### 2.3.1. Premier cas d'étude –structure hybride (mixte)

Comme il a été décrit précédemment, le squelette du bâtiment est fait en charpente laminé à chaud et le remplissage en PAF. Un modèle tridimensionnel a été élaboré en utilisant le logiciel d'analyse en élément finis SAP2000. Les éléments structuraux (poteaux et poutres) sont représentés par des éléments linéaires « frame » et les panneaux en PAF par des

éléments semi-globaux travaillant uniquement en cisaillement « shear link » dont les détails sont donnés dans les paragraphes qui suivent. (Figure 2.8)



a) Modèle sans remplissage

b) Modèle avec remplissage en PAF

Figure 2.8 : Vue globale des différents modèles des bâtiments hybrides (mixte)

### 2.3.2. Deuxième cas d'étude –structure en PAF-

Pour ce cas d'étude le bâtiment est constitué entièrement par des profilés en charpente formés à froid. Le but est d'élaborer un modèle équivalent simplifié pour les panneaux de contreventement et de l'intégrer dans le modèle globale de la structure en vue d'étudier le comportement dynamique de cette dernière. Les panneaux de contreventements sont représentés par des éléments « shear Link ». Le modèle numérique qui a été établi à l'aide du logiciel d'analyse en éléments finis SAP 2000 est représenté par la figure 2.9.

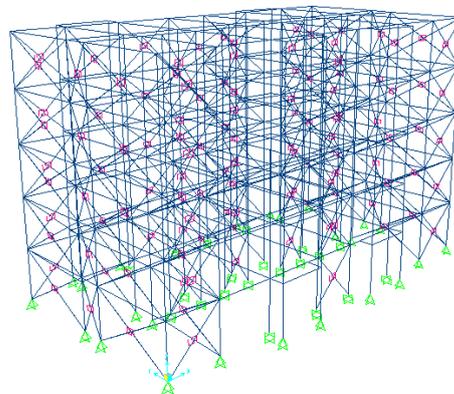


Figure 2.9 : Vue globale du modèle de la structure en PAF

### 2.3.3. Modélisation des murs de contreventements

Les panneaux en profilés formés à froid sont constitués de plusieurs éléments assemblés entre eux par des vis. Le comportement de ces panneaux est très complexe pour être modélisé à l'échelle des éléments élémentaires, donc il est nécessaire de trouver une technique de modélisation appropriée. De-ce-fait on procède à une modélisation simple qui consiste à remplacer le panneau par un élément non linéaire « shear link » qui reflète son comportement au cisaillement, il est relié aux éléments d'extrémités (poutres et poteaux) par des diagonales rigides dont les caractéristiques sont équivalentes à celles du panneau (figure 2.7) pour absorber les efforts axiaux. La rigidité latérale de ce dernier est calculée en utilisant la norme d'AISI pour l'acier formé à froid. [8]

$$K_u = \frac{R_n \cdot l}{\delta} \quad (2.1)$$

Avec :

$R_n$  : la résistance nominale de cisaillement ;

$l$  : la longueur du panneau ;

$\delta$  : le déplacement total du panneau.

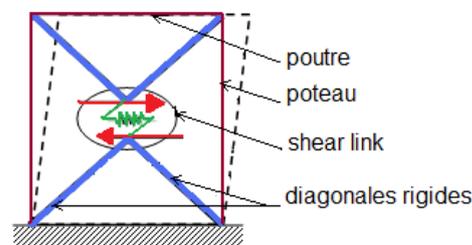


Figure 2.10 : Modèle simplifié d'un mur de contreventement

### 2.3.4. Lois de comportement

#### 2.3.4.1. Modèle bilinéaire

Parmi les méthodes existantes pour la représentation de la non linéarité des murs, le modèle bilinéaire basé sur l'énergie élasto-plastique équivalente (EEEP) est le plus utilisé. La figure 2.8 représente une courbe expérimentale et un modèle bilinéaire.

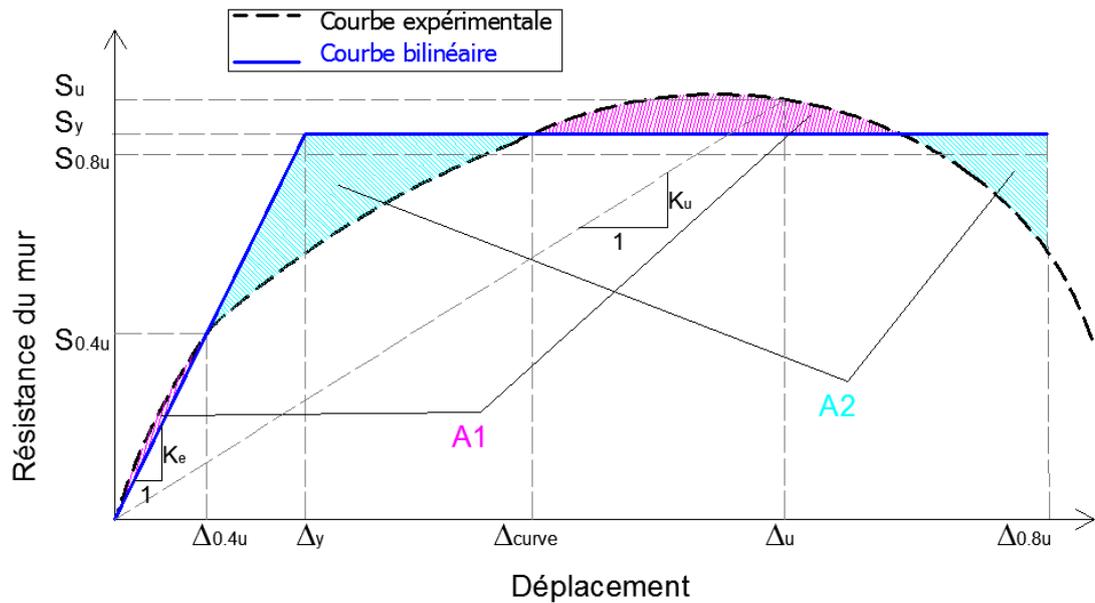


Figure 2.11 : Le modèle bilinéaire de l'énergie élasto-plastique équivalente [24]

La détermination de la courbe d'énergie équivalente nécessite la détermination des résistances :  $S_u$ ,  $S_{0.4u}$ ,  $S_{0.8u}$  et tous les déplacements associés :  $\Delta_u$ ,  $\Delta_{0.4u}$ ,  $\Delta_{0.8u}$ .

En raison du comportement non linéaire des murs de cisaillement une ligne droite passant par l'origine et le point  $(S_{0.4u}, \Delta_{0.4u})$  définit la partie élastique de la courbe bilinéaire d'EEEEP et par conséquent la rigidité élastique  $K_e$ . Le niveau de la résistance de 40% a été considéré comme une estimation raisonnable du niveau de charge de service.

$$K_e = \frac{S_{0.4u}}{\Delta_{0.4u}} = \frac{S_y}{\Delta_y} \quad (2.2)$$

L'énergie sous la courbe a été calculé jusqu'au déplacement qui correspond à une résistance de l'ordre de  $S_{0.8u}$ . Ce niveau de charge a été considéré comme la limite de la capacité utile du mur et représente le point de rupture d'un spécimen.

Le trait horizontal qui représente la partie plastique de la courbe d'EEEEP a été fixé de façon que la surface ( $A_{EEEEP}$ ) liée par la courbe d'EEEEP, l'axe des abscisses et le déplacement limite  $\Delta_{net,0.8u}$  soit égale à la surface au dessous de la courbe expérimentale ( $A$ ), autrement dit les secteurs A1 et A2 représentés sur la figure 2.8 sont égaux et la partie plastique de la courbe bilinéaire a été fixée à la limite de résistance de rupture au cisaillement du mur.[24]

$$A = A_{EEEEP} = \frac{\Delta_y \cdot S_y}{2} + (\Delta_{0.8u} - \Delta_y) \cdot S_y \quad (2.3)$$

### 2.3.4.2. Modèle multilinéaire

Par le même principe des énergies équivalentes un modèle multilinéaire a été développé afin de raffiner davantage le modèle bi-linéaire et de représenter la courbe du comportement non linéaire des murs d'une manière plus proche (figure 2.9).

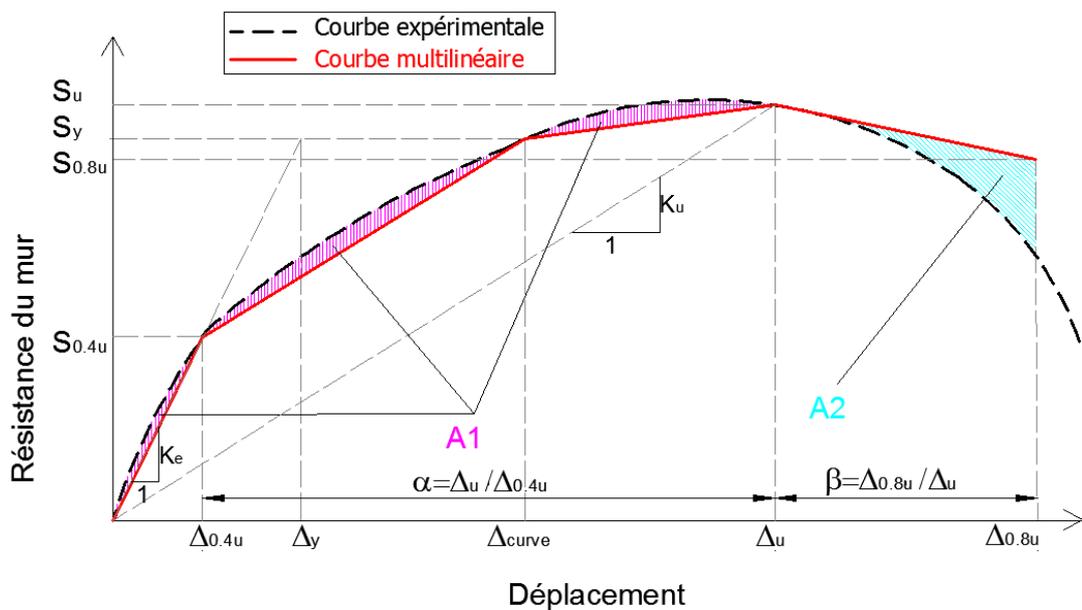


Figure 2.12 : Le modèle multilinéaire de l'énergie équivalente

- $S_u$  : correspond à la résistance nominale  $R_n$  ;
- $\Delta_u$  : correspond au déplacement ultime  $\delta$  sous  $S_u$  ;

Les rigidités ultimes des murs de cisaillements sont calculées en utilisant la norme d'AISI pour l'acier formé à froid. [8]

$$K_u = \frac{R_n \cdot l}{\delta} \quad (2.4)$$

Avec :

$R_n$  : la résistance nominale de cisaillement, dépend du type, de l'épaisseur du panneau et de l'espacement de vis ;

$l$  : la longueur du panneau ;

$\delta$  : le déplacement total du panneau calculé par l'équation C2.1-2 (AISI 2007).

$$\delta = \frac{2vh^3}{3E_s A_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{sheathing}} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left( \frac{v}{0,0029\beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v \quad (2.5)$$

- $A_c$  = section transversal des éléments d'extrémités ( $\text{mm}^2$ ) ;  
 $b$  = largeur du mur (mm) ;  
 $E_s$  = module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa) ;  
 $G$  = module de cisaillement de l'acier (MPa) ;  
 $h$  = hauteur du mur (mm) ;  
 $s$  = espacement maximum d'attache aux bords de panneau (mm) ;  
 $t_{sheating}$  = épaisseur du panneau de revêtement (mm) ;  
 $t_{stud}$  = épaisseur des montants (mm) ;  
 $v$  =  $\frac{V}{b}$  (N/mm) ;  
 $V$  = effort latérale appliqué au mur (N) ;  
 $\beta$  =  $500(t_{sheating}/0.457)$  ;  
 $\delta_v$  = déplacement vertical de l'ancrage/attachement détails (mm) ;  
 $\rho$  =  $0.075(t_{sheating}/0.457)$  ;  
 $\omega_1$  =  $s/152.4$  ;  
 $\omega_2$  =  $0.838/t_{stud}$  ;  
 $\omega_3$  =  $\sqrt{\frac{(h/b)}{2}}$  ;  
 $\omega_4$  =  $\sqrt{\frac{227.5}{E_y}}$  .

- $S_{0.4u}$  : correspond à 40% de la résistance nominale  $R_n$  ;
- $S_{0.8u}$  : correspond à 80% de la résistance nominale  $R_n$  ;
- $S_y$  : correspond à 85% de la résistance nominale  $R_n$  ;
- $\Delta_{0.4u}$  : La déformation élastique est définie comme le déplacement correspondant à la dégradation de résistance à 40%  $S_u$  ; [25]
- $\Delta_{0.8u}$  : La déformation à la rupture est définie comme le déplacement correspondant à la dégradation de résistance à 80%  $S_u$  ou à une déflexion équivalente à 2.5% de la hauteur du mur de contreventement ou du niveau. [15]

Sur la base des résultats expérimentaux de la loi de comportement des panneaux de contreventement en PAF qui ont été faits par Balh et al. Le rapport  $\alpha$  entre le déplacement ultime  $\Delta_u$  et le déplacement élastique  $\Delta_{0.4u}$  varie entre 3.28 et 2.51 soit une valeur moyenne de 2.87.

Et le rapport entre le déplacement limite de rupture  $\Delta_{0.8u}$  et le déplacement ultime  $\Delta_u$  varie entre 1.63 et 1 soit une valeur moyenne de 1.40. [25]

•  $\Delta_{curve}$  : correspond à 40% de la résistance nominale  $R_n$ , elle est calculée telle que la surface ( $A_{multi}$ ) limitée par la courbe multilinéaire, l'axe des abscisses et le déplacement limite  $\Delta_{net,0.8u}$  soit égale à la surface au dessous de la courbe expérimentale ( $A$ ).

$$A = A_{multi} = \frac{\Delta_{0.4u} \cdot S_{0.4u}}{2} + \frac{(\Delta_{curve} - \Delta_{0.4u})(S_y + S_{0.4u})}{2} + \frac{(\Delta_u - \Delta_{curve})(S_u + S_y)}{2} + \frac{(\Delta_{0.8u} - \Delta_u)(S_u + S_y)}{2} \quad (2.6)$$

A partir des formules (2.2) et (2.5) on peut déduire la valeur de  $\Delta_{curve}$  :

$$\Delta_{curve} = \frac{S_y(\Delta_y - \Delta_{0.4u} - \Delta_{0.8u}) + S_u \cdot \Delta_{0.8u}}{(S_u - S_{0.4u})} \quad (2.7)$$

### 2.3.5. Modèle hystérésis des courbes efforts-déformations des panneaux en PAF

Le modèle hystérésis multilinéaire plastique-pivot du logiciel SAP 2000 a été utilisé pour simuler le comportement non linéaire du panneau de mur en PAF. (Figure 2.10)

Ce modèle a été initialement développé par Dowell R. K. et Seible F., Wilson E. pour simuler le comportement non linéaire des éléments en béton armé sous une sollicitation dynamique, avec prise en charge de la dégradation de la résistance et de la rigidité du béton armé. Il a été observé lors des tests dynamiques sur des murs en béton armé que pendant les cycles de chargement déchargement que l'allure des courbes tendent vers le même point de pivotement en idéalisant la courbe hystérésis. [26]

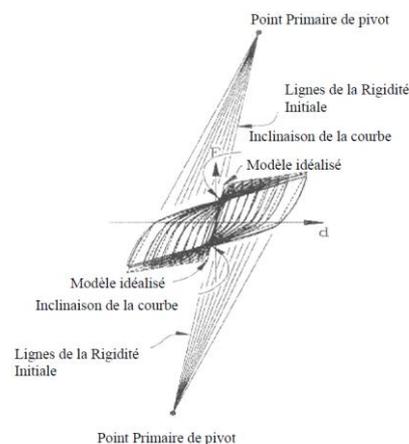


Figure 2.13 : Comportement typique Effort - Déformation d'un poteau en béton armé [26]

Le choix de ce modèle est justifié par la flexibilité qu'il offre pour la simulation du comportement de dégradation de la résistance et de la rigidité sous un chargement cyclique. Moyennant la détermination des paramètres de dégradation et une enveloppe de la courbe d'hystérésis il serait possible de simuler raisonnablement les boucles hystérésis des panneaux de contreventement en PAF. [27]

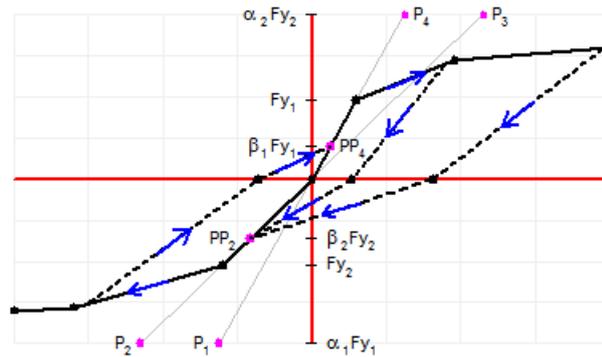


Figure 2.14 : Modèle multilinéaire plastique pivot [28]

Les paramètres du modèle sont :

- P1, P2, P3, P4 : Points primaires de pivot ;
- PP2, PP4 : Points de pincement ;
- $\alpha_1, \alpha_2$  : Paramètres du pivot pour lequel la résistance de rupture dans une direction est multipliée pour définir la position du point primaire de pivot ;
- $\beta_1, \beta_2$  : pour laquelle la résistance de rupture dans une direction est multipliée pour définir la position de pincement de pivot.
- $F_{y2}, F_{y1}$  : Limites élastiques (positive et négative respectivement).

## 2.4. Calcul au séisme

### 2.4.1. La méthode conventionnelle

Comme, aucun modèle en éléments finis n'a été utilisé dans les notes de calculs initiales des structures déjà présentées, un résumé du calcul de la structure en PAF par la méthode conventionnelle est présenté. Les structures ont été initialement conçues et calculées

conformément aux règlements américains, notamment le code AISI et UBC 97. Pour des raisons de comparaison, un calcul selon le RPA 99v 2003 a été aussi effectué.

La méthode statique équivalente a été utilisée. Le principe consiste à déterminer la force sismique globale et faire une distribution en plan et en élévation pour déterminer enfin les forces sismique appliquées sur chaque panneau de contreventement.

