

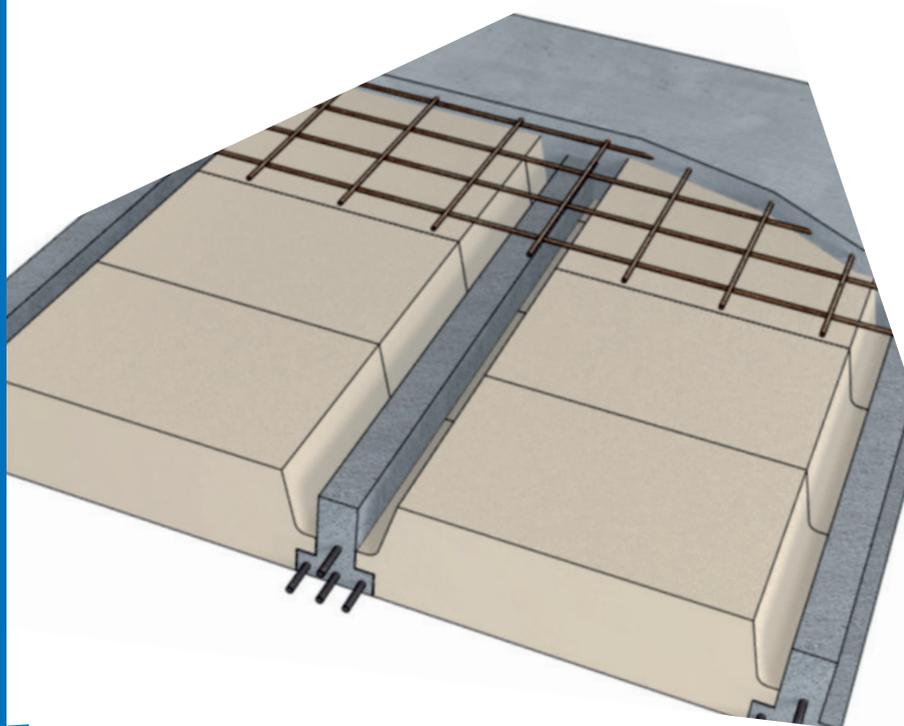
559.E - JUILLET 2024

# ÉTUDES ET RECHERCHES

ÉTUDE NUMÉRIQUE DES  
PLANCHERS POUTRELLES /  
ENTREVOUS SOUS SOLLICITATION  
SISMIQUE D'UN PETIT COLLECTIF  
RÉGULIER

IBRAHIM ALACHEK  
MATTHIEU SCALLIET  
NATALIA KHODER

**CERIB**  
Expertise concrète





# Etude numérique des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique d'un petit collectif régulier

559.E

## Avant-propos

Ce rapport est articulé en deux parties :

- la première partie est destinée au lecteur qui souhaite apprécier très rapidement si l'étude évoquée le concerne, et donc si les méthodes proposées ou si les résultats indiqués sont directement utilisables pour son entreprise ;
- la deuxième partie de ce document est plus technique ; on y trouvera donc tout ce qui intéresse directement les techniciens de notre industrie.

© 2024 CERIB – CS 10010 – 28233 Epernon Cedex

ISSN 0249-6224 – EAN 9782857553649

559.E – Juillet 2024

Tous droits de traduction, d'adaptation et de reproduction  
par tous procédés réservés pour tous pays.

*Le Code de la propriété intellectuelle n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de son article L. 122-5, d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite » (article L. 122-4).*

*Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon exposant son auteur à des poursuites en dommages et intérêts ainsi qu'aux sanctions pénales prévues à l'article L. 335-2 du Code de la propriété intellectuelle.*

# Sommaire

---

<b>1. Synthèse générale de l'étude</b>	<b>5</b>
1.1. Problématique	5
1.2. Intérêts et conséquences	5
<b>2. Dossier de l'étude</b>	<b>7</b>
2.1. Introduction	7
2.2. Etude numérique	8
2.3. Hypothèses numériques	8
2.4. Types de calculs	8
2.5. Structure modélisée	9
2.6. Propriétés des matériaux	11
2.7. Les types d'éléments finis	13
2.8. Conditions aux limites et chargements	13
2.8.1. Conditions aux limites	13
2.8.2. Chargement appliqué sur les planchers	13
2.9. Spectre de calcul	14
2.10. Résultats observés et critères utilisés	15
2.10.1. Monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place	15
2.10.2. Vérification de la fonction tirant-buton	28
2.10.3. Vérification de la fonction diaphragme	60
2.11. Conclusions	68
<b>Bibliographie</b>	<b>69</b>
<b>Annexes</b>	<b>70</b>
Annexe 1. Plans béton armé d'origine	70
Annexe 2. Plans architectes d'origine	72
Annexe 3. Plans de pose utilisés pour la modélisation	75
Annexe 4. Chargement dû à la présence de balcons, de la cage d'escalier et de l'ascenseur	76
Annexe 5. Impact de la rigidité du diaphragme sur le calcul des réactions d'appui au droit des murs	78
Annexe 6. Rapport d'expertise de Monsieur BISCH du 11/04/2018	81
Annexe 7. Vérification du monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place	87
<b>INDEX DES FIGURES</b>	<b>105</b>
<b>INDEX DES TABLEAUX</b>	<b>107</b>



# 1. Synthèse générale de l'étude

---

## 1.1. Problématique

La sécurité des bâtiments face aux risques sismiques est une préoccupation majeure, rendant nécessaire la conception et la construction d'un ouvrage conformément aux règles parasismiques en vigueur afin qu'il soit suffisamment résistant aux secousses pour éviter son effondrement et limiter les dommages. Les planchers jouent un rôle crucial dans la stabilité des structures lors d'un séisme. Il s'agit d'un élément structurel horizontal qui assure la répartition des efforts sur l'ensemble des éléments verticaux de contreventement (murs, poteaux...). Parmi les différents planchers, on distingue le plancher poutrelles-entrevous, couramment utilisé dans la construction de maisons individuelles et de petits collectifs, grâce à sa facilité de mise en œuvre et sa performance en termes d'isolation thermique et phonique. Depuis janvier 2014, l'Eurocode 8 est la règle applicable à tous les bâtiments. Cependant, une grande partie du parc bâti neuf est composée de maisons individuelles pour lesquelles des règles parasismiques simplifiées facilitent la prise en compte du risque sismique à toutes les étapes de la construction. Le guide CMPI-EC8 Z3/Z4 fixe ainsi un domaine d'application avec des dispositions qui permettent de satisfaire aux prescriptions de l'Eurocode 8. Lorsqu'un projet se trouve hors de ce domaine d'emploi, il est alors impératif de recourir à des méthodes de calcul avancées et de vérification approfondies selon la norme NF EN 1998-1 et son annexe nationale pour s'assurer de la conformité et de la sécurité du plancher face aux sollicitations sismiques.

L'objectif de cette étude est de réaliser les vérifications requises par la norme NF EN 1998-1 [1] pour les planchers poutrelles/entrevous sur un petit collectif régulier représentatif d'un domaine d'emploi à définir hors cadre CPMI. Ce nouveau domaine élargit ainsi le domaine d'application du guide CMPI-EC8 Z3/Z4 et permettra au Bureau d'Etudes Structures de s'affranchir de réaliser des vérifications sismiques pour le plancher, moyennant la mise en place de dispositions constructives forfaitaires complémentaires (ou règles parasismiques simplifiées) permettant de satisfaire aux prescriptions de la norme NF EN 1998-1 et de son annexe nationale. Elle fournit également le principe de modélisation numérique permettant d'effectuer ces vérifications spécifiques pour un ouvrage qui ne serait pas inclus dans le domaine d'emploi à définir.

## 1.2. Intérêts et conséquences

L'ensemble des vérifications numériques sous sollicitations sismiques des planchers poutrelles/entrevous constituant le petit collectif retenu pour les modélisations ont été effectuées dans cette étude.

Ces modélisations ont permis l'élaboration de dispositions constructives spécifiques à respecter pour certains petits collectifs présentant une configuration analogue à celle étudiée, pour s'affranchir des vérifications détaillées et assurer la résistance des planchers à poutrelles.

Moyennant ces dispositions, le dimensionnement des planchers poutrelles-entrevous de petits collectifs réguliers peut être réalisé à partir des sollicitations calculées sous les combinaisons des charges statiques, sans autre vérification pour les planchers sous les charges sismiques.



## 2. Dossier de l'étude

---

### 2.1. Introduction

Lorsqu'il est nécessaire de justifier les ouvrages de bâtiments sous les actions sismiques, la réglementation impose le respect de la norme NF EN 1998-1 [1], accompagnée de son annexe nationale NF EN 1998-1/NA [2]. Pour certains types de bâtiments simples comme les maisons individuelles ou bâtiments assimilés, une alternative est permise en renvoyant à la norme NF P 06-014 [3], appelée également "règles PSMI89". Les règles PSMI89 ont été remplacées par les règles CPMI.

Ces règles forfaitaires simplifiées permettent la justification sans calcul approfondi, d'ouvrages simples répondant à des critères et dispositions constructives minimales. Le principe de justification sans calcul est particulièrement adapté aux ouvrages de type maisons individuelles ou bâtiments assimilés réalisés à partir de poutrelles et entrevous. Les critères autorisant leur application sont toutefois limitatifs et certains ouvrages échappent à leur domaine d'emploi.

Dans ce contexte et dans le cadre de son programme d'Etudes et Recherches, le CERIB a lancé une étude (n° DS035) afin d'étudier ces bâtiments échappant au domaine d'emploi des CPMI, au travers deux bâtiments représentatifs du domaine étendu visé et repris de l'étude commune CSTB/CERIB elle-même réalisée pour valider l'utilisation du procédé rupteurs en zone sismique pour les planchers poutrelles/entrevous (une maison individuelle hors cadre CPMI et un petit collectif).

L'objectif de cette étude est de réaliser les vérifications requises par la norme NF EN 1998-1 [1] pour les planchers sur des bâtiments représentatifs d'un domaine d'emploi à définir. Ce domaine permettra au Bureau d'Etudes Structures de s'affranchir de réaliser des vérifications sismiques pour le plancher, moyennant la mise en place de dispositions constructives forfaitaires (ou règles parasismiques simplifiées) permettant de satisfaire aux prescriptions de la norme NF EN 1998-1 [1] accompagnée de son annexe nationale NF EN 1998-1/NA [2].

L'utilisation de ces dispositions constructives pour les planchers n'enlève en rien la nécessité de respecter les règles de conception, de calculs et de réalisation s'appliquant en situation sismique pour les autres éléments du bâtiment (murs...).

Un premier travail, ayant fait l'objet d'un rapport CERIB (n° 393.I) [4], a permis de définir une méthodologie de calcul validée par Monsieur Philippe BISCH<sup>1</sup>. À partir de cette méthodologie, un second rapport CERIB (n° 491.I) [5] a permis de présenter les résultats numériques d'une maison avec une irrégularité moyenne en plan et une architecture complexe (les limites de certains critères géométriques définis par les règles CPMI sont dépassées). Au vu des résultats de cette étude, des dispositions constructives ont été définies, permettant la justification sans calcul sismique pour les planchers poutrelles/entrevous de ce type de bâtiment.

Le présent document expose les résultats numériques d'un petit collectif régulier dans le but de définir des dispositions forfaitaires pour des bâtiments de géométrie et d'élévation similaires. Les dispositions constructives du petit collectif régulier et celles de la maison individuelle irrégulière complexe permettront de définir alors un domaine d'emploi relatif à une justification sans calcul sismique.

À noter que le bâtiment de petit collectif étudié dans ce rapport est le même que celui défini dans le rapport CERIB n° 355.I (Etude sismique sur les planchers à poutrelles avec rupteurs thermiques) [6].

---

<sup>1</sup> Monsieur Philippe BISCH est un expert sismique reconnu.

## 2.2. Etude numérique

La méthode de modélisation numérique exposée dans le rapport 393.I [4] est reprise et appliquée au bâtiment suivant.

Elle permet d'effectuer les trois vérifications des planchers à poutrelles/entrevous du bâtiment nécessaires pour assurer les fonctions demandées en zone sismique :

- Monolithisme entre le béton coulé en place et l'élément préfabriqué ;
- Fonction tirant-buton ;
- Fonction diaphragme.

## 2.3. Hypothèses numériques

Pour répondre à la problématique sismique de l'étude, l'ensemble du bâtiment est modélisé et étudié à l'aide de la méthode des éléments finis proposée par le logiciel ANSYS.

## 2.4. Types de calculs

Un premier calcul modal est réalisé sur le bâtiment pour lequel le calcul des modes de vibration est poursuivi jusqu'à la fréquence de coupure de 33 Hz (période de 0.03 s), dans chacune des directions d'excitation étudiées. En aucun cas le nombre de modes retenus n'est inférieur à 3. Si à la fréquence de 33 Hz, le cumul des masses modales dans la direction de l'excitation n'atteint pas 90% de la masse totale vibrante, il doit être tenu compte des modes négligés par toute méthode scientifiquement établie et sanctionnée par l'expérience ; en particulier, il peut être considéré un mode résiduel affecté d'une masse égale à la masse vibrante négligée (§ 6.6.2.2 de la NF P 06-013) :

$$M - \sum M_i$$

Avec :

M : masse totale vibrante ;

$\sum M_i$  : somme des masses modales.

La NF P 06-013 apporte des précisions supplémentaires, non contradictoires avec l'EC8, sur l'analyse modale (§ 4.3.3.3 de la NF EN 1998-1, 2005 [1]).

Les résultats de ce calcul modal sont ensuite utilisés pour réaliser trois calculs spectraux avec la combinaison quadratique complète des modes propres, appelée méthode CQC (Complete Quadratic Combination) :

- Calcul spectral suivant X pour obtenir les effets  $E_{Edx}$  de cette action ;
- Calcul spectral suivant Y pour obtenir les effets  $E_{Edy}$  de cette action ;
- Calcul spectral suivant Z pour obtenir les effets  $E_{Edz}$  de cette action.

Pour ces calculs sismiques, les charges appliquées sur la structure sont les suivantes :

$$G + \Psi_E Q \text{ avec } \Psi_E = \Psi_2 \varphi$$

Pour les combinaisons d'actions, les charges d'exploitation d'un bâtiment de petit collectif seront affectées par un coefficient  $\Psi_2$  dont la valeur est définie par le § A1.2.2 de la NF EN 1990 [7] ( $\Psi_2 = 0.3$  pour les bâtiments de catégorie A) et un coefficient  $\varphi$  défini par le § 4.2.4 de la NF EN 1998-1 [1] ( $\varphi = 0.5$  dans le cas des étages courants à occupations indépendantes et  $\varphi = 1$  pour la toiture).

Pour cette situation sismique, un calcul statique est également réalisé afin d'obtenir les résultats de la structure sous charges gravitaires (poids propres, charges permanentes, charges d'exploitation) :

$$G + \Psi_2 Q$$

Comme l'indique la NF EN 1990 § 6.4.3.4 [7], ces calculs seront combinés sur l'ensemble de la structure ou sur une partie de la structure de la manière suivante :

$$G + \Psi_2 Q + A_{Ed}$$

Où « + » signifie « être combiné avec ».

L'action sismique  $A_{Ed}$  sera la combinaison la plus pénalisante entre les trois calculs spectraux ( $E_{Edx}$ ,  $E_{Edy}$ ,  $E_{Edz}$ ).

En France métropolitaine, la composante verticale  $E_{Edz}$  n'a pas à être prise en compte (§ 4.3.3.5.2 de la NF EN 1998-1 [1]). Bien que normativement, la norme NF EN 1998-1 autorise explicitement la possibilité de ne pas considérer l'accélération verticale dans le calcul, l'étude numérique prend sécuritairement en compte cette composante verticale car, en l'absence de justifications expérimentales, la résistance sismique  $v_{Rdi}$  pourrait se trouver fortement réduite par rapport à la résistance statique, pouvant ainsi rendre la situation sismique dimensionnante.

Selon la NF EN 1998-1 § 4.3.3.5.2 [1], l'ensemble des combinaisons sismiques étudiées sont les suivantes :

N°	Combinaison	N°	Combinaison
1	$G + \Psi_2 Q$	14	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$
2	$G + \Psi_2 Q + E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$	15	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - E_y + 0.3E_z$
3	$G + \Psi_2 Q + E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$	16	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + E_y - 0.3E_z$
4	$G + \Psi_2 Q + E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$	17	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - E_y - 0.3E_z$
5	$G + \Psi_2 Q + E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$	18	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$
6	$G + \Psi_2 Q - E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$	19	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - 0.3E_y + E_z$
7	$G + \Psi_2 Q - E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$	20	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + 0.3E_y - E_z$
8	$G + \Psi_2 Q - E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$	21	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - 0.3E_y - E_z$
9	$G + \Psi_2 Q - E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$	22	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$
10	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$	23	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - 0.3E_y + E_z$
11	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - E_y + 0.3E_z$	24	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + 0.3E_y - E_z$
12	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + E_y - 0.3E_z$	25	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - 0.3E_y - E_z$
13	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - E_y - 0.3E_z$		

Afin d'avoir une référence de calcul simple à évaluer permettant de vérifier le correct dimensionnement du plancher sous combinaisons d'actions de situations durables, un calcul à l'ELU statique sera également mené dans cette étude avec la combinaison de charge fondamentale suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

## 2.5. Structure modélisée

À partir des plans de béton armé d'un bâtiment de petit collectif existants (R+4 avec toiture terrasse) en Annexe 1 et les plans d'architectes en Annexe 2, la géométrie d'un bâtiment R+4 avec toiture terrasse a été définie où chaque étage est répété à l'identique (Figure 1). Un plan de pose des poutrelles (Figure 2) a pu être déterminé afin de pouvoir modéliser le plus fidèlement possible ce bâtiment et l'étudier sous sollicitations sismiques.

À noter que la géométrie de ce petit collectif a déjà été utilisée dans le cadre de l'étude sismique sur les planchers à poutrelles avec rupteurs thermiques (Rapport CERIB n° 355.I) [6].

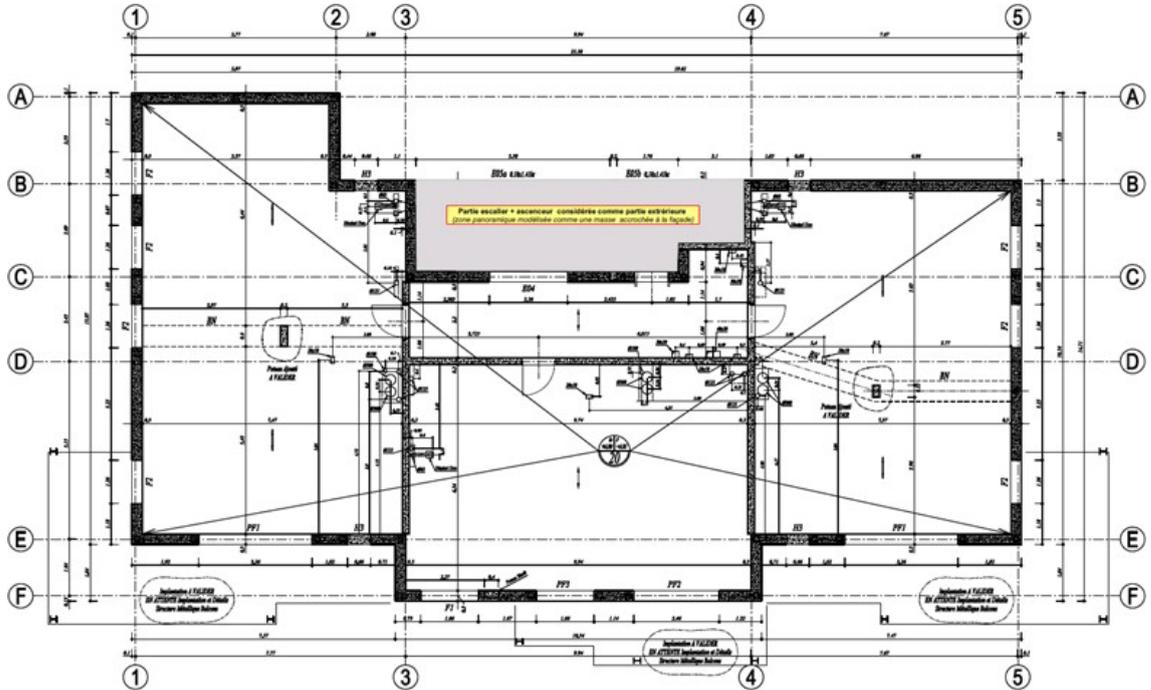


Figure 1 : Plan béton armé - Vue en plan identique pour chaque niveau du bâtiment

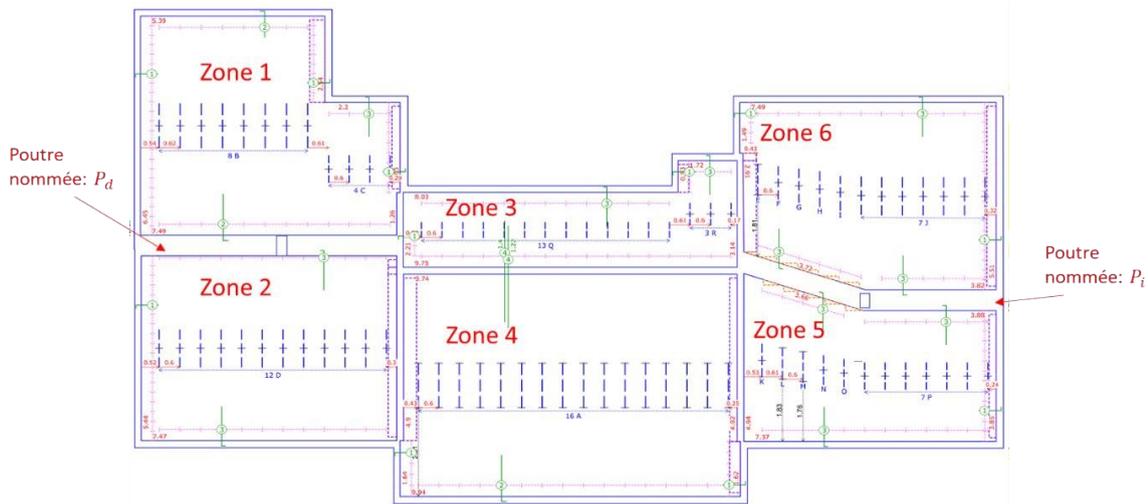


Figure 2 : Plan de pose - Vue en plan identique pour chaque niveau du bâtiment découpée en 6 zones

Cette structure R+4 (avec toiture lourde) est composée de 5 planchers à poutrelles-entrevous 19+5 cm, au niveau du vide-sanitaire, R+1, R+2, R+3 et R+4 et d'un plancher à poutrelles-entrevous 19+6 cm au niveau de la toiture.

## 2.6. Propriétés des matériaux

Etant donné les types de calculs réalisés, l'ensemble des lois de comportement utilisées dans cette étude sont élastiques linéaires.

Les différents éléments pris en compte dans la modélisation avec les particularités de leur matériau sont les suivantes :

- Les murs en béton armé : d'une épaisseur de 20 cm avec un module d'élasticité divisé par deux permettant de tenir compte de la fissuration (NF EN 1998-1 4.3.1 [1]), soit un module d'élasticité en sismique de 15.5 GPa pour une classe de résistance C25/30 et une prise en compte de leur masse via la masse volumique de 2400 kg/m<sup>3</sup> ; À noter que la réduction du module d'Young n'est pas appliquée en statique ( $E_{cm}=31$  GPa).

Une hauteur des murs de fondation d'un mètre a été considérée.

La régularité du bâtiment en plan et en élévation permet de minimiser la torsion. Pour cela, l'abattement du module d'Young a été appliqué uniquement au niveau des murs de contreventement. En effet, la modification de la raideur d'ensemble du plancher (module réduit au niveau des poutrelles, de la table de compression, du chaînage et des poutres) a une faible influence sur la redistribution des efforts dans les éléments de contreventement et par conséquent sur les sollicitations dans le diaphragme. Dans le cas des poutrelles précontraintes, il n'est pas nécessaire de diviser le module d'Young par 2 (éléments non fissurés).

Afin d'évaluer l'impact de la souplesse du diaphragme sur le dimensionnement de la structure en sismique, les réactions d'appui  $F_x$  et  $F_y$  ont été extraites au droit de 4 murs (voir Annexe 5) dans 2 cas différents :

- Cas 1 : Fissuration prise en compte au droit de tous les éléments (murs, table de compression, poutrelles, chaînage, poutres et poteaux). Ainsi, le module d'Young est réduit (divisé par deux) au niveau de tous ces éléments.
- Cas 2 : Fissuration prise en compte uniquement au droit des murs de contreventement. Ainsi le module d'Young est réduit (divisé par deux) uniquement au niveau des voiles.

Les calculs montrent une différence de 1.3 % à 9.6 % entre le cas 1 et le cas 2 (voir Annexe 5) Cette faible différence (moins de 10%) obtenue en appliquant les différentes combinaisons sismiques basées sur la méthode de calcul CQC (combinaison quadratique complète des modes propres) permet de valider l'hypothèse retenue d'appliquer une réduction du module d'Young uniquement sur les éléments verticaux.

- Les tables de compression des planchers présentent un module d'élasticité correspondant à un béton C25/30 ( $E_{cm}=31$  GPa) où les différentes charges, comme les charges permanentes, les surcharges d'exploitation (affectées d'un coefficient  $\psi_2 = 0.30$  pour l'action sismique dans le cas de bâtiment à usage d'habitation) et la masse des planchers (masse des poutrelles, de la dalle de répartition et des entrevous) sont prises en compte via une masse surfacique correspondant au montage considéré.

Le Tableau 1 expose l'épaisseur des tables de compression et les charges à considérer sur chaque plancher en fonction de la zone du plancher (Figure 2) et du niveau du bâtiment (Figure 3).

Niveau	Zone	Epaisseur du plancher [cm]	Poids du plancher [kN/m <sup>2</sup> ]	Charges d'exploitation [kN/m <sup>2</sup> ]	Charges permanentes [kN/m <sup>2</sup> ]
VS	1,2,4,5,6	19+5	2.4	1.5	1.7
	3			2.5	1.2
R+1	1,2,4,5,6	19+5	2.4	1.5	1.7
	3			2.5	1.2
R+2	1,2,4,5,6	19+5	2.4	1.5	0.7
	3			2.5	0.7
R+3	1,2,4,5,6	19+5	2.4	1.5	0.7
	3			2.5	0.2
R+4	1,2,4,5,6	19+5	2.4	1.5	0.7
	3			2.5	0.2
Toiture	1,2,3,4,5,6	19+6	2.65	1	1.5

Tableau 1 : Epaisseur du plancher et charges à considérer en fonction de la zone du plancher et du niveau du bâtiment

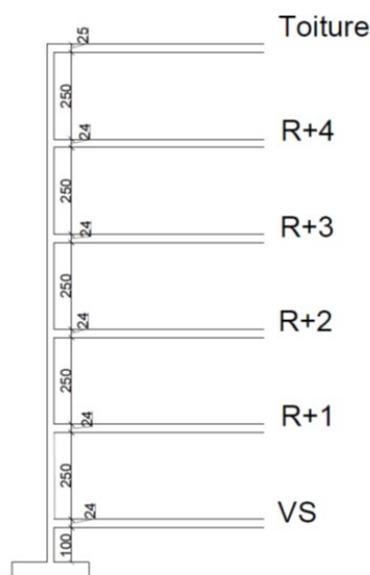


Figure 3 : Dénomination de chaque niveau du bâtiment

- Les poutrelles précontraintes ont un module d'élasticité équivalent à un béton C30/37 ( $E_{cm}=33$  GPa) ;
- Etant donné que le poids propre des poutrelles a été pris en compte précédemment dans le poids du plancher, la masse volumique des poutrelles est négligée ;
- Les chainages présentent un module d'élasticité équivalent à un béton C25/30 ( $E_{cm}=31$  GPa) et une masse volumique de  $2400$  kg/m<sup>3</sup> ;
- Ne contribuant pas mécaniquement, les entrevous ne sont pas modélisés, seule leur masse a été considérée ci-avant dans la table de compression ;
- Les poutres et les poteaux ont un module d'élasticité équivalent à un béton C25/30 ( $E_{cm}=31$  GPa) et une masse volumique de  $2400$  kg/m<sup>3</sup>.

Les poutres présentent une retombée de 10 cm.

## 2.7. Les types d'éléments finis

Des éléments finis volumiques sont utilisés (murs, tables de compression, poutrelles, chainages, poutres et poteaux) afin notamment de reproduire la section irrégulière des poutrelles et également pouvoir extraire le taux de contrainte du contact surfacique parfait entre les poutrelles et les tables de compression.

## 2.8. Conditions aux limites et chargements

### 2.8.1. Conditions aux limites

Les murs et poteaux de la structure sont considérés encastrés en pied.

### 2.8.2. Chargement appliqué sur les planchers

Les charges appliquées pour les calculs gravitaire et sismique sont présentées dans le Tableau 2 :

Niveau	Zone	Charge à appliquer [kN/m <sup>2</sup> ]		
		Calcul ELU 1.35 G+1.5 Q	Calcul statique G+ $\Psi_2$ Q	Calcul sismique G+ $\Psi_E$ Q
VS	1,2,4,5,6	7.79	4.55	4.33
	3	8.61	4.35	3.98
	Pd,Pi	4.54	2.15	1.92
R+1	1,2,4,5,6	7.79	4.55	4.33
	3	8.61	4.35	3.98
	Pd,Pi	4.54	2.15	1.92
R+2	1,2,4,5,6	6.44	3.55	3.32
	3	7.94	3.85	3.47
	Pd,Pi	3.20	1.15	0.93
R+3	1,2,4,5,6	6.44	3.55	3.32
	3	7.26	3.35	2.98
	Pd,Pi	3.20	1.15	0.93
R+4	1,2,4,5,6	6.44	3.55	3.32
	3	7.26	3.35	2.98
	Pd,Pi	3.20	1.15	0.93
Toiture	1,2,3,4,5,6	7.10	4.45	4.45
	Pd,Pi	3.52	1.80	1.80

Tableau 2 : Charges gravitaires considérées pour les différents calculs réalisés

Avec :

G : poids du plancher + charges permanentes ;

Q : charges d'exploitation.

À noter que dans le cas des poutres Pd et Pi :

G : charges permanentes (Le poids de la poutre est pris en compte numériquement via la masse volumique  $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ ).

Dans ce modèle numérique, les balcons ont été considérés comme des masses rapportées sur les façades (sur le chainage). Les masses relatives à la cage d'escalier et à l'ascenseur ont été également rapportées sur les façades.

Le chargement dû à la présence des balcons, de la cage d'escalier et de l'ascenseur est détaillé en Annexe 4.

## 2.9. Spectre de calcul

Le spectre de calcul (Figure 4), qui sera appliqué sur les conditions aux limites d'encastrement, est basé sur l'Eurocode 8 accompagné de l'arrêté du 8 septembre 2021 [8] modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 [9]. Il est établi à partir de la zone de sismicité maximale visée 4, de la catégorie de bâtiment maximale visée II, de la classe de sol maximale visée E et d'un coefficient de comportement de 2.5.

Ce spectre, représenté en période sur la Figure 4 voit son plateau entre  $T_B$  et  $T_C$  prolongé, de manière sécuritaire, jusqu'à la période  $T$  égale à zéro afin de s'assurer dans cette étude que la structure est sollicitée par l'accélération maximale du spectre. À noter que ce choix sécuritaire (permettant notamment de définir le domaine d'emploi) n'est pas une obligation pour la justification d'un bâtiment particulier.

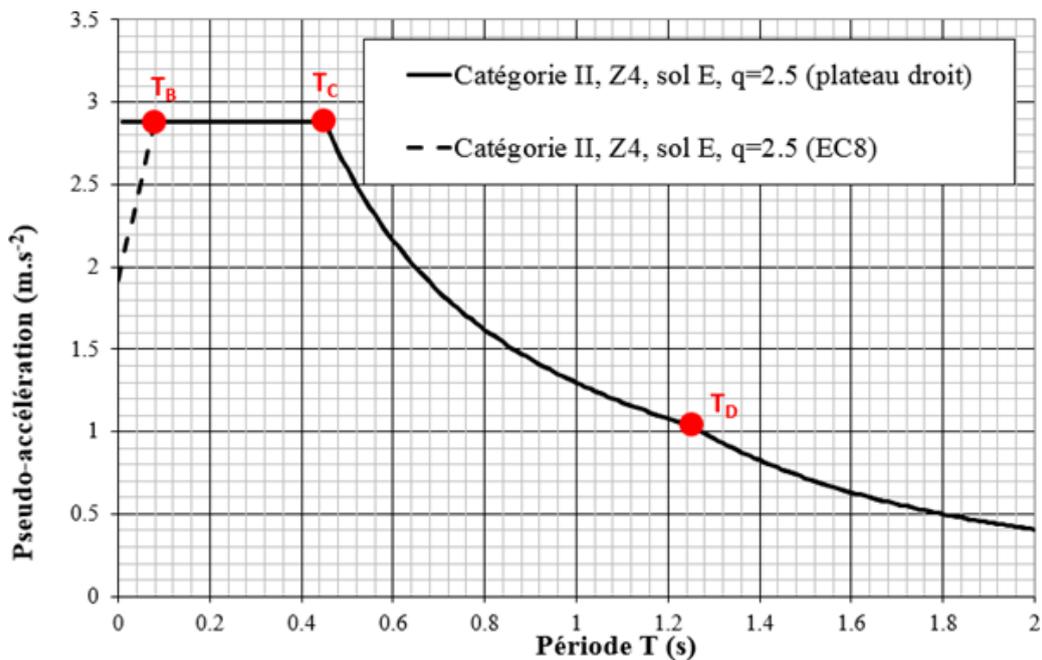


Figure 4 : Exemple de spectre de calcul pour les composantes horizontales de l'action sismique : accélération VS période avec  $q=2.5$ ,  $T_B=0.08$  s.,  $T_C=0.45$  s.,  $T_D=1.25$  s

## 2.10. Résultats observés et critères utilisés

### 2.10.1. Monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place

Pour étudier ce monolithisme, la contrainte de glissement  $v_{Edi}$  entre une poutrelle et le béton coulé en place obtenue numériquement sera comparée à la contrainte résistante  $v_{Rdi}$  indiquée par le tableau 3 de la NF EN 15037-1 [10], aussi bien en statique qu'en séisme. La vérification est réalisée sans abattement en sismique, comme le préconise le rapport d'expertise de Monsieur BISCH (cf. Annexe 6).

L'avis d'expert (M. BISCH) a été établi à partir des essais cycliques réalisés sur des planchers à poutrelles et entrevous au CERIB en 2007 pour différents types de montages (Rapport d'essais CERIB n° 07 DPO 187). Les résultats des essais conduisent à ne pas dégrader la résistance  $v_{Rdi}$  sismique par rapport à celle obtenue en statique en divisant la valeur de  $cf_{ctd}$  par 2.

Ainsi, la vérification du monolithisme réalisée dans le cadre de ce projet, sans abattement en sismique, est valable pour les poutrelles de type c2a, c2b et c3a présentant une contrainte admissible  $v_{Rdi} \geq 0.55$  MPa et ayant bénéficiées d'essais statiques/dynamiques permettant de revendiquer une valeur  $v_{Rdi,sismique} \geq 0.55$  MPa.

Comme validé dans le rapport CERIB n°393.I [4], pour obtenir la contrainte de glissement numérique, les efforts normaux dans chaque section d'une poutrelle suivant son abscisse sont exploités et la contrainte de glissement le long de l'abscisse de la poutrelle peut ainsi être calculée de la manière suivante :

$$\sigma_{num} = \frac{\Delta F}{\Delta x \times b} = \frac{F(x + dx) - F(x)}{\Delta x \times b}$$

Où :

- $\Delta F$  est la différence entre l'effort normal agissant sur la section (appelée surface de reprise sur la Figure 5) à l'abscisse  $x + dx$  et l'effort normal agissant sur la section à l'abscisse  $x$  ;
- $\Delta x$ , égale à 10 cm, est la distance entre deux sections correspondant à la taille de maille des poutrelles dans la direction longitudinale de celles-ci ;
- $b$  est la largeur de l'interface. Pour les 2 types de montages utilisés dans ce petit collectif (planchers de 19+5 cm et 19+6 cm),  $b$  est égale à 13 cm (Figure 6).

À noter que seule la contrainte de glissement dans l'axe des poutrelles est considérée car la reprise de l'effort dans le sens perpendiculaire à l'axe des poutrelles est assurée par le béton de la dalle de compression. En effet, la tête de la poutrelle pénètre dans le béton coulé en place qui joue le rôle de butée. Ainsi, tout l'effort transversal est repris par le béton coulé en place ce qui n'est pas le cas des efforts agissant dans l'axe de la poutrelle (Figure 7).

$$F = \int_0^a \sigma_{xx} \cdot b \cdot dy$$

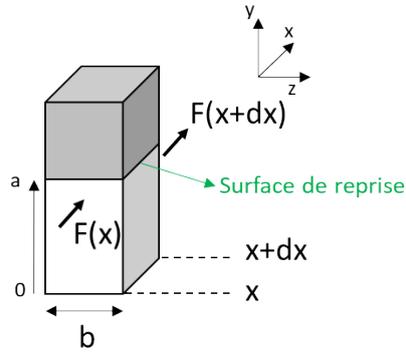


Figure 5 : Schéma permettant de déterminer la contrainte de glissement longitudinale entre une poutrelle et la table de compression

À noter que les poutrelles présentent un entraxe de 60 cm. Elles sont identiques pour l'ensemble des planchers et conformes aux plans de la Figure 6.

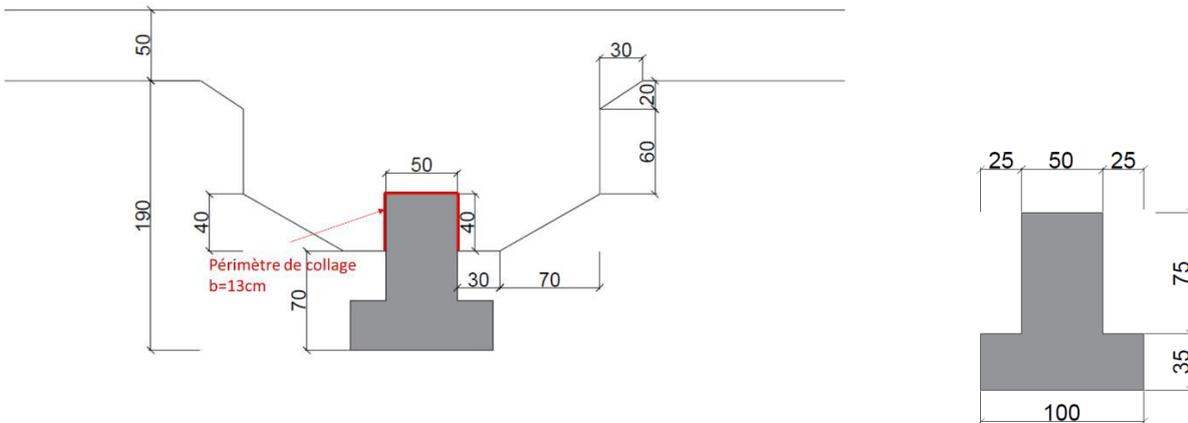


Figure 6 : Détails de la géométrie de la poutrelle et du montage des planchers à poutrelles-entrevous 19+5 cm du bâtiment étudié (étages courants). Dans le cas du plancher de toiture, l'épaisseur de la table de compression est de 6 cm.

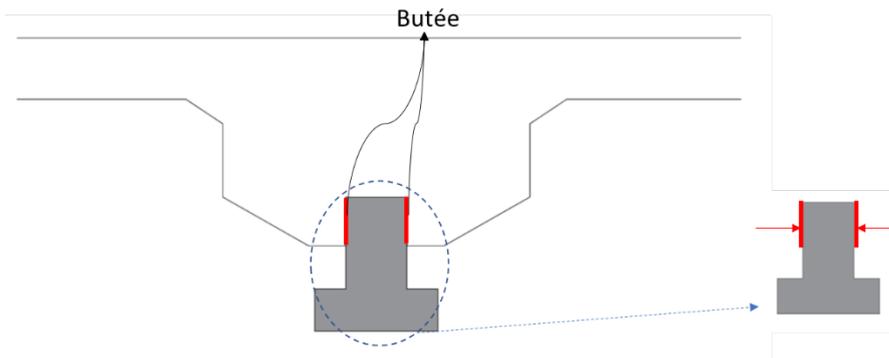


Figure 7 : Blocage de la tête de poutrelle dans le sens transversal. Celui-ci est assuré par la dalle de compression qui agit comme une butée contre la poutrelle

### 2.10.1.1. Application numérique

Les résultats des contraintes de glissement des poutrelles les plus sollicitées par zone et par niveau (ou des poutrelles adjacentes aux poutrelles les plus sollicitées dans certains cas) sont présentés par le Tableau 3. Pour chaque poutrelle étudiée, les contraintes de glissement «  $\sigma_{Ed,max,ELU, statique}$  » issues du calcul réalisé à l'ELU statique ainsi que les contraintes de glissement «  $\sigma_{Ed,max,sismique}$  » issues de la combinaison sismique la plus pénalisante sont données.

La Figure 8 illustre l'emplacement des poutrelles citées dans le Tableau 3. L'emplacement de ces poutrelles est le même pour tous les niveaux du bâtiment étudié.

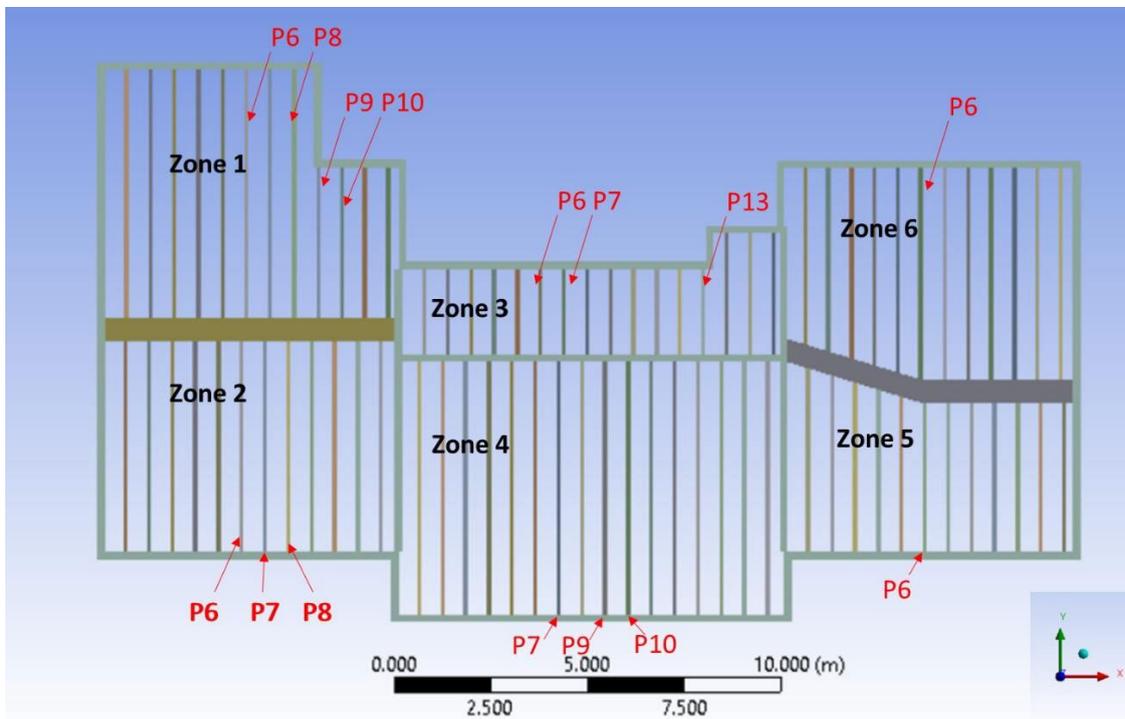


Figure 8 : Emplacement des poutrelles

Les graphiques présentés dans l'Annexe 7 montrent, par zone et par niveau, l'évolution des contraintes de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle :

- La plus sollicitée à l'ELU statique ;
- Et la plus sollicitée en sismique (résultats issus de la combinaison sismique la plus pénalisante).

Zone	Niveau	Poutrelle	$\sigma_{Ed,max,ELU,statique}$ [MPa]		$\sigma_{Ed,max,sismique}$ obtenue par la combinaison sismique la plus défavorable [MPa]	
1	VS	P6	0.50		0.39	
		P8	0.25	$\bar{X} = 0.34$ MPa	0.20	$\bar{X} = 0.26$ MPa
		P9	0.53		0.40	
		P10	0.23		0.17	
	R+1	P6	<b>0.51</b>		0.39	
		P8	0.25	$\bar{X} = 0.36$ MPa	0.19	$\bar{X} = 0.28$ MPa
		P9	0.61		0.48	
		P10	0.22		0.17	
	R+2	P6	0.4		0.30	
		P8	0.21	$\bar{X} = 0.31$ MPa	0.13	$\bar{X} = 0.22$ MPa
		P9	0.55		0.42	
		P10	0.17		0.12	
	R+3	P6	0.39		0.30	
		P8	0.22	$\bar{X} = 0.33$ MPa	0.13	$\bar{X} = 0.22$ MPa
		P9	0.58		0.42	
		P10	0.18		0.13	
	R+4	P6	0.38		0.31	
		P8	0.18	$\bar{X} = 0.3$ MPa	0.12	$\bar{X} = 0.21$ MPa
		P9	0.54		0.40	
		P10	0.18		0.12	
Toiture	P6	0.40		<b>0.40</b>		
	P8	0.19	$\bar{X} = 0.31$ MPa	0.16	$\bar{X} = 0.28$ MPa	
	P9	0.57		0.52		
	P10	0.17		0.15		
2	VS	P6	0.41			0.33
		P7	0.46		<b>0.41</b>	
		P8	0.36		0.28	
	R+1	P6	0.43		0.35	
		P7	<b>0.49</b>		<b>0.41</b>	
		P8	0.44		0.34	
	R+2	P6	0.34		0.25	
		P7	0.39		0.31	
		P8	0.38		0.29	
	R+3	P6	0.33		0.26	
		P7	0.38		0.31	
		P8	0.38		0.29	
	R+4	P6	0.32		0.25	
		P7	0.35		0.27	
		P8	0.39		0.28	
	Toiture	P6	0.41		0.47	
P7		0.43		0.57		
P8		0.38		0.38		
VS	P6	0.20		0.15		
	R+1	P7	<b>0.24</b>		0.25	

3	R+2	P6	0.20	0.16
		P13	0.14	<b>0.26</b>
	R+3	P6	0.20	0.16
		P13	0.14	0.24
	R+4	P6	0.21	0.16
		P13	0.14	0.23
4	Toiture	P7	0.23	0.23
	VS	P7	0.44	<b>0.42</b>
	R+1	P9	<b>0.49</b>	0.39
	R+2	P10	0.42	0.35
	R+3	P10	0.42	0.35
	R+4	P10	0.42	0.37
	Toiture	P10	0.46	0.40
5	VS	P6	0.35	0.26
	R+1	P6	<b>0.37</b>	<b>0.31</b>
	R+2	P6	0.26	0.23
	R+3	P6	0.25	0.21
	R+4	P6	0.26	0.18
	Toiture	P6	0.26	0.26
6	VS	P6	0.33	0.26
	R+1	P6	<b>0.34</b>	0.26
	R+2	P6	0.29	0.21
	R+3	P6	0.29	0.21
	R+4	P6	0.29	0.21
	Toiture	P6	0.30	<b>0.28</b>

Tableau 3 : Contraintes de glissement à l'ELU statique et en sismique au droit des poutrelles par zone et par niveau.

## 2.10.1.2. Analyse et interprétation des résultats

### 2.10.1.2.1. Zone 1 :

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P9 :

- VS :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.53$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.40$  MPa ;
- R+1 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.61$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.48$  MPa ;
- R+2 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.55$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.42$  MPa ;
- R+3 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.58$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.42$  MPa ;
- R+4 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.54$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.40$  MPa ;
- Toiture :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.57$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.52$  MPa.

Le pic de contrainte au niveau de l'appui de la poutrelle P9 sur le mur apparaît aussi bien en statique qu'en dynamique. Il est même plus élevé en statique qu'en sismique. Ce pic s'explique par un effet de bord dû à l'irrégularité du bâtiment présentant un décroché au niveau de la jonction entre la poutrelle et l'angle du mur (distribution asymétrique selon les Figures 9 à 14). Si ce pic de contrainte conduisait à un glissement entre les éléments, le glissement d'ensemble serait bloqué par les deux poutrelles adjacentes à la poutrelle P9. Ceci est dû à la continuité assurée par la dalle de compression.

De plus, du fait de la ductilité de la liaison entre les 2 interfaces crantées (poutrelle/dalle de compression), une partie de l'effort agissant sur la poutrelle P9 sera redistribuée sur les poutrelles P8 et P10 très peu sollicitées (voir Tableau 3). À noter que la redistribution sur la poutrelle P10 a lieu à mi-travée dans une zone de tranchant nul (voir Figure 9) conduisant à une redistribution d'effort sur les 2 appuis de la poutrelle P10. Ainsi, la poutrelle P10 récupérerait uniquement le  $\frac{1}{4}$  du surplus d'effort agissant sur la poutrelle P9.

Ce phénomène de redistribution conduit à une contrainte de glissement moyenne au droit des poutrelles P8, P9 et P10 de l'ordre de :

- En statique : 0.34 MPa au niveau du VS, 0.36 MPa au niveau du R+1, 0.31 MPa au niveau du R+2 et de la toiture, 0.33 MPa au niveau du R+3 et 0.3 MPa au niveau du R+4 (voir Tableau 2) ;
- En sismique : 0.26 MPa au niveau du VS, 0.28 MPa au niveau du R+1 et de la toiture et 0.22 MPa au niveau du R+2, R+3 et R+4 (voir Tableau 3) ;

D'autre part, on constate que la 2<sup>ème</sup> poutrelle la plus sollicitée au niveau de la zone 1 est la poutrelle P6 ( $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.40$  MPa).

Ainsi, la contrainte de glissement maximale retenue pour cette zone est :

- En statique :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.51$  MPa enregistrée par la poutrelle P6 située au niveau du R+1.
- En sismique :  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.40$  MPa enregistrée par la poutrelle P6 située au niveau de la toiture.

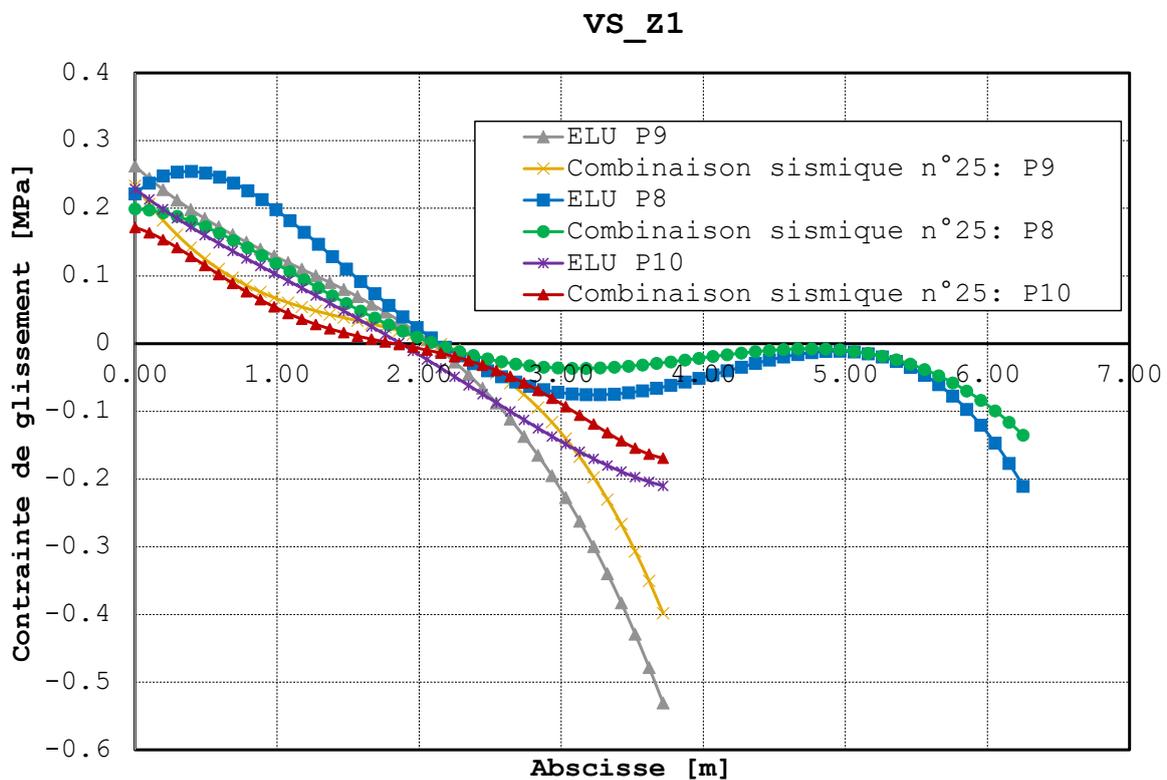


Figure 9 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n°8, 9 et 10 en zone 1, niveau VS

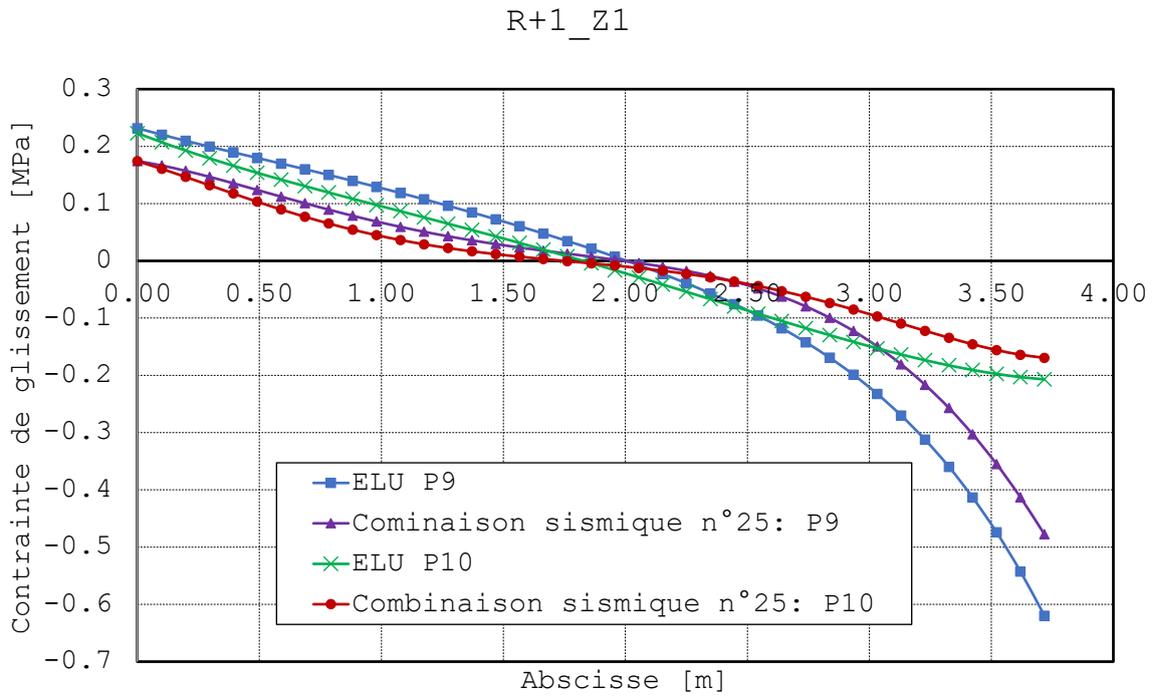


Figure 10 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n°9 et 10, zone 1, niveau R+1

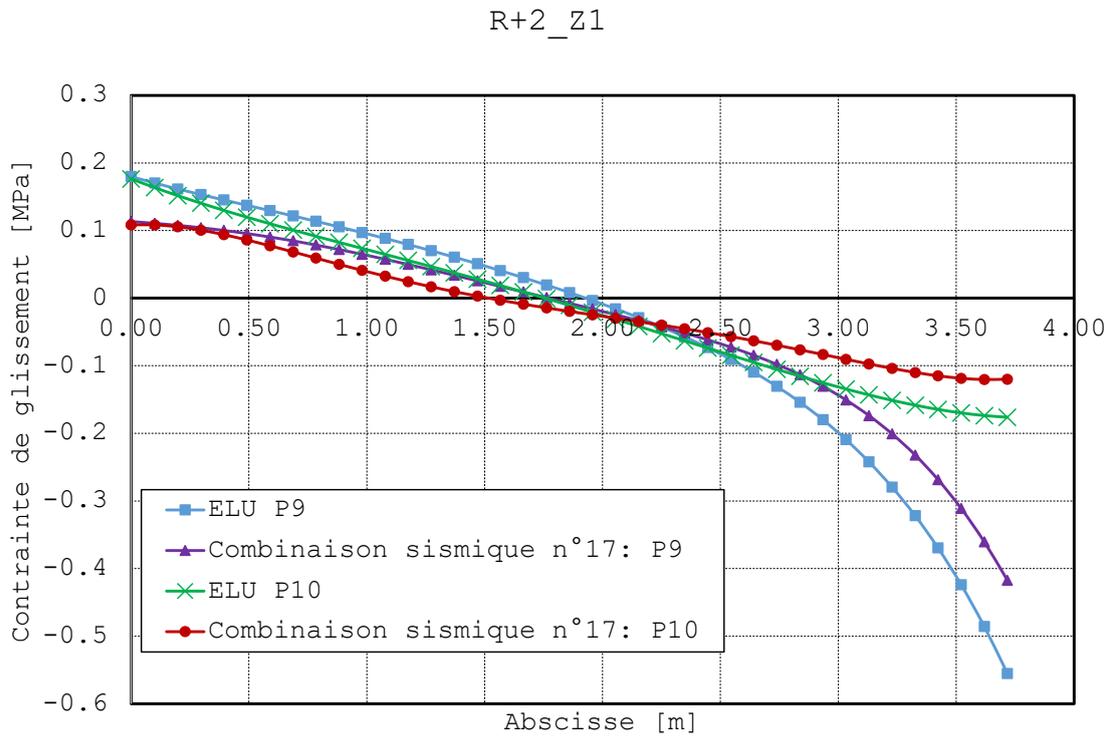


Figure 11 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n°9 et 10, zone 1, niveau R+2

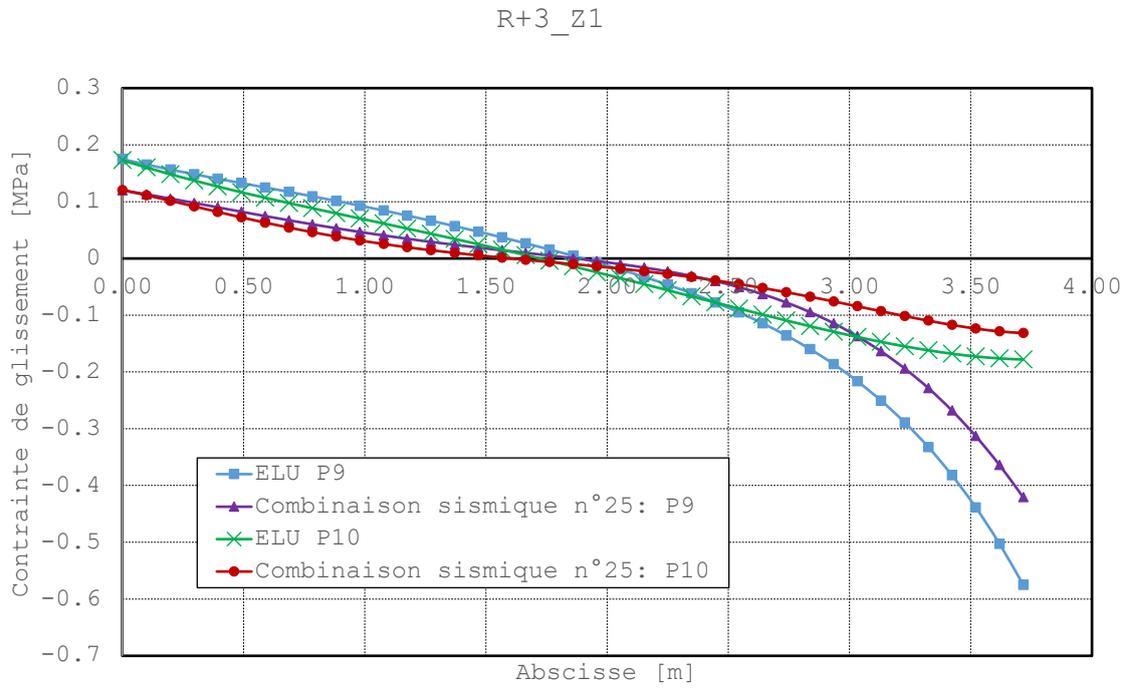


Figure 12 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n°9 et 10, zone 1, niveau R+3

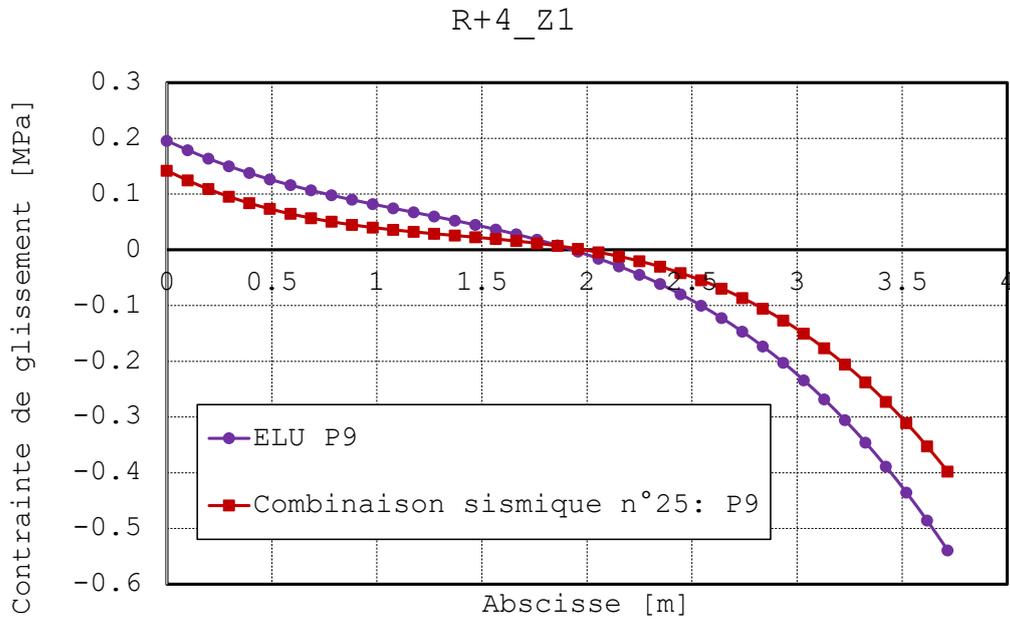


Figure 13 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°9, zone 1, niveau R+4

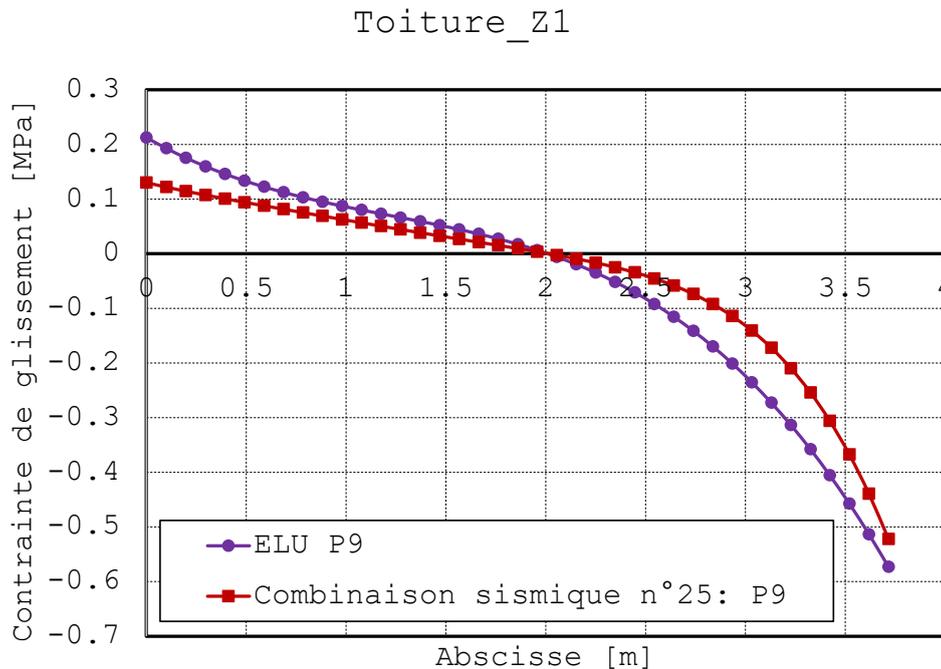


Figure 14 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°9, zone 1, niveau toiture

#### 2.10.1.2.2. Zone 2

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P7 :

- $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.49$  MPa enregistrée au niveau du R+1 contre ;
- $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.57$  MPa enregistrée au niveau de la toiture.