#### 2.4.1.1. Selon l'UBC

L'effort sismique à la base est calculé par la formule suivante : [29]

$$\left[ V_{min} = \min \left( \frac{0.8 Z N_v I W}{R}, 0.11 C_a I W \right) \right] < \left[ V_{UBC} = \frac{C_v I W}{R.T} \right] < \left[ V_{max} = \frac{2.5 C_a I W}{R} \right]$$

- R=4,5 : Coefficient de comportement (tableau 16-N, UBC) ;
- I=1 : Facteur d'importance (tableau 16-J, UBC) ;

Tableau 2.1 : Paramètres de calcul de l'effort tranchant à la base (UBC)

Zone sismique (UBC)	4	3	2	1	
Z	0.4	0.3	0.2	0.1	Tableau16-P, UBC
C <sub>a</sub>	0.57	0.36	0.28	0.12	Tableau16-Q, UBC
C <sub>v</sub>	1.02	0.54	0.4	0.18	Tableau16-R, UBC
N <sub>a</sub>	1.3	1.3	1.3	1.3	Tableau16-S, UBC
N <sub>v</sub>	1.6	1.6	1.6	1.6	Tableau16-T, UBC

• La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :  $T = C_T h_N^{3/4}$

✓ ( $h_N=3.09 \times 5=15.45\text{m}$ ): Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\text{D'où : } T = C_T h_N^{3/4} = 0.389 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_{min} = \min(0.085 W, 0.04 W) \\ V_{UBC} = 0.308 W \\ V_{max} = 0.2 W \end{cases} \Rightarrow V_{calcul} = 0.2 W$$

### 2.4.1.2. Selon le RPA 99 v 2003

L'effort tranchant statique à la base est donnée par la formule suivante : [30]

$$V = \frac{ADQW}{R}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1, RPA99 V03) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- $T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site (tableau 4.7) :  $T_2(S3)=0.5$
- La valeur de la période fondamentale  $T$  de la structure peut être estimée à partir de

la formule empirique suivante :  $T = C_T h_N^{3/4}$

✓ ( $h_N=3.09 \times 5=15.45m$ ): Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

✓ ( $C_T=0.05$ ) : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (tableau 4.6).

$$D'où : T = C_T h_N^{3/4} = 0.389 s$$

✓  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$$\xi = 5 \% \Rightarrow \eta = 1 > 0.7.$$

- **Q** : facteur de qualité : (tableau 4.4, RPA99 V03)
- **W** : poids total de la structure, égal à la somme des poids calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuel, solidaires de la structure ;

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation ;

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (Bâtiment à usage d'habitation :  $\beta = 0.2$ ).

• R : Coefficient de comportement : (tableau 4.3, RPA99 v2003). Ce type de contreventement n'est pas mentionné dans le tableau, on prend  $R=2$  pour avoir une force sismique proche de celle calculée par l'UBC97.

Tableau 2.2 : Paramètres de calcul de l'effort tranchant à la base (RPA)

A	D	Q	W (KN)	R	$V_{stat}$ (KN)
0.15	2.5	1.15	4255.75	2	0.215 W

L'effort tranchant de calcul pris dans ce qui suit est celui calculé par le RPA99v2003 :

$$V_{stat} = 0.215 W = 917.64 \text{ KN}$$

La distribution de l'effort tranchant en élévation est faite selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_j}$$

Les résultats sont représentés sur la figure 2.15.

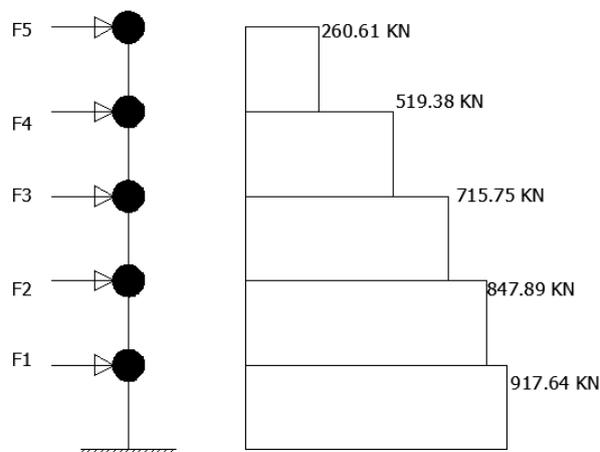


Figure 2.15 : La distribution de l'effort tranchant en élévation

L'effort tranchant repris par chaque panneau de mur est calculé par la formule suivante :

$$F_j = F_i \frac{K_j}{\sum K_i}$$

Les résultats ont été comparés à ceux obtenus par le modèle numérique et sont récapitulés sur le tableau 2.3.

Tableau 2.3 : La distribution de l'effort tranchant en plan [KN]

étage	mur	Sens Y-Y			Sens X-X						
		1 & 8	2 & 7	4c & 5c	A1	A2	B2	B4	C	D1	D3
4 <sup>eme</sup>	statique	89.050	/	43.860	23.392	29.240	17.012	14.620	23.126	17.278	22.595
	analytique	77.661		38.377	22.375	24.135	15.361	12.493	19.456	17.108	21.679
	rapport	<b>0.872</b>		<b>0.875</b>	<b>0.957</b>	<b>0.825</b>	<b>0.903</b>	<b>0.855</b>	<b>0.841</b>	<b>0.990</b>	<b>0.959</b>
3 <sup>eme</sup>	statique	177.470	/	87.410	46.619	58.274	33.905	29.137	46.089	34.434	45.030
	analytique	164.250		84.749	38.443	47.927	29.304	25.555	37.573	34.046	40.989
	rapport	<b>0.810</b>		<b>0.970</b>	<b>0.825</b>	<b>0.822</b>	<b>0.864</b>	<b>0.877</b>	<b>0.815</b>	<b>0.989</b>	<b>0.910</b>
2 <sup>eme</sup>	statique	244.570	/	120.460	64.245	80.307	46.724	40.153	63.515	47.454	62.055
	analytique	203.172		107.546	58.050	64.818	46.204	38.856	51.510	43.452	55.342
	rapport	<b>0.926</b>		<b>0.893</b>	<b>0.904</b>	<b>0.807</b>	<b>0.989</b>	<b>0.968</b>	<b>0.811</b>	<b>0.916</b>	<b>0.892</b>
1 <sup>er</sup>	statique	240.428	98.593	93.404	76.107	95.134	55.350	47.567	75.242	56.215	73.512
	analytique	200.002	98.149	92.960	63.577	76.958	52.611	44.230	62.181	55.682	63.497
	rapport	<b>0.832</b>	<b>0.995</b>	<b>0.995</b>	<b>0.835</b>	<b>0.809</b>	<b>0.951</b>	<b>0.930</b>	<b>0.826</b>	<b>0.991</b>	<b>0.864</b>
RDC	statique	259.861	106.562	100.953	82.258	102.823	59.824	51.411	81.323	60.759	79.454
	analytique	215.110	105.702	100.838	73.690	86.573	59.583	51.090	77.216	60.530	71.621
	rapport	<b>0.828</b>	<b>0.992</b>	<b>0.999</b>	<b>0.896</b>	<b>0.842</b>	<b>0.996</b>	<b>0.994</b>	<b>0.949</b>	<b>0.996</b>	<b>0.901</b>

D'autre part les déplacements qui ont été estimés par la formule empirique ont été également comparés avec les déplacements trouvés par le modèle numérique et les résultats sont regroupés dans le tableau 2.4

On constate que les efforts et déformations calculés par les deux méthodes sont très proches. La méthode analytique cependant donne des valeurs légèrement plus petites de l'ordre de 10 à 20%.

Tableau 2.4 : Les déplacements latéraux [mm]

		Sens Y-Y			Sens X-X						
étage	mur	1 & 8	2 & 7	4c & 5c	A1	A2	B2	B4	C	D1	D3
4 <sup>eme</sup>	statique	7.264	/	5.715	7.366	6.325	9.093	9.830	8.001	7.366	8.585
	analytique	6.285		6.881	6.191	4.506	6.251	5.840	4.653	4.854	5.761
	rapport	<b>0.865</b>		<b>0.831</b>	<b>0.841</b>	<b>0.712</b>	<b>0.687</b>	<b>0.594</b>	<b>0.582</b>	<b>0.659</b>	<b>0.671</b>
3 <sup>eme</sup>	statique	4.140	/	4.724	8.204	6.147	11.836	12.598	10.719	8.204	8.433
	analytique	3.994		5.583	6.609	4.555	7.372	7.105	5.748	5.008	5.695
	rapport	<b>0.965</b>		<b>0.846</b>	<b>0.806</b>	<b>0.741</b>	<b>0.623</b>	<b>0.564</b>	<b>0.536</b>	<b>0.610</b>	<b>0.675</b>
2 <sup>eme</sup>	statique	4.140	/	5.207	7.544	5.359	7.950	8.763	6.756	7.544	8.433
	analytique	3.467		5.676	4.600	3.824	4.853	5.640	3.472	3.544	5.883
	rapport	<b>0.837</b>		<b>0.917</b>	<b>0.610</b>	<b>0.714</b>	<b>0.610</b>	<b>0.644</b>	<b>0.514</b>	<b>0.470</b>	<b>0.698</b>
1 <sup>er</sup>	statique	3.607	3.835	4.369	7.772	5.613	7.950	8.763	6.756	7.772	7.899
	analytique	3.607	5.847	4.497	5.283	3.440	5.409	6.108	4.022	3.725	4.209
	rapport	<b>1.000</b>	<b>0.656</b>	<b>0.972</b>	<b>0.680</b>	<b>0.613</b>	<b>0.680</b>	<b>0.697</b>	<b>0.595</b>	<b>0.479</b>	<b>0.533</b>
RDC	statique	3.607	3.835	4.369	7.061	5.055	7.214	7.976	6.121	7.061	7.341
	analytique	2.086	5.450	4.908	5.452	3.603	5.699	6.108	4.375	4.848	4.326
	rapport	<b>0.578</b>	<b>0.704</b>	<b>0.890</b>	<b>0.772</b>	<b>0.713</b>	<b>0.790</b>	<b>0.766</b>	<b>0.715</b>	<b>0.687</b>	<b>0.589</b>

### 2.4.2. La méthode spectrale

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- $S_a$  : Accélération spectrale ;
- $A$  : coefficient d'accélération de zone ;
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement ;
- $R$  : Coefficient de comportement ;

- Q : facteur de qualité ;
- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

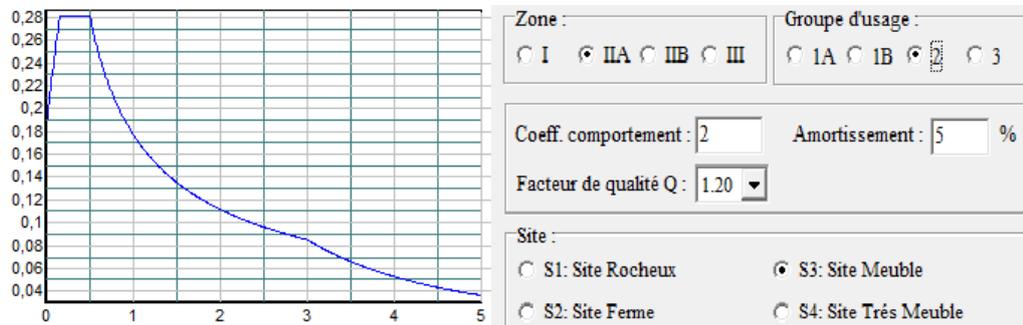
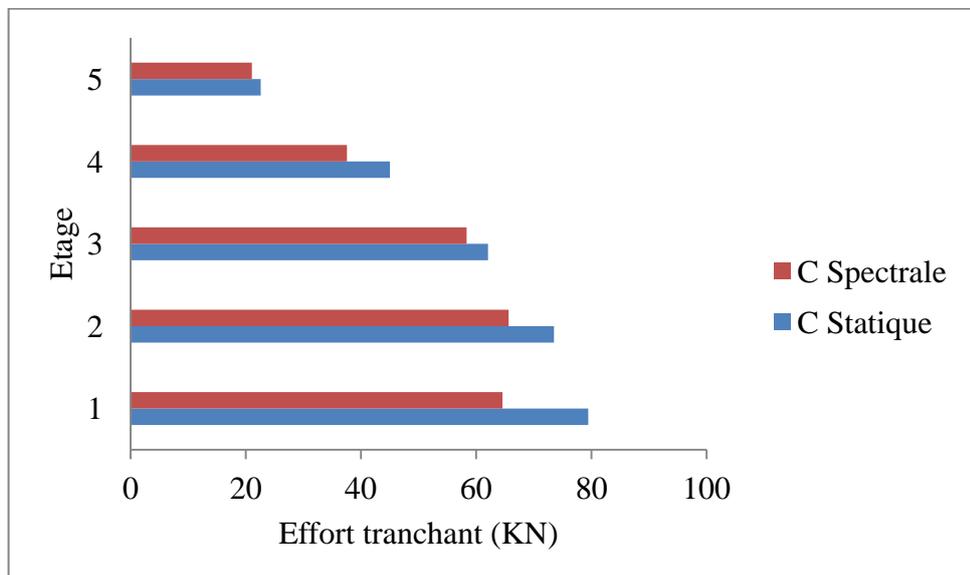
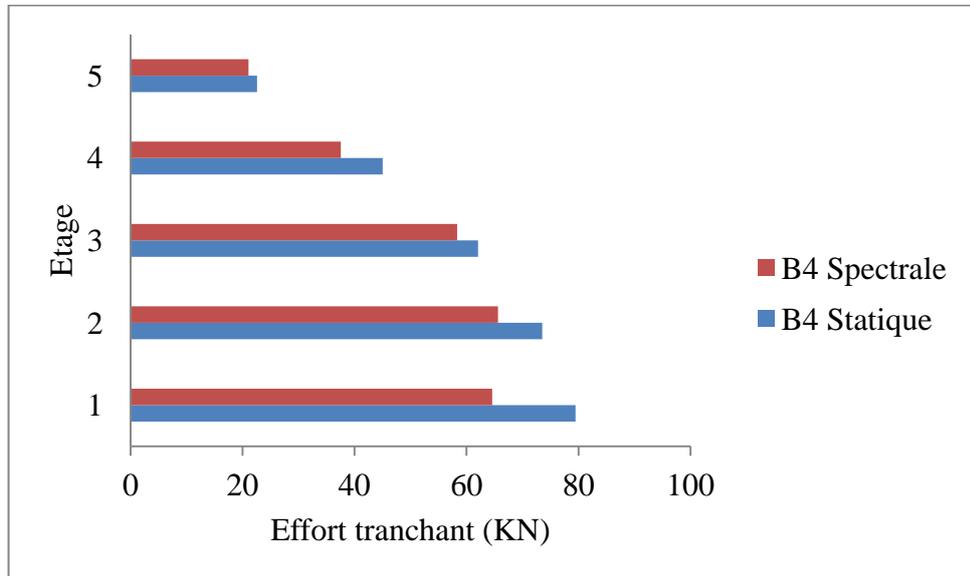
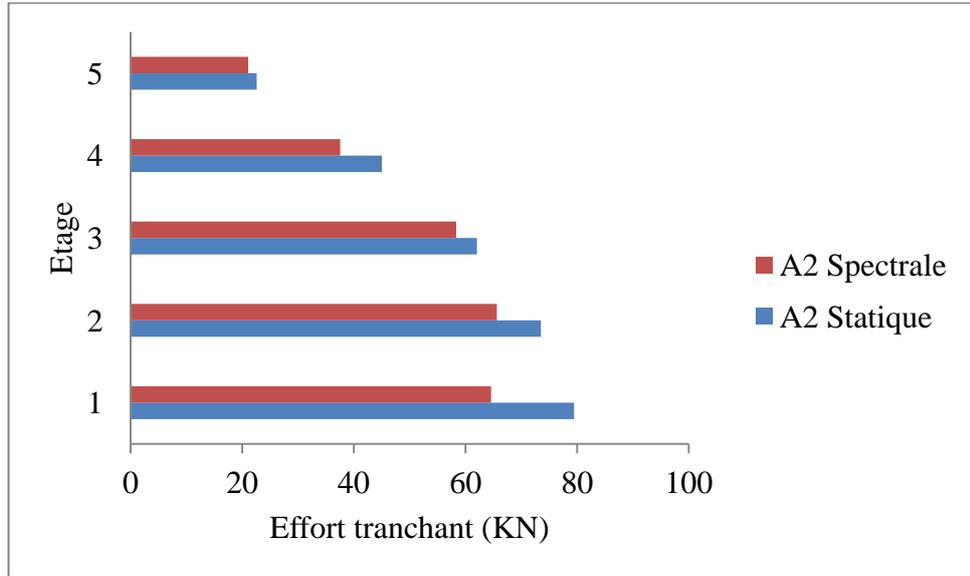


Figure 2.16 : Spectre de réponse de calcul

Les résultats calculés par la méthode statique équivalente ont été comparés à ceux obtenus par la méthode modale spectrale et sont récapitulés sur le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Comparaison entre l'effort tranchant de la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale [KN]

		Sens Y-Y			Sens X-X						
étage	mur	1 & 8	2 & 7	4c & 5c	A1	A2	B2	B4	C	D1	D3
4 <sup>ème</sup>	statique	89.050		43.860	23.392	29.240	17.012	14.620	23.126	17.278	22.595
	spectrale	71.448		42.113	19.565	24.753	13.628	12.616	18.992	16.317	21.074
	rapport	<b>0.802</b>	/	<b>0.960</b>	<b>0.836</b>	<b>0.847</b>	<b>0.801</b>	<b>0.863</b>	<b>0.821</b>	<b>0.944</b>	<b>0.933</b>
3 <sup>ème</sup>	statique	177.470		87.410	46.619	58.274	33.905	29.137	46.089	34.434	45.030
	spectrale	158.013		83.747	37.491	52.257	29.181	25.424	41.024	33.690	37.562
	rapport	<b>0.890</b>	/	<b>0.958</b>	<b>0.804</b>	<b>0.897</b>	<b>0.861</b>	<b>0.873</b>	<b>0.890</b>	<b>0.978</b>	<b>0.834</b>
2 <sup>ème</sup>	statique	244.570		120.460	64.245	80.307	46.724	40.153	63.515	47.454	62.055
	spectrale	200.499		102.899	59.409	73.278	45.860	39.459	58.646	39.236	58.332
	rapport	<b>0.820</b>	/	<b>0.854</b>	<b>0.925</b>	<b>0.912</b>	<b>0.982</b>	<b>0.983</b>	<b>0.923</b>	<b>0.827</b>	<b>0.940</b>
1 <sup>er</sup>	statique	240.428	98.593	93.404	76.107	95.134	55.350	47.567	75.242	56.215	73.512
	spectrale	204.371	94.084	88.489	63.965	80.534	50.140	43.732	64.830	55.662	65.634
	rapport	<b>0.850</b>	<b>0.954</b>	<b>0.947</b>	<b>0.840</b>	<b>0.847</b>	<b>0.906</b>	<b>0.919</b>	<b>0.862</b>	<b>0.990</b>	<b>0.893</b>
RDC	statique	259.861	106.562	100.953	82.258	102.823	59.824	51.411	81.323	60.759	79.454
	spectrale	208.511	104.458	91.604	71.487	90.54	57.478	41.935	75.106	59.343	64.580
	rapport	<b>0.802</b>	<b>0.980</b>	<b>0.907</b>	<b>0.869</b>	<b>0.881</b>	<b>0.961</b>	<b>0.816</b>	<b>0.924</b>	<b>0.977</b>	<b>0.813</b>



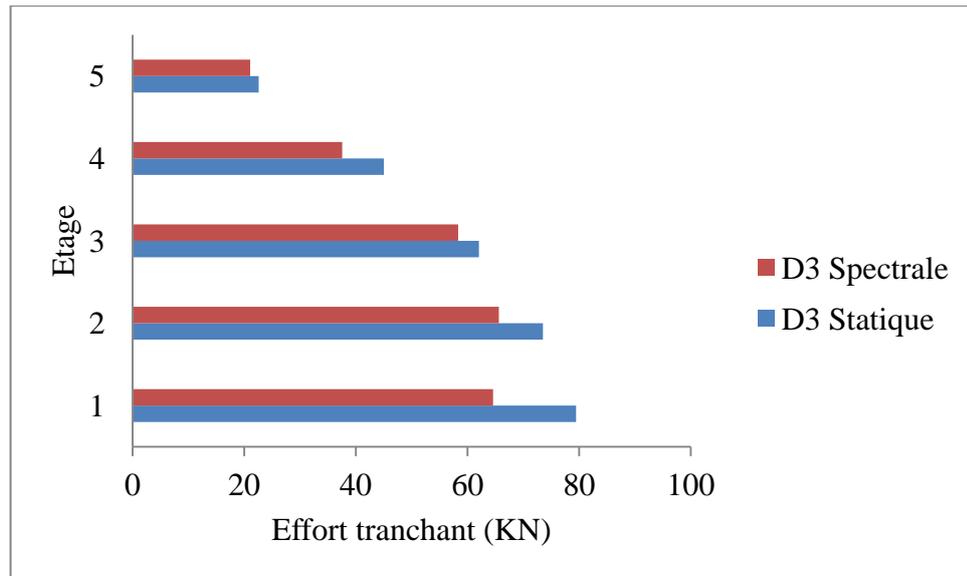


Figure 2.17 : Comparaison entre l'effort tranchant de la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale

## 2.5. Conclusion

La conception et le dimensionnement des structures en charpente légère sous sollicitation dynamique est basée sur la détermination de la capacité portante des éléments de contreventement. Ce chapitre présente une méthode d'estimation latérale correspondant pour les panneaux de mur de contreventement, les autres paramètres à savoir la limite élastique, le déplacement élastique et la limite de rupture sont déterminés en fonction de la ductilité du mur et par la suite une nouvelle loi de comportement multilinéaire a été présentée et comparée avec la loi de comportement bilinéaire, les deux méthodes présentées donnent des résultats comparables avec des valeurs de la rigidité initiale très similaires. On peut conclure qu'il n'y a pas de différence entre le modèle bilinéaire et multilinéaire donc le développement d'autres modèles multilinéaire est sans intérêt pratique.

Il a été constaté que la modélisation des panneaux de mur par l'élément shear-link proposé ci-dessus dans le logiciel SAP 2000 peut donner le même comportement de ces panneaux calculés par la méthode conventionnelle (statique équivalente). Les résultats obtenus par l'analyse modale spectrale ont été en bonne concordance avec l'analyse statique équivalente ce qui montre que les panneaux de murs de contreventement peuvent être calculés par la méthode modale spectrale.

## **CHAPITRE 3**

### **Analyse modale expérimentale par essais de vibrations ambiantes**

## CHAPITRE 3

### ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE PAR ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

#### **3.1. Introduction**

L'identification des caractéristiques dynamique d'une structure est une étape d'une importance capitale. Elle permet de caler ou de valider les modèles numériques. Les résultats obtenus servent aussi de base de données pour suivre l'évolution du système structural dans le futur ou de détecter des anomalies ou des malfaçons dans des structures similaires. Parmi les méthodes les plus utilisées pour l'identification des caractéristiques dynamiques des structures est la méthode des vibrations ambiantes à cause de sa simplicité d'exécution et son efficacité à obtenir des résultats relativement fiables.

Ce chapitre présente le programme expérimental et les résultats de deux séries de teste de vibrations ambiantes, la première série a été faite sur des bâtiments hybrides (mixte) et la deuxième série a été faite sur des bâtiments entièrement en PAF. Pour que ces essais soient fiables et précis chaque essai a été répété sur plusieurs blocs.

#### **3.2. Description de l'instrumentation**

La chaine de mesure utilisée est composée de :

- Capteur de vitesse ;
- Système d'acquisition (station d'acquisition et logiciel d'acquisition);
- Logiciel de traitement de signal.

##### **3.2.1. Capteur de vitesse**

Le capteur de vitesse utilisé dans les essais est un sismomètre de type Lennartz électronique à trois composantes Le3DLite (Nord, Est, Vertical), de fréquence naturelle de 1,00 Hz (figure 3.1). Ce capteur est utilisé pour détecter la réponse d'une structure à très faibles amplitudes.

### 3.2.2. Système d'acquisition

#### 3.2.2.1. Station d'acquisition

Les signaux captés par le sismomètre sont enregistrés à l'aide d'une station d'acquisition de type City-Shark II (figure 3.1).

#### 3.2.2.2. Logiciel d'acquisition

Le logiciel Read City est utilisé pour configurer la station d'acquisition et récupérer les enregistrements des signaux de vitesse en fonction du temps contenus dans la carte PCMCIA.

### 3.2.3. Logiciel de traitement

Le logiciel de traitement dénommé Geopsy « Geophysical Signal Database For Noise Array Processing » permet le traitement des signaux enregistrés par la station d'acquisition. [31]

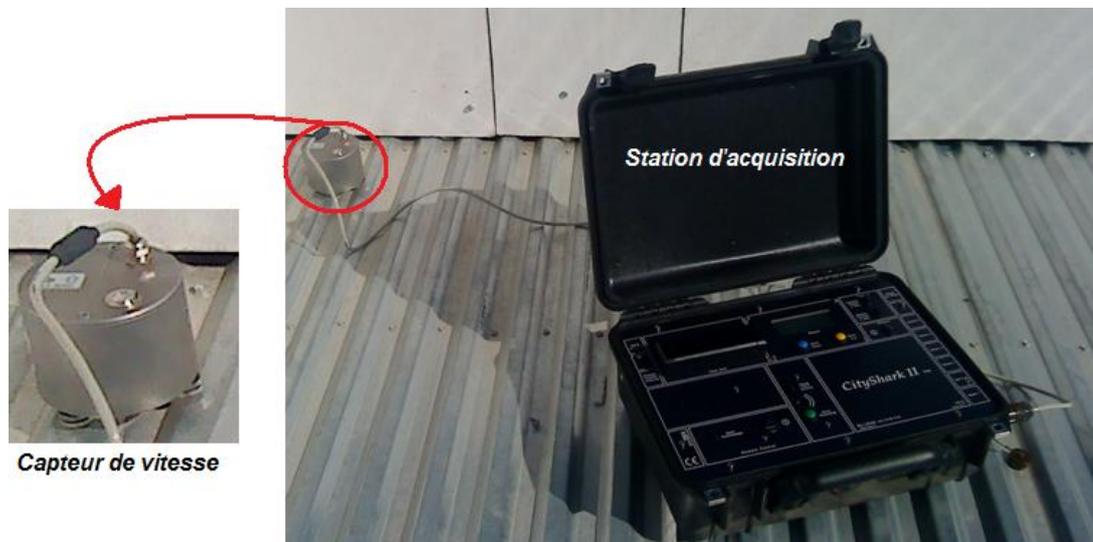


Figure 3.1 : Appareillage d'enregistrement des vibrations

### **3.3. Procédure d'essais par vibrations ambiantes**

La procédure de réalisation des essais de vibrations ambiantes est comme suit :

- Analyse modale numérique préliminaire et choix de l'emplacement des capteurs et préparation du schéma d'instrumentation ;
- Enregistrement des réponses de la structure par la station d'acquisition CityShark II ;
- Traitement des signaux enregistrés par le logiciel Geopsy ;
- Identification des fréquences propres de vibrations expérimentales ;
- Détermination de l'amortissement par la méthode du décrétement aléatoire.

#### **3.3.1. Essais préliminaires et schéma d'instrumentation**

Le choix du schéma d'instrumentation est très important pour l'optimisation des essais et éventuellement l'identification des modes de vibrations expérimentaux. Après une analyse modale préliminaire d'un modèle numérique en éléments finis conforme à la structure réelle existante en vue de connaître la forme analytique de chaque mode de vibration on a abouti à un schéma d'instrumentation plus au moins optimale pour l'identification des modes de vibrations expérimentaux.

Les capteurs de vitesses doivent être correctement positionnés et orientés. En générale, les modes de torsions sont déterminés à l'aide des enregistrements dans les zones de rive de la structure, où les amplitudes modales de torsion sont importantes et leurs pics dans le spectre de Fourier sont plus apparents. Par contre dans le but de détecter les modes de translations, l'enregistrement sera fait dans la zone du milieu qui est proche de la zone du centre de rigidité de la structure, où les amplitudes modales des modes de torsion sont faibles ou négligeables. Autrement dit les sismomètres doivent être positionnés dans les parties ayant une grande amplitude modale. [32]

#### **3.3.2. Enregistrement de la réponse structurelle**

Les sismomètres utilisés pour l'enregistrement de la réponse structurelle sont très sensibles aux diverses micro-vibrations et aux excitations dues au vent dans les deux sens horizontale et vertical.

La durée d'enregistrement du mouvement doit être suffisante (3 minutes dans notre cas) pour éviter d'une part les effets des bruits de mesures et les parasites impulsifs, et d'autre part s'assurer que la réponse structurelle (output) correspond effectivement à une excitation (input) stationnaire à bande fréquentielle large.

La réponse enregistrée sous forme de vitesse en fonction du temps est stockée sur la carte PCMCIA de la station d'acquisition. Par la suite, elle sera analysée par le logiciel Geopsy.

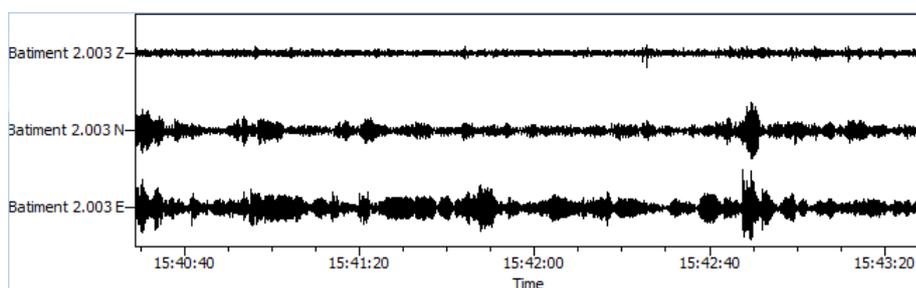


Figure 3.2 : Exemple d'une réponse structurelle (vitesse en fonction du temps)

### 3.3.3. Traitement du signal et calcul des spectres

La réponse de la structure est transférée par le logiciel de traitement sur le micro-ordinateur sous forme d'un enregistrement temporel de vitesse. Le signal est transformé du domaine temporel au domaine fréquentiel via la transformé rapide de Fourier FFT. Le spectre de Fourier représente le signal temporel dans le domaine des fréquences (contenu fréquentiel), dans lesquelles les modes de vibration sont représentés par des pics dans cette dernière.

### 3.3.4. Identification expérimentale des fréquences propres de vibration

La détermination des fréquences de vibration est très délicate, car, il existe parfois des bruits et des parasites ayants des fréquences dominantes qui peuvent perturber les modes réels, surtout dans le cas où le capteur est mal positionné et/ou orienté. Ce problème peut être résolu en effectuant plusieurs essais et dans des sens prédéfinis par l'étude analytique préliminaire. De même, le traitement correct des différents spectres de Fourier

obtenus peut faciliter l'identification des modes de vibration réelles en se basant à la fois sur les amplitudes modales des pics et sur la position et l'orientation des capteurs. La réponse modale expérimentale du bâtiment est représentée dans le domaine fréquentiel. Les fréquences propres de vibration de l'ouvrage sont représentées par des pics sur les spectres de Fourier calculés. [31,33]

### **3.3.5. Identification expérimentale des amortissements**

L'amortissement quantifie l'énergie dissipée par la structure lors de son mouvement. Il a pour origine essentiellement deux sources : une origine matérielle et une origine radiative. L'origine matérielle consiste en la dissipation de l'énergie par les matériaux constitutifs de la structure soumis à des déformations cycliques. L'origine radiative correspond à l'émission d'ondes dans le sol environnant, par l'intermédiaire de la fondation. En effet, par un phénomène d'interaction sol-structure, les sollicitations de l'ouvrage engendrent dans le sol des ondes qui se propagent en s'éloignant de leurs points d'émission et transportent donc vers l'infini une partie de l'énergie de déformation. Cet effet de transfert d'énergie est équivalent à un effet d'amortissement.

L'estimation de l'amortissement est complexe car les frottements internes et les liaisons sont difficilement modélisables. En revanche, les méthodes expérimentales permettent d'évaluer le coefficient d'amortissement par l'observation de la réponse de la structure à une sollicitation dynamique. L'estimation du coefficient d'amortissement se fait dans le domaine temporel, en filtrant une bande passante de fréquence contenant la fréquence de vibration pour laquelle on détermine le coefficient d'amortissement. [31,33]

## **3.4. Identification des caractéristiques dynamiques et validation du modèle numérique**

### **3.4.1. Premier cas d'étude -bâtiment hybride (mixte)-**

La configuration en plan du bâtiment étant simple et symétrique on opte pour un schéma d'instrumentation à quatre points de mesure par plancher comme indiqué sur la figure 3.3

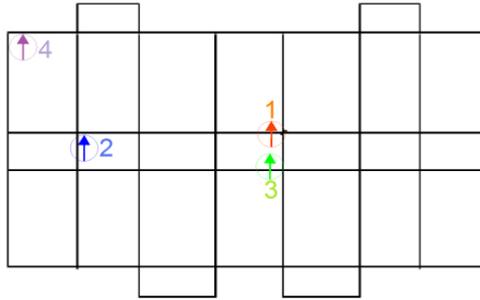


Figure 3.3: Schéma d'instrumentation pour les bâtiments hybrides (mixte)

#### 3.4.1.1. Bâtiments sans remplissage

Le premier programme d'essais a été destiné pour déterminer les propriétés dynamiques de l'ossature en charpente laminée à chaud. A ce stade le plancher n'était pas encore mis en place. Durant le traitement des données, il a été constaté l'apparition des modes de vibrations locaux. Ce qui nous a ramené à opter pour un schéma d'instrumentation qui inclut des points de mesure au voisinage des palées de stabilité.

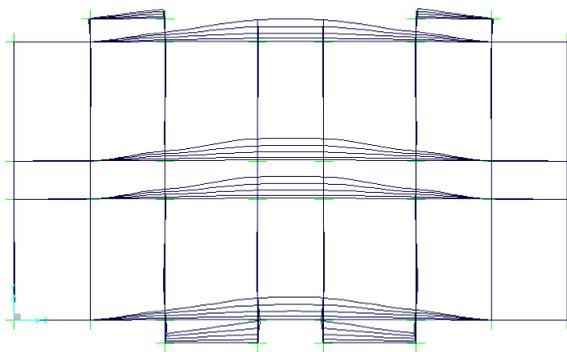
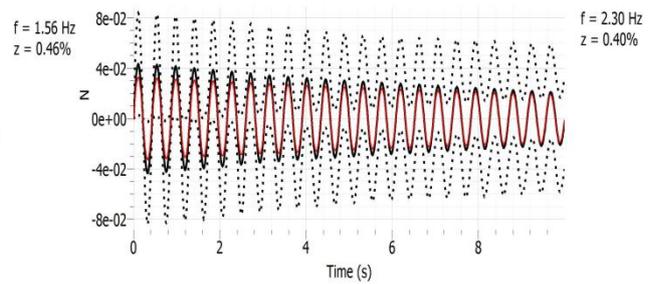
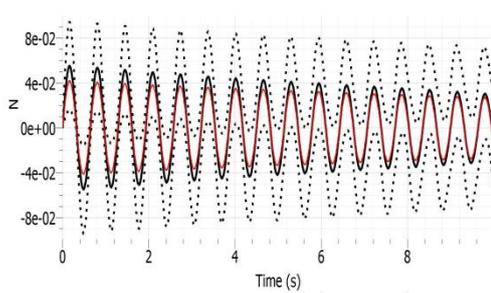
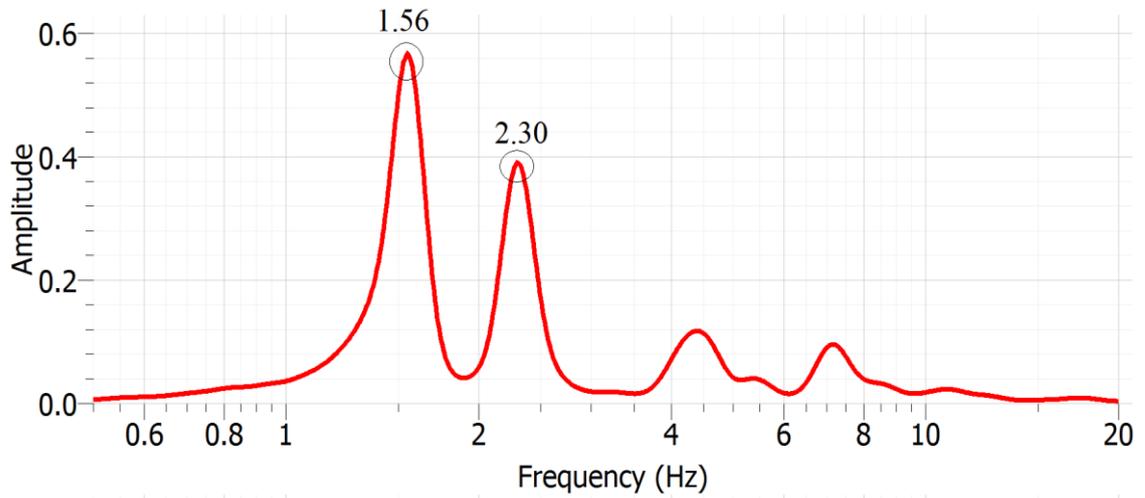
➤ Lors du premier essai l'appareillage est placé sur la partie centrale (partie flexible) de la structure (point 1 de la figure 3.3).

Le tableau 3.1 récapitule tous les résultats expérimentaux ainsi que les résultats analytiques respectifs.