Cette poutrelle P7 a la particularité de s'appuyer sur un linteau en rive à  $x=0m$  et sur un poteau à  $x=5.3m$  du côté de l'appui intermédiaire (Figure 15). Elle est en configuration de porte-à-faux du fait de la forte différence de raideur verticale des 2 supports (en rive et sur appui intermédiaire). Ce schéma de RdM conduit à une distribution de contraintes asymétriques visibles sur les figures 16 et 18 avec des intensités plus fortes du côté du support de forte rigidité (c'est-à-dire sur l'appui intermédiaire) qui peuvent être redistribuées sur les poutrelles adjacentes (grâce au principe de redistribution décrit précédemment en zone 1).

De plus, compte tenu de la fissuration du plancher en flexion négative sur appui du fait de la mise en place d'un ferrailage en partie supérieure cohérent avec une poutrelle rotulée en rive et encadrée sur l'appui intermédiaire, l'intensité de l'effort tranchant au droit de l'appui intermédiaire sera gouvernée par le schéma RdM utilisé pour dimensionner le plancher. Ainsi, cet effort sera diminué et redistribué sur l'appui de rive conduisant ainsi à moyenniser la valeur de la contrainte de glissement entre les 2 appuis :

$$\sigma_{sismique,P7,redistribuée} = \frac{\sigma_{sismique,P7}(\text{à } x=0m) + \sigma_{sismique,P7}(\text{à } x=5.3m)}{2} = \frac{0.22+0.573}{2} = 0.4MPa, \quad \text{selon la Figure 18).}$$

À noter que cette valeur de contrainte redistribuée s'approche de celle enregistrée par la poutrelle P8 ( $\sigma_{sismique,P8,toiture} = 0.38$  MPa). Cette dernière s'appuie sur un mur et sur une poutre (courbe de contrainte symétrique selon la Figure 19). La poutrelle P6 est dans la même configuration que la poutrelle P7 (configuration en porte-à-faux conduisant à une répartition asymétrique des contraintes selon la Figure 17).

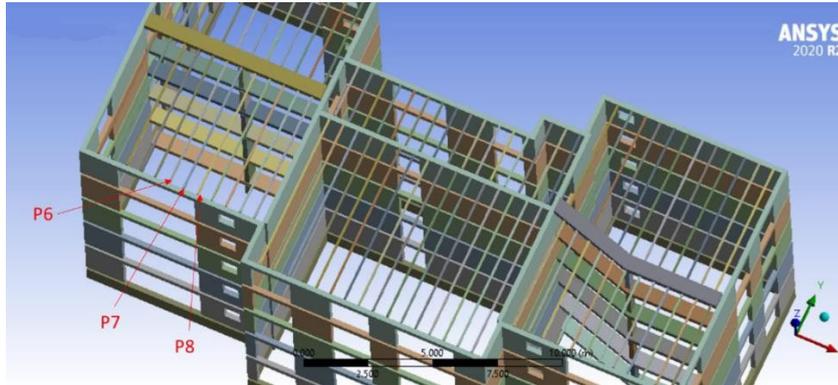


Figure 15 : Emplacement des poutrelles P6, P7 et P8 de la zone 2

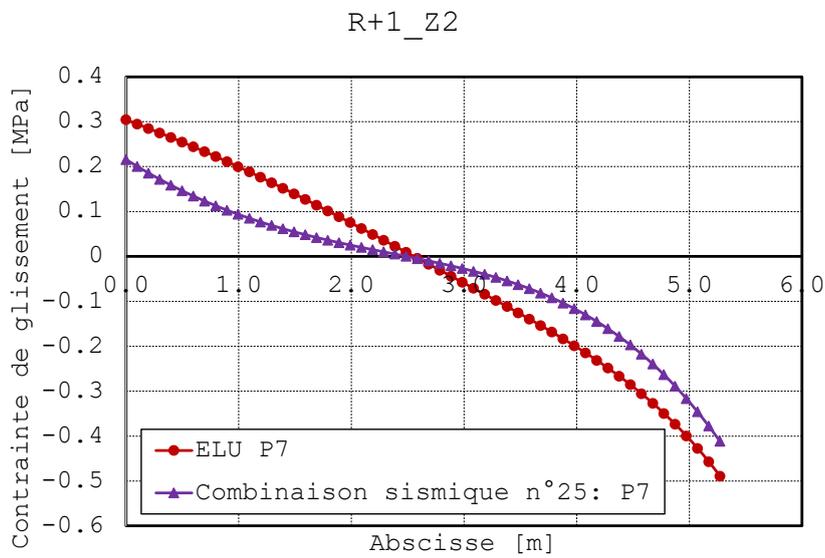


Figure 16 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°7, zone 2, niveau R+1

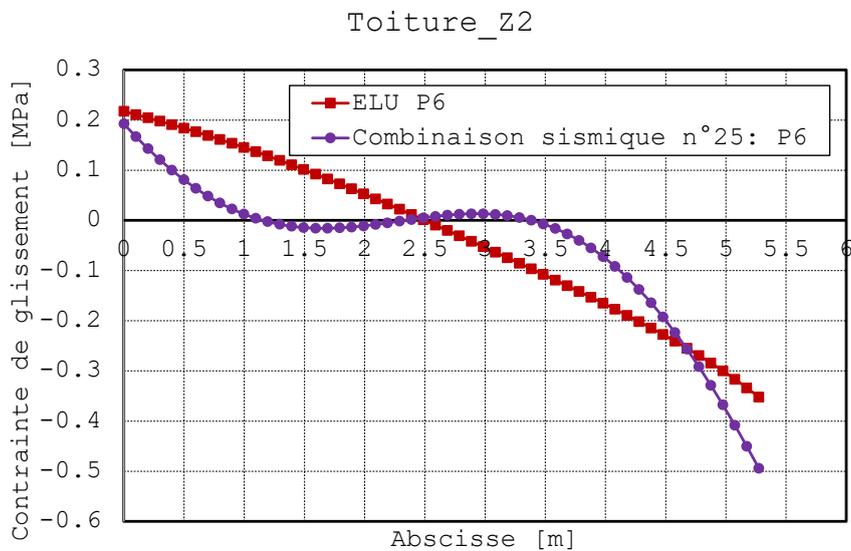


Figure 17 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 2, niveau toiture

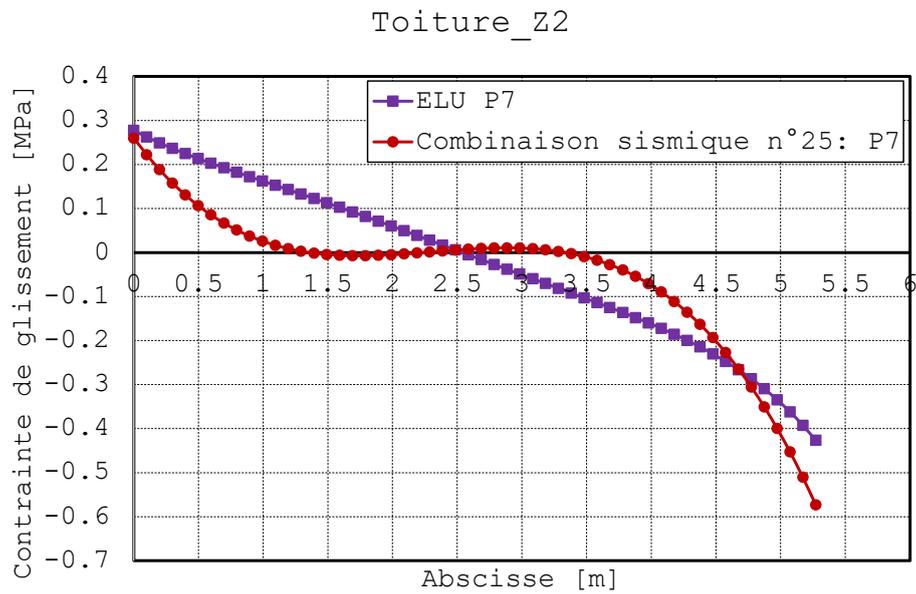


Figure 18 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°7, zone 2, niveau toiture

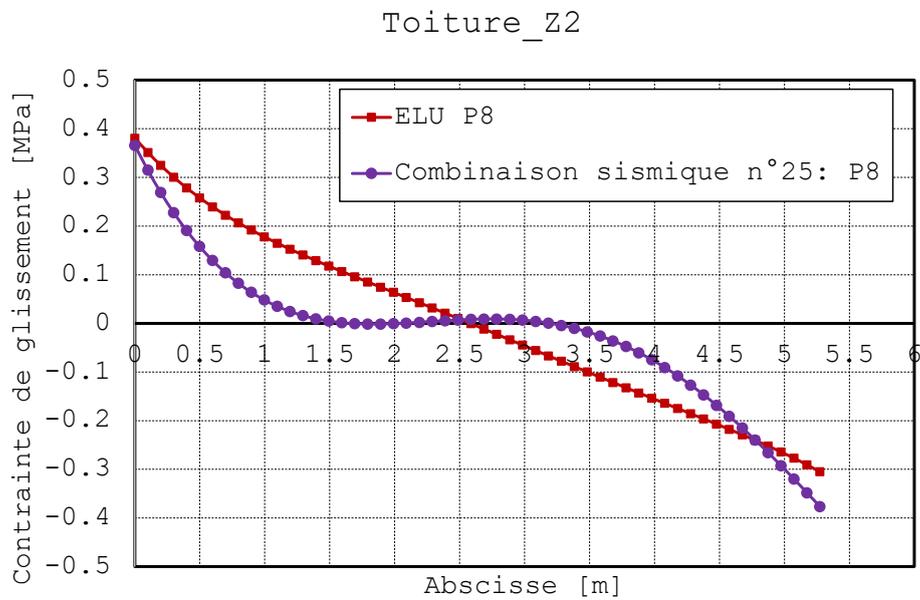


Figure 19 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°8, zone 2, niveau toiture

Ainsi, la contrainte de glissement maximale en sismique retenue pour cette zone est  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.41$  MPa enregistrée par la poutrelle P7 au niveau du VS (à noter qu'au niveau du VS, la poutrelle P7 est appuyée sur un mur d'un côté et sur une poutre de l'autre).

### 2.10.1.2.3. Zone 3

- VS:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P6 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.2$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.15$  MPa.

- R+1:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P7 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.24$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.25$  MPa.

- R+2:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P6 à l'ELU statique :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.2$  MPa et la poutrelle P13 en sismique  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.26$  MPa.

- R+3:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P6 à l'ELU statique :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.2$  MPa et la poutrelle P13 en sismique  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.24$  MPa.

- R+4:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P6 à l'ELU statique :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.21$  MPa et la poutrelle P13 en sismique  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.23$  MPa.

- Toiture:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P7 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.23$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.23$  MPa.

Ainsi, la contrainte de glissement maximale retenue pour cette zone est :

- En statique :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.24$  MPa enregistrée par la poutrelle P7 située au niveau du R+1.
- En sismique :  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.26$  MPa enregistrée par la poutrelle P13 située au niveau du R+2.

### 2.10.1.2.4. Zone 4

- VS:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P7 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.44$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.42$  MPa.

- R+1:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P9 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.49$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.39$  MPa.

- R+2:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P10 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.42$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.35$  MPa.

- R+3:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P10 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.42$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.35$  MPa.

- R+4:

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P10 :  
 $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.42$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.37$  MPa.

- Toiture :

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P10 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.46$  MPa contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.4$  MPa.

Ainsi, la contrainte de glissement maximale retenue en sismique pour cette zone est  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.42$  MPa enregistrée par la poutrelle P7 située au niveau du VS. Elle est inférieure à la contrainte de glissement maximale statique retenue dans cette zone  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.49$  MPa (valeur enregistrée par la poutrelle P9 du R+1).

#### 2.10.1.2.5. Zone 5

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P6 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.37$  MPa enregistrée au niveau R+1 contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.31$  MPa enregistrée également au niveau R+1.

Ainsi, la contrainte de glissement maximale en sismique retenue pour cette zone est  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.31$  MPa enregistrée par la poutrelle P6 située au niveau du R+1. Elle est inférieure à la contrainte de glissement maximale statique retenue dans cette zone  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.37$  MPa.

#### 2.10.1.2.6. Zone 6

La contrainte de glissement maximale est enregistrée au droit de la poutrelle P6 :  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.34$  MPa enregistrée au niveau R+1 contre  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.28$  MPa enregistrée au niveau de la toiture.

Ainsi, la contrainte de glissement maximale en sismique retenue pour cette zone est  $\sigma_{Ed,max,sismique} = 0.28$  MPa enregistrée par la poutrelle P6 située au niveau de la toiture. Elle est inférieure à la contrainte de glissement maximale statique retenue dans cette zone  $\sigma_{Ed,max,ELU,statique} = 0.34$  MPa.

#### 2.10.1.2.7. Conclusions

La contrainte de glissement maximale enregistrée au niveau des différentes zones étudiées précédemment est de l'ordre de  $\sigma_{Ed,dynamique,max} = 0.42$  MPa en sismique (poutrelle P7 de la zone 4 au niveau du VS). Cette valeur est inférieure à la contrainte résistante  $\sigma_{Rdi,sismique} = 0.55$  MPa.

Ce résultat est logique car les poutrelles présentent dans cette zone, des portées maximales. Ainsi, la zone 4 est dimensionnante au séisme et en statique.

En outre, le Tableau 3 montre que pour l'ensemble des poutrelles, l'intensité maximale des contraintes de glissement calculée à l'ELU est de l'ordre de  $\sigma_{Ed,ELU,max} = 0.51$  MPA (valeur enregistrée par la poutrelle P6 au niveau de la zone 1 du R+1). Cette valeur est supérieure à la contrainte de glissement maximale enregistrée au séisme (0.51 MPA > 0.42 MPA). Autrement dit, la combinaison ELU (1.35G + 1.5 Q) conduit à des sollicitations d'efforts tranchants plus défavorables que la combinaison sismique (G +  $\Psi_2\phi Q$ ), rendant ainsi la combinaison ELU statique dimensionnante compte tenu que la résistance n'est pas dégradée sous chargement cyclique.

En effet, des essais cycliques ont été réalisés sur des planchers à poutrelles et entrevous au CERIB en 2007 pour différents types de montage (Rapport d'essais CERIB n° 07 DPO 187) et les résultats des essais ont conduit à ne pas dégrader la résistance  $V_{Rdi}$  sismique par rapport à celle obtenue en statique en divisant la valeur de  $c_{fctd}$  par 2. Ainsi,  $\sigma_{Rdi,statique} = \sigma_{Rdi,dynamique} = 0.55$  MPa (voir Annexe 6).

En conclusion, la vérification du monolithisme entre les poutrelles et le béton coulé en place n'est pas limitative pour ce type bâtiment (R+4 avec toiture lourde) en sismique et est conditionnée au dimensionnement en statique si on respecte le critère 0 suivant :

- Critère 0 :
  - Avoir des poutrelles de type c2a, c2b ou c3a avec un  $V_{rdi,statique} \geq 0.55$  MPa ;
  - Avoir des poutrelles ayant fait l'objet d'une caractérisation expérimentale pour le  $V_{rdi,dynamique}$  permettant d'avoir une résistance sismique  $\geq 0.55$  MPa.
  -

### 2.10.2. Vérification de la fonction tirant-buton

Cette vérification concerne la liaison mur-plancher avec dans le sens porteur des poutrelles, une liaison appelée liaison longitudinale, entre les murs et la table de compression associés aux poutrelles. Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles, une liaison entre les murs et la table de compression uniquement appelée liaison transversale (Figure 20).

Pour cette vérification, le CPT poutrelles « Cahier 3718 - Septembre 2012 » § 112.2 [11] fixait une valeur de 75 kN/ml à reprendre par la liaison plancher-mur. Le respect de cette valeur forfaitaire dispensait de vérifier la fonction tirant-buton.

Le GS3 (Groupe Spécialisé Structures, planchers et autres composants structuraux de la CCFAT<sup>2</sup>) a supprimé l'exigence de cette valeur forfaitaire de 75 kN/ml. Il a retenu une capacité minimale de 15 kN/ml, le concepteur devant vérifier que le ferrailage résultant puisse reprendre les efforts à l'interface mur/plancher issus du dimensionnement du bâtiment ou l'augmenter le cas échéant.

Pour diminuer le risque de concentration d'efforts dans ces liaisons, un découpage tous les 60 cm (valeur correspondant à l'entraxe moyen entre deux poutrelles) de la liaison longitudinale et un découpage tous les mètres pour la liaison transversale permettent d'observer plus localement les efforts normaux.

À noter que dans une analyse spectrale, les efforts ne sont pas signés contrairement au calcul statique à l'ELU pour lequel la convention de signe est la suivante :

- Effort avec un signe négatif : il s'agit d'un effort de compression ;
- Effort avec un signe positif : il s'agit d'un effort d'arrachement.

---

<sup>2</sup> Commission Chargée de Formuler les Avis Techniques

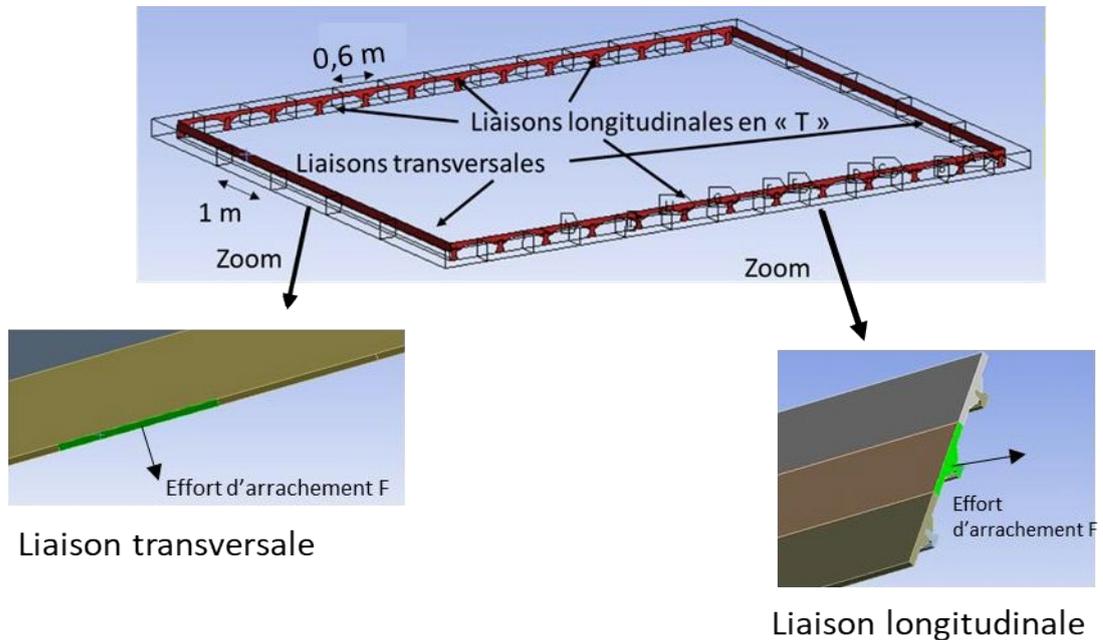


Figure 20 : Découpage des liaisons murs-plancher

Les tableaux 5 à 15 présentent pour tous les niveaux (VS, R+1, R+2, R+3, R+4 et toiture) et dans le cas des tirants transversaux et longitudinaux :

- Les efforts de compression/d'arrachement par mètre linéaire calculés à l'ELU statique et issus de la combinaison 1.35G+1.5Q ;
- Les valeurs minimales et maximales des 25 combinaisons sismiques détaillées au §2.2. Le signe (-) montre qu'il s'agit d'un effort de compression et le signe (+) montre qu'il s'agit d'un effort de traction. Ainsi, les combinaisons sismiques les plus pénalisantes en compression et en traction sont étudiées ;
- Les efforts dépassant les 15 kN/mL en sismique sont marqués en rouge. L'effort positif maximal ainsi que l'effort négatif maximal des tirants sont affichés à la dernière ligne de chaque tableau ;
- L'effort résistant de compression du béton est calculé selon le § 6.5.2(2) de la EN 1992-1-1,2004. Ce paragraphe stipule que la résistance de calcul des bielles de béton soumises à une traction transversale est égale à :

$$\sigma_{Rd,max} = 0.6v'f_{cd}$$

Avec :  $v' = 1 - f_{ck}/250$

Ainsi, l'effort résistant de compression béton  $F_{Rd,max}$  est calculé :

- Pour les niveaux VS, R+1, R+2, R+3 et R+4 présentant des tables de compression d'épaisseur  $e = 5$  cm :

$$F_{Rd,max} = 0.6v'f_{cd} \times e = 0.6(1 - f_{ck}/250)f_{cd} \times e$$

$$= 0.6(1 - 25/250) \times (25/1.3) \times 0.05 = 519 \text{ kN/mL}$$

- Pour la toiture présentant une table de compression d'épaisseur  $e = 6 \text{ cm}$  :

$$F_{Rd,max} = 0.6v'f_{cd} \times e$$

$$= 0.6(1 - 25/250) \times (25/1.3) \times 0.06 = 623 \text{ kN/mL}$$

- Les armatures de chapeau présentes au niveau de chacun des tirants longitudinaux et transversaux ainsi que l'emplacement de ces tirants (murs de façade ou murs de refend).
- À noter qu'au niveau des tirants longitudinaux et transversaux présents au droit des murs de refend et en raison de la continuité du treillis soudé, le PAF10 est pris en compte. Ceci n'est pas le cas pour les tirants présents au droit des murs de façade. Pour ces derniers, l'ancrage du treillis soudé n'est sécuritairement pas pris en compte dans la quantité d'armatures des tirants/butons et la vérification doit être satisfaite uniquement avec les armatures de chapeau. À noter que cette quantité sur appui ne peut pas être inférieure à la quantité du treillis soudé PAF 10 présente en partie courante.

Les Figures 21 et 22 montrent la dénomination des tirants longitudinaux et transversaux présents à l'intersection de plusieurs murs (décrochés ou angles saillants).

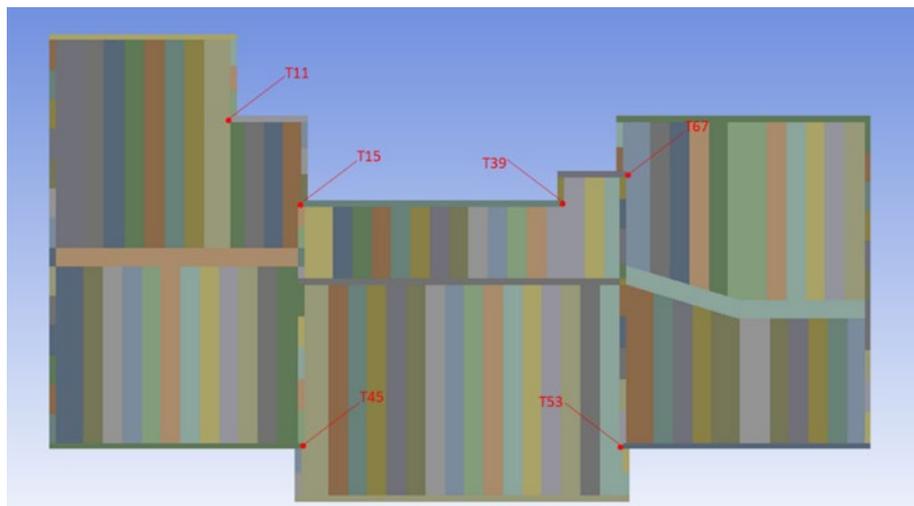


Figure 21: Tirants transversaux présents à l'intersection de plusieurs murs (décrochés).

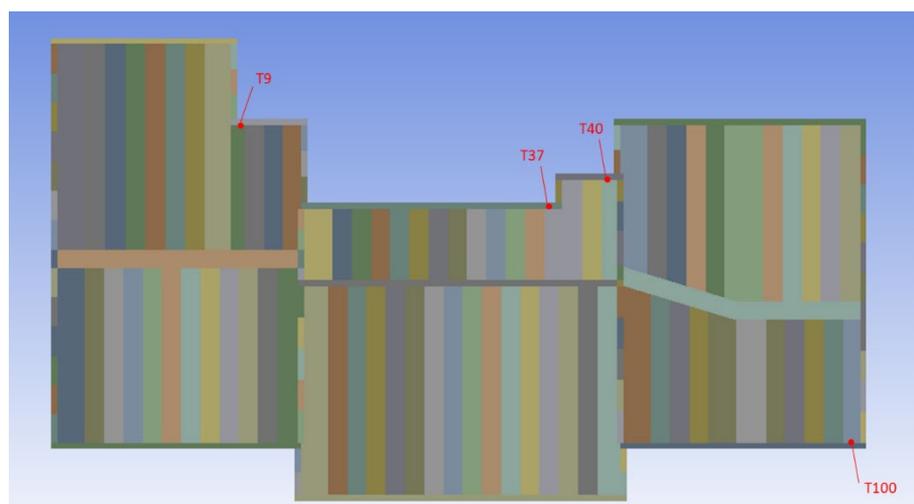


Figure 22 : Tirants longitudinaux présents à l'intersection de plusieurs murs (T9, T37 et T40). Tirant T100 présent à côté du chaînage.

### 2.10.2.1. Interprétation des résultats :

#### 1. Efforts positifs de traction

- Dans le cas de certains tirants longitudinaux et transversaux, l'effort sismique positif maximal enregistré est supérieur à l'effort repris par les armatures de chapeau.

La redistribution de ces efforts sur les tirants adjacents est autorisée dans le cas de liaison de type béton armé. En effet, à l'ELU, la plastification de l'acier conduit à plafonner la reprise de l'effort dans le tirant en question. Et c'est la ductilité de l'acier qui permet une redistribution du surplus de l'effort calculé numériquement sur les tirants adjacents. Cette redistribution est également assurée par la continuité de la table de compression. La résistance du tirant est garantie si la moyenne des efforts calculée ne dépasse pas la résistance des aciers mis en place.

Ceci est le cas des tirants transversaux (voir Figure 21) :

- Au niveau du R+2 : tirant n° 39 ;
- Au niveau du R+3 : tirants n° 15 et 39 ;
- Au niveau du R+4 : tirants n° 45 et 53 ;
- Au niveau de la toiture : tirants n° 11, 16, 39, 45 et 53.

Et des tirants longitudinaux (voir Figure 22) :

- Au niveau du VS : tirant n° 100 ;
- Au niveau du R+2 : tirant n° 37 ;
- Au niveau du R+3 : tirants n° 24, 37, 40 et 100 ;
- Au niveau du R+4 : tirants n° 24, 40, 100 et 107 ;
- Au niveau de la toiture : tirants n° 9, 24 et 37.

- Dans le cas de certains tirants longitudinaux et transversaux, la valeur de l'effort sismique positif maximal enregistré est supérieure à l'effort repris par les armatures de chapeau même après avoir appliqué le principe de redistribution sur les tirants adjacents. Ces tirants ont la particularité d'être à l'intersection de plusieurs murs (voir Figure 21 et Figure 22), zone où la transition des efforts est forcément plus importante qu'en partie courante d'un mur. Des dispositions de ferrailage devront être mises en place pour traiter ces zones de décrochés.

Ceci est le cas des tirants transversaux (voir Figure 21) :

- Au niveau du VS : tirant n° 39 ;
- Au niveau du R+4 : tirants n° 15 et 39 ;
- Au niveau de la toiture : tirants n° 15 et 67.

Et des tirants longitudinaux (voir Figure 22) :

- Au niveau du R+3 : tirant n° 9 ;
- Au niveau du R+4 : tirants n° 9 et 37 ;
- Au niveau de la toiture : tirant n° 40.

- À noter que l'effort sismique positif maximal enregistré au droit du tirant longitudinal n°100, dénommé T100, reste légèrement supérieur à l'effort repris par les armatures de chapeau (HA6@60 cm) présentes à cet endroit (au niveau du R+1 et du R+2) et ce même après avoir redistribué cet effort sur le tirant adjacent. Cependant, le tirant (T100) est positionné à côté du chaînage (voir figure 22) qui présente à minima des armatures 4Φ10 permettant la reprise de ce surplus d'effort.

En outre, la quantité d'armatures de chapeau (HA6@60cm) a été prise conformément au plan de ferrailage (selon l'Annexe 3). Cependant, la résistance minimale de ce tirant longitudinal T100 pourrait être supérieure et suffisante pour reprendre les efforts d'arrachement de 41.3 kN/mL (au niveau R+1) et 40.1 kN/mL (au niveau R+2) si la quantité des armatures de chapeaux introduite était à minima égale à celle du treillis soudé utilisé en partie courante (de l'ordre de 59.5 kN/mL).

- Pour tous les autres tirants, l'effort sismique positif maximal est repris par les armatures de chapeau.

## **2. Efforts négatifs de compression**

L'effort négatif maximal de compression est enregistré au droit du tirant longitudinal n°9 de la toiture. Il est de l'ordre de 141.4 kN/mL. Cet effort est largement inférieur à l'effort résistant de compression du béton ( $141.4 \text{ kN/mL} < 623 \text{ kN/mL}$ ).