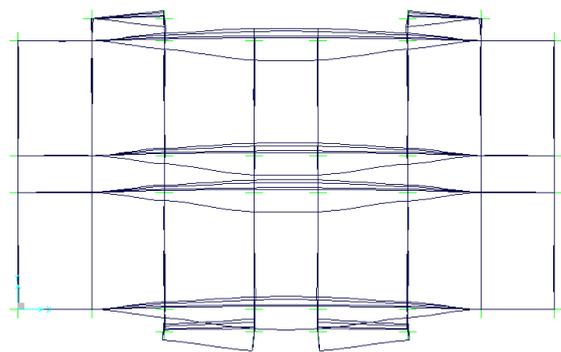
Tableau 3.1 : Résultats d'essai sur bâtiment hybride (mixte) sans remplissage

fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
1.56	1.59	1.92	0.46	Translation transversale
2.30	2.45	6.52	0.40	Translation transversale
3.18	3.24	1.89	0.21	Translation longitudinale
4.59	4.43	3.49	0.38	Translation longitudinale

Les figures 3.4 et 3.5 illustrent les modes de vibrations expérimentales représentés par les spectres de Fourier et leurs amortissements ainsi que leurs formes modales analytiques.

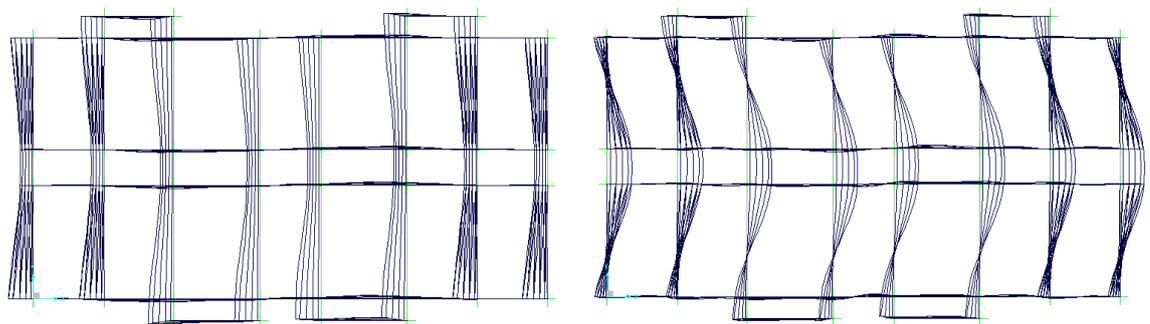
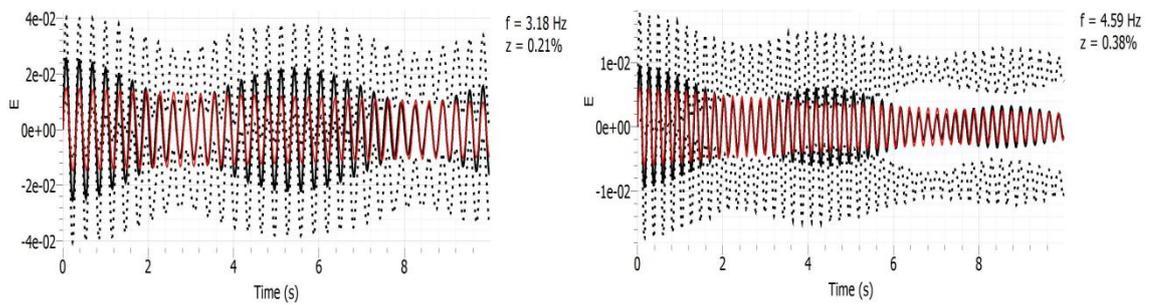
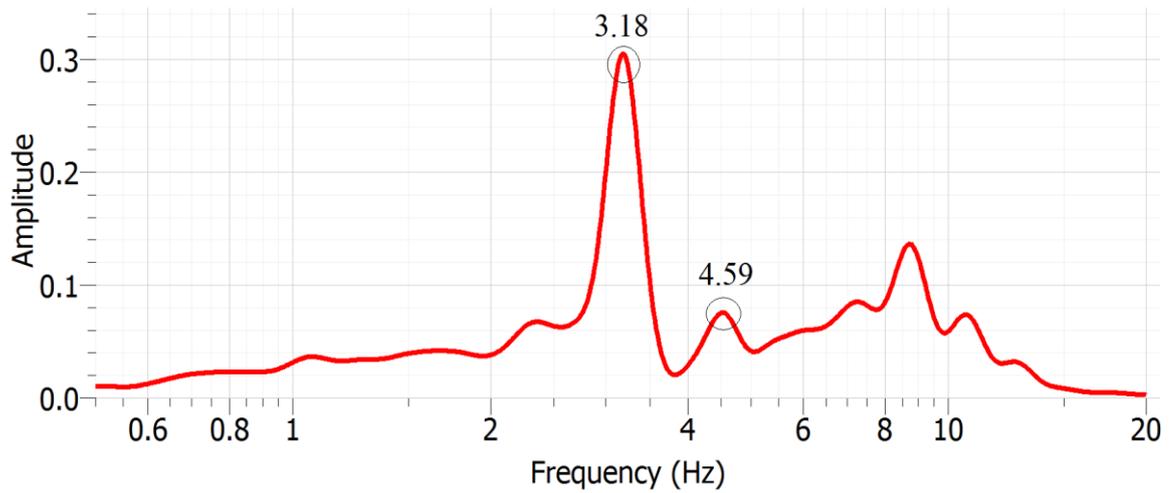


Mode de translation transversale  
 $f=1,59$  Hz



Mode de translation transversale  
 $f=2,45$  Hz

Figure 3.4 : Modes de translations transversales-bâtiment hybride sans remplissage-



Mode de translation longitudinale

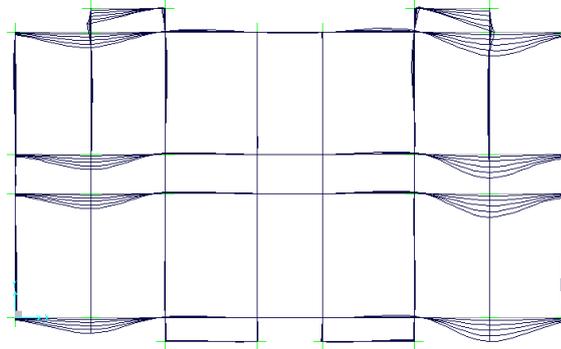
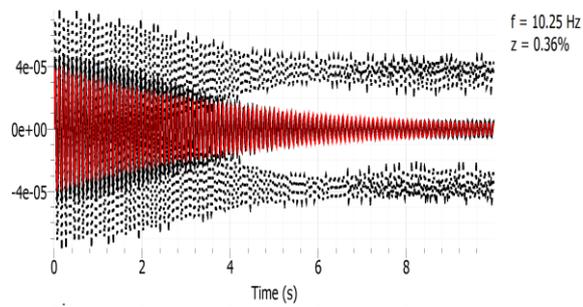
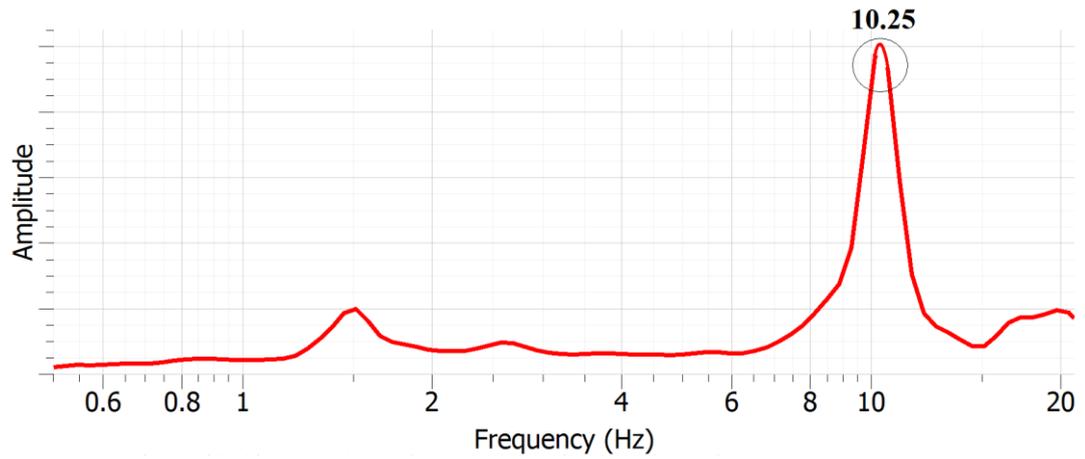
$f=3,24$  Hz

Mode de translation longitudinale

$f=4,43$  Hz

Figure 3.5 : Modes de translations longitudinales-bâtiment hybride sans remplissage-

➤ Dans le but de capter le mode de vibration des palées triangulées, l'appareillage est placé au dessus des fils comportant ces derniers (point 2 de la figure 3.3). On obtient alors un pic au voisinage de 10.25 Hz qui correspond aux vibrations locaux des palées de stabilité. La figure 3.6 illustre les modes de vibrations locaux à une fréquence relativement haute à cause de la grande rigidité des palées de stabilité.



$f = 11.22 \text{ Hz}$

Figure 3.6 : Mode de vibration locale des palées de stabilité -bâtiment hybride sans remplissage-

### 3.4.1.2. Bâtiments achevés

Pour étudier la contribution des panneaux de remplissage et les planchers en PAF un autre programme d'essais de vibrations ambiantes a été effectuée sur des blocs finis.

➤ En vue de détecter les modes de vibrations de translations longitudinaux et transversales, l'appareillage est placé sur la partie centrale (plancher indéformable) de la structure (point 3 de la figure 3.3). Les résultats sont représentés par le tableau 3.2. Un autre appareillage est placé au coin du bâtiment pour capter les modes de torsion (point 4 de la figure 3.3). Les résultats sont représentés par le tableau 3.3

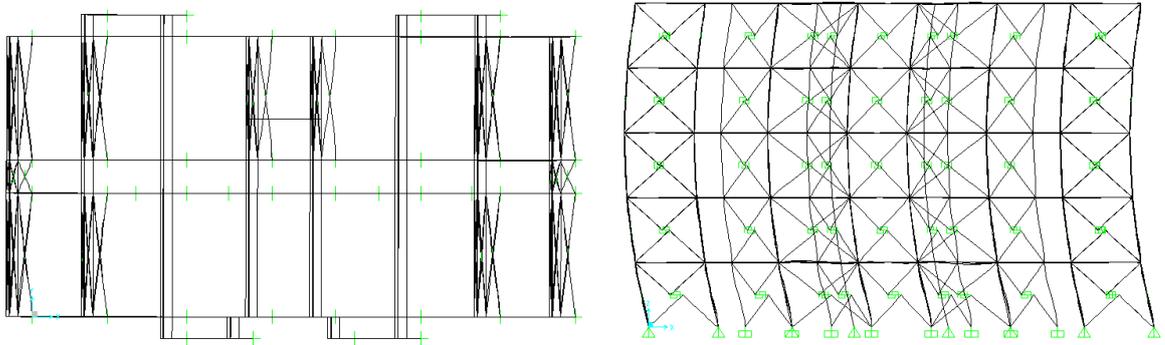
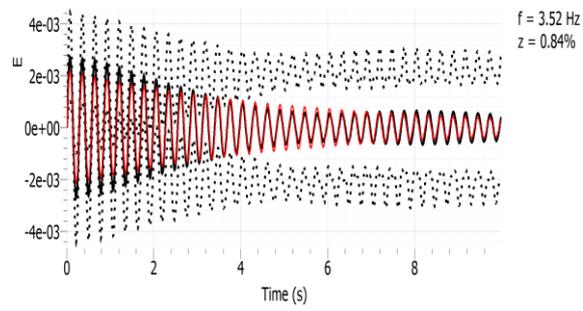
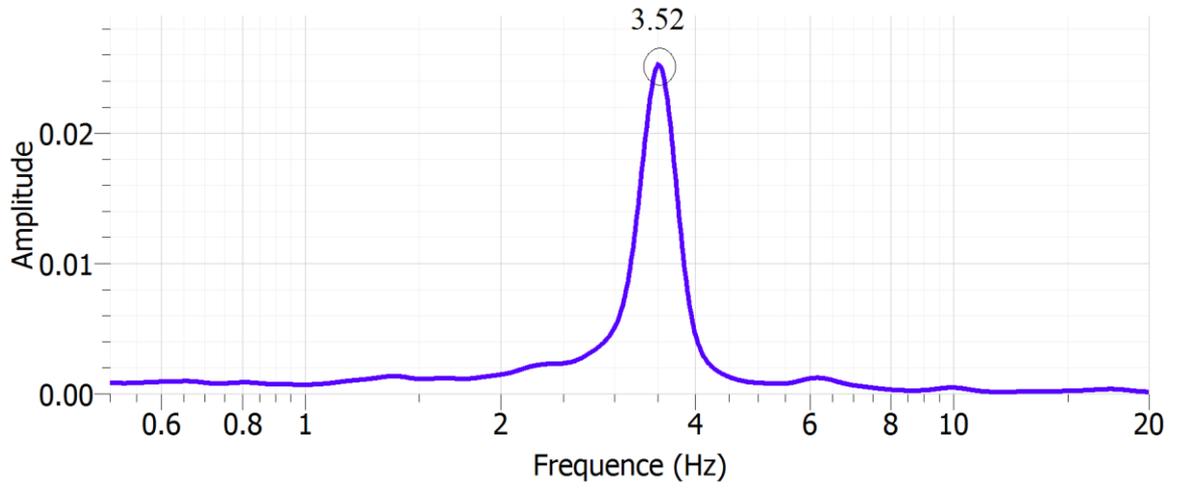
Tableau 3.2 : Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF

fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
3.52	3.79	7.67	0.84	Translation longitudinale
4.54	4.24	6.61	1.62	Translation transversale

Tableau 3.3 : Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF

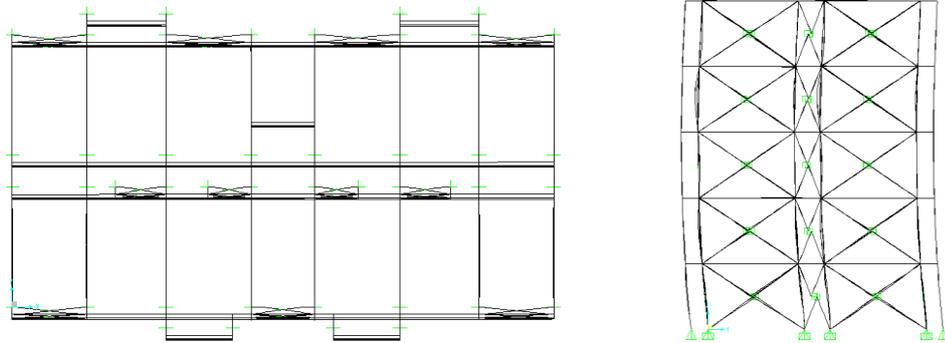
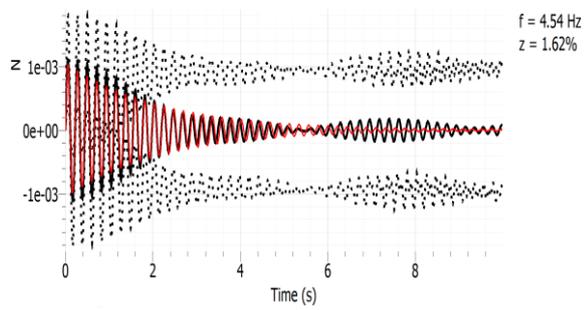
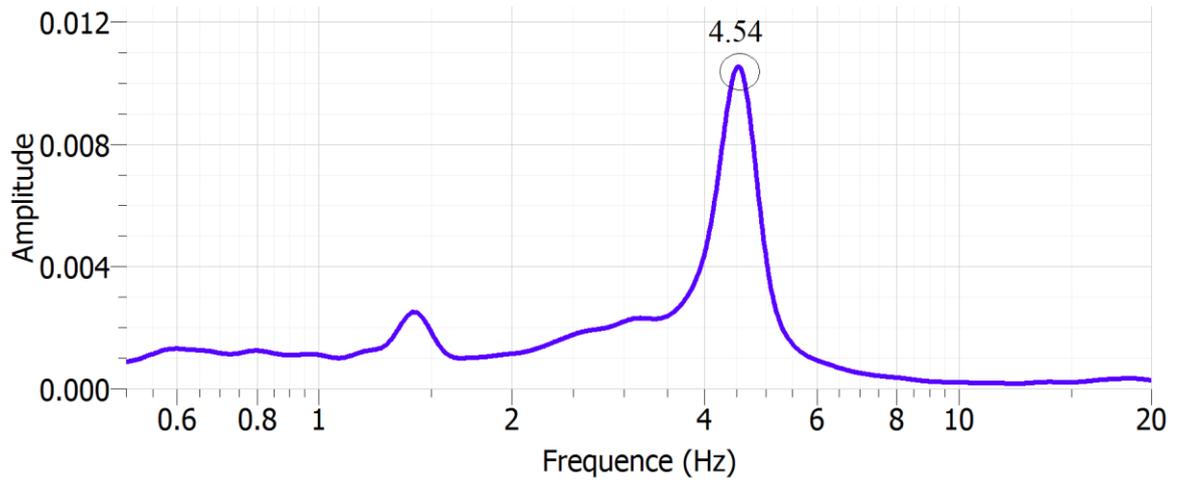
fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
3.57	3.79	6.16	0.79	Translation longitudinale
4.71	4.24	9.98	0.69	Translation transversale
6.07	5.53	8.90	1.83	Torsion

Les Formes modales correspondantes de ce programme d'essai sont représentées par les figures 3.7, 3.8 et 3.9.