**Tirants transversaux -VS**

N° tirant	Zone	Effort ELU statique [kN/ml]	Compression		Traction				
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité	
1	1	-7.0	-9.5	519	-0.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
2	1	2.2	-1.2		3.5				
3	1	4.2	0.6		3.9				
4	1	2.5	-0.6		3.3				
5	1	7.0	2.4		4.9				
6	1	-3.1	-2.7		1.7				
7	1	-21.6	-13.0		-5.8				
8	1	-7.7	-13.5		2.3				
9	1	0.9	-1.3		2.6				
10	1	8.4	-0.6		15.0				
11	1	13.7	-10.5		37.3			37.3 kN/mL < 47.5 kN/mL	
12	1	-3.5	-7.3		0.1			RAS	
13	1	1.8	-0.9		1.9				
14	1	9.1	1.1		13.2				
15	1	14.4	-3.9		28.0				28 kN/mL < 47.5 kN/mL
16	1	10.9	0.9		22.1				22.1 kN/mL < 59.5 kN/mL
17	1	-19.9	-17.7		-4.8			PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend
18	2	-38.4	-24.4	-11.8	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS		
19	2	3.1	-0.2	4.4					
20	2	3.7	-1.0	4.3					
21	2	4.8	-0.4	5.4					
22	2	3.5	-0.6	3.8					
23	2	-7.8	-11.9	-0.4					
24	2	-37.1	-44.2	10.9	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend			
25	2	-2.3	-12.5	12.5					
26	2	9.6	1.8	9.5					
27	2	16.2	6.8	12.5					
28	2	13.9	6.0	11.4					
29	2	0.4	-4.8	5.3					
30	3	-4.0	-10.9	5.5					
31	3	-4.3	-13.1	3.9					
33	3	-15.5	-20.4	-4.1					
34	3	-0.1	-5.8	4.2					
35	3	6.2	-1.8	9.7					
36	3	-6.3	-9.8	-0.8					
38	3	3.5	-8.5	15.8	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	15.8 kN/mL < 47.5 kN/mL		
39	3	21.4	-34.1	79.2			79.2 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 38 --> $(79.2+15.8)/2 = 47.5$ kN/mL (intersection de 2 murs)		

40	4	-10.7	-12.6	519	-2.2	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
41	4	8.0	0.5		9.0			
42	4	16.6	6.8		12.9			
43	4	16.5	7.2		12.9			
44	4	19.6	3.8		23.7	23.7 kN/mL < 59.5 kN/mL		
45	4	21.9	-6.4		36.5	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	36.5 kN/mL < 47.5 kN/mL
46	4	9.4	-4.6		18.1			18.1 kN/mL < 47.5 kN/mL
47	4	-9.3	-16.5		3.0	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
48	4	-23.6	-22.5		-10.3			
49	4	0.5	-3.4		3.8			
50	4	13.7	5.4		10.6			
51	4	16.8	7.2		13.0			
52	4	22.3	5.8		25.5	25.5 kN/mL < 59.5 kN/mL		
53	4	24.8	-3.3		37.6	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	37.6 kN/mL < 47.5 kN/mL
54	4	12.7	-2.3		20.0			20 kN/mL < 47.5 kN/mL
55	4	-10.1	-15.9		0.04	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
56	5	-37.7	-34.2		-7.6			
57	5	1.0	-2.4		3.8			
58	5	12.3	5.1		9.6			
59	5	13.4	5.9		10.8			
60	5	2.1	-3.6		6.5			
61	5	-25.5	-19.1		-6.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
62	5	4.2	-1.9		7.4			
63	5	3.4	1.0		2.3			
64	5	-6.1	-10.2		-0.7			
65	6	-5.2	-10.4		1.8	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
66	6	3.9	0.2	5.5				
67	6	18.9	6.1	27.1	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	27.1 kN/mL < 59.5 kN/mL	
68	6	11.0	1.9	14.6				
69	6	7.4	0.2	9.5				
70	6	-15.2	-13.4	-4.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
71	6	-5.8	-10.3	1.4				
72	6	2.4	-1.6	4.2				
73	6	4.5	-0.2	5.1				
74	6	1.9	-1.4	3.9				
75	6	5.7	2.0	4.4				
76	6	-26.6	-16.8	-6.6				
Maximum		24.8	-44.2	-	79.2	-	-	

Tableau 4 : Résultats des tirants transversaux au niveau VS

**Tirants transversaux - R+1**

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	-7.0	-9.4	519	-0.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	0.9	-4.5		5.2			
3	1	1.2	-4.4		5.8			
4	1	-2.2	-5.0		2.2			
5	1	6.1	0.2		6.0			
6	1	-7.4	-6.6		0.0			
7	1	-17.3	-9.9		-0.7			
8	1	-7.2	-10.7		0.2			
9	1	1.0	-2.1		3.4			
10	1	4.3	-7.1		18.2			
11	1	2.1	-20.0		37.3			
12	1	-4.6	-7.2		-0.8			
13	1	1.2	-2.1		2.5			
14	1	9.0	-0.4		14.6			
15	1	12.8	-2.0		24.4			
16	1	1.4	-6.4		18.7			
17	1	-29.0	-27.8		-6.2			
18	2	-47.3	-28.9	-12.3	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
19	2	2.2	-1.6	4.0				
20	2	2.3	-2.7	3.7				
21	2	1.1	-6.0	7.1				
22	2	1.9	-4.9	7.3				
23	2	-10.4	-14.3	-1.2				
24	2	-59.9	-56.4	-2.0	0 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS	
25	2	-9.8	-17.0	8.0				
26	2	4.9	-2.1	7.2				
27	2	12.0	2.9	10.8				
28	2	9.7	1.4	9.7				
29	2	-3.0	-8.5	2.8				
30	3	-7.4	-11.8	0.7				
31	3	-11.6	-19.9	-0.8				
33	3	-18.4	-25.8	-5.2				
34	3	-2.5	-5.0	0.4				
35	3	1.2	-6.1	6.8				
36	3	-14.8	-16.9	-6.7				
38	3	-1.1	-11.9	10.3	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	24.8 kN/mL < 47.5 kN/mL	
39	3	4.4	-11.2	24.8				

40	4	-18.0	-18.6	519	-5.3	0 --> 59.5 kN	Mur de refend	RAS
41	4	2.2	-5.3		7.6			
42	4	11.2	0.6		12.1			
43	4	10.6	1.4		10.6			
44	4	12.8	5.1		11.5			
45	4	17.0	-0.6		17.4	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	17.4 kN/mL < 47.5 kN/mL
46	4	9.0	-1.7		11.3			RAS
47	4	-5.8	-28.3		20.0			20 kN/mL < 47.5 kN/mL
48	4	-34.8	-30.4		-17.0	0 --> 59.5 kN	Mur de refend	RAS
49	4	-8.9	-11.4		0.1			
50	4	6.7	-0.9		8.2			
51	4	10.5	2.6		9.4			
52	4	15.3	4.9		15.6			
53	4	17.2	-3.7		21.3	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	21.3 kN/mL < 47.5 kN/mL
54	4	8.3	-4.1		13.2			
55	4	-14.0	-17.7		-3.2			
56	5	-58.4	-48.2		-17.6	0 --> 59.5 kN	Mur de refend	RAS
57	5	-6.7	-9.6		1.0			
58	5	7.5	0.2		8.0			
59	5	9.1	1.9		8.5			
60	5	-1.3	-6.1		3.3			
61	5	-37.1	-25.7		-8.6	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	
62	5	1.8	-5.4		7.4			
63	5	2.1	-2.7		5.6			
64	5	-8.3	-15.0		1.9			
65	6	-5.2	-8.4		0.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5		
66	6	2.9	-2.6		7.0			
67	6	13.9	6.3		20.2	0 --> 59.5 kN	Mur de refend	20.2 kN/mL < 59.5 kN/mL
68	6	6.9	2.6		8.8			
69	6	1.7	-6.6		8.3			
70	6	-27.8	-26.0	-8.4	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
71	6	-6.2	-11.0	1.8				
72	6	0.6	-5.5	5.9				
73	6	1.6	-5.0	6.8				
74	6	-2.3	-7.1	4.2				
75	6	5.6	2.0	4.4				
76	6	-36.2	-22.7	-7.3				
Maximum		17.2	-56.4	-	37.3		-	

Tableau 5 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+1

**Tirants transversaux- R+2**

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Compression		Traction					
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité		
1	1	-5.9	-7.7	519	0.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS		
2	1	0.7	-4.8		5.3					
3	1	1.3	-4.6		6.2					
4	1	-1.5	-4.7		3.0					
5	1	5.7	-0.5		6.1					
6	1	-6.4	-5.6		0.3					
7	1	-19.6	-11.6		-1.6					
8	1	-5.7	-6.8		-1.3					
9	1	0.7	-2.7		3.7					
10	1	2.7	-11.5		19.8				19.8 kN/mL < 47.5 kN/mL	
11	1	0.9	-21.9		36.1				36.1 kN/mL < 47.5 kN/mL	
12	1	-3.7	-5.9		-0.2				RAS	
13	1	1.3	-2.3		3.0					
14	1	7.1	-8.0		19.1					19.1 kN/mL < 47.5 kN/mL
15	1	8.2	-23.9		38.2					38.2 kN/mL < 47.5 kN/mL
16	1	-4.4	-23.5		27.7					27.7 kN/mL < 47.5 kN/mL
17	1	-33.7	-34.2		-2.9					PAF 10 --> 59.5 kN/mL
18	2	-48.9	-30.0	-12.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS			
19	2	2.6	-0.9	3.6						
20	2	2.7	-2.0	3.6						
21	2	0.8	-6.5	7.4						
22	2	1.7	-4.6	6.7						
23	2	-8.1	-12.7	1.0						
24	2	-68.1	-51.6	-13.3				PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
25	2	-11.3	-13.1	3.5						
26	2	3.9	-1.8	5.9						
27	2	9.8	1.7	8.9						
28	2	7.2	-0.5	7.8						
29	2	-3.8	-7.9	0.5						
30	3	-8.0	-16.5	4.9						
31	3	-11.1	-23.0	4.0						
33	3	-15.0	-22.9	-2.3						
34	3	-3.2	-9.5	4.2						
35	3	-1.4	-14.7	12.2						
36	3	-15.3	-20.7	-2.3	19.2 kN/mL < 47.5 kN/mL					
38	3	-2.2	-21.2	19.2						
39	3	-3.9	-45.9	47.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	47.7 kN/mL > 47.5 kN/mL -> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 38 --> $(47.7+19.2)/2=33.5$ kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)			

40	4	-17.8	-16.6	519	-5.4	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS	
41	4	1.2	-4.8		6.2				
42	4	9.0	0.0		9.7				
43	4	7.6	-0.7		8.4				
44	4	5.3	-8.6		14.1				
45	4	5.0	-26.1		24.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	24.7 kN/mL < 47.5 kN/mL	
46	4	1.3	-16.0		15.0			RAS	
47	4	-8.6	-33.6		21.7			21.7 kN/mL < 47.5 kN/mL	
48	4	-35.9	-30.0		-17.1	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS	
49	4	-11.1	-10.8						-2.6
50	4	4.0	-1.0						4.9
51	4	6.7	0.4						6.4
52	4	6.0	-8.3		15.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	15.1 kN/mL < 59.5 kN/mL	
53	4	2.9	-27.2		23.4			23.4 kN/mL < 47.5 kN/mL	
54	4	-0.2	-17.3		14.8			-22.4	PAF 10 --> 59.5 kN/mL
55	4	-12.5	-19.4		1.5				
56	5	-65.5	-49.4		-0.6				
57	5	-9.3	-10.5		6.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
58	5	4.8	-1.5		6.3				
59	5	6.0	-0.4		0.9				
60	5	-3.1	-7.2		-8.9				
61	5	-40.5	-28.4		7.4	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
62	5	1.9	-5.0		5.7				
63	5	1.9	-3.2		2.2				
64	5	-6.3	-12.1		-0.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
65	6	-4.3	-6.3		12.0				
66	6	2.2	-8.6		34.2	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	34.2 kN/mL < 59.5 kN/mL	
67	6	10.8	-14.0		16.9			16.9 kN/mL < 59.5 kN/mL	
68	6	4.6	-9.5		13.7			-6.0	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL
69	6	-0.9	-15.4		-6.0				
70	6	-31.2	-31.0		1.3				
71	6	-5.1	-8.5		5.9				
72	6	0.5	-5.6		7.2				
73	6	1.6	-5.3		4.3	-7.8	Mur de façade	RAS	
74	6	-1.7	-6.3		4.1				
75	6	5.3	1.9		-7.8				
76	6	-40.0	-25.8						
Maximum		10.8	-51.6		47.7				

Tableau 6 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+2

**Tirants transversaux- R+3**

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	-5.4	-6.2	519	-0.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	0.7	-4.1		4.5			
3	1	1.5	-4.2		6.1			
4	1	-1.2	-4.1		2.7			
5	1	6.0	-0.2		6.0			
6	1	-6.2	-5.9		0.8			
7	1	-21.3	-11.7		-2.3			
8	1	-5.1	-4.3		-2.2			
9	1	0.4	-3.7		4.6			
10	1	0.0	-19.3		23.2			
11	1	-3.4	-36.4		41.9			
12	1	-3.1	-4.9		0.1			
13	1	1.6	-2.8		4.0			
14	1	6.8	-17.7		29.0			
15	1	6.5	-45.7	59.2			23.2 kN/mL < 47.5 kN/mL 41.9 kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)	
16	1	-7.5	-37.4	39.0	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS	
17	1	-37.9	-39.5	-0.5				29 kN/mL < 47.5 kN/mL 59.2 kN/mL > 47.5 kN/mL -> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 14-->(59.2+29)/2=44.1 kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)
18	2	-52.3	-31.0	-13.4	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
19	2	3.1	-0.9	4.3				
20	2	3.5	-2.0	4.4				
21	2	1.1	-6.2	7.3				
22	2	1.9	-3.4	5.7				
23	2	-6.7	-12.2	3.0				
24	2	-79.6	-57.0	-20.1	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS	
25	2	-14.2	-15.5	2.8				
26	2	3.6	-2.7	6.8				
27	2	9.7	1.0	9.9				
28	2	7.0	-2.0	9.5				
29	2	-3.8	-13.1	6.3				
30	3	p	-21.4	10.6				
31	3	-11.2	-28.5	10.4				
33	3	-14.4	-24.7	0.3				
34	3	-3.1	-13.7	9.3				
35	3	-2.2	-20.2	17.2			17.2 kN/mL < 59.5 kN/mL	
36	3	-16.3	-25.0	1.5			RAS	
38	3	-2.3	-27.4	26.2			26.2 kN/mL < 47.5 kN/mL	
39	3	-6.6	-69.3	68.1	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	68.1 kN/mL > 47.5 kN/mL -> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 38 -->(68.1+26.2)/2=47.2 kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)	

40	4	-18.9	-18.2	519	-4.7	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
41	4	0.8	-6.0		7.5			
42	4	9.0	-1.2		11.2			
43	4	7.1	-2.9		10.4			
44	4	1.8	-19.7		21.3			
45	4	-0.6	-48.5		40.5	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	40.5 kN/mL < 47.5 kN/mL
46	4	-2.2	-28.9		24.8			24.8 kN/mL < 47.5 kN/mL
47	4	-10.0	-33.7		20.6			20.6 kN/mL < 47.5 kN/mL
48	4	-39.0	-32.2		-18.6	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
49	4	-12.9	-10.0		-5.0			
50	4	3.4	-0.6		4.1			
51	4	6.0	-2.7		9.0			
52	4	2.1	-18.2		20.9	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	20.9 kN/mL < 47.5 kN/mL
53	4	-2.9	-46.5		36.6			36.6 kN/mL < 47.5 kN/mL
54	4	-3.6	-28.5		23.1			23.1 kN/mL < 47.5 kN/mL
55	4	-12.0	-20.7		4.5	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
56	5	-74.9	-55.0		-27.5			
57	5	-11.2	-10.1		-2.8			
58	5	4.3	-0.8		5.2			
59	5	5.6	-2.3		8.0			
60	5	-3.1	-11.4		5.8			
61	5	-44.1	-30.0		-10.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
62	5	2.5	-5.0		7.8			
63	5	2.1	-3.6		6.2			
64	5	-5.2	-9.9		2.1			
65	6	-3.9	-5.0		-0.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	18.1 kN/mL < 47.5 kN/mL
66	6	1.6	-15.1		18.1			49.4 kN/mL < 59.5 kN/mL
67	6	8.0	-33.0		49.4	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	25.1 kN/mL < 59.5 kN/mL
68	6	3.2	-19.3		25.1			18.6 kN/mL < 59.5 kN/mL
69	6	-2.0	-21.1		18.6		HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade
70	6	-35.0	-34.5	-5.9				
71	6	-4.7	-6.3	0.3				
72	6	0.5	-5.0	5.3				
73	6	1.8	-4.6	6.8				
74	6	-1.3	-5.6	4.0				
75	6	5.4	2.0	4.0				
76	6	-43.3	-27.1	-9.4				
Maximum		9.7	-69.3		68.1			

Tableau 7 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+3

**Tirants transversaux – R+4**

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	-4.4	-3.9	519	-0.8	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	0.4	-3.0		2.7			
3	1	0.3	-4.6		5.1			
4	1	-4.0	-6.5		1.3			
5	1	6.2	0.0		6.0			
6	1	-12.2	-11.3		-0.5			
7	1	-24.8	-13.2		-4.5			
8	1	-3.6	-3.2		-0.7			
9	1	0.4	-4.7		5.6			
10	1	-5.0	-25.7		21.3			
11	1	-14.6	-53.7		38.9			
12	1	-2.5	-4.1		0.5			
13	1	1.5	-3.9		5.2			
14	1	5.1	-28.9		39.9			
15	1	3.3	-64.4	77.1	77.1 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 14 --> $(77.1+39.9)/2=58.5$ kN/mL > 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)			
16	1	-12.7	-49.8	47.8	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	47.8 kN/mL < 59.5 kN/mL	
17	1	-41.5	-43.0	1.0	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
18	2	-61.2	-37.9	-15.4				
19	2	0.1	-3.9	4.2				
20	2	0.8	-5.1	4.1				
21	2	-0.4	-7.0	6.1				
22	2	1.8	-4.1	5.8				
23	2	-4.4	-10.8	4.4				
24	2	-91.9	-68.0	-22.7	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS	
25	2	-19.0	-23.1	5.3				
26	2	2.0	-4.9	7.8				
27	2	8.5	-0.7	10.5				
28	2	5.6	-4.9	11.1				
29	2	-4.8	-17.6	10.1				
30	3	-9.1	-25.2	14.7				
31	3	-12.0	-32.3	15.1				
33	3	-15.4	-27.3	2.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
34	3	-3.6	-17.3	12.8				
35	3	-2.1	-22.8	20.6				
36	3	-16.5	-26.7	4.3				
38	3	-0.2	-30.1	32.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	32.7 kN/mL < 47.5 kN/mL	
39	3	-3.1	-82.0	87.5			87.5 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 38 --> $(87.5+32.7)/2=60.1$ kN/mL > 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)	

40	4	-20.5	-21.1	519	-3.0	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
41	4	-0.6	-8.8		9.2			
42	4	7.3	-4.0		12.6			
43	4	4.3	-7.0		11.8			
44	4	-5.3	-29.7		23.9			
45	4	-10.2	-66.0		48.0	HA6 @ 30 cm -- > 47.5 kN/mL	Mur de façade	48 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 46 -- >(48+30.5)/2=39.3 kN/mL < 47.5 kN/mL
46	4	-6.7	-38.5		30.5			30.5 kN/mL < 47.5 kN/mL
47	4	-10.5	-30.7		17.3			17.3 kN/mL < 47.5 kN/mL
48	4	-41.7	-34.4		-19.3	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
49	4	-14.9	-11.3		-5.5			
50	4	1.6	-3.6		5.7			
51	4	3.4	-6.3		10.2			
52	4	-4.6	-26.7		22.3	22.3 kN/mL < 59.5 kN/mL		
53	4	-11.0	-59.8		41.8	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	41.8 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 54 -- >(41.8+27.8)/2=34.8 kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)
54	4	-6.7	-35.7		27.8			27.8 kN/mL < 47.5 kN/mL
55	4	-9.7	-19.0		6.2	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
56	5	-83.4	-59.8		-32.2			
57	5	-13.4	-10.0		-4.9			
58	5	3.4	-0.9		5.0			
59	5	4.8	-4.2		9.6			
60	5	-3.4	-14.7		9.4			
61	5	-52.9	-35.1		-14.3	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
62	5	-1.2	-7.4		6.4			
63	5	2.3	-4.0		6.7			
64	5	-3.0	-8.3		3.2	HA6 @ 30 cm -- > 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
65	6	-3.0	-4.2		0.8			
66	6	-1.4	-22.7		22.2	22.2 kN/mL < 47.5 kN/mL		
67	6	-2.1	-53.2	55.6	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de façade	55.6 kN/mL < 59.5 kN/mL	
68	6	-1.7	-29.4	29.1		Mur de refend	29.1 kN/mL < 59.5 kN/mL	
69	6	-4.0	-25.2	21.2			21.2 kN/mL < 59.5 kN/mL	
70	6	-37.4	-36.1	-6.0	HA6 @ 30 cm -- > 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
71	6	-3.5	-3.8	-0.3				
72	6	0.3	-3.8	3.3				
73	6	1.0	-4.3	5.4				
74	6	-4.9	-7.9	2.0				
75	6	5.9	2.1	4.4				
76	6	-53.3	-32.6	-14.1				
Maximum		8.5	-82.0		87.5			

Tableau 8 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+4

**Tirants transversaux – toiture**

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/m]	Compression		Traction					
			Effort sismique min [kN/m]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/m]	Armatures	Emplacement	Particularité		
1	1	3.4	1.7	623	4.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS		
2	1	3.1	0.0		3.6					
3	1	2.7	-1.2		4.5					
4	1	2.8	-0.3		3.5					
5	1	5.0	0.5		4.7					
6	1	3.7	0.6		4.4					
7	1	-15.7	-5.9		-0.7					
8	1	3.0	1.4		3.7					
9	1	4.2	0.4		4.8					
10	1	6.6	-10.7		18.0					
11	1	18.0	-38.3		52.5			PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	18 kN/mL < 47.5 kN/mL
12	1	0.7	-0.4		1.4					52.5 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 10 --> $(18+52.5)/2=35.3 < 47.5$ kN/mL (intersection de 2 murs)
13	1	2.4	-1.0		3.4					RAS
14	1	1.3	-33.2		37.3					37.3 kN/mL < 47.5 kN/mL
15	1	-31.7	-131.9	97.0	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	97 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 14 --> $(97+37.3)/2=67.2$ kN/mL > 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)			
16	1	-8.4	-75.0	69.0			69 kN/mL > 59.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 17 --> $(69+6.7)/2=37.9$ kN/mL < 59.5 kN/mL			
17	1	-51.2	-60.8	6.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS			
18	2	-27.4	-14.3	-4.6						
19	2	3.8	0.8	4.5						
20	2	3.8	-0.4	4.7						
21	2	2.3	-1.8	4.2						
22	2	4.5	0.8	4.2						
23	2	4.9	0.3	6.5						
24	2	-75.0	-67.1	-9.6	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS			
25	2	-19.0	-31.8	12.0						
26	2	6.8	-7.1	17.4						
27	2	15.1	-0.3	21.0						
28	2	10.0	-8.2	22.4						
29	2	-13.7	-41.3	22.8						
30	3	-24.3	-63.0	32.6						
31	3	-21.5	-52.9	24.7						
33	3	-48.3	-55.8	-6.2						
34	3	-9.7	-44.6	29.2						
35	3	-3.6	-32.5	29.0						
36	3	-24.8	-33.5	2.0						
38	3	-0.5	-22.9	23.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	23.7 kN/mL < 47.5 kN/mL			
39	3	-12.1	-77.2	67.5			67.5 kN/mL > 47.5 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 38 --> $(67.5+23.7)/2=45.6$ kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)			

40	4	-28.5	-33.3	623	0.5	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
41	4	3.4	-9.9		16.6			16.6 kN/mL < 59.5 kN/mL
42	4	13.6	-2.4		21.4			21.4 kN/mL < 59.5 kN/mL
43	4	9.6	-9.2		23.0			23 kN/mL < 59.5 kN/mL
44	4	-10.0	-44.5		33.3			33.3 kN/mL < 59.5 kN/mL
45	4	-60.3	-130.8		52.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	52.7 kN/mL > 47.5 kN/mL -- > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 46 --> (52.7+25.3)/2=39 kN/mL < 47.5 kN/mL
46	4	-7.4	-31.6		25.3	25.3 kN/mL < 47.5 kN/mL		
47	4	2.6	-4.4		8.3			
48	4	-61.4	-50.5		-27.5	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
49	4	-12.1	-12.6		-0.3			
50	4	7.8	-2.9		14.3			
51	4	9.8	-6.9		20.8			
52	4	-4.9	-35.8		31.2			20.8 kN/mL < 59.5 kN/mL 31.2 kN/mL < 59.5 kN/mL
53	4	-54.2	-111.0		39.5	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	39.5 kN/mL > 47.5 kN/mL -- > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 54 --> (39.5+22.2)/2=30.9 kN/mL < 47.5 kN/mL (intersection de 2 murs)
54	4	-6.1	-28.0		22.2	22.2 kN/mL < 47.5 kN/mL		
55	4	1.3	-4.7		6.6	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de refend	RAS
56	5	-80.4	-61.2		-33.8			
57	5	-10.7	-10.2		-1.0			
58	5	8.4	-0.8		12.8			
59	5	9.5	-6.0		19.2			19.2 kN/mL < 59.5 kN/mL
60	5	-9.4	-33.2		20.5	20.5 kN/mL < 59.5 kN/mL		
61	5	-28.2	-14.8		-7.0	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
62	5	2.1	-1.2		4.6			
63	5	3.8	0.0		4.0			
64	5	3.8	0.6		4.2	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS
65	6	2.4	0.3		3.6			
66	6	-4.7	-29.6	23.2	23.2 kN/mL < 47.5 kN/mL			
67	6	-7.9	-88.4	76.5	PAF 10 --> 59.5 kN/mL	Mur de façade	76.5 kN/mL > 59.5 kN/mL -- > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 68 -- >(76.5+43.2)/2=59.9 kN/mL > 59.5 kN/mL (intersection de 2 murs)	
68	6	-5.4	-51.8	43.2	43.2 kN/mL < 59.5 kN/mL			
69	6	-1.9	-32.2	30.8		30.8 kN/mL < 59.5 kN/mL		
70	6	-42.1	-40.8	-7.7	HA6 @ 30 cm --> 47.5 kN/mL	Mur de façade	RAS	
71	6	3.3	1.8	3.6				
72	6	3.0	-0.4	3.7				
73	6	2.9	-1.0	4.4				
74	6	3.2	-0.2	4.0				
75	6	4.3	1.6	3.9				
76	6	-27.6	-13.0	-5.9				
Maximum		18.0	-131.9	97.0				

Tableau 9 : Résultats des tirants transversaux au niveau toiture

**Tirants longitudinaux - VS**

N° tirant	Zone	Effort statique ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	3.8	-5.5	519	12.7	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	-11.8	-9.9		-3.8			
3	1	-13.6	-11.1		-5.0			
4	1	-12.3	-10.4		-4.3			
5	1	-12.4	-10.4		-4.4			
6	1	-12.8	-10.2		-5.0			
7	1	-10.7	-8.1		-4.4			
8	1	5.4	-3.4		13.3			
9	1	-80.1	-75.9		-33.2	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL		
10	1	-6.5	-8.3		-1.7			
11	1	-4.0	-3.3		-1.0			
12	1	4.3	-1.0		11.3			
13	2	8.4	-3.6		17.3			
14	2	0.9	-4.9		2.7			
15	2	-22.4	-17.9		-7.4			
16	2	-25.2	-18.6		-9.0			
17	2	-25.1	-19.2		-9.0			
18	2	-24.2	-18.5		-8.3			
19	2	-23.8	-18.0		-8.3			
20	2	-6.6	-11.3		0.2			
21	2	-5.1	-6.9		-1.1			
22	2	-9.8	-8.7		-3.2			
23	2	-9.2	-8.0		-2.9			
24	2	-2.1	-7.6		4.9			
25	3	-5.0	-18.8		10.0	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL		
26	3	-2.8	-4.6		1.3			
27	3	-3.8	-6.2		0.4			
28	3	-2.7	-5.6		4.1			
29	3	-2.5	-5.6		4.6			
30	3	-1.4	-4.0		5.0			
31	3	-4.1	-6.8		1.9			
32	3	-2.7	-3.3		-0.2			
33	3	-2.8	-3.2		-0.2			
34	3	-4.1	-6.5		0.3			
35	3	-2.3	-5.7		5.5			
36	3	-2.5	-6.4		5.6			
37	3	-11.2	-32.5		10.8			
38	3	3.1	-0.05		8.5			
39	3	-3.0	-3.1		0.8			
40	3	-2.4	-19.6		15.2			
41	3	-1.0	-24.6		21.8			
42	3	-2.9	-11.8		7.8			
43	3	-3.6	-8.7		4.4			
44	3	-2.8	-4.6		3.6			
45	3	-0.3	-2.4		5.0			
46	3	3.6	-1.1		6.2			
47	3	-2.0	-3.6		2.2			
48	3	-2.7	-6.1		3.3			
49	3	-2.7	-5.8		1.8			
50	3	-2.8	-6.4		2.3			
51	3	-2.2	-5.8		3.9			
52	3	-3.0	-7.6		4.8			
53	3	-4.5	-12.7		5.9			
54	3	-1.4	-11.0		9.2			
55	3	-4.2	-18.2		13.1			
56	3	3.7	-33.2		35.0			

57	4	5.1	-0.7	519	9.5	HA8 @ 60 cm -- > 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
58	4	-21.0	-13.3		-8.2			
59	4	-23.6	-18.7		-9.8			
60	4	-7.4	-9.1		-1.4			
61	4	-4.1	-7.2		0.3			
62	4	-11.9	-14.4		-2.8			
63	4	-32.8	-25.1		-10.9			
64	4	-32.4	-25.4		-10.4			
65	4	-10.9	-14.9		-1.8			
66	4	4.1	-4.7		5.1			
67	4	-24.2	-22.3		-8.9			
68	4	-32.2	-23.1		-12.2			
69	4	-30.5	-21.1		-12.3			
70	4	-27.2	-18.7		-11.2			
71	4	-1.4	-7.7		3.8			
72	4	13.1	1.6		17.5	17.5kN/mL < 41.9 kN/mL		
73	4	-1.4	-19.8		17.9	17.9kN/mL <101.4 kN/mL		
74	4	-11.0	-20.5		7.9	PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	RAS
75	4	-13.4	-17.9		2.2			
76	4	-11.9	-13.7		0.8			
77	4	-8.5	-9.5		1.5			
78	4	-18.9	-16.8		-3.5			
79	4	-19.8	-18.4		-3.1			
80	4	-9.1	-10.3		-0.8			
81	4	-12.1	-12.8		-2.1			
82	4	-12.2	-13.5		-1.4			
83	4	-13.7	-14.8		-1.1			
84	4	-13.0	-15.3		0.2			
85	4	-12.7	-16.7		1.7			
86	4	-13.3	-19.3	3.6				
87	4	-8.4	-20.7	10.7				
88	4	1.5	-24.8	25.1	25.1 kN/mL <101.4 kN/mL			
89	5	-4.4	-6.4	1.3		Mur de façade	RAS	
90	5	-8.2	-6.7	-2.8				
91	5	-6.2	-5.7	-2.1				
92	5	-1.0	-2.6	0.5				
93	5	2.5	-2.6	4.0				
94	5	-41.5	-31.9	-13.1				
95	5	-13.1	-10.3	-4.0				
96	5	-13.5	-10.4	-4.6				
97	5	-14.0	-10.3	-4.7				
98	5	-8.1	-10.0	-0.6				
99	5	0.5	-1.8	2.5				
100	5	13.8	-5.2	28.2	HA6 @ 60 cm -- > 23.6 kN/mL	28.2 kN/mL > 23.6 kN/mL. Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 99--> (28.2+2.5)/2= 15.4 kN/mL < 23.6 kN/mL		
101	6	3.4	-2.6	9.5		Mur de façade	RAS	
102	6	-7.7	-6.3	-2.9				
103	6	-8.6	-7.1	-3.1				
104	6	-10.0	-8.0	-3.7				
105	6	-9.4	-7.5	-3.4				
106	6	-77.8	-58.4	-30.3				
107	6	19.2	6.5	14.3				
108	6	-9.9	-8.0	-3.6				
109	6	-10.7	-8.7	-4.0				
110	6	-10.3	-8.4	-3.5				
111	6	-7.5	-7.3	-1.1				
112	6	6.2	-9.2	20.6				20.6 kN/mL < 23.6 kN/mL
Maximum		19.2	-75.9	-	35.0	-	-	

Tableau 10 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau VS

**Tirants longitudinaux – R+1**

N° tirant	Zone	Effort statique ELU [kN/ml]	Compression		Traction					
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité		
1	1	6.3	-3.7	519	13.7	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS		
2	1	-3.4	-4.9		1.1					
3	1	-2.0	-4.2		1.8					
4	1	0.0	-3.3		3.0					
5	1	-0.4	-3.4		2.9					
6	1	-1.9	-4.1		1.9					
7	1	-2.5	-4.1		1.5					
8	1	7.7	0.5		11.8					
9	1	-79.3	-99.5		-4.0	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL			Mur de façade	23.1 kN/mL < 23.6 kN/mL 17 kN/mL < 23.6 kN/mL RAS 17.6 kN/mL < 23.6 kN/mL RAS
10	1	-1.3	-9.3		4.9					
11	1	0.3	-2.4		2.4					
12	1	6.7	3.0		10.0					
13	2	10.5	-7.1		23.1					
14	2	21.3	4.0		17.0					
15	2	-8.1	-10.9		3.6					
16	2	-8.8	-8.7		-0.9					
17	2	-8.1	-8.6		-1.7					
18	2	-7.5	-8.2		-0.7					
19	2	-9.0	-9.0		1.4					
20	2	20.4	2.1		17.6					
21	2	5.5	-2.7		8.8					
22	2	-2.6	-6.4		3.7					
23	2	-4.0	-5.9		1.6					
24	2	6.6	0.8		12.3					
25	3	-1.7	-18.5		15.1	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL	Mur de façade	15.1 kN/mL < 23.6 kN/mL RAS 19.2 kN/mL < 23.6 kN/mL RAS 17.9 kN/mL < 23.6 kN/mL 29.5kN/mL < 101.4 kN/mL		
26	3	-0.4	-5.7		5.5					
27	3	-0.1	-8.2		8.5					
28	3	1.5	-4.7		7.9					
29	3	-2.8	-8.5		3.5					
30	3	-1.0	-7.0		4.8					
31	3	1.1	-9.3		10.7					
32	3	-0.4	-8.1		8.4					
33	3	0.2	-7.0		8.0					
34	3	-1.4	-10.2		7.2					
35	3	-0.9	-7.5		6.1					
36	3	-0.7	-4.9		4.6					
37	3	-5.0	-27.2		19.2					
38	3	4.4	3.3		7.1					
39	3	-1.1	-4.4		4.5					
40	3	3.1	-12.6		17.9					
41	3	6.7	-19.9		29.5	PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	RAS 19.7 kN/mL < 101.4 kN/mL RAS 16.1kN/mL < 101.4 kN/mL 41.4kN/mL < 101.4 kN/mL		
42	3	2.7	-5.4		10.2					
43	3	0.8	-6.7		8.9					
44	3	-2.1	-5.2		3.1					
45	3	-3.9	-16.4		11.3					
46	3	4.5	-14.2		19.7					
47	3	1.7	-7.9		11.9					
48	3	0.6	-5.9		8.3					
49	3	2.3	-2.5		5.8					
50	3	0.5	-7.9		7.5					
51	3	-1.9	-9.7		6.0					
52	3	-3.2	-7.4		2.5					
53	3	-3.2	-9.5		4.5					
54	3	2.6	-7.2		11.9					
55	3	1.4	-12.7		16.1					
56	3	9.9	-30.8		41.4					