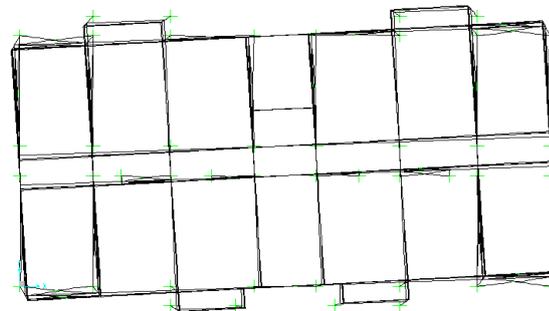
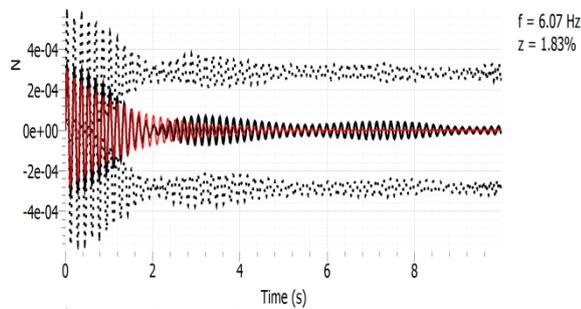
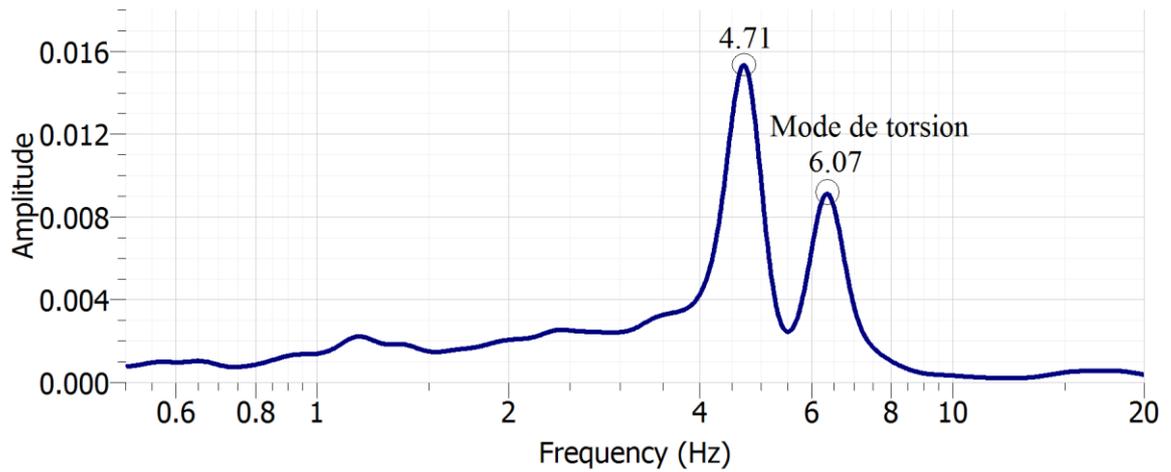
Translation longitudinale  $f=3,79$  Hz

Figure 3.7 : Mode de translation longitudinale-bâtiment hybride avec remplissage en PAF-



Translation transversale  $f=4,24 \text{ Hz}$

Figure 3.8 : Mode de translation transversale-bâtiment hybride avec remplissage en PAF-



Torsion  $f=5,53$  Hz

Figure 3.9 : Mode de torsion-bâtiment hybride avec remplissage en PAF-

### 3.4.2. Deuxième cas d'étude -bâtiment en PAF-

Pour les mêmes raisons que le premier cas, deux points de mesure ont été choisis à l'étage supérieur (au centre de la structure et au coin) pour effectuer les enregistrements ce qui permet de déterminer les propriétés dynamique propres de la structure.

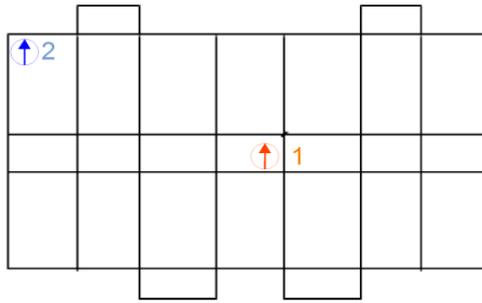


Figure 3.10 : Schéma d'instrumentation pour les bâtiments entièrement en PAF

#### 3.4.2.1. Bâtiments sans remplissage

Dans l'état actuel de la structure, les panneaux de séparation de Mag-board n'étaient pas encore mis en place et seulement les murs de contreventement sont édifiés.

➤ Le point de mesure sur la partie centrale de la structure (point 1 de la figure 3.10) est destiné pour capter les modes de translation, et le point de mesure sur le coin de la structure (point 2 de la figure 3.10) est pour capter les modes de torsion.

Les tableaux 3.4 et 3.5 récapitulent tous les résultats expérimentaux ainsi que les résultats analytiques respectifs. Les figures 3.11, 3.12 et 3.13 représentent les modes de vibrations expérimentales sur les spectres de Fourier, amortissements et formes modales analytiques correspondantes.

Tableau 3.4 : Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment entièrement en PAF sans remplissage

fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
3.93	3.90	0.76	0.25	Translation transversale
4.61	4.60	0.22	0.21	Translation longitudinale

Tableau 3.5 : Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment entièrement en PAF sans remplissage

fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
3.91	3.90	0.26	0.25	Translation transversale
4.69	4.60	1.92	0.18	Translation longitudinale
7.31	7.30	0.14	0.39	Torsion

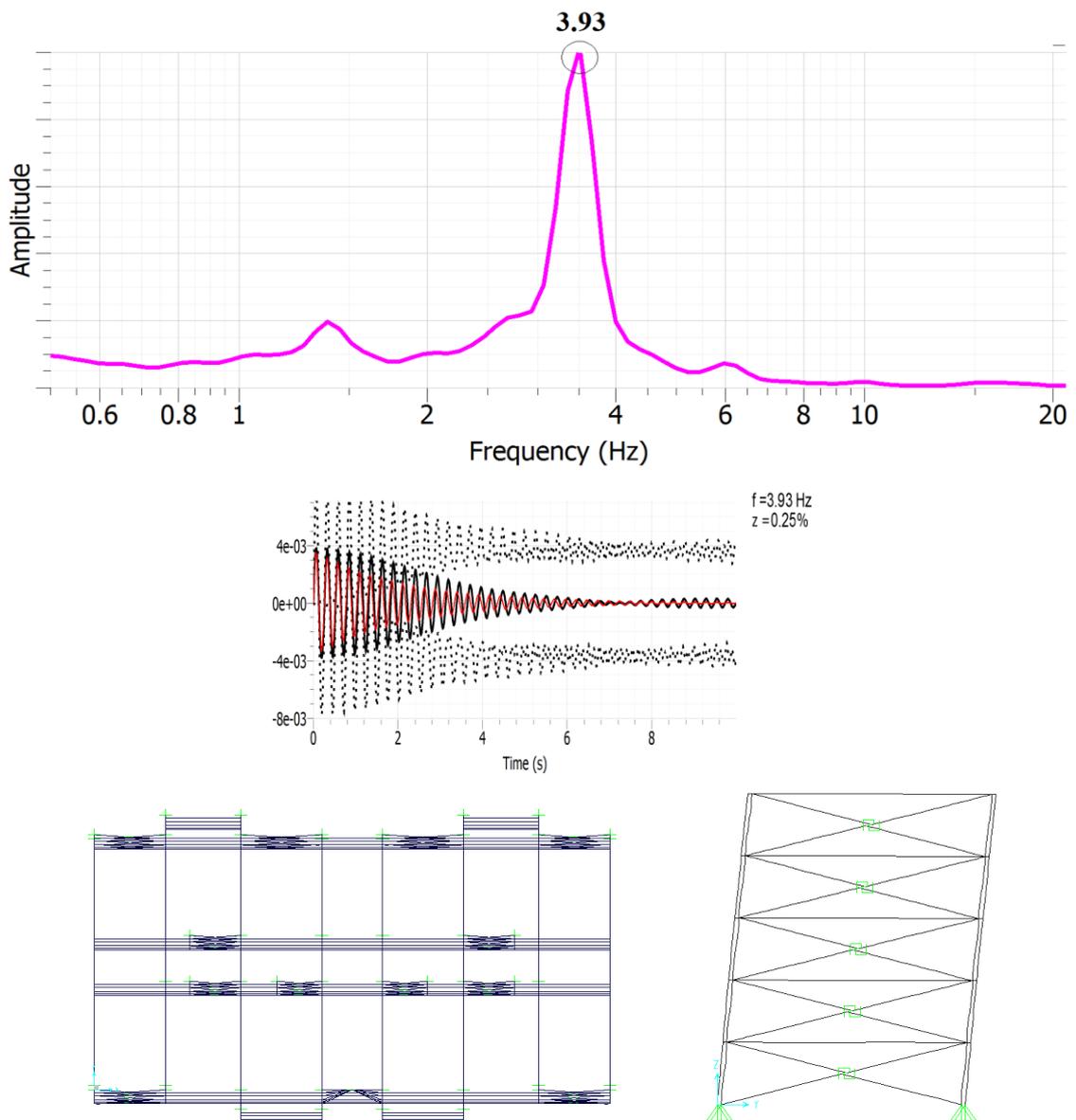
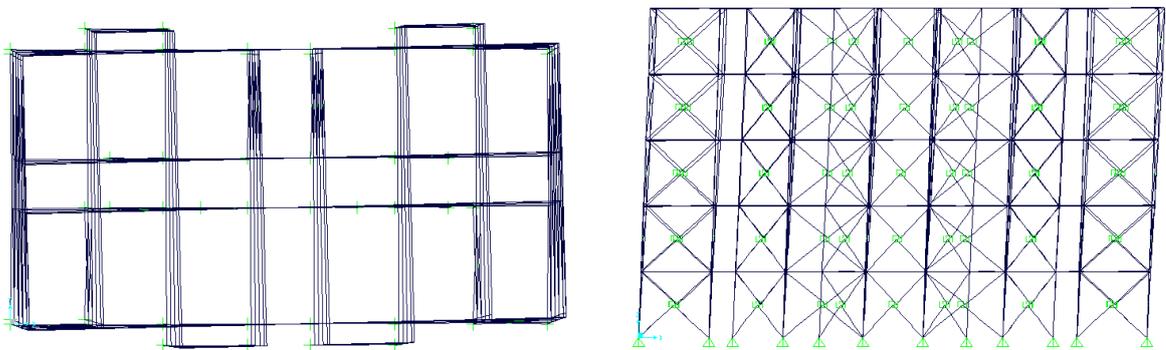
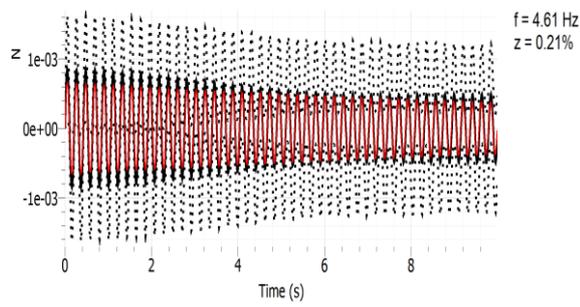
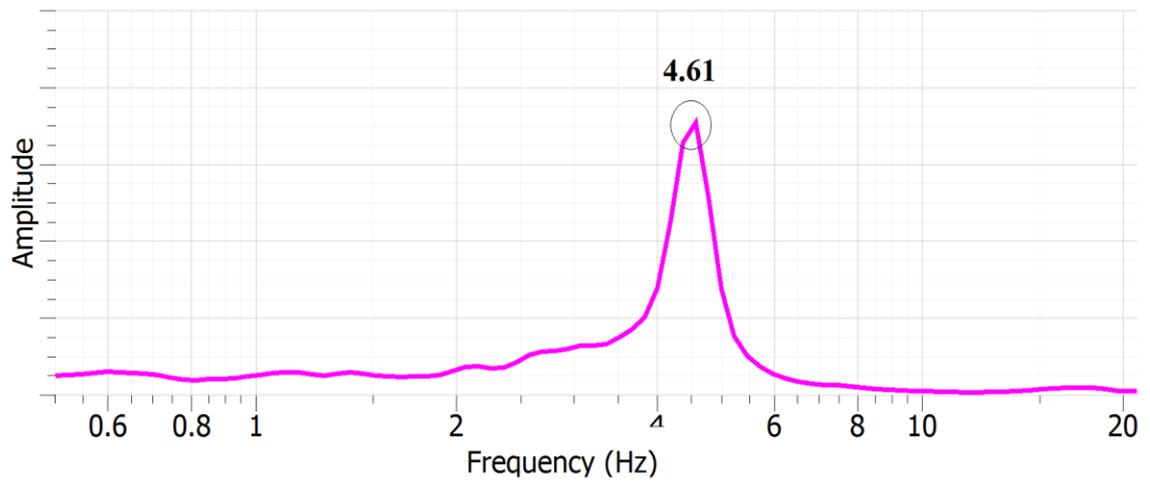


Figure 3.11 : Mode de translation transversale du bâtiment en PAF sans remplissage



Translation longitudinale  $f=4,60 \text{ Hz}$

Figure 3.12 : Mode de translation longitudinale du bâtiment en PAF sans remplissage

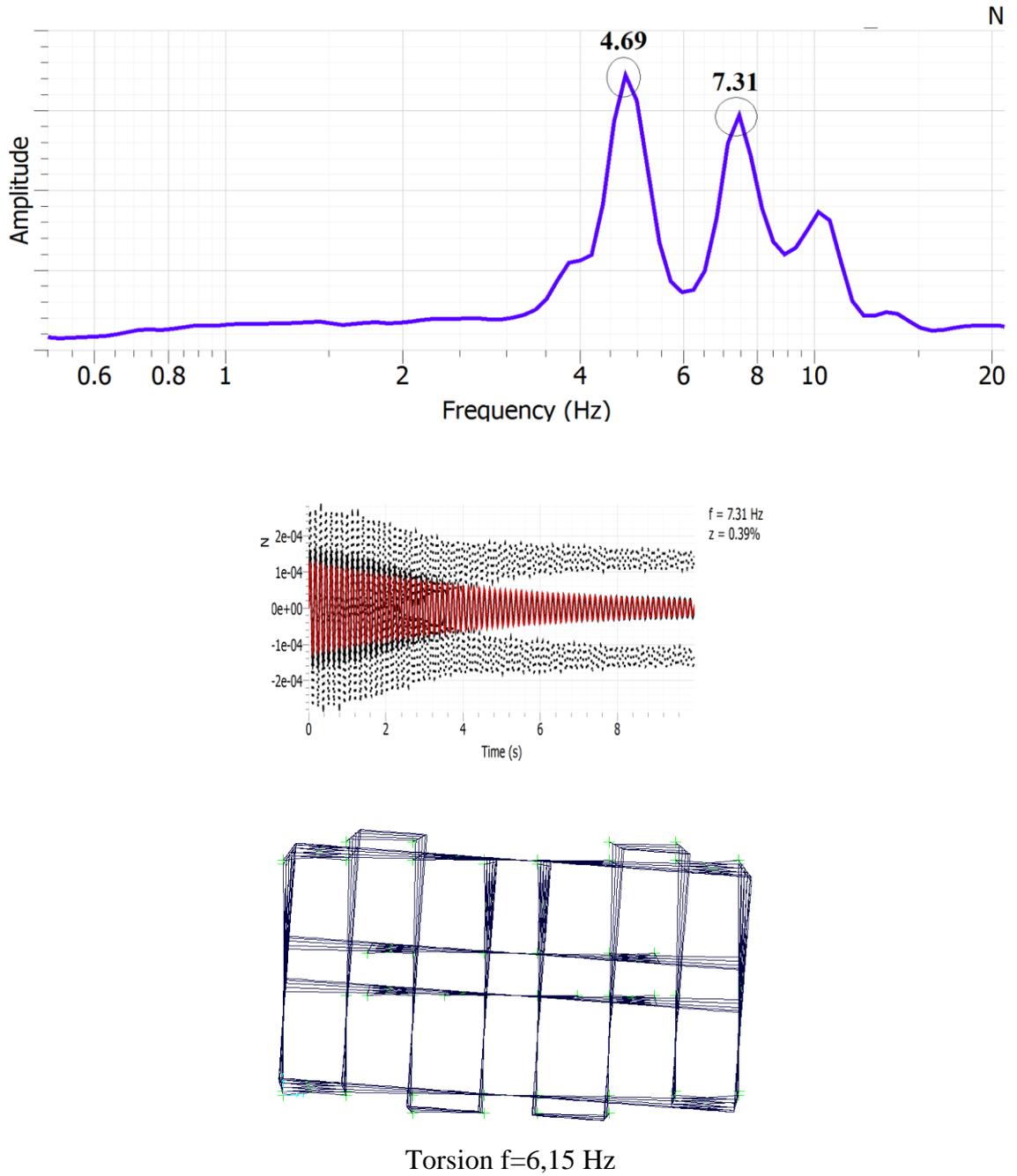


Figure 3.13 : Mode de torsion du bâtiment en PAF sans remplissage

#### 3.4.2.2. Bâtiments achevés

Afin d'évaluer la contribution des panneaux de remplissage de Mag-board d'autres essais de vibrations ambiantes ont été effectués sur des blocs finis.

On garde les mêmes emplacements d'essais de la figure 3.10. Les résultats sont représentés par le tableau 3.6

Tableau 3.6 : Résultats d'essai sur bâtiment en PAF avec remplissage

fréquence expérimentale (Hz)	pourcentage d'augmentation de fréquences(%)	amortissement (%)	pourcentage d'augmentation d'amortissement(%)	Modes
4.78	18.20	0.86	70.93	Translation transversale
5.70	17.72	0.51	64.71	Translation longitudinale
8.23	11.17	0.55	29.09	Torsion

### 3.5. Interprétation des résultats

Généralement les fréquences analytiques obtenues numériquement s'accordent bien avec celles déterminées expérimentalement par les essais de vibrations ambiantes avec un degré de concordance variable d'un bloc à l'autre selon le cas.

Signalons que la plupart des valeurs des fréquences expérimentales sont proches par excès des fréquences calculées correspondantes, car le niveau d'excitation des vibrations ambiantes est faible.

Notons aussi que la différence plus ou moins importante entre les fréquences mesurées et calculées peut être justifiée par les défauts et les erreurs commises lors de la mise en œuvre sur chantier ainsi qu'au bruit de mesure.

Il a été constaté que les fréquences qui correspondent aux bâtiments achevés sont plus importantes d'environ 20% que celles qui correspondent aux bâtiments sans remplissage et le taux d'amortissement a augmenté d'environ 60%. Il a été remarqué aussi l'absence des modes des vibrations locaux après la fixation des panneaux de remplissage

car les planchers deviennent indéformables et les bâtiments gagnent en rigidité latérale en raison de la contribution des panneaux de remplissage (mag-board).

### **3.6. Conclusion**

Les séries des essais de vibrations ambiantes effectués sur les bâtiments en PAF ont démontré que les vibrations ambiantes peuvent être utilisées pour l'identification modale avec une grande efficacité.

Néanmoins, quelques difficultés ont été rencontrées lors de l'identification des modes de vibration locaux. Ces difficultés peuvent être minimisées ou résolues par une étude modale analytique préliminaire, dans le but d'optimiser l'emplacement et l'orientation des capteurs d'enregistrement.

Par ailleurs, certains essais effectués sur des blocs similaires présentaient des différences entre les fréquences à des tolérances variables d'un bloc à l'autre (ANNEXE A). Cette observation indique des différences structurelles entre les blocs qui sont dues aux malfaçons et aux erreurs de réalisation observées sur les différents blocs.

En tout état de cause, les fréquences mesurées coïncident avec une bonne précision (inférieur à 10%) avec celles obtenues par les modèles numériques d'éléments finis ce qui confirme la bonne évaluation des paramètres élastiques des éléments de la structure et particulièrement les panneaux de contreventement en PAF.

## **CHAPITRE 4**

### **Evaluation de la performance sismique des structures en PAF par la méthode dynamique non linéaire**

## CHAPITRE 4

### EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES STRUCTURES EN PAF PAR LA METHODE DYNAMIQUE NON LINEAIRE

#### **4.1. Introduction**

L'analyse dynamique est une étape critique pour l'évaluation du comportement et de la performance des bâtiments en PAF. Cette analyse est nécessaire pour la vérification de la méthode de conception parasismique utilisée pour ce système.

En vue de vérifier le comportement post-élastique et le mode de rupture sous chargement sismique, le modèle décrit précédemment est soumis à des accélérations de sol enregistrées pendant des mouvements sismiques, et une analyse dynamique non linéaire a été faite afin d'évaluer la performance des structures en PAF en termes de réponses structurelles en déplacements, en efforts et capacité de dissipation d'énergie en employant le modèle hystérésis.

#### **4.2. Analyse non linéaire**

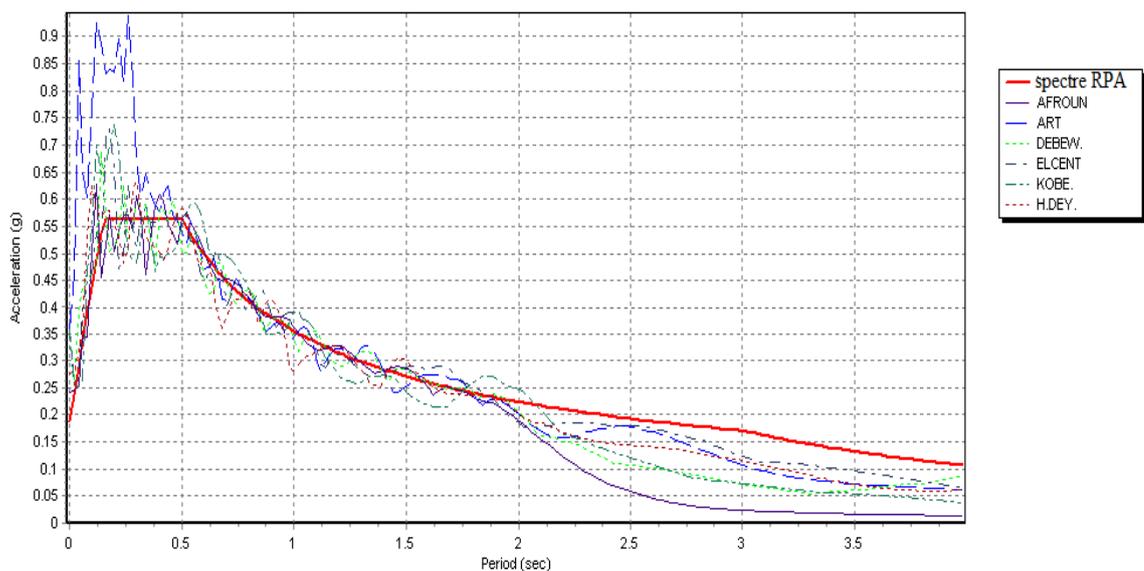
##### **4.2.1. Chargement sismique**

Dans le cadre de ce travail, on se limite à six (06) accélérogrammes représentatifs. Les chargements sismiques sont des accélérations de sol enregistrées pendant des séismes réels tel que : le séisme de BOUMERDES 2003, le séisme de KOBE 1995, le séisme de EL CENTRO 1940 et un séisme artificiel. La méthode d'intégration numérique pas à pas (step-by-step) est effectuée, l'amortissement modale a été inclus dans le modèle comme une constante de l'ordre de 5% pour tous les modes, la durée de mouvement fort utilisée pour l'analyse et les accélérations maximales (PGA) sont récapitulés au tableau 4.1.

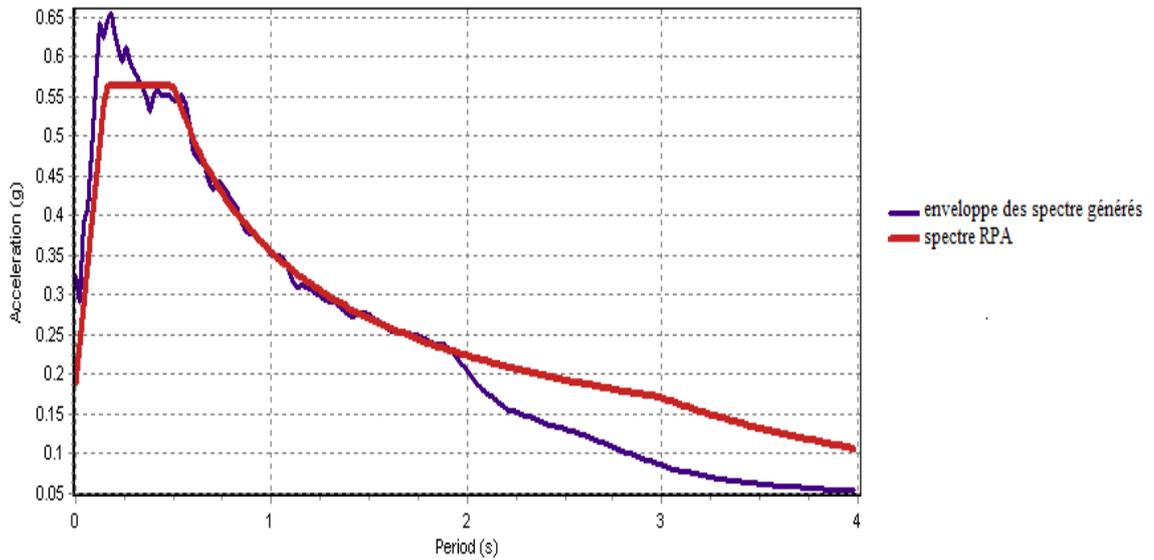
Tableau 4.1 : Chargement sismique

Séisme	BOUMERDES 2003			JAPAN 1995	MEXIQUE 1940	ARTIFICIEL
stations	Dar el Beida	Hussein dey	El afroune	Kobe	El Centro	
Durée du mouvement fort (sec)	25	20	30	30	30	15
PGA (g)	0.540	0.232	0.164	0.332	0.313	0.436

Le spectre de réponse de chaque accélérogramme a été comparé au spectre des RPA qui est conçu spécifiquement pour représenter la zone sismique, la nature du sol d'assise et le groupe d'usage du bâtiment étudié. En utilisant le logiciel SeismoMatch qui applique itérativement la transformée de Fourier rapide à l'accélérogramme et compare le résultat au spectre de réponse de référence. Le programme change alors les coefficients de Fourier selon le rapport au spectre de réponse obtenu du spectre de réponse de référence (RPA). Le programme génère alors un accélérogramme modifié tel que son spectre soit le plus proche possible à celui du spectre de référence (RPA). Ce procédé est refait plusieurs fois afin d'essayer d'assortir les spectres de réponse aussi étroitement possible afin d'obtenir un profil acceptable au spectre de conception (Figure 4.1.a et b).



(a)



(b)

Figure 4.1 : Comparaison entre les spectres générés et le spectre de référence des RPA

Puisqu'il était difficile de trouver des enregistrements des tremblements de terre de la zone sismique IIa, un accélérogramme a été simulé à partir de l'accélérogramme de Dar el Beida décrit dans la base de données ci-dessus tout en modulant leur intensité et a été produit spécifiquement pour que son spectre respectif soit compatible avec le spectre de référence. La figure 4.2 représente l'accélérogramme produit, la durée de mouvement fort utilisé pour l'analyse est 20 secondes avec une accélération maximale (PGA) égale à 0.26g.

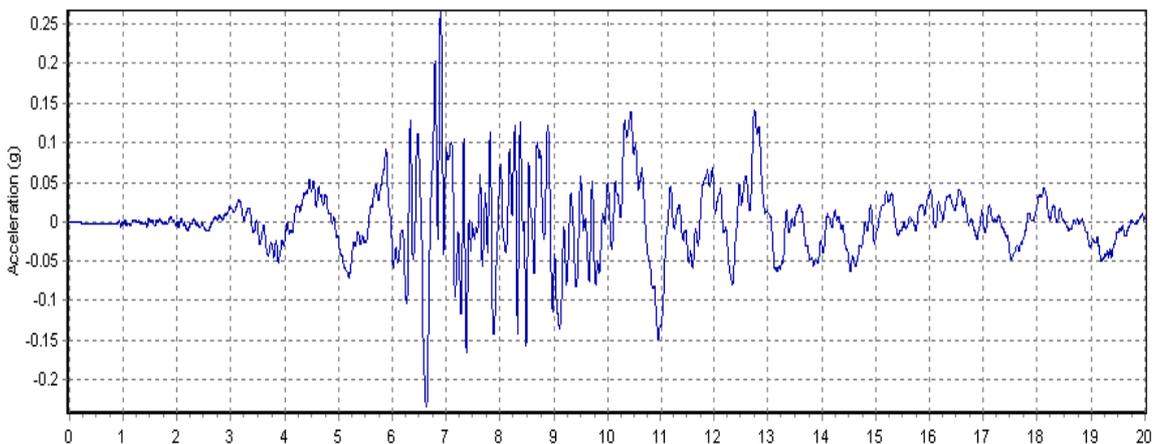


Figure 4.2 : Accélérogramme généré

#### 4.2.2. Performance dynamique de la structure

L'évaluation de la performance de la structure nécessite l'identification de la capacité de résistance jusqu'à l'effondrement de la structure sous sollicitation dynamique. Le modèle a été soumis à une succession d'accélérogrammes avec des intensités variables. Les déplacements inter étage maximum ont été calculés et représentés graphiquement. (Tableau 4.3 et Figure 4.3)

Tableau 4.2 : Déplacement inter étage en fonction du type d'accelerogramme

Accélérogramme	Etage	1°	2°	3°	4°	5°
	PGA	Déplacement inter étage (% h)				
Dar.El Beidha	0.26g	0.57	0.55	0.51	0.52	0.47
Hussein dey	0.19g	0.45	0.42	0.37	0.36	0.31
El afroune	0.23g	0.69	0.64	0.58	0.55	0.45
Kobé	0.25g	0.62	0.60	0.57	0.59	0.54
El Centro	0.24g	0.55	0.52	0.47	0.48	0.41
Artificiel	0.35g	0.54	0.53	0.52	0.58	0.56

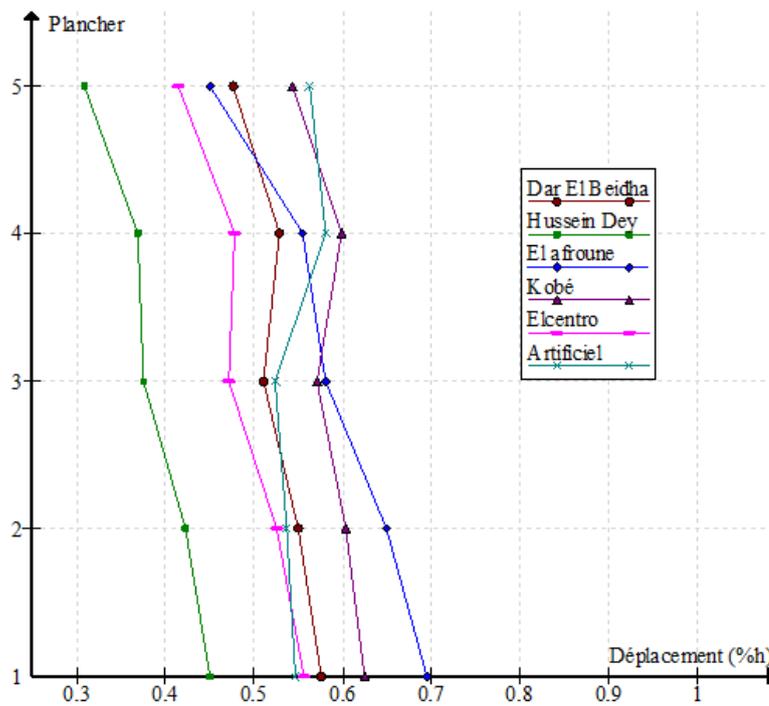


Figure 4.3 : Déplacement inter étage en fonction du type d'accélérogramme

De la même façon, l'accélérogramme généré de Dar el beidha a été amplifié et les déplacements inter étage ont été calculés et représentés graphiquement en fonction des coefficients de pondération de l'accélération. (Tableau 4.4 et Figure 4.4)

Tableau 4.3: Déplacement inter étage en fonction des coefficients de pondération de l'accélération

Coefficients de pondération	Etage	1°	2°	3°	4°	5°
	PGA	Déplacement inter étage (% h)				
1	0.26g	0.57	0.55	0.51	0.52	0.47
1.25	0.33g	0.67	0.63	0.62	0.66	0.62
1.5	0.39g	0.83	0.78	0.72	0.71	0.70
1.75	0.46g	<b>1.00</b>	0.95	0.86	0.84	0.71
2	0.52g	<b>1.19</b>	<b>1.12</b>	<b>1.01</b>	0.99	0.83

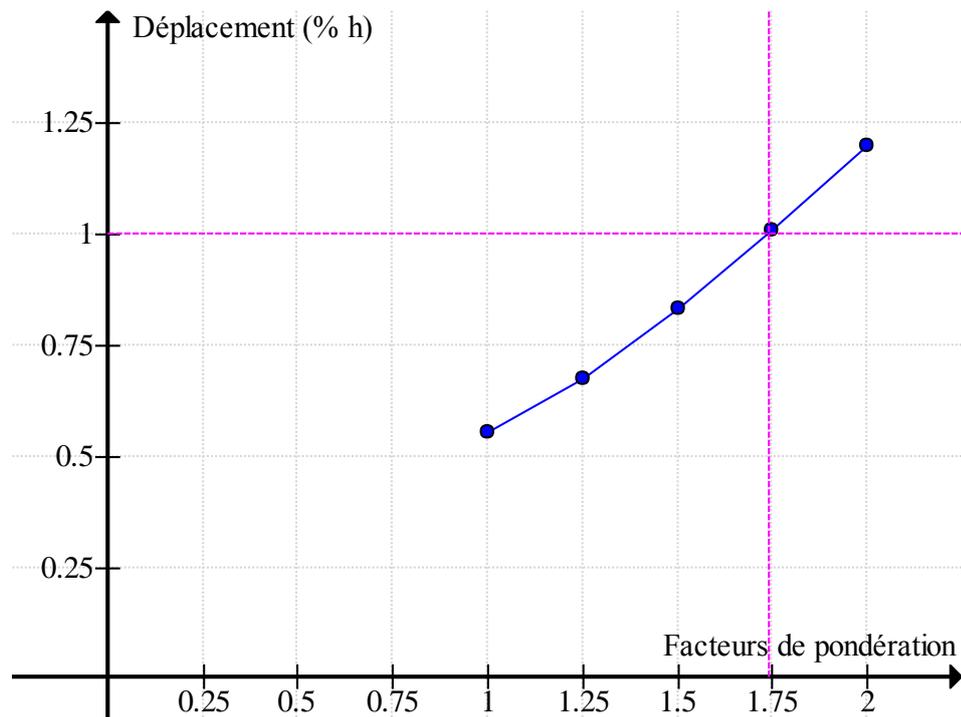


Figure 4.4 : Déplacement inter étage maximum en fonction des coefficients de pondération de l'accélération

L'analyse statistique des murs qui ont dépassé l'état élastique ainsi que les murs qui atteignent un état de ruine en fonction de l'amplification du séisme a été faite et représentée par le tableau 4.5 et la figure 4.5

Tableau 4.4 : Analyse statistique en fonction de l'amplification du séisme

Coefficients de pondération (q)	PGA	Les murs en état élastique (%)	Les murs dépassant l'état élastique (%)	Les murs effondrés (%)
1	0.26g	27	73	0
1.25	0.33g	22	78	0
1.5	0.39g	14	86	0
1.75	0.46g	11	80	9
2	0.52g	6	74	20

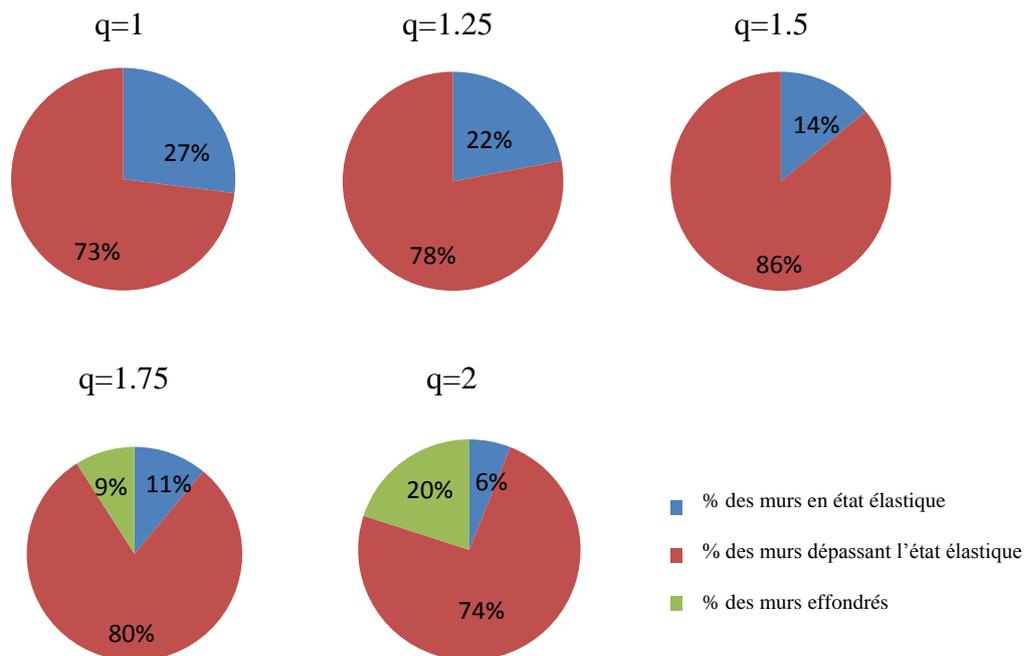


Figure 4.5 : Analyse statistique en fonction de l'amplification du séisme

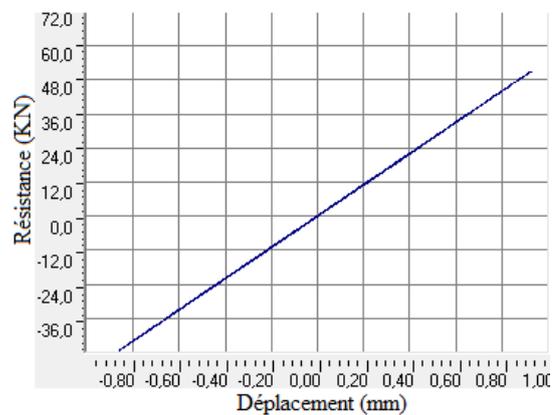
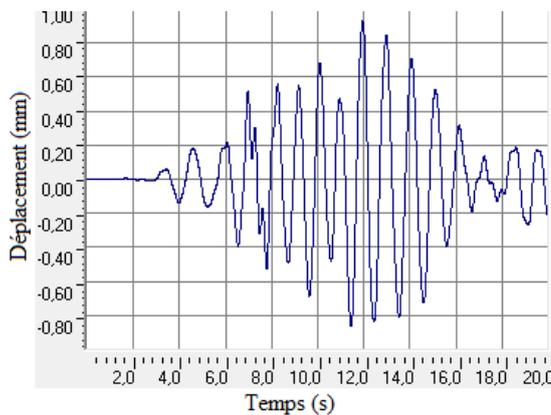
On constate que le pourcentage des murs qui dépassent la phase élastique est important face aux intensités de séismes modérés. Cette situation reste relativement stable jusqu'à un facteur de 1.75 correspondant à un PGA de 0.46g. Au delà de cette limite les murs commencent à passer à un état d'endommagement avancé voir la ruine.