57	4	8.4	-2.9	519	16.4	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	16.4kN/mL < 41.9 kN/mL			
58	4	-11.7	-7.7		-4.0						
59	4	-10.2	-18.8		5.7						
60	4	7.6	0.1		8.3						
61	4	10.7	2.2		10.1						
62	4	11.6	-4.1		14.7						
63	4	-15.6	-13.6		-1.7						
64	4	-17.7	-17.2		-0.9						
65	4	12.3	-3.6		15.1						
66	4	22.8	5.5		19.0						
67	4	-0.9	-13.8		10.6						
68	4	-13.4	-12.4		-1.2						
69	4	-10.3	-9.5		-2.3						
70	4	-12.7	-14.2		1.4						
71	4	18.9	3.3		16.5						
72	4	18.2	4.6		21.7						
73	4	4.3	-5.2		14.9						
74	4	-2.3	-9.0		9.4						
75	4	-2.4	-7.6		6.3						
76	4	-0.9	-5.5		4.3						
77	4	3.1	-11.6		13.1						
78	4	-3.8	-18.5		15.8						
79	4	-3.1	-12.4		12.0						
80	4	7.4	-4.0		11.7						
81	4	2.8	-3.3		6.6						
82	4	1.7	-4.9		6.3						
83	4	-2.2	-8.1		4.0						
84	4	-2.8	-6.8		2.1						
85	4	-2.6	-7.0		3.6						
86	4	-4.2	-8.8		5.1						
87	4	-0.4	-9.3		11.3						
88	4	9.9	-7.3		21.6						
89	5	3.4	-0.9		9.2						
90	5	-3.8	-6.6		2.0						
91	5	0.5	-4.8		5.3						
92	5	8.0	-1.6		10.8						
93	5	12.3	-2.8		14.1						
94	5	-24.1	-15.4		-4.8						
95	5	-5.2	-6.9		0.5						
96	5	-6.3	-7.5		-0.5						
97	5	-5.8	-8.1		1.9						
98	5	6.0	-4.7		10.9						
99	5	8.0	-1.3		10.9						
100	5	12.0	-22.7		41.3			HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL	Mur de façade	41.3 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n°99 --> (41.3+10.9)/2=26.1 kN/mL > 23.6 kN/mL	
101	6	6.1	0.6		9.1						
102	6	-0.8	-3.4		2.3						
103	6	0.1	-3.0		3.3						
104	6	-1.2	-3.6		2.6						
105	6	-0.3	-3.0		3.0						
106	6	-67.4	-49.6		-23.7						
107	6	28.5	9.2		21.6						
108	6	0.5	-2.6		3.1						
109	6	-1.1	-3.6		2.2						
110	6	-1.7	-3.8		2.0						
111	6	-2.2	-4.8		2.6						
112	6	7.8	-8.0		20.6						
Maximum		28.5	-99.5		-			41.4	-	-	20.6 kN/mL < 23.6 kN/mL

Tableau 11 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+1

**Tirants longitudinaux – R+2**

N° tirant	Zone	Effort statique ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	5.3	-7.2	519	15.0	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	-3.2	-5.5		2.0			
3	1	-2.6	-4.8		1.6			
4	1	-0.8	-4.0		2.6			
5	1	-1.4	-4.2		2.5			
6	1	-2.6	-4.7		1.7			
7	1	-2.6	-4.2		1.6			
8	1	5.9	1.2		8.0			
9	1	-67.2	-94.4		10.7			
10	1	0.5	-12.0		9.5			
11	1	0.9	-3.1		3.7			
12	1	5.9	2.4		8.2			
13	2	7.0	-10.4		21.2			
14	2	17.9	1.8		15.2			
15	2	-7.0	-10.9		4.9			
16	2	-7.9	-7.8		-0.6			
17	2	-7.6	-8.0		-1.4			
18	2	-7.0	-7.9		-0.3			
19	2	-8.7	-9.7		2.6			
20	2	16.8	-1.4		17.0			
21	2	3.5	-4.0		7.4			
22	2	-2.8	-6.4		3.4			
23	2	-2.7	-4.5		1.8			
24	2	9.3	-1.2		17.7			
25	3	-1.4	-17.7		14.5			
26	3	0.2	-4.8		5.2			
27	3	0.7	-7.5		9.0			
28	3	2.0	-4.2		8.2			
29	3	-2.6	-7.6		3.1			
30	3	-1.2	-6.5		4.1			
31	3	0.8	-10.6		11.6			
32	3	0.0	-7.9		8.8			
33	3	0.7	-6.4		8.1			
34	3	-1.5	-10.3		6.9			
35	3	-1.7	-8.9		6.1			
36	3	0.1	-5.1		5.8			
37	3	-3.5	-31.0		24.3			
38	3	3.2	0.5		7.6			
39	3	-1.0	-4.4		4.5			
40	3	3.7	-14.5		20.3			
41	3	8.1	-22.1		33.3			
42	3	3.7	-3.9		10.2			
43	3	2.3	-3.3		8.0			
44	3	-0.7	-3.1		3.1			
45	3	-3.5	-21.7		16.7			
46	3	2.4	-19.1		21.0			
47	3	0.5	-10.0		11.5			
48	3	0.0	-8.0		8.6			
49	3	0.9	-5.7		6.0			
50	3	-1.2	-12.8		9.1			
51	3	-2.6	-14.6		9.2			
52	3	-2.0	-9.1		5.9			
53	3	-0.8	-6.3		5.5			
54	3	3.6	-5.5		11.2			
55	3	2.8	-9.1		13.8			
56	3	12.1	-28.0		40.3			
						HA6 @ 60 cm --> > 23.6 kN/mL		
								21.2 kN/mL < 23.6 kN/mL 15.2 kN/mL < 23.6 kN/mL
								RAS
								17 kN/mL < 23.6 kN/mL
								RAS
								17.7 kN/mL < 23.6 kN/mL
								RAS
								24.3 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 36 --> (24.3+5.8)/2= 15.1 kN/mL < 23.6 kN/mL
								RAS
								20.3 kN/mL < 23.6 kN/mL
								33.3kN/mL < 101.4 kN/mL
								RAS
								16.7 kN/mL < 101.4 kN/mL 21 kN/mL < 101.4 kN/mL
								RAS
								40.3kN/mL < 101.4 kN/mL
						PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	

57	4	7.9	-5.6	519	18.2	HA8 @ 60 cm -- > 41.9 kN/mL	Mur de façade	18.2kN/mL < 41.9 kN/mL
58	4	-9.9	-6.8		-2.7			RAS
59	4	-10.8	-20.4		7.1			
60	4	4.3	-2.5		6.5			
61	4	6.5	-0.4		7.5			
62	4	9.6	-5.6		14.4			
63	4	-12.5	-11.5		-0.1			
64	4	-16.1	-16.4		0.1			
65	4	7.3	-6.9		12.4			
66	4	15.2	0.4		14.6			
67	4	-2.7	-16.2		11.4			
68	4	-12.3	-12.7		0.3			
69	4	-8.8	-7.9		-1.9			
70	4	-9.7	-12.4		3.5			
71	4	14.9	0.5		15.0			
72	4	14.5	4.4		16.1			16.1kN/mL < 41.9 kN/mL
73	4	2.0	-7.1		13.8			
74	4	-1.4	-7.3		9.7			
75	4	-1.4	-4.4		5.1			RAS
76	4	-0.8	-3.6		3.2			
77	4	1.5	-16.8		16.5			16.5 kN/mL < 101.4 kN/mL
78	4	-4.7	-23.9		19.3			19.3 kN/mL < 101.4 kN/mL
79	4	-4.0	-13.8	11.3				
80	4	4.2	-8.3	11.4				
81	4	-0.3	-6.1	4.6				
82	4	-1.0	-9.8	6.8				
83	4	-3.9	-13.0	6.3	RAS			
84	4	-3.2	-10.5	5.4				
85	4	-2.0	-7.8	5.7				
86	4	-2.9	-7.8	6.1				
87	4	0.2	-6.8	9.6				
88	4	8.0	-7.3	18.1	18.1 kN/mL < 101.4 kN/mL			
89	5	6.0	-0.5	11.7				
90	5	-2.7	-5.3	2.0	RAS			
91	5	0.2	-4.7	4.7				
92	5	6.8	-2.5	9.7				
93	5	12.5	-4.2	15.7	15.7 kN/mL < 23.6 kN/mL			
94	5	-27.2	-16.3	-7.5				
95	5	-5.4	-6.8	0.3				
96	5	-6.0	-6.9	-0.6	RAS			
97	5	-5.1	-7.9	2.6				
98	5	5.6	-5.2	10.9				
99	5	6.7	-1.8	9.4				
100	5	8.6	-26.9	40.1	40.1 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n°99 --> (40.1+9.4)/2=24.8 kN/mL > 23.6 kN/mL			
101	6	5.1	0.5	7.3				
102	6	-0.9	-3.7	2.5				
103	6	-0.1	-3.3	3.2	RAS			
104	6	-1.8	-4.0	2.2				
105	6	-1.3	-3.6	2.4				
106	6	-61.7	-43.9	-21.6				
107	6	24.8	6.8	19.1	19.1 kN/mL < 23.6 kN/mL			
108	6	-0.5	-3.2	2.4				
109	6	-1.7	-3.8	1.7				
110	6	-1.9	-3.8	1.8	RAS			
111	6	-2.0	-5.9	3.8				
112	6	6.2	-11.0	20.6	20.6 kN/mL < 23.6 kN/mL			
Maximum		24.8	-94.4	40.3				

Tableau 12 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+2

**Tirants longitudinaux – R+3**

N° tirant	Zone	Effort statique ELU [kN/ml]	Compression		Traction				
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité	
1	1	5.1	-7.7	519	14.9	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS	
2	1	-3.1	-6.4		3.0				
3	1	-2.4	-5.5		2.7				
4	1	-0.6	-4.6		3.7				
5	1	-1.2	-4.8		3.5				
6	1	-2.5	-5.2		2.6				
7	1	-2.6	-4.8		2.2				
8	1	5.5	2.0		6.0				
9	1	-61.1	-108.2		35.4	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL		35.4 kN/mL > 23.6 kN/mL --> > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 10 --> (35.4+15.9)/2=25.7 kN/mL > 23.6 kN/mL (intersection de 2 murs)	
10	1	3.2	-14.9		15.9			15.9 kN/mL < 23.6 kN/mL	
11	1	1.1	-3.6		4.2			RAS	
12	1	4.8	1.3		6.5			19 kN/mL < 23.6 kN/mL	
13	2	5.5	-10.7		19.0			17.5 kN/mL < 23.6 kN/mL	
14	2	18.2	-0.1		17.5			RAS	
15	2	-6.9	-10.3		4.7				
16	2	-8.0	-8.5		0.0				
17	2	-7.5	-8.9		-0.3			RAS	
18	2	-7.1	-8.8		0.6				
19	2	-8.8	-10.2		3.1				
20	2	17.0	-1.6		17.8				17.8 kN/mL < 23.6 kN/mL
21	2	3.5	-5.3		8.9				RAS
22	2	-2.7	-7.3		4.7				
23	2	-2.1	-3.8		1.7				
24	2	9.4	-8.8	24.1	24.1 kN/mL > 23.6 kN/mL --> > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 23 --> (24.1+1.7)/2=12.9 kN/mL < 23.6 kN/mL				
25	3	-1.6	-17.7	13.3	HA6 @ 60 cm --> >23.6 kN/mL	Mur de façade	RAS		
26	3	0.2	-5.8	5.9					
27	3	0.9	-8.7	10.5					
28	3	2.4	-3.8	8.5					
29	3	-2.2	-8.0	4.0					
30	3	-1.1	-7.2	4.8					
31	3	0.7	-10.7	11.5					
32	3	0.0	-9.6	10.2					
33	3	0.7	-8.0	9.5					
34	3	-1.7	-12.2	8.1					
35	3	-2.0	-9.2	5.8					
36	3	0.9	-6.4	8.2					
37	3	-2.3	-41.6	37.2	37.2 kN/mL > 23.6 kN/mL --> > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 36 --> (37.2+8.2)/2=22.7 kN/mL < 23.6 kN/mL				
38	3	2.7	-0.9	7.6	RAS				
39	3	-0.4	-4.4	5.1					
40	3	4.5	-20.9	26.9	26.9 kN/mL > 23.6 kN/mL --> > Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 39 --> (26.9+5.1)/2=16 kN/mL < 23.6 kN/mL				

41	3	9.1	-22.0	519	34.4	PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	34.4kN/mL < 101.4 kN/mL
42	3	4.0	-4.5		10.9			RAS
43	3	2.7	-1.3		6.6			
44	3	-0.1	-2.3		3.2			
45	3	-3.3	-21.8		17.0			17 kN/mL < 101.4 kN/mL
46	3	1.4	-19.7		19.8			19.8 kN/mL < 101.4 kN/mL
47	3	-0.2	-9.8		9.7			
48	3	-0.8	-8.3		7.1			
49	3	0.0	-7.1		5.6			
50	3	-1.9	-14.8		9.4			
51	3	-3.1	-17.4		10.8			
52	3	-1.8	-12.4		9.7			
53	3	-0.1	-9.4		9.6			
54	3	4.4	-9.0		15.9			15.9 kN/mL < 101.4 kN/mL
55	3	4.3	-12.1		18.4			18.4kN/mL < 101.4 kN/mL
56	3	14.2	-27.0		41.4			41.4kN/mL < 101.4 kN/mL
57	4	6.8	-5.9		17.1			17.1kN/mL < 41.9 kN/mL
58	4	-10.0	-7.1		-2.5			
59	4	-11.0	-19.8		6.1			
60	4	4.0	-3.0		7.0			
61	4	6.9	-0.5		8.4			
62	4	9.8	-3.9		13.7			
63	4	-11.4	-10.5		0.5			
64	4	-15.9	-15.4		-0.4			
65	4	6.9	-6.0		11.5			
66	4	15.1	-0.5		16.0			16 kN/mL < 41.9 kN/mL
67	4	-2.9	-16.2		11.3			
68	4	-12.1	-13.1		0.9			
69	4	-8.5	-8.1	-1.3				
70	4	-9.1	-10.8	3.1				
71	4	14.8	1.4	14.5				
72	4	12.7	4.2	13.0				
73	4	0.7	-10.4	15.1	15.1 kN/mL < 101.4 kN/mL			
74	4	-1.5	-7.7	10.1				
75	4	-1.0	-2.8	4.3				
76	4	0.0	-2.6	3.4				
77	4	2.0	-16.9	17.3	17.3 kN/mL < 101.4 kN/mL			
78	4	-5.1	-24.1	18.6	18.6 kN/mL < 101.4 kN/mL			
79	4	-4.7	-12.9	9.0				
80	4	4.1	-8.3	10.9				
81	4	-0.4	-6.8	4.8				
82	4	-1.5	-11.2	7.3				
83	4	-4.1	-15.2	8.1				
84	4	-2.8	-13.3	8.9				
85	4	-1.2	-11.1	10.2				
86	4	-2.1	-11.3	10.9				
87	4	0.5	-10.5	13.8				
88	4	7.4	-9.5	18.6	18.6 kN/mL < 101.4 kN/mL			

89	5	6.3	-5.5	519	15.9	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL	Mur de façade	15.9 kN/mL < 23.6 kN/mL
90	5	-2.8	-5.6		2.4			RAS
91	5	0.3	-5.7		6.0			
92	5	6.5	-3.8		10.7			
93	5	13.1	-4.1		16.5			16.5 kN/mL < 23.6 kN/mL
94	5	-29.5	-18.0		-7.6			
95	5	-5.5	-8.1		1.4			
96	5	-6.1	-7.7		0.1			
97	5	-5.2	-7.7		2.3			RAS
98	5	5.6	-4.5		10.3			
99	5	6.8	-3.4		10.9			
100	5	6.8	-24.5		34.4			34.4 kN/mL > 23.6 kN/mL -- > Effort redistribué sur le tirant adjacent n°99 --> (34.4+10.9)/2=22.7 kN/mL < 23.6 kN/mL
101	6	4.7	0.7	6.0				
102	6	-0.9	-4.2	3.1				
103	6	-0.1	-4.0	4.0				
104	6	-1.8	-4.6	2.9	RAS			
105	6	-1.5	-4.3	3.1				
106	6	-63.1	-43.4	-22.6				
107	6	25.2	6.3	19.9	19.9 kN/mL < 23.6 kN/mL			
108	6	-0.6	-3.8	3.1				
109	6	-1.7	-4.4	2.3				
110	6	-1.8	-4.6	2.6	RAS			
111	6	-2.0	-6.5	4.4				
112	6	5.9	-10.3	18.9	18.9 kN/mL < 23.6 kN/mL			
Maximum		25.2	-108.2		41.4			

Tableau 13 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+3

**Tirants longitudinaux – R+4**

N° tirant	Zone	Effort statique ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	5.0	-6.3	519	13.0	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	-0.6	-6.7		6.0			
3	1	2.1	-5.4		7.9			
4	1	4.9	-4.2		9.6			
5	1	4.2	-4.3		9.2			
6	1	1.7	-4.9		7.0			
7	1	-0.3	-4.8		4.8			
8	1	5.1	2.1		4.8			
9	1	-55.3	-114.8		53.9	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL	Mur de façade	53.9 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 10 --> $(53.9+20.8)/2=37.4$ kN/mL > 23.6 kN/mL (intersection de 2 murs)
10	1	6.7	-15.1		20.8			20.8 kN/mL < 23.6 kN/mL
11	1	1.7	-3.5		4.4			RAS
12	1	3.9	0.2		4.9			16.2 kN/mL < 23.6 kN/mL
13	2	4.5	-9.9		16.2			23.7 kN/mL < 23.6 kN/mL
14	2	23.6	-0.9		23.7			RAS
15	2	-6.4	-9.3		4.1			23.2 kN/mL < 23.6 kN/mL
16	2	-8.0	-9.9		1.4			RAS
17	2	-7.7	-10.5		1.0			
18	2	-7.4	-10.1		1.7			
19	2	-9.5	-10.7		2.9			
20	2	24.6	-0.2		23.2			
21	2	9.7	-5.3		14.8			
22	2	1.0	-7.6		8.7			RAS
23	2	0.2	-3.2		3.2			
24	2	10.1	-14.0		28.5	28.5 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 23 --> $(28.5+3.2)/2=15.9$ kN/mL < 23.6 kN/mL		
25	3	-1.9	-23.1		17.0	17 kN/mL < 23.6 kN/mL		
26	3	-0.2	-7.9		7.4	RAS		
27	3	-0.6	-11.7		12.0			
28	3	2.4	-4.5		9.6			
29	3	-2.1	-9.3		5.6			
30	3	-0.9	-8.5		6.5			
31	3	-0.4	-12.0		11.9			
32	3	-2.1	-13.5		11.6			
33	3	-1.1	-11.9		11.2			
34	3	-3.8	-16.2		9.4			
35	3	-2.5	-9.7		5.7			
36	3	-0.1	-8.6		9.6			
37	3	-5.7	-52.3		44.9	44.9 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 36 --> $(44.9+9.6)/2=27.3$ kN/mL > 23.6 kN/mL (intersection de 2 murs)		
38	3	2.1	-1.2		6.7	RAS		
39	3	0.8	-4.1		6.2			
40	3	7.0	-29.3		37.8	37.8 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n° 39 --> $(37.8+6.2)/2=22$ kN/mL < 23.6 kN/mL		

41	3	9.2	-21.6	519	33.4	PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	33.4kN/mL < 101.4 kN/mL
42	3	3.8	-6.7		12.3			RAS
43	3	2.5	-1.1		6.2			RAS
44	3	-0.4	-2.5		3.4			RAS
45	3	-4.5	-20.2		14.3			18kN/mL < 101.4 kN/mL
46	3	2.6	-17.2		18.0			RAS
47	3	-0.7	-8.0		7.1			RAS
48	3	-2.6	-8.2		4.6			RAS
49	3	-2.0	-8.0		4.1			RAS
50	3	-3.9	-15.7		7.8			RAS
51	3	-4.8	-19.1		10.6			RAS
52	3	-2.9	-15.9		12.3			RAS
53	3	-0.6	-14.1		14.5	RAS		
54	3	4.0	-13.7		20.4	20.4kN/mL < 101.4 kN/mL		
55	3	5.0	-16.0		23.3	23.3kN/mL < 101.4 kN/mL		
56	3	16.3	-27.8		44.9	44.9kN/mL < 101.4 kN/mL		
57	4	6.0	-4.4		14.3	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
58	4	-10.5	-7.6		-2.5			RAS
59	4	-9.8	-17.5		4.6			RAS
60	4	11.0	-0.7		12.2			17.5kN/mL < 41.9kN/mL
61	4	15.7	2.7		14.8			RAS
62	4	18.4	1.4		17.5			16.8kN/mL < 41.9 kN/mL
63	4	-11.7	-10.3		-0.1			25.2kN/mL < 41.9 kN/mL
64	4	-16.6	-14.9		-1.9			RAS
65	4	16.8	-1.3		16.8			16.7kN/mL < 41.9 kN/mL
66	4	28.3	4.2		25.2			RAS
67	4	0.0	-14.4		11.6			RAS
68	4	-13.0	-13.8		0.6			16.7kN/mL < 41.9 kN/mL
69	4	-8.5	-9.1		-0.2	RAS		
70	4	-8.4	-8.8		2.1	15.3 kN/mL <101.4 kN/mL		
71	4	17.7	2.7		16.7	RAS		
72	4	11.6	3.7		10.9	17.9 kN/mL <101.4 kN/mL		
73	4	-0.9	-13.8		15.3	16.8 kN/mL <101.4 kN/mL		
74	4	-1.0	-9.6		11.8	RAS		
75	4	0.9	-2.7		5.9	RAS		
76	4	2.9	-1.8		5.6	RAS		
77	4	6.0	-13.6		17.9	17.9 kN/mL <101.4 kN/mL		
78	4	-3.5	-21.3		16.8	16.8 kN/mL <101.4 kN/mL		
79	4	-3.5	-10.2		6.8	RAS		
80	4	7.8	-5.8		11.5	RAS		
81	4	2.7	-6.1		6.6	RAS		
82	4	1.1	-10.7		8.9	RAS		
83	4	-1.5	-15.1		10.2	RAS		
84	4	-0.4	-14.5		12.5	RAS		
85	4	0.9	-13.7		15.1	15.1 kN/mL <101.4 kN/mL		
86	4	-0.5	-14.8		16.0	16 kN/mL <101.4 kN/mL		
87	4	1.1	-14.5		18.4	18.4 kN/mL <101.4 kN/mL		
88	4	6.8	-13.8		21.4	21.4 kN/mL <101.4 kN/mL		

89	5	8.3	-8.5	519	19.6	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL	Mur de façade	19.6 kN/mL < 23.6 kN/mL
90	5	0.0	-5.4		4.9			RAS
91	5	3.6	-5.9		9.3			15.2 kN/mL < 23.6 kN/mL
92	5	12.4	-3.4		15.2			17.5 kN/mL < 23.6 kN/mL
93	5	15.8	-2.8		17.5			RAS
94	5	-33.1	-21.9		-7.6			
95	5	-5.8	-9.3		2.5			
96	5	-6.1	-9.0		1.4			
97	5	-5.3	-7.8		2.3			
98	5	7.7	-3.4		11.1			
99	5	8.8	-4.7		13.8			
100	5	5.1	-19.6		26.4			
101	6	4.0	1.0	4.3	RAS			
102	6	1.0	-4.2	5.2				
103	6	3.1	-3.9	7.3				
104	6	2.5	-4.1	7.2				
105	6	3.6	-3.7	8.2				
106	6	-60.4	-42.1	-22.8				
107	6	31.9	8.5	26.2	26.2 kN/mL > 23.6 kN/mL -- > Effort redistribué sur les tirants adjacents n° 106 et n° 108 --> (- $22.8+26.2+8.5)/3=4$ kN/mL < 23.6 kN/mL			
108	6	4.8	-3.1	8.5	RAS			
109	6	3.0	-3.9	7.2				
110	6	1.4	-4.5	6.3				
111	6	-0.4	-6.3	5.9				
112	6	5.1	-7.7	14.9				
Maximum		31.9	-114.8	-		53.9	-	

Tableau 14 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+4

**Tirants longitudinaux – toiture**

N° tirant	Zone	Effort statique ELU [kN/ml]	Compression		Traction			
			Effort sismique min [kN/ml]	Effort résistant de compression de béton [kN/mL]	Effort sismique max [kN/ml]	Armatures	Emplacement	Particularité
1	1	-3.1	-7.5	519	3.1	HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
2	1	-14.1	-11.0		-5.0			
3	1	-16.0	-13.4		-4.7			
4	1	-15.1	-13.1		-3.9			
5	1	-16.3	-13.7		-4.3			
6	1	-15.3	-12.0		-4.7			
7	1	-12.4	-9.3		-4.2			
8	1	-2.7	-4.3		0.6			
9	1	-84.9	-141.4		37.2	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL		37.2 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n°10 --> (37.2+6.8)/2=22 kN/mL < 23.6 kN/mL (intersection de 2 murs)
10	1	-7.6	-15.7		6.8			
11	1	-6.1	-6.0		-1.5			
12	1	-2.4	-5.8		1.6			
13	2	-5.8	-8.0		1.5			
14	2	-10.4	-9.2		-1.6			
15	2	-10.4	-9.5		0.1			
16	2	-6.5	-6.4		-0.9			
17	2	-5.1	-6.1		-1.0			
18	2	-4.8	-5.5		-0.4			
19	2	-7.7	-7.4		1.1			
20	2	-8.5	-8.7		1.0			
21	2	-11.5	-9.5		-2.9			
22	2	-12.7	-9.3		-4.0			
23	2	-10.1	-7.1		-4.0			
24	2	10.5	-16.1	30.7	30.7 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n°23 --> (30.7-4)/2=13.4 kN/mL < 23.6 kN/mL			
25	3	-2.8	-30.4	22.3	HA6 @ 60 cm --> >23.6 kN/mL	22.3 kN/mL < 23.6 kN/mL		
26	3	0.7	-6.0	7.9				
27	3	3.2	-5.6	12.1				
28	3	1.5	-8.5	11.0				
29	3	-2.7	-12.2	7.1				
30	3	-1.9	-11.8	7.7				
31	3	1.8	-9.2	11.9				
32	3	3.6	-6.4	13.4				
33	3	2.8	-6.5	12.2				
34	3	0.5	-8.9	10.0				
35	3	-2.0	-11.6	7.5				
36	3	-0.6	-9.4	8.6				
37	3	-21.0	-64.1	30.4	30.4 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n°36 --> (30.4+8.6)/2=19.5 kN/mL < 23.6 kN/mL (intersection de 2 murs)			
38	3	-2.6	-4.2	2.2	Mur de façade	RAS		
39	3	-2.2	-6.0	4.8				
40	3	11.5	-51.6	67.7	67.7 kN/mL > 23.6 kN/mL --> Effort redistribué sur le tirant adjacent n°39 --> (67.7+4.8)/2=36.3 kN/mL > 23.6 kN/mL (intersection de 2 murs)			

41	3	5.6	-35.0	519	41.3	PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	41.3kN/mL < 101.4 kN/mL		
42	3	2.1	-15.3		18.2			HA8 @ 60 cm --> 41.9 kN/mL	Mur de façade	RAS
43	3	0.9	-6.2		7.9					
44	3	-0.9	-7.4		5.2					
45	3	-4.1	-20.1		12.1					
46	3	-3.0	-14.0		8.0					
47	3	-1.4	-9.5		6.5					
48	3	-0.6	-9.5		7.6					
49	3	-0.5	-10.3		8.3					
50	3	-3.3	-16.8		9.7					
51	3	-4.9	-20.7		10.8					
52	3	-4.7	-21.5		12.6					
53	3	-7.1	-25.2		13.2					
54	3	0.6	-23.2		23.7					
55	3	-2.9	-33.8		28.3					
56	3	-2.1	-59.8		51.4	23.7kN/mL < 101.4 kN/mL				
57	4	-1.5	-5.1		5.7	PAF 10 + HA8 @ 60 cm --> 101.4 kN/mL	Mur de refend	28.3kN/mL < 101.4 kN/mL		
58	4	-8.0	-6.1		-1.9			28.9 kN/mL <101.4 kN/mL		
59	4	-11.6	-12.9		0.1				17.7 kN/mL <101.4 kN/mL	
60	4	-15.3	-13.6		-3.5					RAS
61	4	-12.5	-9.8		-4.1					
62	4	-9.3	-8.5		-0.7					
63	4	-9.0	-6.2		-1.6					
64	4	-11.7	-8.6		-2.8					
65	4	-14.2	-12.3		-3.7					
66	4	-14.3	-12.2		-4.1					
67	4	-13.0	-13.3		-0.3					
68	4	-9.5	-8.5		-1.5					
69	4	-6.3	-4.9		-2.5					
70	4	-9.6	-7.8		-0.7					
71	4	-6.3	-6.2		1.0					
72	4	-2.3	-2.1		0.5					
73	4	-11.4	-39.6		28.9					
74	4	-7.9	-24.4	17.7						
75	4	-9.3	-15.6	6.3						
76	4	-11.0	-14.3	1.7						
77	4	-12.8	-22.4	5.9						
78	4	-9.4	-18.5	7.6						
79	4	-8.4	-11.1	1.8						
80	4	-9.6	-15.9	4.6						
81	4	-11.5	-15.4	1.8						
82	4	-12.4	-18.9	3.6						
83	4	-15.2	-24.4	4.7						
84	4	-15.1	-26.9	7.5						
85	4	-14.2	-29.0	11.3						
86	4	-13.6	-31.9	15.7						
87	4	-9.9	-34.8	23.4						
88	4	-10.6	-50.1	33.5	15.7 kN/mL <101.4 kN/mL					
								23.4 kN/mL <101.4 kN/mL		
								33.5 kN/mL <101.4 kN/mL		

89	5	7.8	-6.6	519	17.9	HA6 @ 60 cm --> 23.6 kN/mL	Mur de façade	17.9 kN/mL < 23.6 kN/mL
90	5	-9.0	-6.8		-2.9			RAS
91	5	-9.1	-7.5		-2.3			
92	5	-7.3	-7.3		0.0			
93	5	2.9	-3.6		5.3			
94	5	-22.1	-11.1		-4.4			
95	5	-2.9	-3.6		0.0			
96	5	-3.8	-3.9		-1.3			
97	5	-5.7	-5.6		-0.4			
98	5	-6.3	-7.8		1.6			
99	5	-7.1	-6.5		-1.0			
100	5	-3.8	-12.0		6.4			
101	6	-1.9	-4.3		2.3			
102	6	-8.6	-7.2		-2.4			
103	6	-8.7	-7.8		-1.9			
104	6	-11.9	-9.2		-3.9			
105	6	-12.3	-9.5		-3.8			
106	6	-73.6	-51.2		-27.5			
107	6	12.6	3.2		9.7			
108	6	-12.6	-9.8		-4.1			
109	6	-14.1	-11.0		-4.9			
110	6	-11.4	-9.1		-3.9			
111	6	-11.1	-9.2		-3.9			
112	6	-2.5	-8.6		4.7			
Maximum		12.6	-141.4	-	67.7	-		

Tableau 15 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau toiture

### 2.10.2.2. Conclusions

Pour les bâtiments présentant des décrochés avec des angles saillants (ou rentrants) ou des liaisons de murs en T (Figure 23), comme les tirants transversaux n° 15, 39 et 67 et les tirants longitudinaux n° 9, 37 et 40, il est préconisé de renforcer la (ou les) liaison(s) au niveau de ce décrochement.

Ainsi, les critères à respecter permettant de vérifier la fonction tirant-bouton pour ce type de bâtiment sont les suivants :

- **Critère1 :**

En présence de décrochés (angles saillants/retrants ou liaison de murs en T), il est préconisé de renforcer la liaison du tirant longitudinal ou transversal avec le mur en prolongeant 2 armatures du chaînage ou en rajoutant 1,5 cm<sup>2</sup> B500 par similitude avec le critère défini dans la maison individuelle irrégulière complexe (Etude CERIB n° 491.I).

- **Critère 2 :**

À noter que la quantité d'armatures des chapeaux pour assurer la liaison poutrelles/murs en transversal comme en longitudinal doit être à minima égale à la quantité du treillis soudé en partie courante (PAF 10).

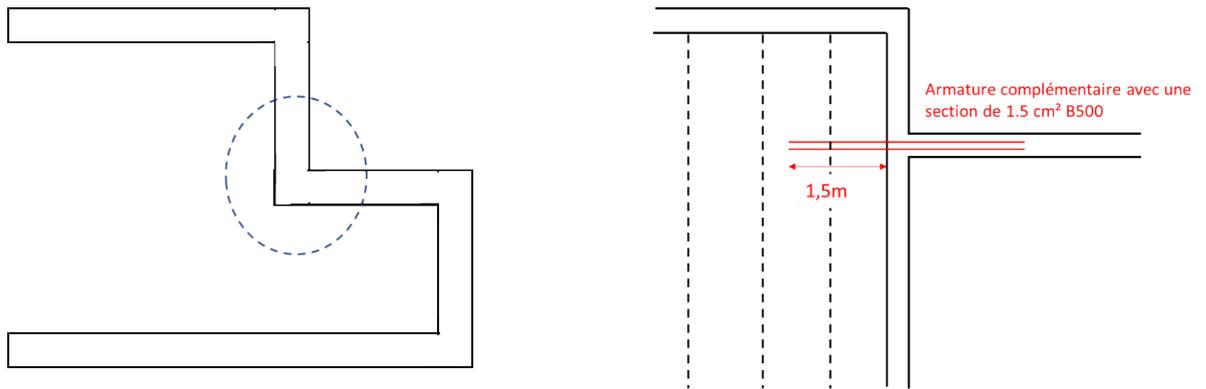


Figure 23 : Présence de décrochés avec des angles saillants ou des liaisons de murs en T

### 2.10.3. Vérification de la fonction diaphragme

Cette vérification concerne uniquement la table de compression (section sans les poutrelles). Pour cette partie, la limite d'élasticité du treillis considérée est de 500 MPa avec la valeur du coefficient partiel retenue  $\gamma_s=1$  pour l'acier comme l'indique l'annexe nationale NF EN 1998-1/NA (clause 5.2.4 Note 2 [2]) et  $\gamma_s=1,15$  à l'ELU statique.

Sur une surface d'un mètre carré, les efforts normaux et de cisaillement sont obtenus numériquement sur deux facettes de cette surface (Figure 24) et combinés entre eux selon la formule de Wood-Armer.

Ainsi :

Il faut placer des aciers équilibrant les efforts suivants (>0 en traction) :

- p. Dans le sens X :  $R_x = N_x + |V_y| \times \gamma_{rd}$  ;
- q. Dans le sens Y :  $R_y = N_y + |V_x| \times \gamma_{rd}$ .

Avec  $\gamma_{rd} = 1.3$  selon §4.4.2.5 NF EN 1998-1. [1]. Cette clause stipule que les effets de l'action sismique dans le diaphragme sont multipliés par un coefficient de sur-résistance  $\gamma_d$  supérieur à 1. La valeur recommandée est de 1.3 pour les modes de rupture fragile, tels que l'effort tranchant dans les diaphragmes en béton.

Par suite, la quantité minimale d'armatures à mettre en place en partie courante de la table de compression sera égale à :

$$A_x > \frac{N_x}{f_{yd}} + \frac{|V_y| \times \gamma_{rd}}{f_{yd}}$$

$$A_y > \frac{N_y}{f_{yd}} + \frac{|V_x| \times \gamma_{rd}}{f_{yd}}$$

(i) Si  $R_x < 0$  et  $R_y > 0$

$$A_x = 0$$

$$A_y = \frac{N_y}{f_{yd}} + \frac{V_x^2 \times \gamma_{rd}}{|N_x| \times f_{yd}}$$

(ii) Si  $R_x > 0$  et  $R_y < 0$

$$A_x = \frac{N_x}{f_{yd}} + \frac{V_y^2 \times \gamma_{rd}}{|N_y| \times f_{yd}}$$

$$A_y = 0$$

(iii) Si  $R_x < 0$  et  $R_y < 0$

$$A_x = 0$$

$$A_y = 0$$

Avec  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1 = 500$  MPa

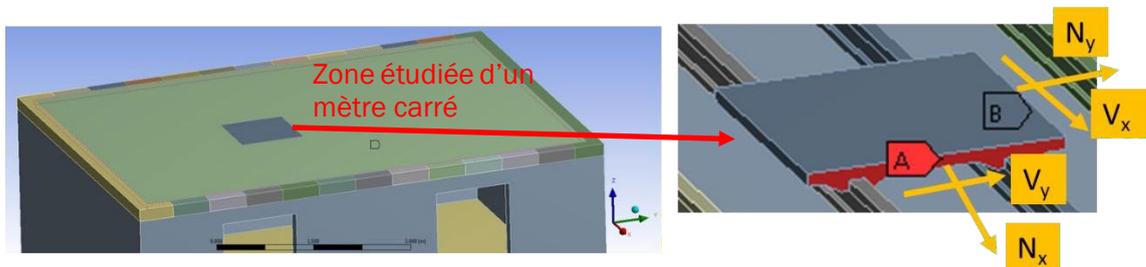


Figure 24 : Exemple d'une surface d'un mètre carré, où les efforts sur deux facettes de la table de compression sont extraits

Préalablement à l'extraction de ces efforts numériques, les contraintes  $\sigma_{xx}$  et  $\sigma_{yy}$  (toujours positives dans le calcul spectral) sont sommées afin de localiser la zone de la table de compression présentant l'intensité de contraintes la plus importante. Cette sommation n'a aucun sens physique si ce n'est le fait que ce critère permet de faire apparaître visuellement les zones les plus sollicitées.

Soit  $Z_A$  la zone la plus sollicitée selon le critère de Von Mises. L'analyse de la fonction diaphragme appliquée à la zone  $Z_A$  peut donner lieu à des efforts de traction ou de compression. Si c'est un effort de compression, la quantité d'armatures minimale à mettre en place dans la direction considérée sera nulle. Cependant, une autre zone  $Z_{B, non}$  sélectionnée par le critère de Von Mises (car  $(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) Z_B < (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) Z_A$ ), peut donner lieu à des efforts de traction qu'il faut prendre en compte dans la vérification de la fonction diaphragme.

Un calcul numérique complet permettant de couvrir toutes les zones de planchers et par suite tous les efforts de traction est un calcul lourd et très consommateur de temps. Pour cela, sécuritairement, l'analyse de la fonction diaphragme est menée en supposant que les efforts à reprendre au droit de la zone  $Z_A$ , jugée la plus sollicitée selon le critère de Von Mises, soient des efforts de traction même si ces derniers sont des efforts de compression. Ceci permet de couvrir tous les cas de figures car l'effort calculé au droit de la zone  $Z_A$  la plus sollicitée sera l'effort max au cas où il est considéré comme effort de traction.

Ainsi, les efforts à reprendre selon la formule de Wood-Armer simplifiée sont donnés comme suit :

- a. Dans le sens X :  $R_x = |N_x| + |V_y| \times \gamma_{rd} > 0$  (traction) ;
- b. Dans le sens Y :  $R_y = |N_y| + |V_x| \times \gamma_{rd} > 0$  (traction).

Avec  $\gamma_{rd} = 1.3$  selon §4.4.2.5 NF EN 1998-1 [1].

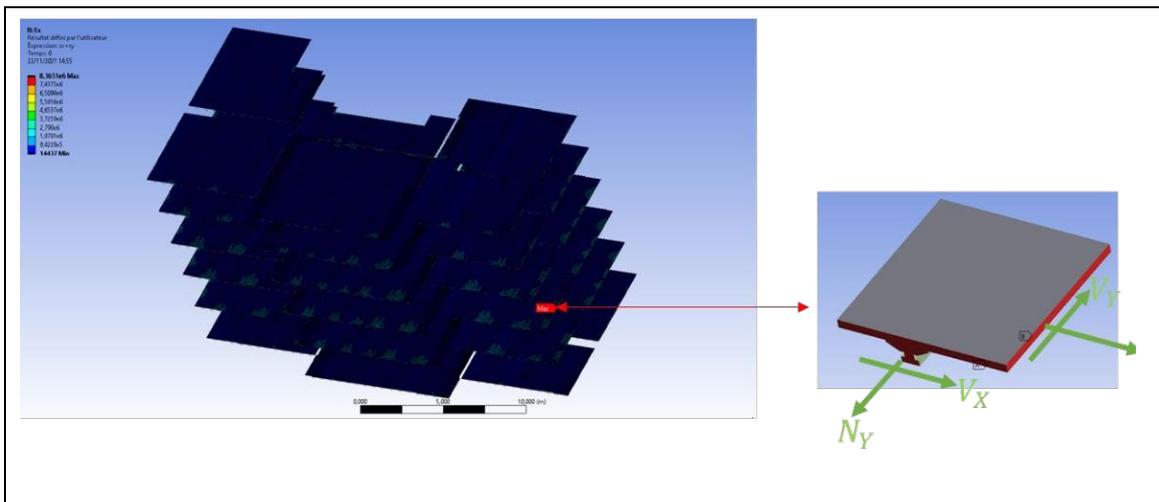
En observant la combinaison des contraintes ( $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ ) au droit des planchers des différents niveaux et suivant les différents types de calculs (séisme suivant l'axe x et séisme suivant l'axe y), les zones les plus sollicitées dans ce cas de bâtiment se trouvent au niveau des liaisons murs - planchers :

- Pour un séisme suivant x : la valeur maximale de  $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$  est obtenue au niveau du 2<sup>ème</sup> étage au droit de la liaison mur de façade/table de compression (Figure 25.a) ;
- Pour un séisme suivant y : la valeur maximale de  $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$  est obtenue au niveau du 3<sup>ème</sup> étage au droit de la liaison mur de refend/table de compression (Figure 25.b)

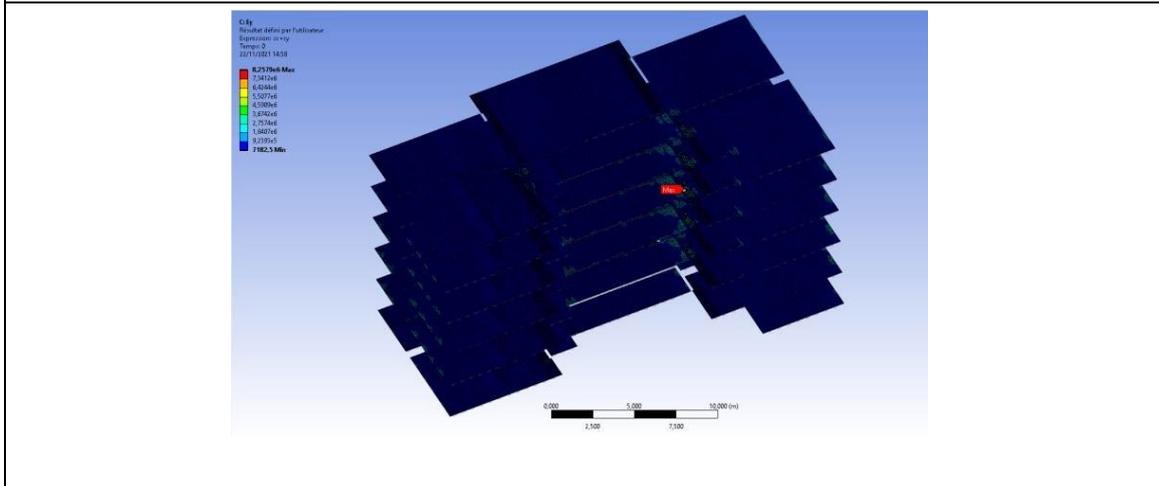
Une vérification de la fonction diaphragme a donc été réalisée sur une section de plancher de 1 m x 1 m au niveau de la liaison mur façade/plancher du 2<sup>ème</sup> étage la plus sollicitée (Figure 25a et Tableau 16) et au niveau de la liaison mur de refend/plancher du 3<sup>ème</sup> étage la plus sollicitée (Figure 25a.b et Tableau 16).

Les résultats montrent que le ferrailage de 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (treillis soudé PAF 10) est :

- Suffisant pour la zone de plancher étudiée du 2<sup>ème</sup> étage car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 0.7 cm<sup>2</sup>/ml < 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (Tableau 16) ;
- Insuffisant pour la zone de plancher étudiée du 3<sup>ème</sup> étage car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 1.75 cm<sup>2</sup>/ml > 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (Tableau 17)



a. Résultats pour un séisme suivant x. Valeur maximale de  $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$  obtenue au niveau du 2<sup>ème</sup> étage (liaison : table de compression/mur de façade)



b. Résultats pour un séisme suivant y. Valeur maximale de  $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$  obtenue au niveau du 3<sup>ème</sup> étage (liaison : table de compression/mur de refend)

Figure 25 : Sommation de  $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$  pour chaque table de compression

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	Ax=  Nx /500+1.3× Vy /500 [cm <sup>2</sup> /mL]	Ay=  Ny /500+1.3× Vx /500 [cm <sup>2</sup> /mL]
Ex	7366.0	8951.9	14784.0	5039.3	-	-
Ey	3359.2	6071.6	6839.2	3531.2	-	-
Ez	461.7	2251.7	846.0	917.0	-	-
G+Ψ2Q STAT	1451.5	7904.8	2428.5	-3186.8	0.23	0.13
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	9963.8	19353.7	19518.1	3187.0	0.70	0.47
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	7948.3	15710.7	15414.5	1068.2	0.57	0.34
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	9686.7	18002.7	19010.5	2636.8	0.66	0.45
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	7671.2	14359.7	14906.9	518.0	0.53	0.31
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4768.2	1449.9	-10049.9	-6891.6	0.13	0.38
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-6783.7	-2193.1	-14153.5	-9010.4	0.19	0.52
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-5045.3	98.9	-10557.5	-7441.8	0.10	0.40
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-7060.8	-3544.1	-14661.1	-9560.6	0.23	0.54
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	7159.0	17337.5	13956.7	2131.3	0.59	0.33
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	440.6	5194.3	278.3	-4931.1	0.14	0.13
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	6882.0	15986.5	13449.1	1581.1	0.55	0.31
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	163.6	3843.3	-229.3	-5481.3	0.10	0.15
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2739.4	11966.3	5086.3	-892.3	0.37	0.12
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	-3979.0	-176.9	-8592.1	-7954.7	0.08	0.38
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	2462.4	10615.3	4578.7	-1442.5	0.33	0.13
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	-4256.0	-1527.9	-9099.7	-8504.9	0.12	0.40
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	5130.8	14663.6	9761.4	301.3	0.48	0.20
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	3115.3	11020.6	5657.9	-1817.4	0.35	0.16
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	4207.4	10160.2	8069.5	-1532.6	0.35	0.20
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	2191.8	6517.2	3966.0	-3651.4	0.21	0.17
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	711.2	9292.4	891.0	-2722.2	0.26	0.09
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	-1304.4	5649.5	-3212.5	-4841.0	0.17	0.19
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-212.3	4789.0	-800.9	-4556.2	0.13	0.13
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	-2227.8	1146.1	-4904.4	-6674.9	0.07	0.27
<b>MAX</b>					<b>0.70</b>	<b>0.54</b>

Tableau 16 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau du 2ème étage (liaison : table de compression/mur de façade)

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	Ax=  Nx /500+1.3× Vy /500 [cm <sup>2</sup> /mL]	Ay=  Ny /500+1.3× Vx /500 [cm <sup>2</sup> /mL]
Ex	4853.9	8818.7	17458.0	7396.8	-	-
Ey	20494.0	34869.0	15582.0	29553.0	-	-
Ez	2686.5	743.4	1552.1	2784.7	-	-
G+Ψ2Q STAT	-14202.0	-1263.3	1309.2	14982.0	0	0.42
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	-2394.0	18239.1	23907.4	32080.1	0.52	1.31
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	-14690.4	-2682.3	14558.2	14348.3	0	0.66
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	-4005.9	17793.1	22976.2	30409.3	0.54	1.25
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	-16302.3	-3128.3	13627.0	12677.5	0	0.60
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-12101.8	601.7	-11008.6	17286.5	0	0.67
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-24398.2	-20319.7	-20357.8	-445.3	1.02	0
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-13713.7	155.7	-11939.8	15615.7	0	0.64
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-26010.1	-20765.7	-21289.0	-2116.1	1	0
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	8554.1	36474.3	22594.2	47589.5	1.12	1.69
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	-32433.9	-3263.7	-8569.8	-11516.6	1.51	0.47
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	6942.2	36028.3	21663.0	45918.6	1.08	1.63
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	-34045.8	-33709.7	-9501.0	-13187.4	1.56	0.53
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5641.8	31183.1	12119.4	43151.4	0.92	1.36
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	-35346.2	-38554.9	-19044.6	-15954.6	1.71	0.80
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	4029.9	30737.1	11188.2	41480.6	0.88	1.30
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	-36958.1	-39000.9	-19975.8	-17625.5	1.75	0.86
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	-3911.1	12586.4	12773.3	28851.6	0.41	1.01
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	-16207.5	-8335.0	3424.1	11119.8	1	0.36
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	-9284.1	11099.6	9669.1	23282.2	0.47	0.80
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	-21580.5	-9821.8	319.9	5550.4	1	0.15
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-6823.5	7295.2	2298.5	24413.6	0.33	0.68
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	-19119.9	-13626.2	-7050.7	6681.8	0	0
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-12196.5	5808.4	-805.7	18844.2	0	0.51
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	-24492.9	-15113.0	-10154.9	1112.4	0	0
<b>MAX</b>					<b>1.75</b>	<b>1.69</b>

Tableau 17 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau du 3ème étage (liaison : table de compression/mur de refend)

Après avoir identifié les zones de contraintes ( $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ ) maximales dans le bâtiment, la vérification de la fonction diaphragme a été également vérifiée sur des sections de plancher courantes de 1m x 1m au niveau des zones 1 et 4 (zones présentant les portées les plus importantes) du 4<sup>ème</sup> étage et de la toiture.

Les résultats montrent que le ferrailage de 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (treillis soudé PAF 10) est :

- Suffisant pour la zone 1 de plancher étudiée du 4<sup>ème</sup> étage car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 0.75 cm<sup>2</sup>/ml < 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (Tableau 18) ;
- Suffisant pour la zone 4 de plancher étudiée du 4<sup>ème</sup> étage car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 0.84 cm<sup>2</sup>/ml < 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (Tableau 19) ;
- Limite pour la zone 1 de plancher étudiée de la toiture car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 1.19 cm<sup>2</sup>/ml = 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (Tableau 20) ;
- Insuffisant pour la zone 4 de plancher étudiée de la toiture car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 1.3 cm<sup>2</sup>/ml > 1.19 cm<sup>2</sup>/ml (Tableau 21).

Ainsi, en analysant les tableaux 18 et 21, il convient de :

- Renforcer les murs de refend à partir du 3<sup>ème</sup> étage : mettre une quantité d'armatures totale (Armatures de chapeaux + treillis soudé PAF 10) > 1,75 cm<sup>2</sup>/ml selon le Tableau 17. La disposition de Ø8@60cm en plus du PAF10 permettrait d'atteindre cette quantité (2.01 cm<sup>2</sup>/ml > 1.75 cm<sup>2</sup>/ml) ;
- Un taux de ferrailage minimum de 1.3 cm<sup>2</sup>/ml est requis au niveau de la toiture du 4<sup>ème</sup> étage (selon le Tableau 21). Des dispositions particulières devront être mises en place (ST 15 C avec 1.42 cm<sup>2</sup>/ml au lieu du PAF 10 en zone courante de la toiture du 4<sup>ème</sup> étage). Une autre solution serait de limiter le domaine d'emploi du petit collectif au 3<sup>ème</sup> étage.

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	Ax= Nx /500+1.3× Vy /500 [cm <sup>2</sup> /mL]	Ay= Ny /500+1.3× Vx /500 [cm <sup>2</sup> /mL]
Ex	6770.00	3994.70	5048.00	2655.20	-	-
Ey	2576.70	943.89	1622.10	1367.30	-	-
Ez	444.24	539.29	9376.60	819.30	-	-
G+Ψ2Q STAT	1682.80	-816.53	-21571.00	-1302.80	0.05	0.47
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	9359.08	3623.12	-13223.39	2008.38	0.28	0.32
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	7813.06	3056.79	-14196.65	1188.00	0.24	0.31
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	9092.54	3299.55	-18849.35	1516.80	0.27	0.42
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	7546.52	2733.22	-19822.61	696.42	0.22	0.41
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4180.92	-4366.28	-23319.39	-3302.02	0.20	0.55
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-5726.94	-4932.61	-24292.65	-4122.40	0.24	0.59
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-4447.46	-4689.85	-28945.35	-3793.60	0.21	0.68
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-5993.48	-5256.18	-29918.61	-4613.98	0.26	0.72
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	6423.77	1487.56	-15621.52	1106.85	0.17	0.34
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	1270.37	-400.22	-18865.72	-1627.75	0.04	0.42
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	6157.23	1163.98	-21247.48	615.27	0.15	0.44
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	1003.83	-723.80	-24491.68	-2119.33	0.04	0.54
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2361.77	-909.26	-18650.32	-486.27	0.07	0.39
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	-2791.63	-2797.04	-21894.52	-3220.87	0.13	0.52
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	2095.23	-1232.84	-24276.28	-977.85	0.07	0.51
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	-3058.17	-3120.62	-27520.48	-3712.45	0.14	0.65
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	4931.05	1204.34	-10193.37	723.25	0.13	0.22
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	3385.03	638.00	-11166.63	-97.13	0.08	0.23
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	4042.57	125.76	-28946.57	-915.35	0.08	0.60
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	2496.55	-440.58	-29919.83	-1735.73	0.06	0.64
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	869.05	-1192.48	-13222.17	-869.87	0.05	0.29
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	-676.97	-1758.82	-14195.43	-1690.25	0.06	0.33
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-19.43	-2271.06	-31975.37	-2508.47	0.06	0.70
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	-1565.45	-2837.40	-32948.63	-3328.85	0.11	0.75
MAX					0.28	0.75

Tableau 18 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 1 du 4<sup>ème</sup> étage (partie courante de la table de compression)

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	$A_x =  N_x /500 + 1.3 \times  V_y /500$ [cm <sup>2</sup> /mL]	$A_y =  N_y /500 + 1.3 \times  V_x /500$ [cm <sup>2</sup> /mL]
Ex	3273.90	9166.90	2603.50	7961.70	-	-
Ey	4703.60	2210.40	7426.90	1827.30	-	-
Ez	1693.00	257.41	12464.00	255.81	-	-
G+Ψ2Q STAT	1919.60	-723.27	-23633.00	1216.10	0.06	0.50
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	7112.48	9183.97	-15062.23	9802.73	0.38	0.56
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	4290.32	7857.73	-19518.37	8706.35	0.29	0.62
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	6096.68	9029.53	-22540.63	9649.25	0.36	0.70
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	3274.52	7703.29	-26996.77	8552.87	0.27	0.76
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	564.68	-9149.83	-20269.23	-6120.67	0.25	0.56
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-2257.48	-10476.07	-24725.37	-7217.05	0.32	0.68
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-451.12	-9304.27	-27747.63	-6274.15	0.25	0.72
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-3273.28	-10630.51	-32203.77	-7370.53	0.34	0.84
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	8113.27	4314.42	-11685.85	5508.65	0.27	0.38
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	-1293.93	-106.38	-26539.65	1854.05	0.03	0.58
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	7097.47	4159.98	-19164.25	5355.17	0.25	0.52
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	-2309.73	-260.82	-34018.05	1700.57	0.00	0.72
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	6148.93	-1185.72	-13247.95	731.63	0.15	0.28
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	-3258.27	-5606.52	-28101.75	-2922.97	0.00	0.64
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	5133.13	-1340.16	-20726.35	578.15	0.14	0.43
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	-4274.07	-5760.96	-35580.15	-3076.45	0.24	0.79
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	6005.85	2947.33	-8159.88	4408.61	0.20	0.28
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	3183.69	1621.09	-12616.02	3312.23	0.11	0.34
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	2619.85	2432.51	-33087.88	3896.99	0.12	0.76
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	-202.31	1106.27	-37544.02	2800.61	0.03	0.82
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	4041.51	-2552.81	-9721.98	-368.41	0.15	0.20
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	1219.35	-3879.05	-14178.12	-1464.79	0.13	0.32
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	655.51	-3067.63	-34649.98	-880.03	0.09	0.72
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	-2166.65	-4393.87	-39106.12	-1976.41	0.16	0.83
MAX					0.38	0.84

Tableau 19 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 4 du 4ème étage (partie courante de la table de compression)

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	$A_x =  N_x /500 + 1.3 \times  V_y /500$ [cm <sup>2</sup> /mL]	$A_y =  N_y /500 + 1.3 \times  V_x /500$ [cm <sup>2</sup> /mL]
Ex	4681.60	2220.50	6447.80	2550.50	-	-
Ey	1491.90	7417.70	3498.90	7061.90	-	-
Ez	2774.80	365.98	15286.00	1952.00	-	-
G+Ψ2Q STAT	5810.60	-520.77	-31799.00	-2585.50	0.13	0.70
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	11772.21	4034.83	-19715.73	2669.17	0.34	0.46
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	10877.07	-415.79	-21815.07	-1567.97	0.23	0.48
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	10107.33	3815.25	-28887.33	1497.97	0.30	0.62
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	9212.19	-635.37	-30986.67	-2739.17	0.20	0.69
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2409.01	-406.17	-32611.33	-2431.83	0.06	0.72
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	1513.87	-4856.79	-34710.67	-6668.97	0.16	0.87
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	744.13	-625.75	-41782.93	-3603.03	0.03	0.93
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-151.01	-5076.37	-43882.27	-7840.17	0.14	1.08
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	9539.42	7672.87	-21779.96	5827.15	0.39	0.59
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	6555.62	-7162.53	-28777.76	-8296.65	0.32	0.79
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	7874.54	7453.29	-30951.56	4655.95	0.35	0.74
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	4890.74	-7382.11	-37949.36	-9467.85	0.29	1.01
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	6730.46	6340.57	-25648.64	4296.85	0.30	0.62
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	3746.66	-8494.83	-32646.44	-9826.95	0.30	0.91
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	5065.58	6120.99	-34820.24	3125.65	0.26	0.78
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	2081.78	-8714.41	-41818.04	-10998.15	0.27	1.12
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	10437.45	2736.67	-13528.99	2250.22	0.28	0.33
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	9542.31	-1713.95	-15628.33	-1986.92	0.24	0.36
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	4887.85	2004.71	-44100.99	-1653.78	0.15	0.93
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	3992.71	-2445.91	-46200.33	-5890.92	0.14	1.08
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	7628.49	1404.37	-17397.67	719.92	0.19	0.37
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	6733.35	-3046.25	-19497.01	-3517.22	0.21	0.48
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	2078.89	672.41	-47969.67	-3184.08	0.06	1.04
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	1183.75	-3778.21	-50069.01	-7421.22	0.12	1.19
MAX					0.39	1.19

Tableau 20 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 1 de la toiture (partie courante de la table de compression)

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	$A_x =  N_x /500 + 1.3 \times  V_y /500$ [cm <sup>2</sup> /mL]	$A_y =  N_y /500 + 1.3 \times  V_x /500$ [cm <sup>2</sup> /mL]
Ex	4840.6	9998.4	3354.8	8603.6	-	-
Ey	3610.7	2774.6	7136.6	1783.2	-	-
Ez	2684.1	328.4	15442.0	203.0	-	-
G+Ψ2Q STAT	5915.0	-347.1	-44390.0	595.6	0.12	0.9
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	12644.0	10582.2	-34261.6	9795.1	0.34	0.9
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	10477.6	8917.4	-38543.6	8725.2	0.26	1.0
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	11033.6	10385.1	-43526.8	9673.3	0.29	1.1
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	8867.2	8720.4	-47808.8	8603.4	0.22	1.2
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2962.8	-9414.6	-40971.2	-7412.1	0.12	1.0
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	796.4	-11079.4	-45253.2	-8482.0	0.09	1.1
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	1352.4	-9611.7	-50236.4	-7533.9	0.07	1.2
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-814.0	-11276.4	-54518.4	-8603.8	0.04	1.3
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	11783.1	5525.5	-31614.4	5020.8	0.26	0.8
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	4561.7	-23.7	-45887.6	1454.4	0.09	1.0
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	10172.7	5328.5	-40879.6	4899.0	0.22	0.9
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	2951.3	-220.7	-55152.8	1332.6	0.06	1.1
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	8878.8	-473.5	-33627.2	-141.3	0.18	0.7
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	1657.4	-6022.7	-47900.4	-3707.7	0.05	1.1
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	7268.3	-670.6	-42892.4	-263.1	0.15	0.9
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	46.9	-6219.8	-57165.6	-3829.5	0.02	1.2
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	11134.5	3813.2	-25800.6	3914.7	0.24	0.6
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	8968.1	2148.4	-30082.5	2844.8	0.18	0.7
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	5766.3	3156.3	-56684.6	3508.7	0.12	1.2
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	3599.9	1491.6	-60966.5	2438.7	0.07	1.3
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	8230.1	-2185.9	-27813.5	-1247.5	0.17	0.6
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	6063.7	-3850.6	-32095.4	-2317.4	0.13	0.7
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	2861.9	-2842.7	-58697.5	-1653.5	0.06	1.2
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	695.5	-4507.5	-62979.4	-2723.4	0.02	1.3
MAX					0.34	1.3

Tableau 21 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 4 de la toiture (partie courante de la table de compression)

## 2.11. Conclusions

Dans cette étude, les vérifications numériques sous sollicitations sismiques des planchers poutrelles/entrevous de ce petit collectif ont permis de montrer des résultats acceptables à condition que certaines dispositions constructives soient respectées pour des bâtiments sortant du domaine des CPMI mais réguliers au sens de l'EC8.

Au vu des résultats de cette étude, les recommandations suivantes seraient nécessaires, pour établir un domaine d'emploi permettant la justification sans calcul sismique de ce type de bâtiment lorsqu'il est nécessaire de le justifier sous les actions sismiques :

○ Critère 0 :

- Avoir des poutrelles de type c2a, c2b ou c3a avec un  $V_{rdi, statique} \geq 0.55 \text{ Mpa}$  ;
- Avoir des poutrelles ayant fait l'objet d'une caractérisation expérimentale pour le  $V_{rdi, dynamique}$  permettant d'avoir une résistance sismique  $\geq 0.55 \text{ Mpa}$ .

○ Critère1 :

En présence de décrochés (angles saillants/reentrants ou liaison de murs en T), il est préconisé de renforcer la liaison du tirant longitudinal ou transversal avec le mur en prolongeant 2 armatures du chaînage ou en rajoutant une quantité d'armatures égale à  $1,5 \text{ cm}^2 \text{ B500}$  par similitude avec le critère défini dans la maison individuelle irrégulière complexe (Etude CERIB n° 491.I).

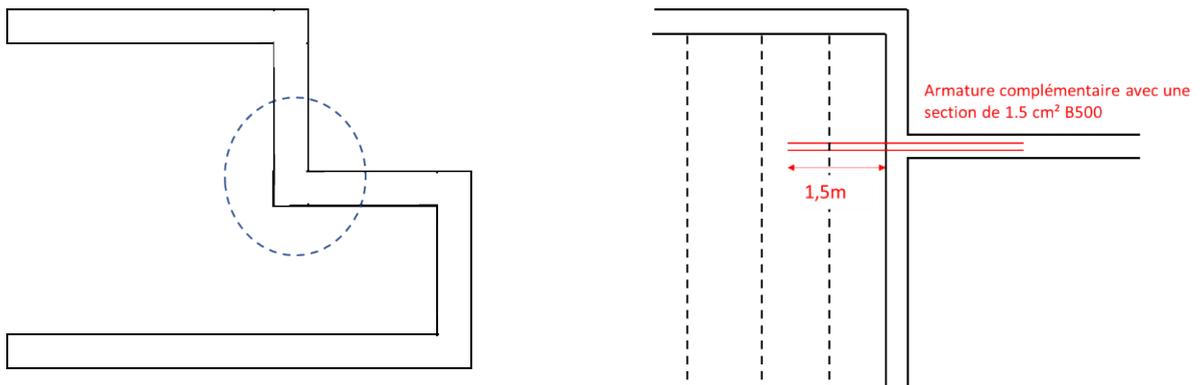


Figure 26 : Présence de décrochés avec des angles saillants ou des liaisons de murs en T

○ Critère 2 :

Liaison tirant/buton : la quantité des armatures de chapeaux en transversal comme en longitudinal doit être à minima égale à la quantité du treillis soudé en partie courante (PAF 10).

○ Critère 3 :

Limiter le domaine d'emploi au 3<sup>ème</sup> étage. À noter qu'au-delà du 3<sup>ème</sup> étage, les planchers poutrelles peuvent être utilisés mais doivent faire l'objet d'une vérification par modélisation aux éléments finis.

○ Critère 4 :

Utiliser à minima un treillis soudé PAF10 en partie courante.

○ Critère 5 :

Renforcer le ferrailage des planchers lorsqu'on appuie sur les murs de refend à partir du 3<sup>ème</sup> étage (avec HA8@60 cm par exemple).

## Bibliographie

---

- [1] NF EN 1998-1, Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, September 2005.
- [2] NF EN 1998-1/NA, Annexe nationale à la NF EN 1998-1:2005 - Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, Décembre 2013.
- [3] NF P 06-014, Règles de construction parasismique - Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés - Règles PS-MI 89 révisées 92 - Domaine d'application - Conception - Exécution, Mars 1995.
- [4] Rapport CERIB n°393.I, «Vérification des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique : définition d'une méthodologie de calculs».
- [5] Rapport CERIB n°491.I, «Etude numérique des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique d'une maison irrégulière complexe».
- [6] Rapport CERIB n°355.I, «Etude sismique sur les planchers à poutrelles avec rupteurs thermiques».
- [7] NF EN 1190, Eurocodes structuraux - bases de calcul des structures, Mars 2003.
- [8] «Arrêté du 8 septembre 2021 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite 'à risque normal',» *Journal Officiel de la République Française*.
- [9] «Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite 'à risque normal',» *Journal Officiel de la République Française*.
- [10] NF EN 15037-1, «Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie1 : poutrelles, septembre 2008».
- [11] Cahier du CSTB - Cahier 3718, «Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées associées à du béton coulé en œuvre ou associées à d'autres constituants préfabriqués par du béton coulé en œuvre,» Septembre 2012.
- [12] Rapport CERIB n°559.I, «Etude numérique des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique d'un petit collectif régulier».