Un panneau représentatif au niveau du rez-de-chaussée a été choisi et dont les résistances et les déplacements associés ont été calculés selon les étapes prescrites précédemment (chapitre 2).

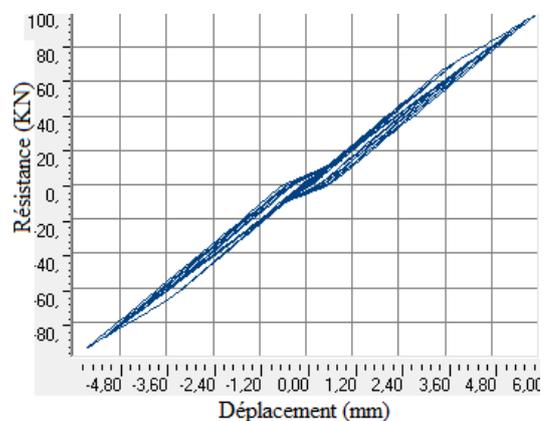
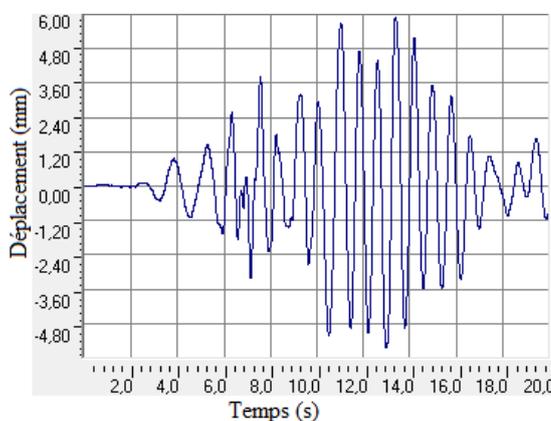
Tableau 4.5 : Résistances et déplacements calculés analytiquement

Résistance (KN)	Déplacement (mm)
$S_{0,4u} = 65.56$	$\Delta_{0,4u} = 3.45$
$S_y = 139.32$	$\Delta_{curve} = 8.96$
$S_u = 163.90$	$\Delta_u = 9.91$
$S_y = 131.12$	$\Delta_{0,8u} = 13.86$

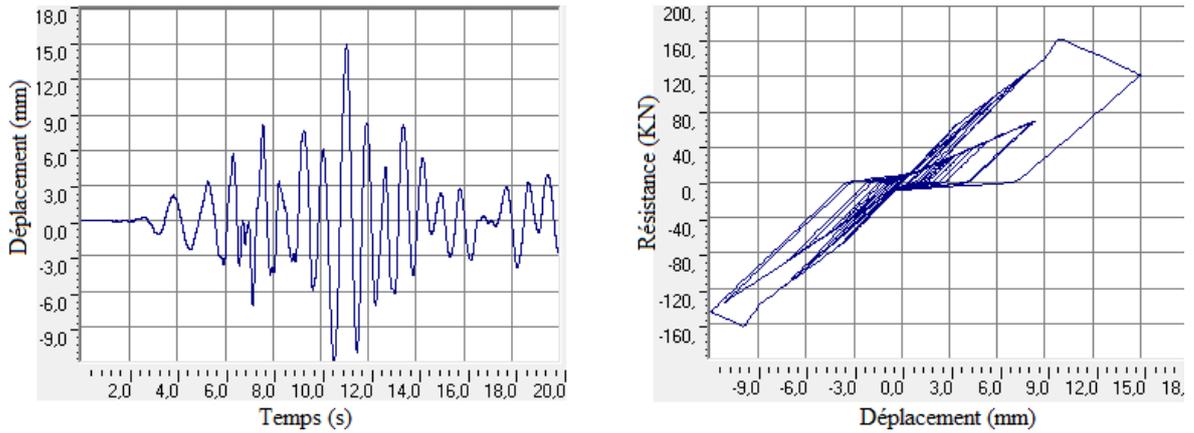
La dégradation des rigidités ainsi que les déplacements des murs en fonction du facteur de pondération ont été également étudiés.



a) Réponse du mur en état élastique



b) Réponse du mur qui a dépassé l'état élastique



c) réponse du mur atteignant un état de ruine

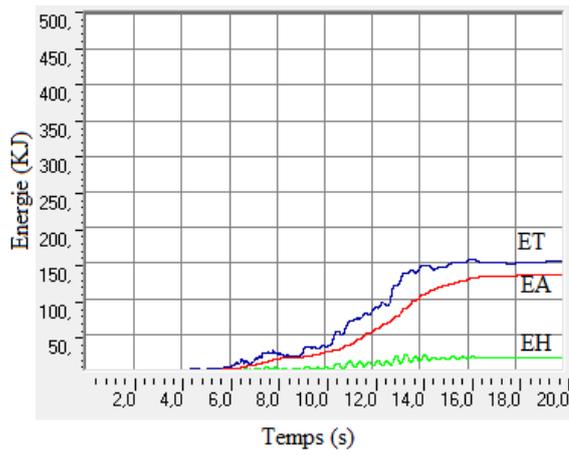
Figure 4.6 : Déplacement et courbe de déformation d'un mur sous chargement sismique

Sous le même mouvement sismique, les panneaux de la structure avec les caractéristiques multilinéaires du modèle pivot plastique se comportent différemment à cause de la différence de rigidité d'un panneau à l'autre. A des sollicitations modérées les panneaux aux étages inférieurs subissent des déformations plastiques et ça se propage aux étages supérieurs durant des mouvements sismiques plus forts. La rigidité des panneaux fournit au bâtiment une capacité de dissipation d'énergie à des sollicitations sismique qui aident à amortir les vibrations intenses et éviter la résonnance.

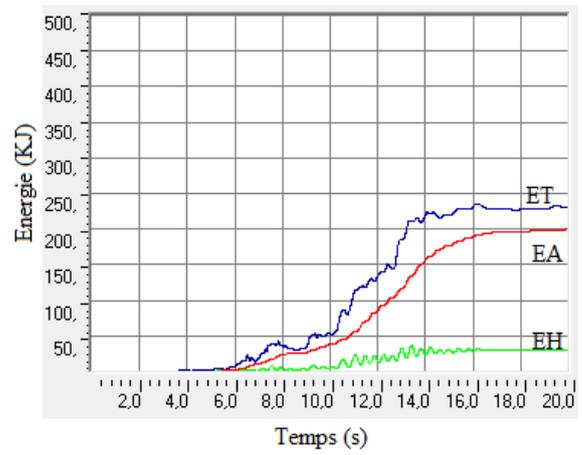
D'autre part on a étudié l'évolution de l'énergie en fonction des coefficients d'amplifications et les résultats sont représentés par le tableau 4.6 et la figure 4.7 et 4.8.

Tableau 4.6 : Evolution de l'énergie en fonction des coefficients d'amplifications

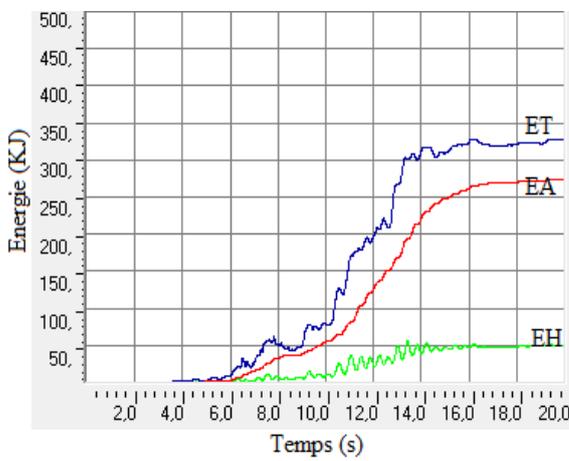
Coefficients de pondération(q)	PGA	Energies(%)		
		Totale $E_T$	d'amortissement $E_A$	Hystérésis $E_H$
1	0.27g	100%	81.40	18.60
1.25	0.34g		78.43	21.57
1.5	0.40g		75.14	24.86
1.75	0.47g		72.92	27.08
2	0.54g		77.07	22.93



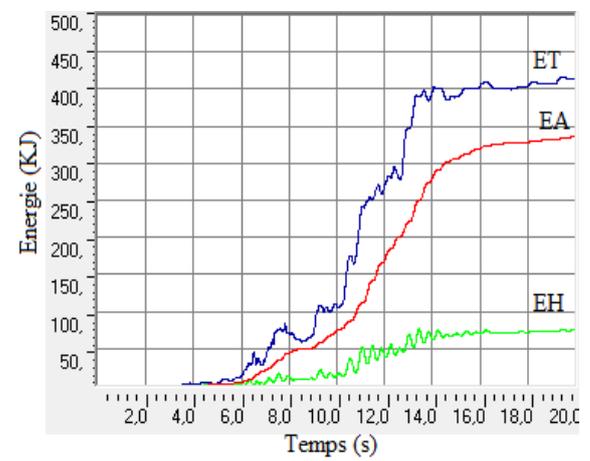
$q=1$



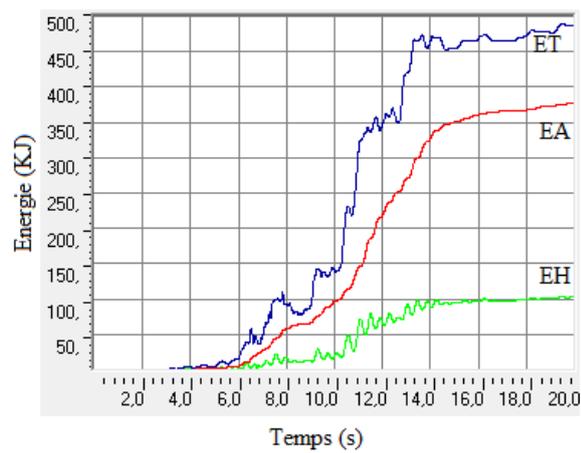
$q=1.25$



$q=1.5$



$q=1.75$



$q=2$

Figure 4.7 : Evolution de l'énergie en fonction du temps

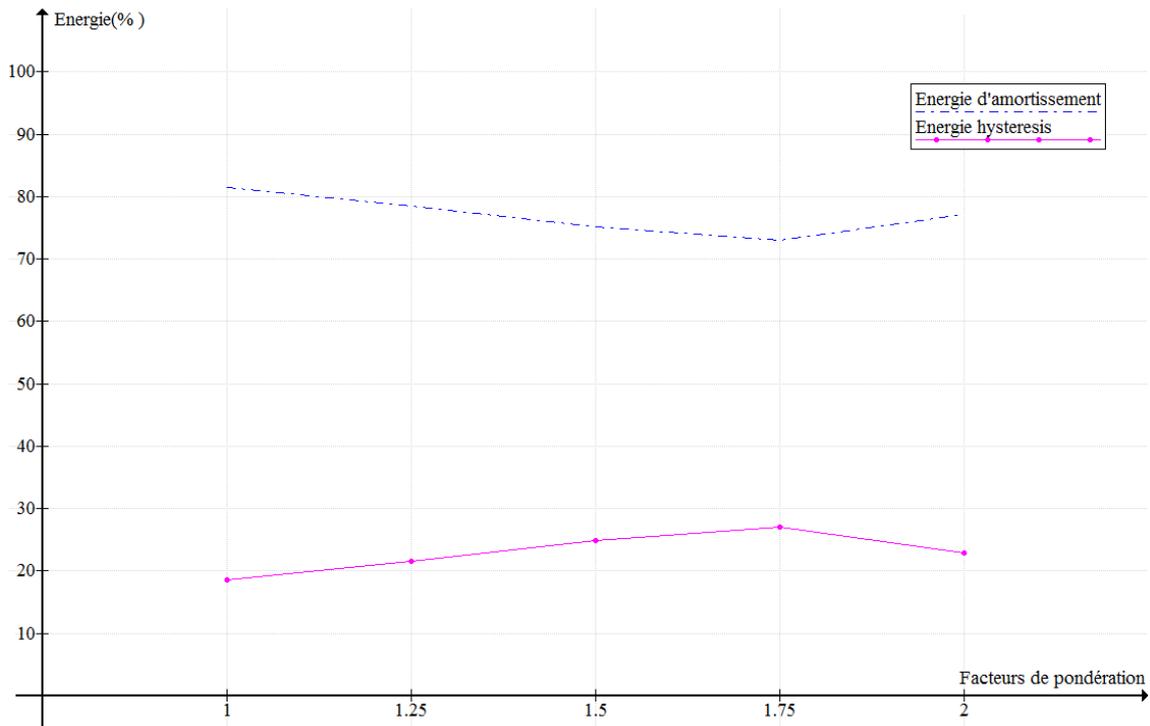


Figure 4.8 : Evolution de l'énergie en fonction des coefficients d'amplifications

On constate que l'énergie hystérésis est relativement faible et tend à croître pour des sollicitations modérées, cette capacité diminue à partir du coefficient d'amplification égale à 1.75 ce qui coïncide avec le début d'endommagement des murs et par la suite l'énergie de la structure sera dissipée par son amortissement modal.

### 4.3 Influence de la dégradation de rigidité sur la performance dynamique

La rigidité est la pente d'une boucle hystérésis par rapport à l'axe des déplacements. Comme la rigidité diminue avec le temps additionnel de chargement appliqué, la surface délimitée par la boucle hystérésis diminue également. Cette surface représente la capacité des murs à absorber l'énergie. Une dégradation de rigidité causera par conséquent au mur d'absorber moins d'énergie par rapport au cycle précédent. Une fois un mur est rompu sa rigidité approche zéro. La dissipation d'énergie représentée par des boucles étalées est beaucoup plus grande que celle représentée par des boucles serrées et on peut observer la diminution significative en rigidité (Figure 4.9 et 4.10).

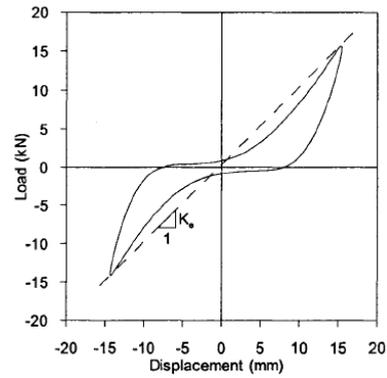


Figure 4.9 : Rigidité d'une seule boucle [34,35]

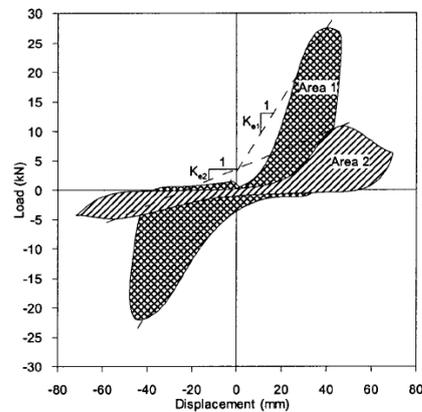
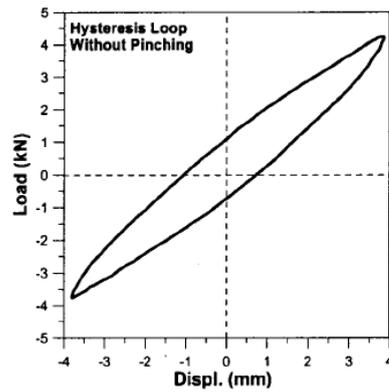
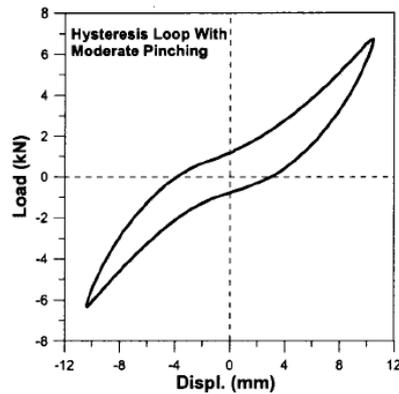


Figure 4.10 : Dissipation d'énergie et dégradation de rigidité [34,35]

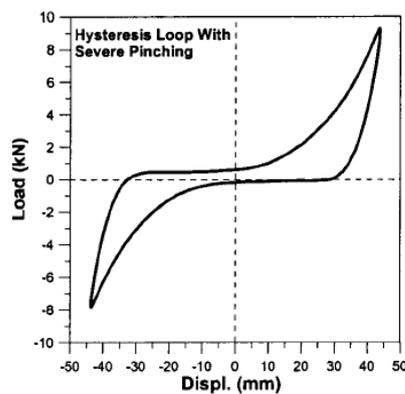
Le pincement des boucles hystérésis est provoqué par la déformation permanente du SWP et par conséquent seulement les vis de fixation peuvent développer une résistance au cisaillement. L'incapacité de ces connections de résister aux chargements à des faibles déplacements dus aux déformations provoqués par les cycles précédents de chargement est connue comme pincement. La figure 4.11 montre trois boucles hystérésis avec différents degrés de pincement pendant le chargement.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.11 : Evolution du pincement des boucles hystérésis avec l'accroissement des déplacements [34,35]

Pour des déplacements faibles, le mur est peu endommagé donc presque aucun pincement ne peut être observé (figure 4.11.a). Plus le déplacement augmente, l'effet de pincement devient de plus en plus évident (figure 4.11.b et c). Ce qui influe sur la capacité du SWP à dissiper l'énergie qui diminue de manière significative.

La dégradation de résistance peut être identifiée quand un mur est soumis au même chargement en deux fois consécutifs ne peut pas maintenir sa résistance au cisaillement, le mur ne peut pas atteindre le même niveau de la résistance du à la déformation permanente.

La figure 4.12 montre un exemple de dégradation de résistance d'un SWP après deux cycles consécutifs au même déplacement.

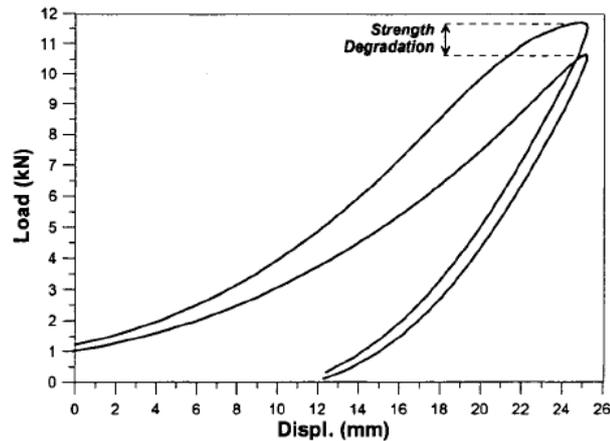


Figure 4.12 : Dégradation de résistance entre deux boucles hystérésis consécutifs [34,35]

#### 4.4 Conclusion

Une évaluation préliminaire des bâtiments en PAF contreventé par des SWP a été évaluée en se basant sur leurs comportements sous l'influence d'un chargement sismique compatible avec les conditions données de la zone sismique, la nature du sol d'assise et le groupe d'usage du bâtiment étudié.

Afin de quantifier la performance de la structure, une analyse dynamique incrémentale a été accomplie en utilisant l'accélérogramme compatible de DEBEW qui a été amplifié par des incréments de 25% jusqu'à ce que le niveau d'amplification cause la rupture dans le modèle. La rupture a été identifiée au point où le déplacement inter étage dépasse le maximum défini par le RPA en tant que 1%.

## CONCLUSION

Dans le cadre du présent travail, les mérites et les limites de l'utilisation de l'acier léger dans le domaine de la construction ont été mis en évidence à travers une présentation du procédé de fabrication des profilés formés à froid (PAF), des méthodes de calcul et de l'évolution des normes régissant la pratique et la réalisation de ces constructions dans divers pays dans le monde. Au passage, le point est fait sur les premiers bâtiments en PAF réalisés en Algérie.

En effet, les structures en PAF présentent un système structural très particulier. Car l'élément de base est le mur porteur ou de contreventement qui est composé d'un cadre comportant plusieurs montants et traverses sur le quel des panneaux en acier, en bois ou à base de magnésium / plâtre sont attachés par des vis. A cause de la complexité de ce système, à ce jour, on se contente de la méthode statique équivalente pour la distribution des forces sismiques sur les murs de contreventement. Récemment des techniques de modélisation en éléments finis ont été proposés où les murs de contreventement sont idéalisés par des macro-éléments simples et capables de simuler le comportement en cisaillement. Cela permettra d'élaborer des modèles pour l'analyse modale spectrale ou dynamique temporelle.

Pour valider ces modèles numériques, une analyse modale expérimentale par essais de vibrations ambiantes a été effectuée. Cette dernière présente un intérêt distinctif pour l'identification des propriétés dynamiques d'une structure qui ne sont autres qu'une combinaison des caractéristiques élastiques (géométriques/mécaniques) et massique de la structure. En premier lieu, une série d'essais a été effectuée sur des structures hybrides à travers lesquelles des modes locaux ont été identifiés ainsi que la contribution des panneaux de remplissage dans la rigidité globale des structures. La deuxième série d'essais a été opérée sur des structures complètement en PAF à différentes phases de construction. Enfin, la troisième série a été réalisée sur un ensemble de bâtiments similaires complètement achevés en vue de confirmer la répétitivité structurale ou d'identifier d'éventuelles sources d'incertitudes.

En général, l'ensemble des fréquences déterminées expérimentalement par les essais de vibrations ambiantes s'accordent bien avec les fréquences analytiques ce qui confirme la bonne évaluation des paramètres élastiques de rigidité des éléments de la structure et particulièrement les panneaux de contreventement en PAF. Signalons aussi que la quasi-

totalité des valeurs des fréquences expérimentales sont proches en excès de 1 à 10% par rapport aux fréquences calculées car le niveau d'excitation des vibrations ambiantes est très faible.

Le modèle ainsi validé a été utilisé pour évaluer la performance sismique des structures en PAF par une analyse dynamique non-linéaire. Le chargement dynamique temporel a été déterminé en transformant des accélérogrammes enregistrés et artificiel pour que leurs spectres soient compatibles avec le spectre élastique du site. Les résultats obtenus ont montré que les déplacements inter étage maximum sont inférieurs à la limite de 1% préconisée par les RPA. L'évolution de la réponse structurelle en termes de déplacements latéraux, efforts tranchants et capacité de dissipation d'énergie a été contrôlée à chaque étape d'une analyse IDA (Incremental dynamic analysis). La réponse post-élastique est restée stable jusqu'à un seuil de 1.75 fois l'accélérogramme généré de Dar EL Beidha où la ruine des premiers panneaux sont apparues aux étages inférieurs. Les boucles hystérésis en cisaillement des murs de contreventement présentent des dégradations de rigidité et de résistances assez prononcées pour des sollicitations intenses. Enfin, bien que la capacité de dissipation d'énergie par effet hystérésis est relativement faible par rapport à l'énergie dissipée par effet d'amortissement, mais elle constitue un apport non négligeable de l'ordre de 27%.

## RECOMMANDATIONS

Comme travaux de recherches futurs ayant une relation directe avec le travail effectué on propose :

- Sur le plan analytique, de développer un modèle hystérésis propre au panneau avec des paramètres post-élastiques liés directement aux caractéristiques physiques du panneau.
- Expérimentalement, à effectuer un programme d'essai dynamique sur table vibrante ou mur de réaction sur des spécimens avec différents types de panneaux.

## REFERENCES

1. Gregory J., Thomas M. & Duane S., "Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification", Marcel Dekker, New York, USA, (2001).
2. Wei-Wen Y., "Cold-formed steel design", 3<sup>rd</sup> edition, John Willey & Sons, New York, USA, (2000).
3. Karren K.W. & George W., "Effects of cold-forming on light gauge steel members". Journal of the Structural Division, ASCE Proceedings, V. 93, (1967).
4. American Iron and Steel Institute S213-07, "North American Standard for cold formed steel framing – lateral design", Washington, (2007).
5. Laboube R. A. & Belarbi A., "Design of cold-formed steel structures". Wei-Wen Yu Center for Cold-Formed Steel Structures, Presentation, University of Missouri-Rolla, (1996).
6. Jeff Ellis P.E., "Connections for cold-formed steel construction". Framework, (2005).
7. Laboube R. A. & Belarbi A., "Standard for cold-formed steel framing", Wei-Wen Yu Center for Cold-Formed Steel Structures, Presentation, University of Missouri-Rolla, (2007).
8. Serrette R. & Chau K., "Estimating the Response of Cold-Formed Steel Frame Shear Walls", Research report RP 03-7, American Iron and Steel Institute, Washington, (2006).
9. Serrette R., Hall G. & Ngyen H., "Shear wall values for light weight steel framing", final report, American Iron and Steel Institute, Washington, (1996).
10. Serrette R., Hall G. & Encalada J., "Additional shear wall values for light weight steel framing", Final report, American Iron and Steel Institute, Washington, (1997).

11. Branston A., Chen C., Boudreault F. & Rogers C., "Testing of Light-Gauge Steel-Frame / Wood Structural Panel Shear Walls". Canadian Journal of Civil Engineering, V. 33, n° 5, (2006b), 561-572.
12. Xu L. & Martinez J., "Strength and Stiffness determination of shear wall panels in cold-formed steel framing", Thin-Walled Structures, V. 44, (2006), 1084-1095.
13. American Iron and Steel Institute, "North American Standard for cold formed steel framing – lateral design", Washington, (2004).
14. Fülöp L. & Dubina D., "Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part I: Experimental research", Thin-Walled Structures, V. 42, (2004), 321-338.
15. Rogers C., Branston A., Boudreault F. & Chen C., "Steel Frame/Wood panel shear walls: preliminary design information for use with the 2005 NBCC", Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, (2004).
16. Serrette, R., & Ogunfunmi K., "Shear Resistance of Gypsum-Sheathed Light-Gauge Steel Stud Walls", Journal of Structural Engineering, V.122, n°4, (1996), 383-389.
17. Serrette R., Morgan K., & Sorhouet M., "Performance of Cold-Formed Steel-Framed Shear Walls: Alternative Configurations", Final Report LGSRG-06-02, Santa Clara University, (2002).
18. MacDonald M., Heiyantuduwa M.A. & Rhodes J., "Recent developments in the design of coldformed steel members and structures", Thin-Walled Structures, V.46, (2008), 1047- 1053.
19. Bae S., LaBoube R. A., Belarbi A. & Ayoub A., "Progressive collapse of cold-formed steel framed structures", Thin-Walled Structures, V.46, (2008), 706-719.
20. Fülöp L., & Dubina D., "Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part II: Numerical modelling and performance analysis", Thin-Walled Structures, V.42, (2004), 339–349.

21. Dubina D., "Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures", *Thin-Walled Structures*, V. 10, (2008), 1016-1039.
22. Fülöp L., & Dubina D., "Performance of Shear Wall Systems in Seismic Resistant Steel Buildings, Part I: Experimental Results for Wall Panels", Faculty of Civil Engineering and Architecture, Department of Steel Structures and Structural Mechanics, Politehnica University of Timisoara, Timisoara, Romania, (2002).
23. Smith A.M., "Exploring a Yield Limit State for Timber Shear Walls", Master's thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Irvine, CA, USA, (2001).
24. Branstan A.E., "Development of a design methodology for steel frame/wood panel shear walls", Master's thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montréal, Québec, Canada, (2004).
25. Serrette R., & Nolan D.P., "Reversed Cyclic Performance of Shear Walls with Wood Panels Attached to Cold-Formed Steel with Pins", *Journal of Structural Engineering*, V. 135, n° 8, (2009), 959-967.
26. Dowell R. K., Seible F., & Wilson E., "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members", *ACI Structural Journal*, V. 95, n° 5, (1998), 607-617.
27. Bourahla N., Boukhemacha T., Allal N., & Attar A., "Equivalent Shear Link Modeling and Performance Analysis of Cold Formed Steel Structures Under Earthquake Loading", *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Ontario, Canada, (2010), Paper N° 1063.
28. Computers and Structures, Inc., *SAP2000 Version 14.0., Database Documentations*, Berkeley, California, USA. (2008).
29. *Uniform Building Code UBC 1997, Structural Engineering Design Provisions*
30. CGS, *Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003, Document technique réglementaire, DTR-BC 2.48, Centre national de recherches appliquées en génie parasismique, Alger, 2004.*

31. Wathelet M., GEOPSY geophysical Signal Database for Noise Array Processing, Software, LGIT, Grenoble, France, (2005).
32. Bouriche F., "L'analyse modale expérimentale dans l'expertise des constructions, cas de la nouvelle aérogare d'Alger", thèse de Magister, Département de génie civil, Université Saad Dahleb, Blida, Algérie, (2002).
33. Huang K. R., "Experimental evaluation of fundamental frequencies of buildings", Master's thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montréal, Québec, Canada, (2007).
34. Denise Morello, " Seismic Performance of Multi-Storey Structures with Cold-Formed Steel Wood Sheathed Shear Walls ", Master's thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montréal, Québec, Canada, (2009).
35. Caroline Blais, " Testing and Analysis of Light Gauge Steel Frame / 9 mm OSB Wood Panel Shear Walls ", Master's thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montréal, Québec, Canada, (2006).

# **ANNEXES**

ANNEXE A  
RESULTATS DES ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

**A.1. Premier cas d'étude -bâtiment hybride (mixte)-**

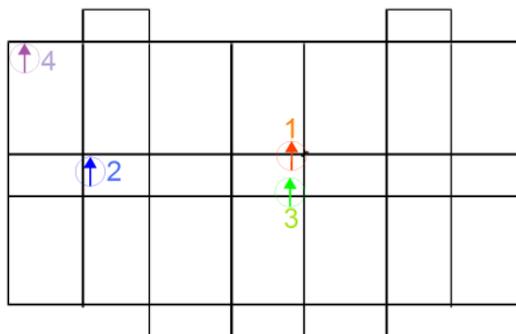


Figure A.1: Schéma d'instrumentation pour les bâtiments hybrides (mixte)

**A.1.1. Bâtiments sans remplissage**

➤ point 1 de la figure A.1

Tableau A.1 : Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF

Essai	fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
1	1.56	1.59	1.92	0.40	Translation transversale
	2.30	2.45	6.52	0.40	Translation transversale
	3.18	3.24	1.89	0.21	Translation longitudinale
	4.59	4.43	3.49	0.38	Translation longitudinale
2	1.56	1.59	1.92	0.27	Translation transversale
	2.31	2.45	6.06	0.39	Translation transversale
	3.37	3.24	3.86	0.38	Translation longitudinale
	4.59	4.43	3.49	0.38	Translation longitudinale

3	1.50	1.59	6.00	0.30	Translation transversale
	2.25	2.45	8.89	0.26	Translation transversale
	3.20	3.24	1.25	0.25	Translation longitudinale
	4.58	4.43	3.28	0.16	Translation longitudinale
4	1.50	1.59	6.00	0.33	Translation transversale
	2.25	2.45	8.89	0.71	Translation transversale
	3.20	3.24	1.25	0.31	Translation longitudinale
	4.61	4.43	3.90	0.46	Translation longitudinale
5	1.49	1.59	6.71	0.78	Translation transversale
	2.24	2.45	9.38	0.27	Translation transversale
	3.39	3.24	4.42	0.55	Translation longitudinale
	4.59	4.43	3.49	0.45	Translation longitudinale

➤ point 2 de la figure A.1

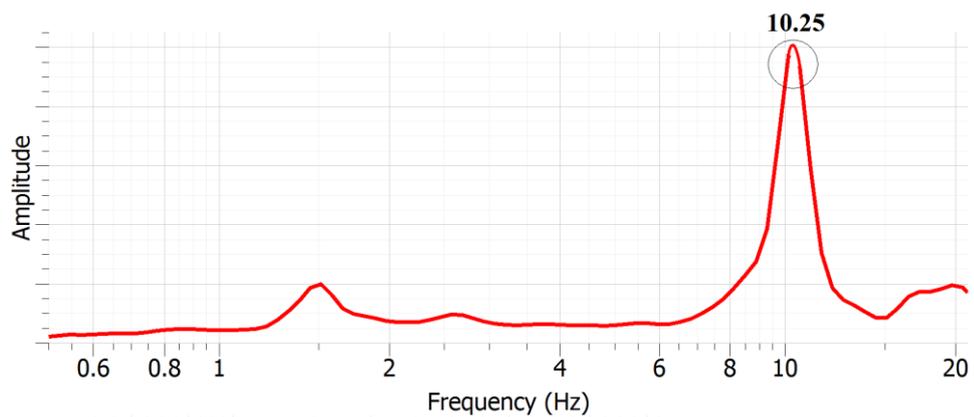


Figure A.2 : Enregistrement des fréquences des palais de stabilités

### A.1.2 Bâtiments achevés

➤ points 3 et 4 de la figure A.1

Tableau A.2 : Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF

Essai	fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
1	3.52	3.79	7.67	0.84	Translation longitudinale
	4.54	4.24	6.61	1.62	Translation transversale
2	3.47	3.79	9.22	1.10	Translation longitudinale
	4.47	4.24	5.15	1.81	Translation transversale
3	3.54	3.79	7.06	1.70	Translation longitudinale
	4.70	4.24	9.79	1.19	Translation transversale
4	3.51	3.79	7.98	1.28	Translation longitudinale
	4.61	4.24	8.03	1.46	Translation transversale
5	3.59	3.79	5.57	0.62	Translation longitudinale
	4.66	4.24	9.01	0.94	Translation transversale
6	3.51	3.79	7.98	0.76	Translation longitudinale
	4.51	4.24	5.99	0.91	Translation transversale

Tableau A.3 : Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment hybride (mixte) avec remplissage en PAF

Essai	fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
1	3.53	3.79	7.37	0.79	Translation longitudinale
	4.55	4.24	6.81	1.01	Translation transversale
	6.01	5.53	7.99	0.80	Torsion

2	3.48	3.79	8.91	0.94	Translation longitudinale
	4.48	4.24	5.36	1.87	Translation transversale
	6.05	5.53	8.60	0.86	Torsion
3	3.57	3.79	6.16	0.79	Translation longitudinale
	4.71	4.24	9.98	0.69	Translation transversale
	6.07	5.53	8.90	1.83	Torsion
4	3.51	3.79	7.98	0.98	Translation longitudinale
	4.49	4.24	5.57	1.71	Translation transversale
	6.10	5.53	9.34	0.55	Torsion
5	3.55	3.79	6.76	0.98	Translation longitudinale
	4.69	4.24	9.59	1.48	Translation transversale
	6.01	5.53	7.99	2.36	Torsion
6	3.49	3.79	8.60	1.23	Translation longitudinale
	4.58	4.24	7.42	1.65	Translation transversale
	5.94	5.53	6.90	0.28	Torsion

## A.2. Deuxième cas d'étude -bâtiment en PAF-

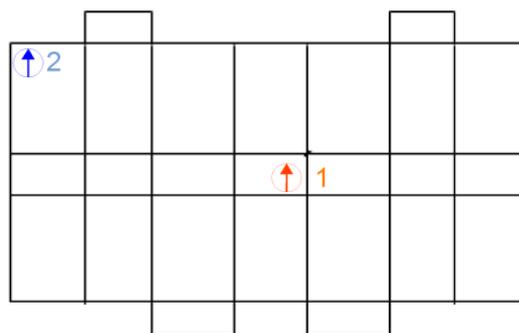


Figure A.3 : Schéma d'instrumentation pour les bâtiments entièrement en PAF

### A.2.1. Bâtiments sans remplissage

➤ point 1 et 2 de la figure A.3

Tableau A.4 : Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment entièrement en PAF sans remplissage

Essai	fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
1	3.93	3.90	0.76	0.25	Translation longitudinale
	4.61	4.60	0.22	0.21	Translation transversale
2	3.79	3.90	2.90	0.28	Translation longitudinale
	4.70	4.60	2.13	0.19	Translation transversale

Tableau A.5 : Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment entièrement en PAF sans remplissage

Essai	fréquence expérimentale (Hz)	fréquence analytique (Hz)	erreur (%)	amortissement (%)	Modes
1	3.91	3.90	0.26	0.25	Translation longitudinale
	4.69	4.60	1.92	0.18	Translation transversale
	7.31	7.30	0.14	0.39	Torsion
2	3.79	3.90	2.90	0.28	Translation longitudinale
	4.70	4.60	2.13	0.19	Translation transversale
	7.31	7.30	0.14	0.36	Torsion

### A.2.2. Bâtiments achevés

➤ point 1 et 2 de la figure A.3

Tableau A.6 : Résultats d'enregistrement au centre du bâtiment entièrement en PAF avec remplissage

essai	fréquence expérimentale (Hz)	pourcentage d'augmentation de fréquences(%)	amortissement (%)	pourcentage d'augmentation d'amortissement (%)	Modes
1	4.81	18.92	0.87	69.54	Translation transversale
	5.74	19.86	0.57	64.91	Translation longitudinale
2	4.80	18.75	0.81	67.28	Translation transversale
	5.79	20.55	0.54	62.96	Translation longitudinale

Tableau A.7 : Résultats d'enregistrement au coin du bâtiment entièrement en PAF avec remplissage

essai	fréquence expérimentale (Hz)	pourcentage d'augmentation de fréquences(%)	amortissement (%)	pourcentage d'augmentation d'amortissement (%)	Modes
1	4.78	18.41	0.86	69.19	Translation transversale
	5.70	19.30	0.51	63.73	Translation longitudinale
	8.23	11.30	0.55	31.82	Torsion
2	4.81	18.92	0.87	69.54	Translation transversale
	5.71	19.44	0.57	67.54	Translation longitudinale
	8.32	12.26	0.5	25.00	Torsion