Annexes

---

Annexe 1. Plans béton armé d'origine



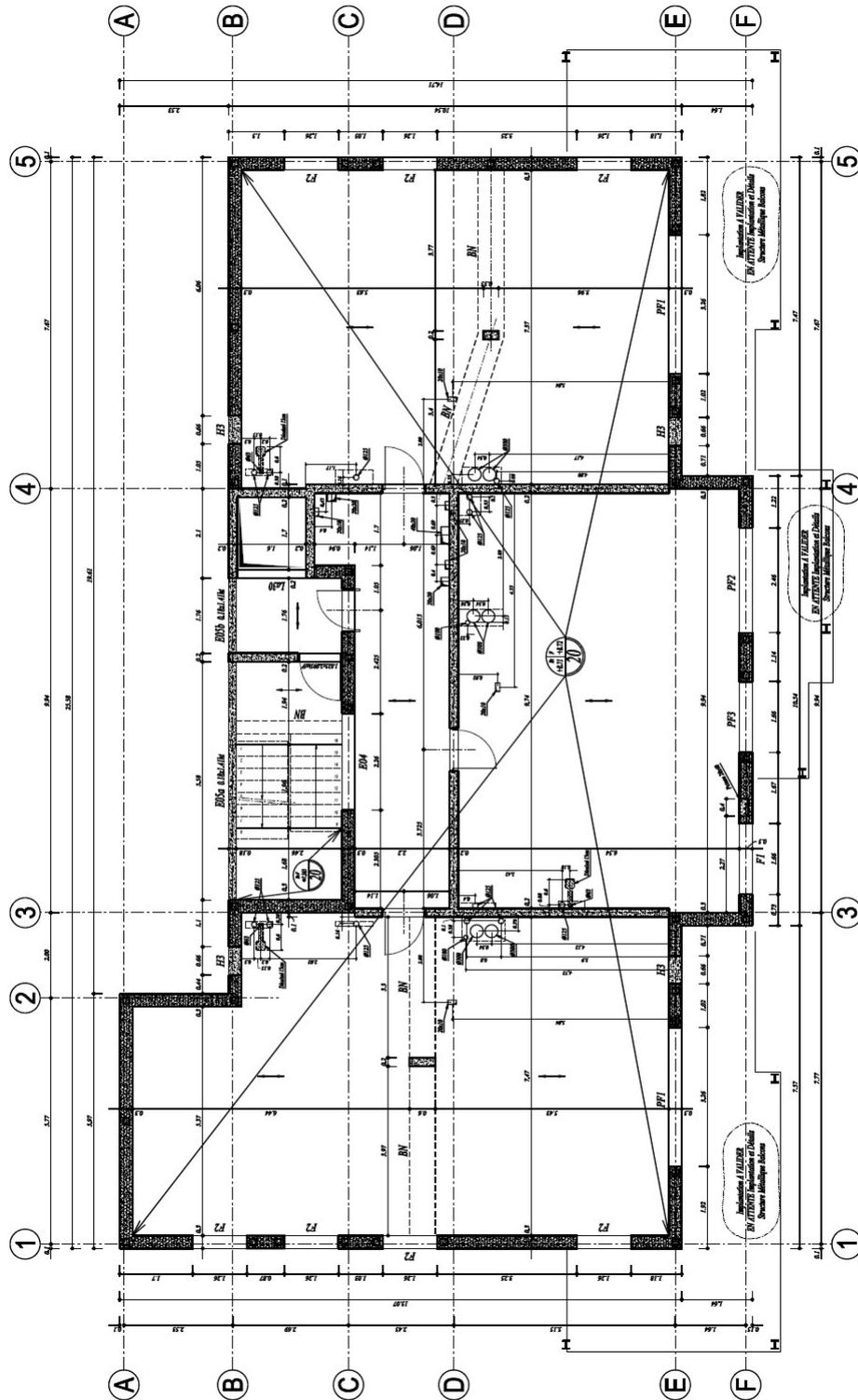
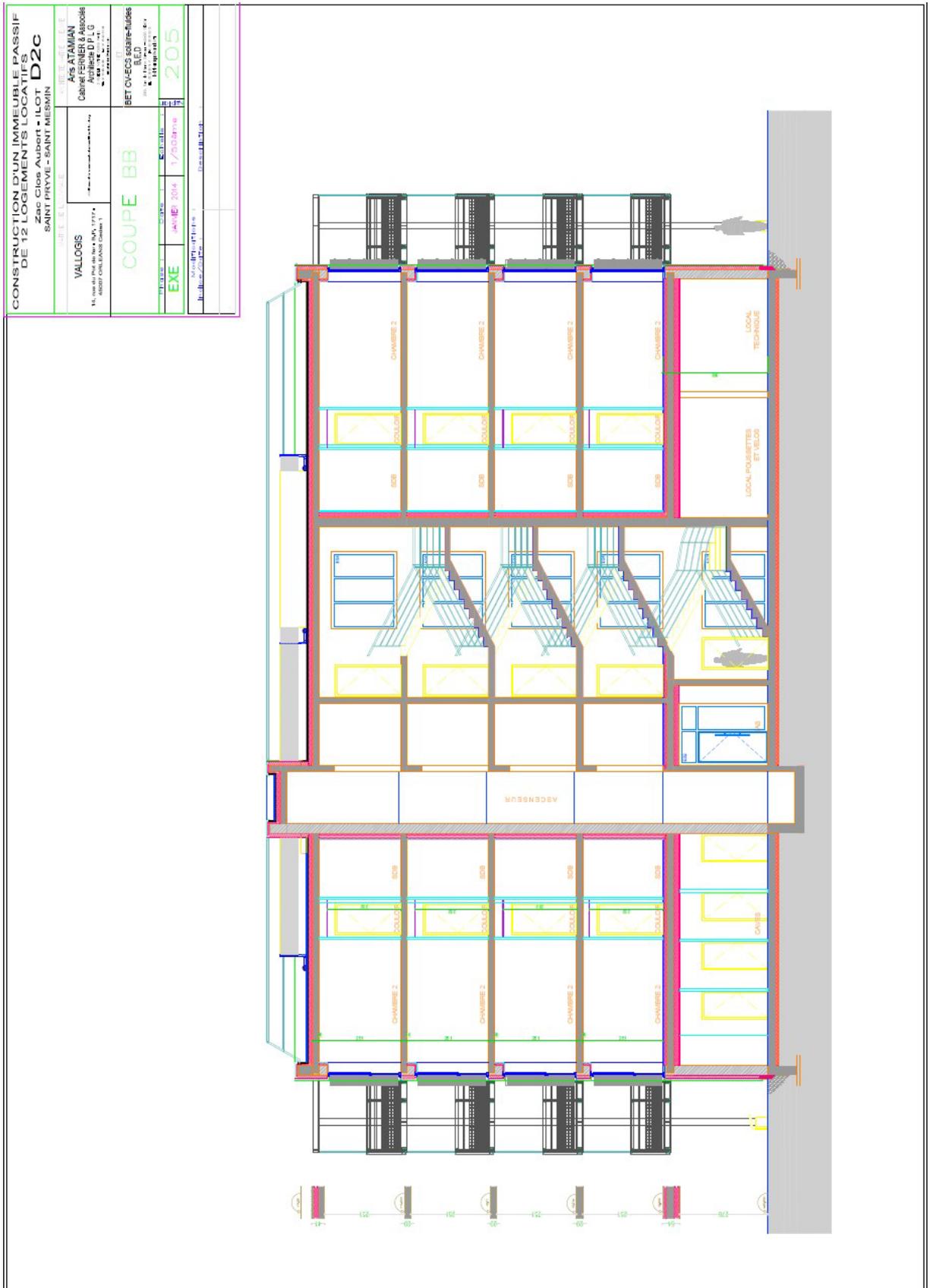


Figure 27 : Vue en plan identique pour chaque niveau







### Annexe 3. Plans de pose utilisés pour la modélisation

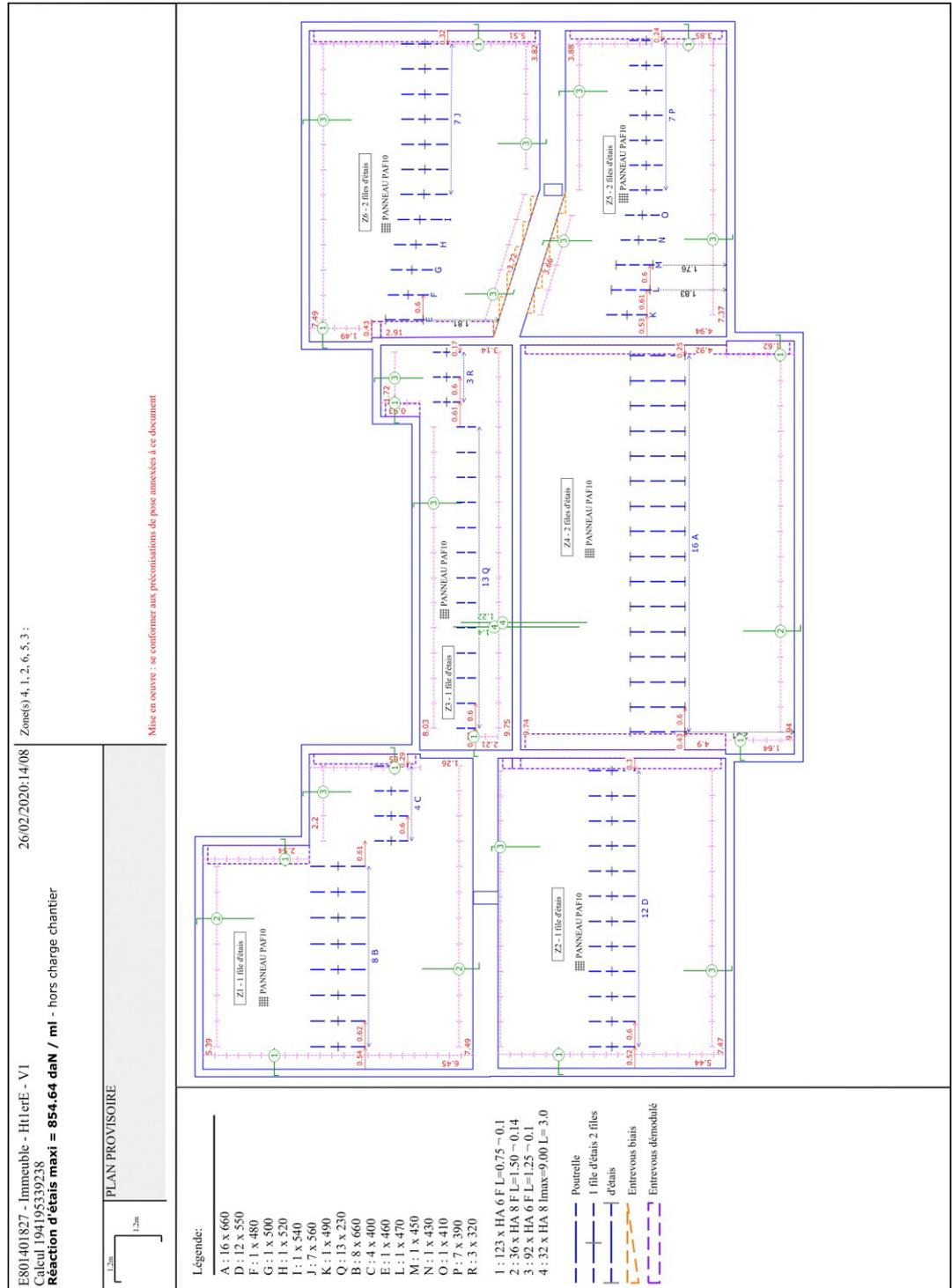


Figure 28 : Vue en plan identique pour chaque niveau

## Annexe 4. Chargement dû à la présence de balcons, de la cage d'escalier et de l'ascenseur

### Chargement dû à la présence de balcons :

Les balcons ont été considérés comme des masses rapportées sur les façades (sur le chaînage).

Ces masses ont été définies à partir des charges suivantes :

- Poids propre de la dalle de 20 cm d'épaisseur :  
 $P_p = \rho \times e = 24 \times 0.2 = 4.8 \text{ kN/m}^2$  Avec :  
 $\rho$  : masse volumique du béton en  $\text{kN/m}^3$   
 $e$  : épaisseur de la dalle en m
- Revêtement de sol :  $0.2 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges :  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$  (§6.3.1.2(1) P de l'AN à la NF EN 1991-1-1) 3 cas de figures se présentent :

1. Les charges relatives aux balcons, appliquées sur les façades, dans le cas d'un calcul à l'ELU sont les suivantes :

	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	1.35 G+1.5 Q
<b>Etage courant</b>	(4.8+0.2) =5	3.5	12

Ainsi, pour un balcon de largeur approximative égale à 2m, la masse surfacique  $M_B$  à appliquer sur un chaînage de 24 cm (19+5 cm) est de l'ordre de :

$$M_B = \frac{12}{0.24} \times 2(m) \times \frac{1000}{9.81} = 10193.7 \text{ kg/m}^2$$

2. Les charges relatives aux balcons, appliquées sur les façades, dans le cas d'un calcul statique sont les suivantes :

	$\Psi_2$	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	G+ $\Psi_2$ Q
<b>Etage courant</b>	0.3	(4.8+0.2) =5	3.5	6.05

Ainsi, pour un balcon de largeur approximative égale à 2m, la masse surfacique  $M_B$  à appliquer sur un chaînage de 24 cm (19+5 cm) est de l'ordre de :

$$M_B = \frac{6.05}{0.24} \times 2(m) \times \frac{1000}{9.81} = 5139.3 \text{ kg/m}^2$$

3. Les charges relatives aux balcons, appliquées sur les façades, dans le cas d'un calcul sismique sont les suivantes :

	$\Psi_2$	$\varphi$	$\Psi_E = \Psi_2\varphi$	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	G+ $\Psi_E$ Q
Etage courant	0.3	0.5	0.15	(4.8+0.2) =5	3.5	5.525

Ainsi, pour un balcon de largeur approximative égale à 2m, la masse surfacique  $M_B$  à appliquer sur un chaînage de 24 cm (19+5 cm) est de l'ordre de :

$$M_B = \frac{5.525}{0.24} \times 2(m) \times \frac{1000}{9.81} = 4693.3 \text{ kg/m}^2$$

**Chargement dû à la zone de circulation avec cage d'escalier et ascenseur**

La zone de circulation avec cage d'escalier et ascenseur ouverte sur l'extérieur a été considérée comme une masse rapportée sur la longueur de façade de G=21 kN/m.

Ainsi, la masse relative à la cage d'escalier et ascenseur, rapportée sur les façades est de l'ordre de :

	Calcul ELU 1.35 G+1.5 Q	Calcul statique G+ $\Psi_2$ Q	Calcul sismique G+ $\Psi_E$ Q
Etage courant Epaisseur chaînage : e=24cm	12041.3 [kg/m <sup>2</sup> ]	8919.5 [kg/m <sup>2</sup> ]	8919.5 [kg/m <sup>2</sup> ]
Toiture Epaisseur chaînage : e=25cm	11559.6 [kg/m <sup>2</sup> ]	8562.7 [kg/m <sup>2</sup> ]	8562.7 [kg/m <sup>2</sup> ]

## Annexe 5. Impact de la rigidité du diaphragme sur le calcul des réactions d'appui au droit des murs

Afin d'évaluer l'impact de la rigidité du diaphragme sur le dimensionnement de la structure en sismique, les réactions d'appui  $F_x$  et  $F_y$  ont été extraites au droit de 4 murs M1, M2, M3 et M4 (Figure 29) dans 2 cas différents :

- « Cas 1 » : Fissuration prise en compte au droit de tous les éléments (murs, table de compression, poutrelles, chaînage, poutres, poteaux). Ainsi, le module d'Young est réduit (divisé par deux) au niveau de tous ces éléments ;
- « Cas 2 » : Fissuration prise en compte uniquement au droit des murs de contreventement. Ainsi le module d'Young est réduit (divisé par deux) uniquement au niveau des voiles.

Les efforts  $F_x$  et  $F_y$  obtenus à la suite de l'application des différentes combinaisons sismiques sont donnés par le

Tableau 22 pour le « cas 1 » et le Tableau 23 pour le « cas 2 ». À noter que la contribution de l'accélération verticale n'est pas prise en compte dans cet exercice de comparaison (en France métropolitaine, la composante verticale  $E_{Edz}$  n'a pas à être prise en compte selon le § 4.3.3.5.2 de la NF EN 1998-1). La dernière ligne de chacun des tableaux 22 et 23 indique l'effort maximal enregistré ( $F_1$  pour le cas 1 et  $F_2$  pour le cas 2) obtenu par la combinaison la plus pénalisante. Ces valeurs maximales sont ensuite listées dans le Tableau 24 et l'écart entre les efforts  $F_1$  et  $F_2$  est calculé en pourcentage.

Les calculs montrent une différence de 1.3 % à 9.6 % entre le cas 1 et le cas 2 (voir Tableau 24).

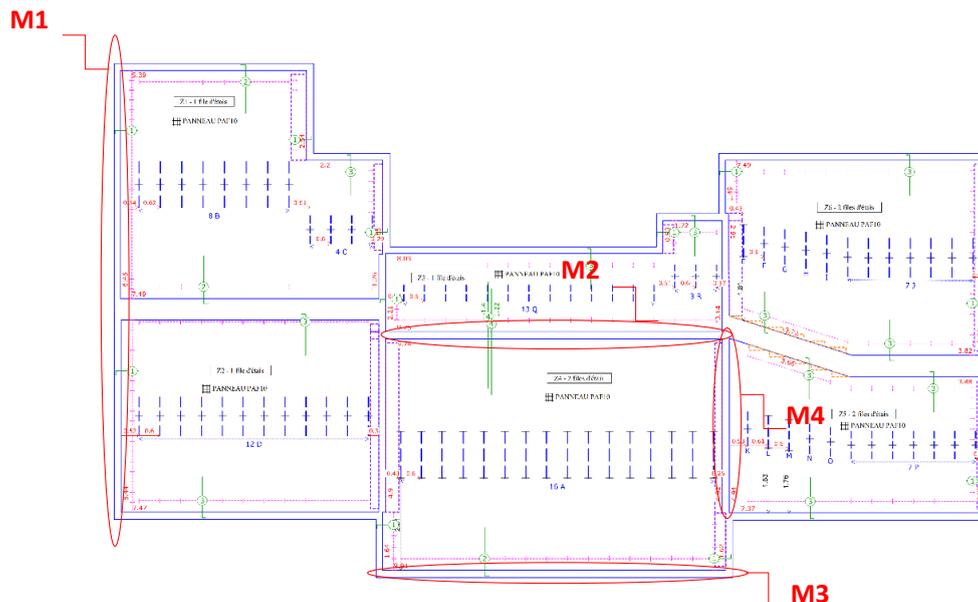


Figure 29 : Emplacement des murs M1, M2, M3 et M4 sur le plan

Combinaisons sismiques	Mur M1		Mur M2		Mur M3		Mur M4	
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]
Ex+0,3Ey	<b>43,01</b>	465	<b>629,8</b>	349,8	<b>311</b>	19,3	<b>11,45</b>	<b>217,7</b>
Ex-0,3Ey	38,99	159	566,2	82,2	281	-5,3	10,55	128,3
0,3Ex+Ey	19	<b>603,6</b>	285,4	<b>510,8</b>	138,8	<b>43,1</b>	4,8	200,9
0,3Ex-Ey	5,6	-416,4	73,4	-381,2	38,8	-38,9	1,8	-97,1
0,3Ex+0,3Ey	14,31	246,6	211,2	198,6	103,8	14,4	3,75	96,6
0,3Ex-0,3Ey	10,29	-59,4	147,6	-69	73,8	-10,2	2,85	7,2
0,3Ey-0,3Ex	-10,29	59,4	-147,6	69	-73,8	10,2	-2,85	-7,2
0,3Ey-Ex	-38,99	-159	-566,2	-82,2	-281	5,3	-10,55	-128,3
"-Ex-0,3Ey"	-43,01	-465	-629,8	-349,8	-311	-19,3	-11,45	-217,7
"-0,3Ex+Ey"	-5,6	416,4	-73,4	381,2	-38,8	38,9	-1,8	97,1
"-0,3Ex-Ey"	-19	-603,6	-285,4	-510,8	-138,8	-43,1	-4,8	-200,9
"-0,3Ex-0,3Ey"	-14,31	-246,6	-211,2	-198,6	-103,8	-14,4	-3,75	-96,6
"-0,3Ex-0,3Ey"	43,01	603,6	629,8	510,8	311	43,1	11,45	217,7
Effort max F1 [kN]	<b>43,01</b>	<b>603,6</b>	<b>629,8</b>	<b>510,8</b>	<b>311</b>	<b>43,1</b>	<b>11,45</b>	<b>217,7</b>

Tableau 22 : Efforts Fx et Fy calculés au droit des murs M1 à M4 dans le cas 1 (module d'Young réduit au niveau des murs, des poutrelles, de la table de compression, du chaînage, des poteaux et des poutres).

Combinaisons sismiques	Mur M1		Mur M2		Mur M3		Mur M4	
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]
Ex+0,3Ey	<b>40,1</b>	479	<b>576,5</b>	330,2	<b>344</b>	19,9	<b>10,48</b>	<b>220,6</b>
Ex-0,3Ey	35,9	161	519,5	63,8	308	-5,3	9,52	129,4
0,3Ex+Ey	18,4	<b>626</b>	259,4	<b>503,1</b>	157,8	<b>44,19</b>	4,6	204,5
0,3Ex-Ey	4,4	-434	69,4	-384,9	37,8	-39,81	1,4	-99,5
0,3Ex+0,3Ey	13,5	255	192,9	192,3	115,8	14,79	3,48	98,1
0,3Ex-0,3Ey	9,3	-63	135,9	-74,1	79,8	-10,41	2,52	6,9
0,3Ey-0,3Ex	-9,3	63	-135,9	74,1	-79,8	10,41	-2,52	-6,9
0,3Ey-Ex	-35,9	-161	-519,5	-63,8	-308	5,3	-9,52	-129,4
"-Ex-0,3Ey"	-40,1	-479	-576,5	-330,2	-344	-19,9	-10,48	-220,6
"-0,3Ex+Ey"	-4,4	434	-69,4	384,9	-37,8	39,81	-1,4	99,5
"-0,3Ex-Ey"	-18,4	-626	-259,4	-503,1	-157,8	-44,19	-4,6	-204,5
"-0,3Ex-0,3Ey"	-13,5	-255	-192,9	-192,3	-115,8	-14,79	-3,48	-98,1
"-0,3Ex-0,3Ey"	40,1	626	576,5	503,1	344	44,19	10,48	220,6
Effort max F2 [kN]	<b>40,1</b>	<b>626</b>	<b>576,5</b>	<b>503,1</b>	<b>344</b>	<b>44,19</b>	<b>10,48</b>	<b>220,6</b>

Tableau 23 : Efforts Fx et Fy calculés au droit des murs M1 à M4 dans le cas 2 (module d'Young réduit uniquement au niveau des murs)

		Effort max donné par la combinaison la plus pénalisante		Ecart en %: $ F1 - F2 /F2 \times 100$
		F1	F2	
Mur M1	Fx[kN]	43,0	40,1	7,3
	Fy[kN]	603,6	626,0	3,6
Mur M2	Fx[kN]	629,8	576,5	9,2
	Fy[kN]	510,8	503,1	1,5
Mur M3	Fx[kN]	311,0	344,0	9,6
	Fy[kN]	43,1	44,2	2,5
Mur M4	Fx[kN]	11,5	10,5	9,3
	Fy[kN]	217,7	220,6	1,3

Tableau 24: L'écart en % calculé entre les efforts F1 et F2 représentant les valeurs maximales issues des combinaisons les plus pénalisantes).

À noter que seuls les efforts dans le plan des murs sont retenus pour le dimensionnement. Ces efforts sont encadrés en rouge dans les tableaux 22 à 24 :

- Mur M1 : effort Fy ;
- Mur M2 : effort Fx ;
- Mur M3 : effort Fx ;
- Mur M4 : effort Fy.

L'effort retenu au niveau du dimensionnement et fera l'objet de la comparaison entre les 2 types de calcul.

## Annexe 6. Rapport d'expertise de Monsieur BISCH du 11/04/2018



### Cisaillement entre dalle et poutrelle

#### 1. Références

{1} Rapport CERIB 393.I : « Vérification des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique : définition d'une méthodologie de calculs ».

{2} Rapport P. Bisch du 25/04/2008 : « Etude CERIB Sismique planchers à poutrelles - Avis d'expert »

{3} Rapport CERIB du 20/03/2007. « Comportement sismique des planchers à poutrelles sans armatures de couture »

{4} Rapport CERIB d'Avril 2007. « Analyse statistique selon l'annexe D de l'Eurocode 0 ».

#### 2. Point de vue général

Deux approches peuvent être utilisées pour traiter de cette question :

- a) L'approche proposée dans le rapport CERIB {1}, qui consiste à considérer les poutrelles comme éléments structuraux primaires, donc à les faire participer au contreventement, ce qui conduit à justifier du cisaillement en situation sismique.
- b) Considérer les poutrelles comme éléments secondaires, seule la dalle de compression jouant alors le rôle de diaphragme. En principe, en situation d'action sismique modérée, une épaisseur de dalle de compression usuelle devrait suffire à transmettre les efforts, au prix peut être d'un renfort des armatures de dalle. Dans cette solution, le cisaillement doit être justifié dans les situations non sismiques et il faudrait vérifier dans le cadre de la recherche que cela suffit à couvrir la composante verticale du séisme.

Ces deux approches sont abordées dans les paragraphes suivants.

#### 3. Ordre de grandeur des sollicitations verticales

L'ensemble du plancher est dimensionné pour la flexion verticale (donc aussi le cisaillement entre dalle et poutrelle) pour les situations non sismiques, c'est-à-dire *a minima* pour la combinaison ELU fondamentale :  $1,35 G + 1,5 Q$ . S'il existe des actions variables d'accompagnement (qui ne devraient pas avoir une grande influence), elles contribueraient à augmenter le cisaillement. Donc la combinaison considérée correspond à la sollicitation minimale pour laquelle la conception doit être justifiée en situation durable.

Ce dimensionnement doit être comparé (dans l'hypothèse où la poutrelle est considérée comme élément secondaire) à celui de la situation sismique, où interviendrait la composante verticale. Il est à noter que cela n'est pas requis par la norme, mais c'est précisément parce qu'il est supposé que la situation sismique

n'est pas la plus défavorable, ce qu'il faudrait vérifier. La combinaison à considérer est  $G + \psi_2 Q + E_z$ . Les autres combinaisons de direction sismiques ne sont pas considérées par simplification, celle-ci étant suffisante pour l'effet recherché.

Il doit être tenu compte que :

- les coefficients partiels du béton et de l'acier ne sont pas les mêmes en situation sismique qu'en situation durable. Ils sont égaux à  $\gamma_c = 1,3$ ,  $\gamma_s = 1,0$  pour le séisme et  $\gamma_c = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$  en situation durable, soit un rapport 1,15 entre les deux situations, pour les deux matériaux.
- la résistance au cisaillement est (peut-être) moindre en situation sismique. L'annexe nationale française de l'Eurocode 8 a fixé arbitrairement cette résistance en divisant par 2 le coefficient  $c$  par rapport à la situation durable Eurocode 2), sans que cela soit indiqué dans l'Eurocode 8.

Pour ce qui concerne la résistance dans les deux situations selon la formule (6.25) de l'Eurocode 2 et en s'en tenant au terme de résistance du béton, la comparaison est :

$$1,15 \times (v_{\text{Rd}}(\text{séisme}) = 0,5 c f_{\text{ctd}}) \text{ à comparer à } v_{\text{Rd}}(\text{durable}) = c f_{\text{ctd}}$$

en supposant que  $\sigma_n$  a une influence faible sur la résistance et en prenant ici le même  $f_{\text{ctd}}$  (durable).

La résistance sous séisme serait donc conventionnellement égale à 57,5% de la valeur en situation durable (au sens de l'EC2). Ce pourcentage augmente s'il y a des armatures de couture, donc le raisonnement est du côté de la sécurité.

Il faut ensuite comparer les effets des actions dans les deux situations.

Compte tenu du résultat précédent, les effets sont acceptables en situation sismique si :

$$v_{\text{Ed}} [G + \psi_2 Q + E] \leq 57,5\% \times v_{\text{Ed}} [1,35 G + 1,5 Q] \leq 57,5\% \times v_{\text{Rd}}(\text{durable}) = v_{\text{Rd}}(\text{séisme})$$

sous condition d'un dimensionnement correct en situation durable. Compte tenu de la linéarité de  $v_{\text{Ed}}$ , cette relation conduit à la condition :

$$\frac{E}{G + \phi \psi_2 Q} \leq 57,5\% \times \frac{1,35 G + 1,5 Q}{G + \phi \psi_2 Q} - \frac{G + \psi_2 Q}{G + \phi \psi_2 Q}$$

avec  $\phi = 0,5$ , les actions variables n'étant pas corrélées dans un bâtiment courant. Le dénominateur étant le même dans tous les termes, cette inégalité est vraie quel que soit ce dénominateur. Il est choisi ici pour représenter les masses dans le modèle de calcul pour déduire une accélération admissible

En reprenant les valeurs de « l'exemple simple » du rapport {1} :

$$G = 4,1 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\psi_2 Q = 0,45 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$1,35 G + 1,5 Q = 7,8 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$G + \psi_2 Q = 4,6 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$G+ \phi \psi_2 Q = 4,3 \text{ kN/m}^2,$$

le terme du second membre de l'inégalité est négatif, ce qui signifie que la composante verticale sismique est plus défavorable pour le cisaillement poutrelle-dalle (au sens de la formule 6.25), quelle que soit sa valeur. C'est évidemment peu vraisemblable, mais c'est dû à l'abattement de 50% sur  $c$ .

Les ordres de grandeur de chargement considérés étant « raisonnables », la conséquence est que la situation durable ne couvre en général pas la situation sismique pour le cisaillement. Cela pourrait être néanmoins résolu par l'ajout d'armatures de couture.

En effet, ce résultat n'est pas vrai pour la flexion et l'effort tranchant. La condition est la même, sauf qu'il faut remplacer 57,5% par 115%, et dans ce cas le second membre est égal à 1 g. Les structures sont généralement raides en vertical et l'amplification est le plus souvent peu supérieure à 1. En admettant néanmoins que la période correspondante se situe sur le plateau du spectre (amplification =  $3 / q = 1,5$ ), cela conduit à une accélération verticale maximale du sol égale à 0,5 g, ce qui n'est pas atteint en France quel que soit le sol et la catégorie de bâtiment.

Ce raisonnement simplifié montre que l'application de la formule (6.25) assortie de l'abattement de 50% ne permet pas de démontrer de marge suffisante pour le cisaillement vis-à-vis de la composante verticale du séisme.

Une observation supplémentaire (dans le cadre de l'application de (6.25)) : le mode de rupture par glissement est celui qui intervient le premier, ce qui justifie de s'en prémunir avec une marge suffisante.

Cela n'écarte pas la solution qui consiste à considérer les poutrelles comme éléments secondaires, mais oblige à justifier le cisaillement vis-à-vis de la composante verticale :

- soit en utilisant la formule (6.25) et l'abattement de 50%, ce qui d'une part oblige à disposer des armatures de coutures, d'autre part à justifier la composante verticale par le calcul ;
- soit à justifier une meilleure résistance du béton seul, à partir des résultats expérimentaux. C'est l'objet du paragraphe suivant.

De toute façon, dans les deux cas, il convient de vérifier la dalle comme diaphragme primaire pour la transmission des efforts dans son plan.

#### 4. Justification du cisaillement à partir des résultats expérimentaux

Cette justification apparaît utile dans les deux stratégies possibles, compte tenu de l'inadéquation probable de l'équation (6.25) de l'EC2-1-1 avec l'abattement.

Le tableau ci-après montre une comparaison des résistances au cisaillement entre EC2-1-1 (6.25) et NF EN 15037-1 (sans coutures). Béton C25/30,  $f_{ctd}$  (durable) = 1,2 MPa.

La NF EN 15037-1 donne des valeurs nettement supérieures à ce que donne (6.25), surtout dans le cas des poutrelles lisses.

Type poutrelles		C <sub>1</sub> lisse	C <sub>2a</sub> rugueuse
v <sub>rdi</sub> NF EN 15037-1	MPa	0,48	0,55
Avis techniques	τ <sub>cu</sub> MPa	0,55	0,69
c (6.25)		0,2	0,4
v <sub>rdi</sub> (6.25) durable	MPa	0,24	0,48
v <sub>rdi</sub> (6.25) séisme avec c/2	MPa	0,138	0,277

L'exploitation des essais synthétisés dans le rapport {3} a conduit aux observations suivantes :

- Alors que les conditions de l'essai ont été définies pour faire apparaître le glissement entre dalle et poutrelle comme premier mécanisme, les ruptures observées sont dans certains cas des ruptures par flexion ou par effort tranchant.
- Lorsque le glissement intervient, il n'y a pas perte de résistance. Donc le mécanisme n'est pas fragile en tant que tel. Néanmoins, il entraîne une redistribution de l'effort tranchant (et donc des moments fléchissants) entre la dalle et la poutrelle et une rupture fragile par effort tranchant peut intervenir de ce fait.
- Les différences entre les résultats obtenus sont faibles, voire non significatives, entre les essais statiques et les essais dynamiques. Un abattement de 10% paraît suffisant aux auteurs du rapport pour couvrir cette différence, ce qui est raisonnable.
- Le jeu des coefficients entre la combinaison ELU statique et la combinaison sismique dispense de toute vérification en situation sismique lorsque l'ELU statique est satisfait pour les zones sismiques de France métropolitaine. En effet, passer d'un abattement de 50% à 10% conduit, en reprenant le raisonnement du § 3, à une accélération verticale maximale du sol de 0,4 g jamais atteinte.

Le rapport synthétise les résultats en montrant le rapport de l'effort tranchant ayant provoqué le glissement  $V_{gliss}$  à l'effort tranchant ultime  $V_{cu}$  calculé selon le CPT de l'époque.  $V_{cu}$  est corrigé pour tenir compte du périmètre mouillé mesuré. Cela n'affecte pas la contrainte limite  $\bar{\tau}_{cu}$ .

Les résultats sont classés en quatre familles, en fonction des conditions différentes de l'expérimentation et de l'interprétation. Les résultats sont évidemment dispersés, néanmoins il y a une certaine homogénéité. En ne retenant que le montage le plus proche des conditions réelles de mise en œuvre, la moyenne des rapports n'est pas inférieure à 3,6 et la valeur minimale à 2,6.

On peut distinguer les essais normaux, qui correspondent à l'état nominal de l'interface, donc lisse ou rugueux suivant le type de poutrelle, et les essais « avec paraffine » où l'interface est rendu volontairement glissante, représentative d'un état dégradé et qu'on peut juger « très lisse ».

La note {4} présente une analyse statistique des résultats expérimentaux prenant en compte la dispersion et aboutit aux conclusions suivantes concernant les valeurs caractéristiques de  $V_{gliss} / V_{cu \text{ corrigé}}$  :

- Essais statiques avec et sans paraffine :  $V_{gliss} / V_{cu \text{ corrigé}} = 2,24$
- Essais cycliques avec et sans paraffine :  $V_{gliss} / V_{cu \text{ corrigé}} = 2,17$
- Essais cycliques sans paraffine :  $V_{gliss} / V_{cu \text{ corrigé}} = 2,53$

Ces résultats confirment : i) que le caractère cyclique de la sollicitation a un effet minime sur le coefficient (< 5%) et ii) que l'état de surface joue un rôle, lui aussi limité, mais plutôt de l'ordre de 20%.

Ces coefficients représentent des coefficients de sécurité valeur mesurée / valeur caractéristiques. Les deux termes sont exprimés en termes de forces, mais les autres paramètres étant inchangés, ils portent également sur les contraintes d'adhérence qui s'opposent au glissement. Pour passer aux valeurs de calcul,

il faut diviser les coefficients obtenus par un coefficient partiel. Comme il s'agit du béton, ce coefficient pourrait être égal à 1,3 en situation sismique, néanmoins ici le nombre de tests est limité et il est donc proposé de le porter à 1,5.

Le CPT renvoie aux avis techniques et donne une valeur indicative de 0,55 MPa. C'est la valeur minimale donnée dans les avis techniques, correspondant aux parois lisses. Compte tenu des coefficients mesurés (essais statiques, sans paraffine), la valeur de 0,69 MPa donnée dans les avis techniques est cohérente pour les parois rugueuses. La valeur prise pour calculer  $V_{cu}$  corrigé est 0,69 MPa, c'est donc par rapport à cette valeur qu'il faut appliquer les coefficients issus de l'analyse statistique.

Il convient évidemment de considérer le coefficient associé aux essais cycliques, soit  $2,53/1,5 = 1,69$ , ce qui conduit à une valeur de résistance tenant compte de la dispersion de 1,16 MPa, plus que double de ce que donne (6.25), même sans abattre  $c$ .

Dans tous les cas, les valeurs obtenues sont de toute façon nettement plus élevées que ce que donne la formule (6.25).

#### 5. Traduction en contraintes ultimes de calcul

Pour traduire les différents résultats en termes de résistance limite pour la vérification du glissement à partir des résultats expérimentaux, il faut tenir compte des aspects suivants :

- La dispersion des résultats, ce qui est fait dans la note {4}.
- Le caractère cyclique et dynamique de la sollicitation.
- Du fait que, pour un ouvrage neuf, la vérification doit se faire à l'état limite de dommage significatif SD donc à distance de la rupture. La marge couramment admise est de 50%.

Ceci étant posé, deux démarches sont possibles :

- a) Etablir une résistance ultime, comme cela était fait dans le « CPT plancher » ou maintenant dans la NF EN 15037-1. En partant des résultats rappelés ci-dessus, on a successivement :
  - une valeur de calcul, prenant en compte la dispersion des essais, de 1,16 MPa (parois rugueuses et cyclique) ;
  - puis diviser par 1,5 pour passer à l'état SD ;
  - Le résultat est 0,77 MPa, supérieur à 0,69 MPa.
- b) Utiliser la formule (6.25) en corrigeant la valeur de  $c$ . Si on admet que 0,77 MPa est la valeur finale correcte sous séisme, avec  $f_{cd}$  (séisme) = 1,38 MPa, cela donnerait  $c = 0,56$  en situation sismique. Pour une poutrelle rugueuse, il n'y aurait pas à faire d'abattement sur  $c$ .

Finalement, les deux approches sont réalistes.

#### 6. Conclusions

Les différentes considérations évoquées ci-dessus conduisent aux conclusions suivantes :

- L'application de la formule (6.25) de l'EN1992-1-1 avec  $c/2$  en situation sismique conduit à la conclusion que la vérification de glissement en situation durable ne couvre pas la même vérification en situation sismique, en considérant la composante verticale du séisme. Cette dernière

vérification n'est pas requise pour le concepteur d'un ouvrage particulier, il convient de confirmer, compte tenu du contexte particulier (par de couture), que cette vérification n'est pas utile.

- Les essais conçus pour faire apparaître la rupture par glissement en premier ont souvent montré un premier mécanisme en flexion ou par effort tranchant pour les poutrelles. Ceci montre bien que, dans les conditions des expériences, en statique et en dynamique, les formules de vérification du glissement sont pessimistes.
- L'atteinte de la limite de glissement (se traduisant par un glissement irréversible) présente un caractère ductile. Néanmoins, une rupture fragile par effort tranchant dans la poutrelle peut se faire jour consécutivement, du fait de la redistribution de l'effort tranchant entre poutrelle et dalle (perte de monolithisme).
- L'abattement de 50% du coefficient  $c$  de la formule (6.25) n'est pas justifié, la limite de glissement n'étant pas inférieure dans le cas cyclique, par rapport au cas statique, lorsqu'on compare les résultats de la formule (6.25) avec les résultats expérimentaux.
- Même en cyclique, l'exploitation statistique des résultats montre que le cisaillement limite pourrait être 60% supérieur à celui donné par les avis techniques en vigueur à l'époque des essais.
- Finalement, la détermination de  $v_{Rd}$  pour la vérification de rupture par glissement peut se faire soit à partir de la formule (6.25) de l'EN1992-1-1 sans diviser par 2 la valeur de  $c$ , soit en appliquant directement la NF EN 15037-1.
- Dans ces conditions, le raisonnement du § 3 conduirait à une accélération maximale de 0,5 g en vertical, valeur non atteinte en zone 4, même pour un bâtiment de catégorie IV. Dans ces conditions, il n'est pas nécessaire de justifier de la composante verticale du séisme et les poutrelles peuvent éventuellement être considérées comme éléments structurels secondaires, la dalle coulée en place jouant alors le rôle de diaphragme.

Philippe BISCH

11/04/2018

## Annexe 7. Vérification du monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place

Les figures ci-après montrent les résultats des contraintes de glissement des poutrelles de la structure les plus sollicitées par niveau et par zone. Sur chaque graphe représentant la contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle, la poutrelle issue du calcul à l'ELU la plus sollicitée et la poutrelle la plus sollicitée issue des combinaisons sismiques sont présentées.

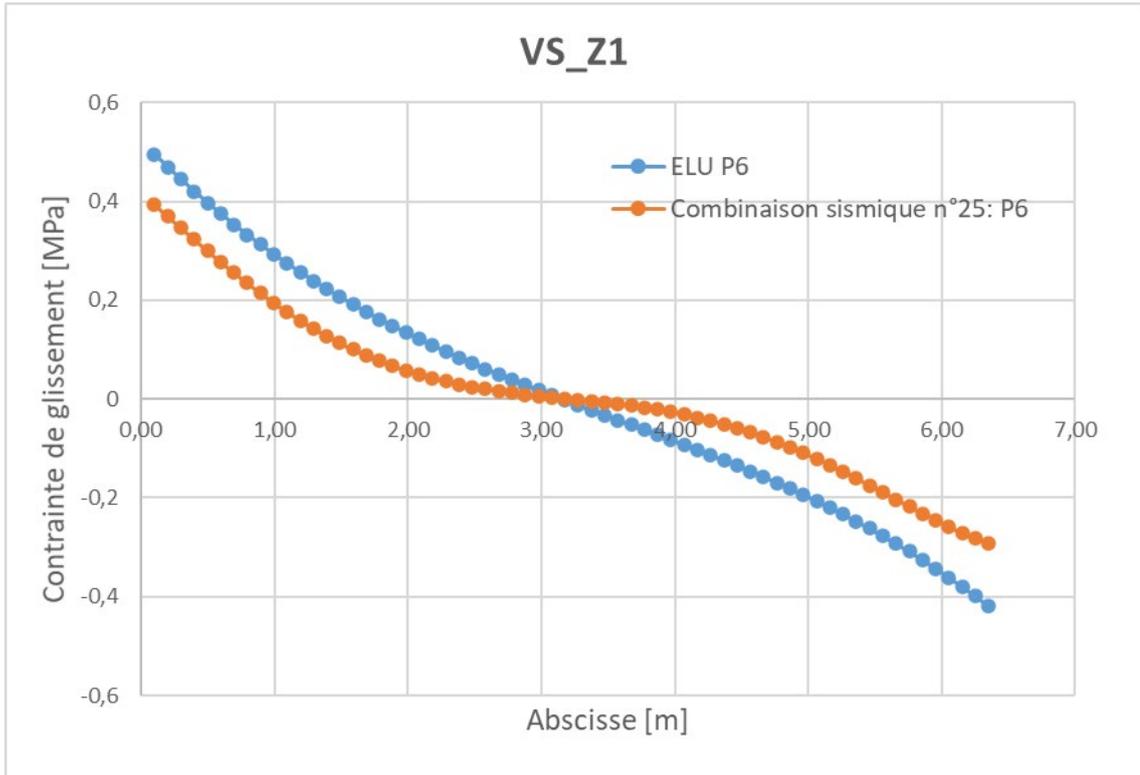


Figure 30 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 1, niveau VS

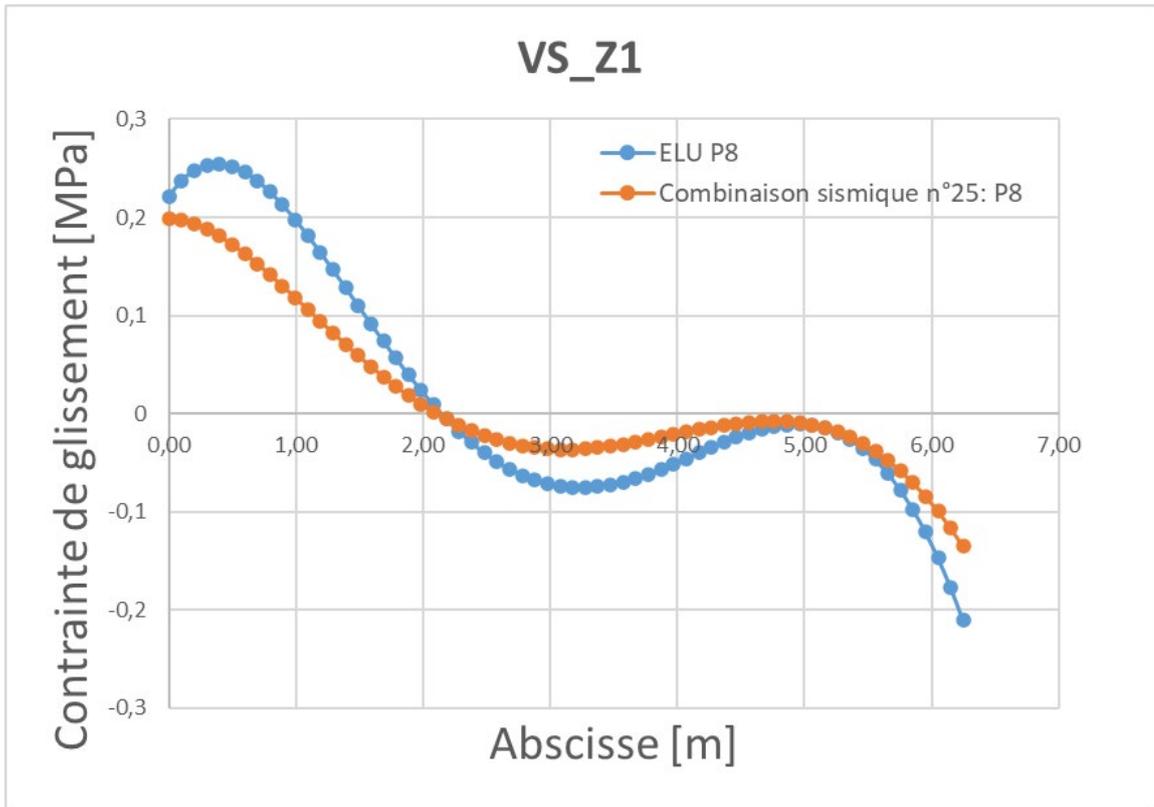


Figure 31 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°8, zone 1, niveau VS

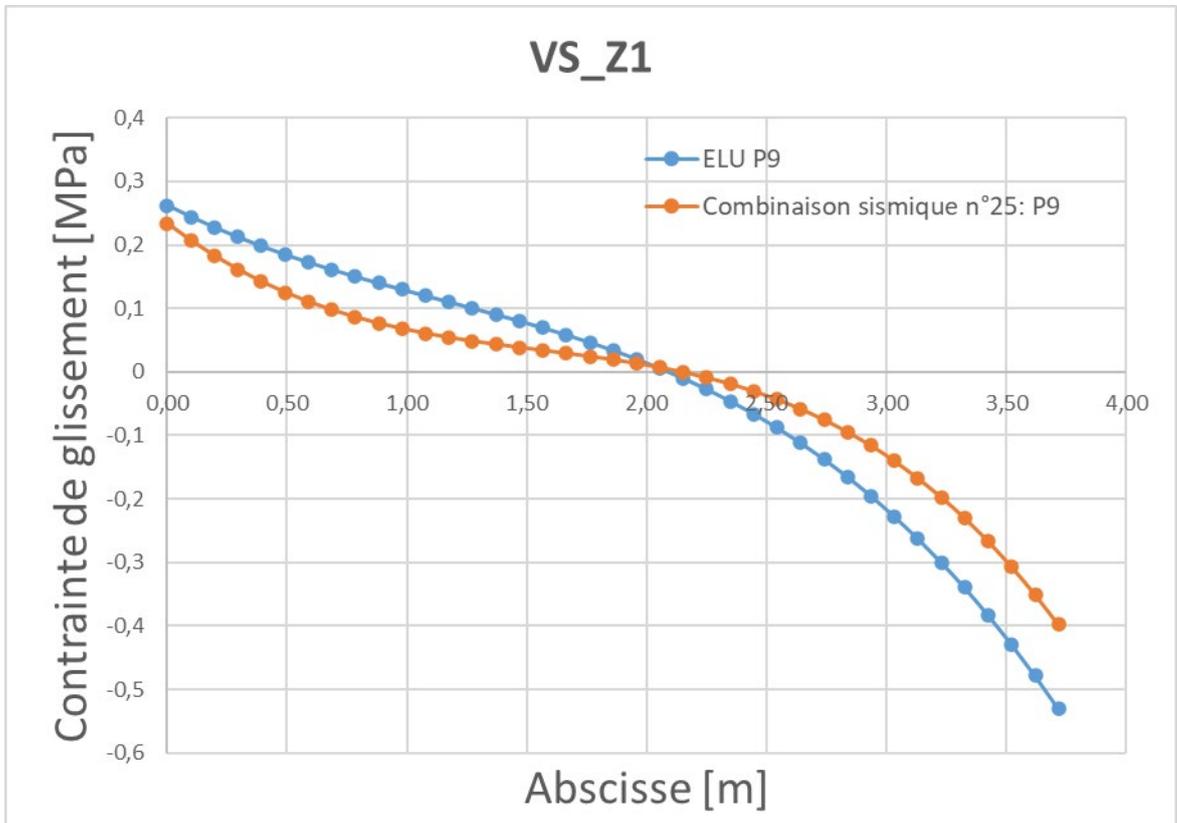


Figure 32 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°9, zone 1, niveau VS

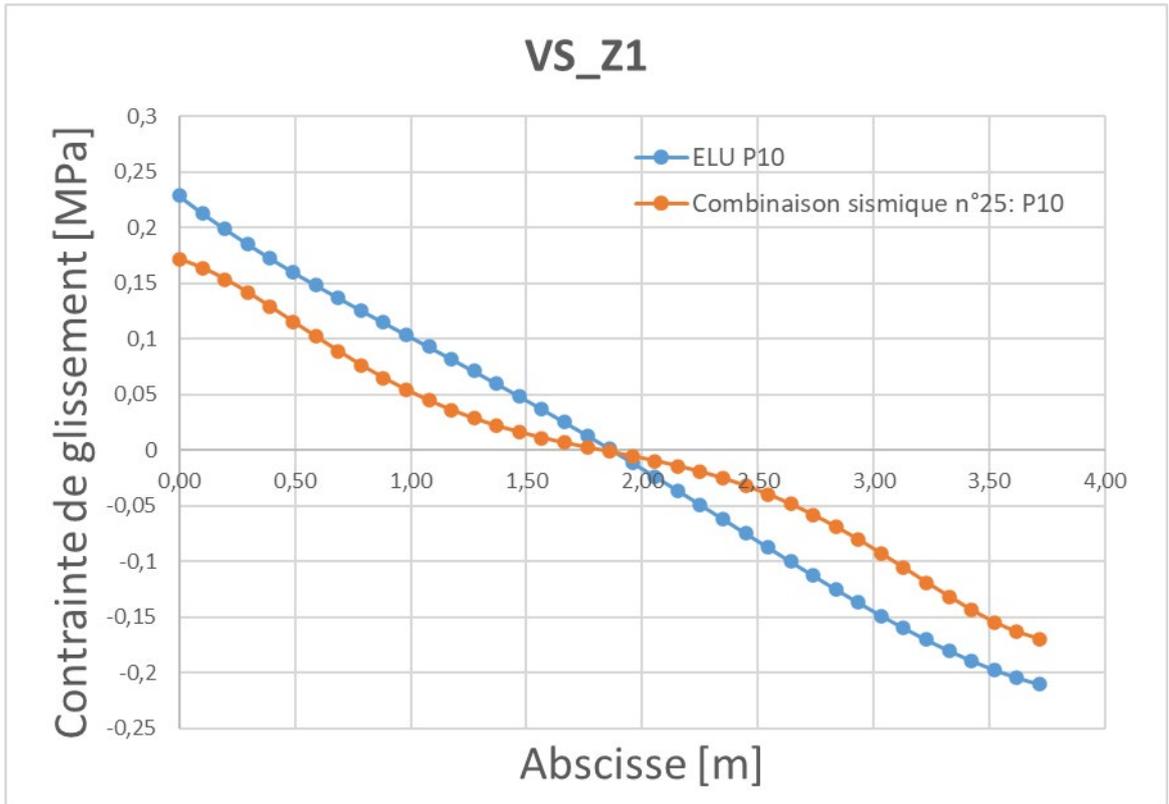


Figure 33 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 1, niveau VS

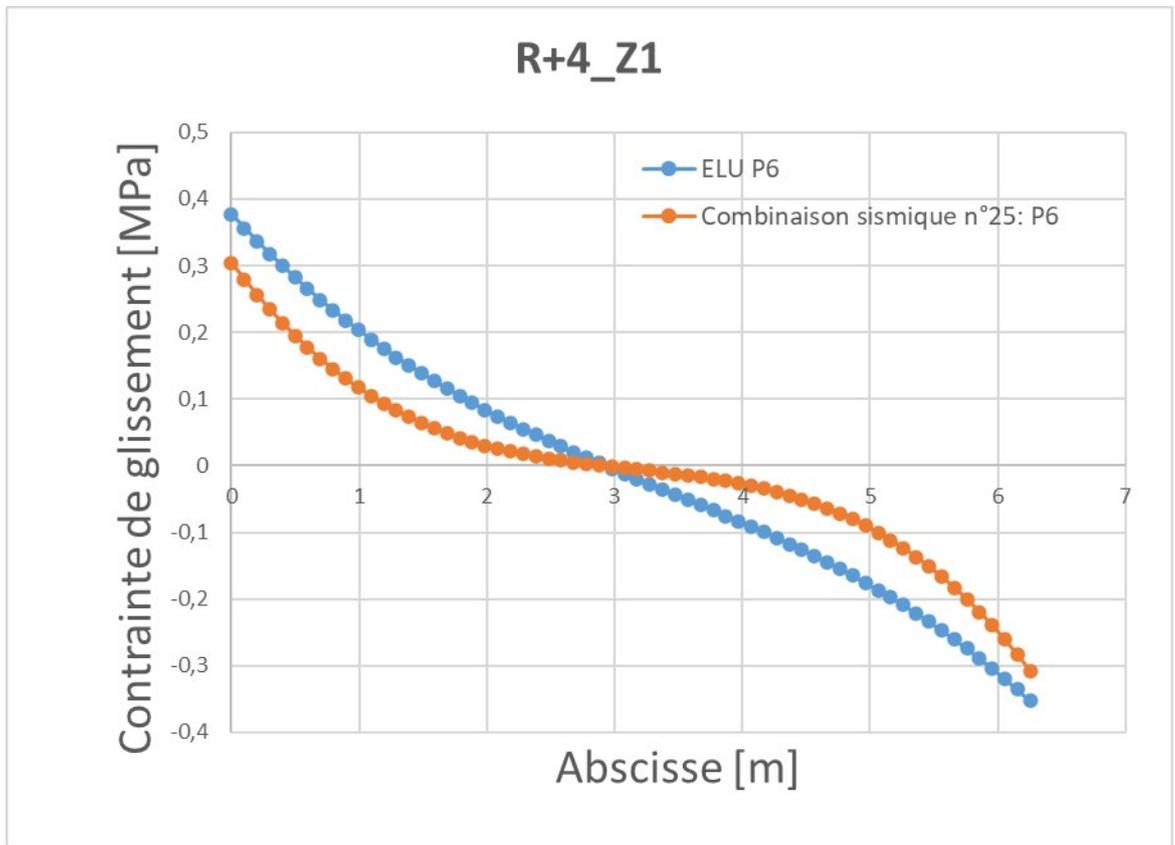


Figure 34 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 1, niveau R+4

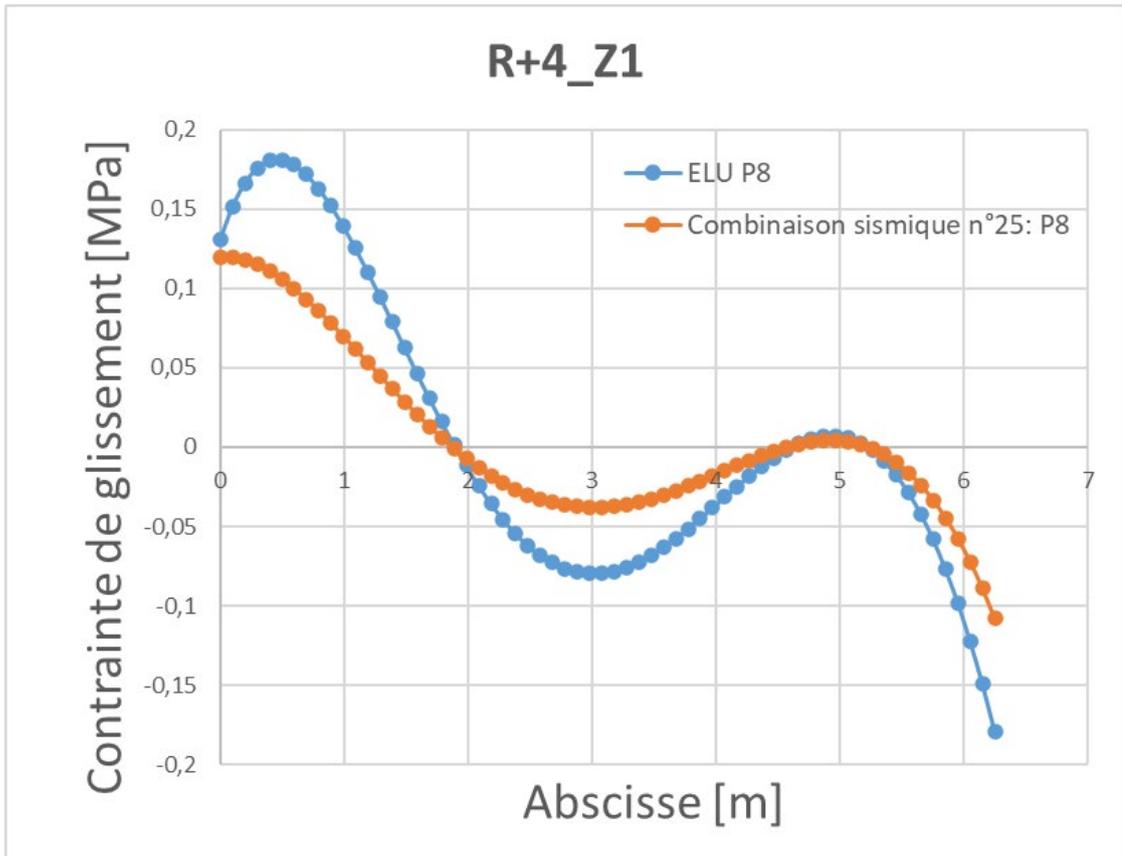


Figure 35 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°8, zone 1, niveau R+4

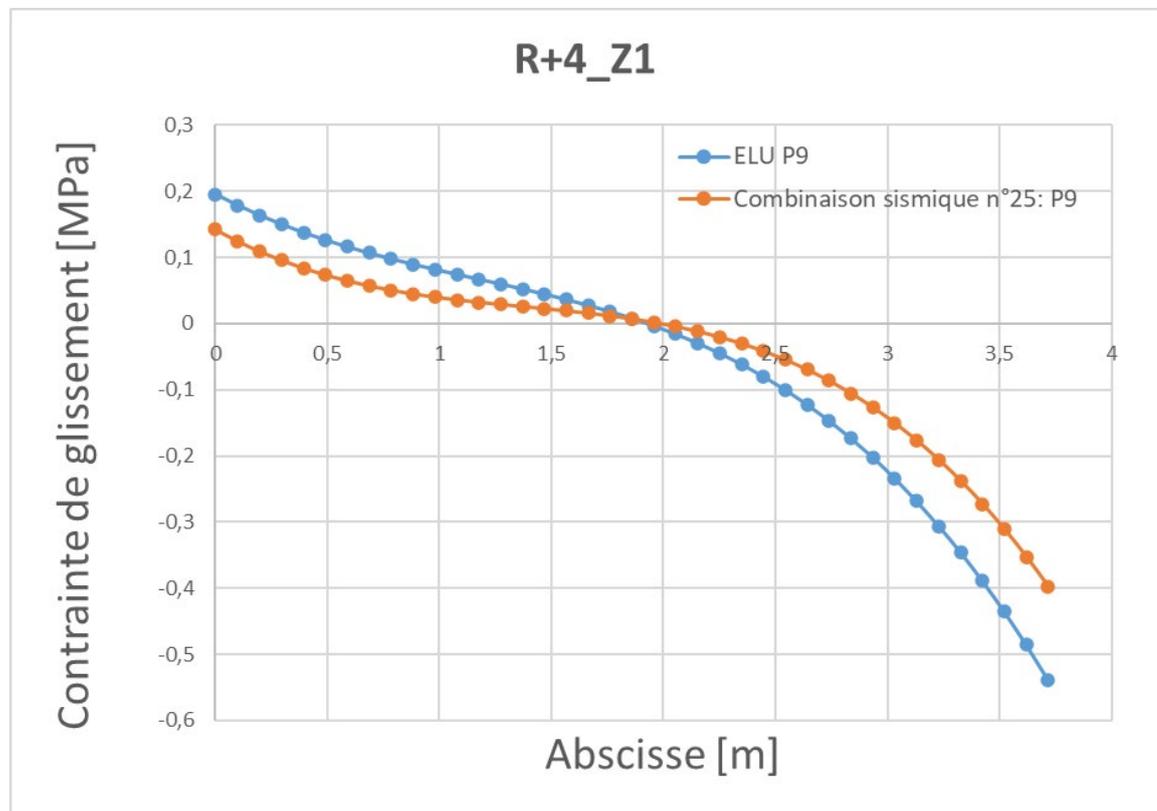


Figure 36 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°9, zone 1, niveau R+4

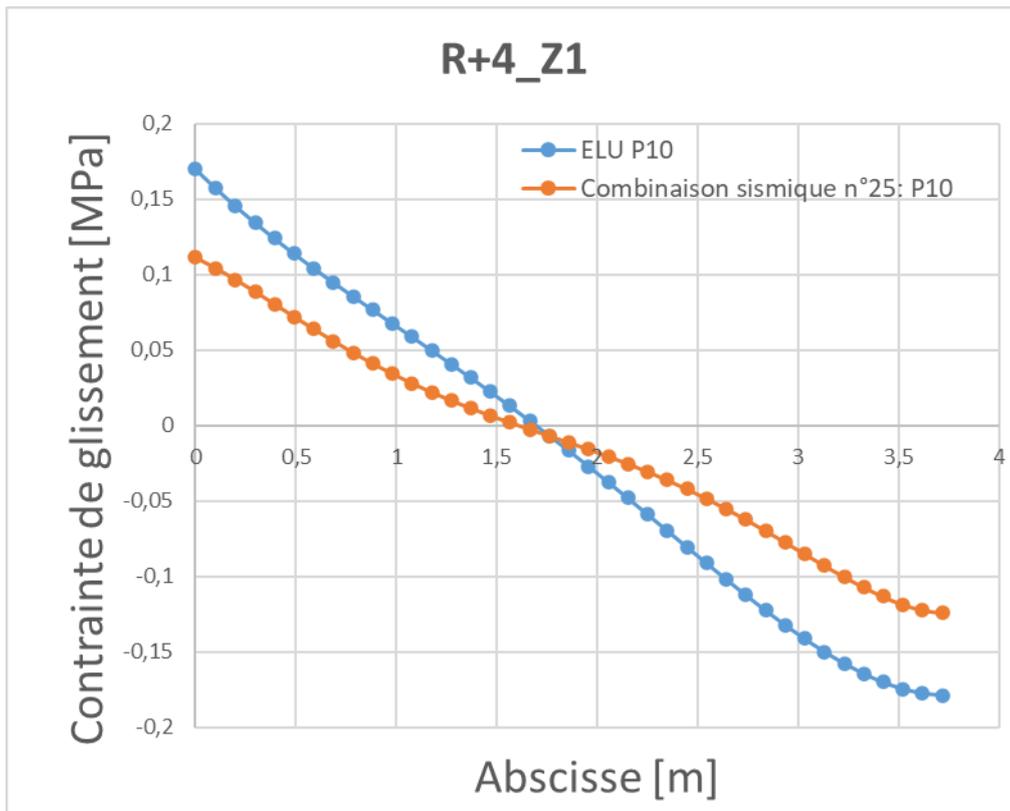


Figure 37 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 1, niveau R+4

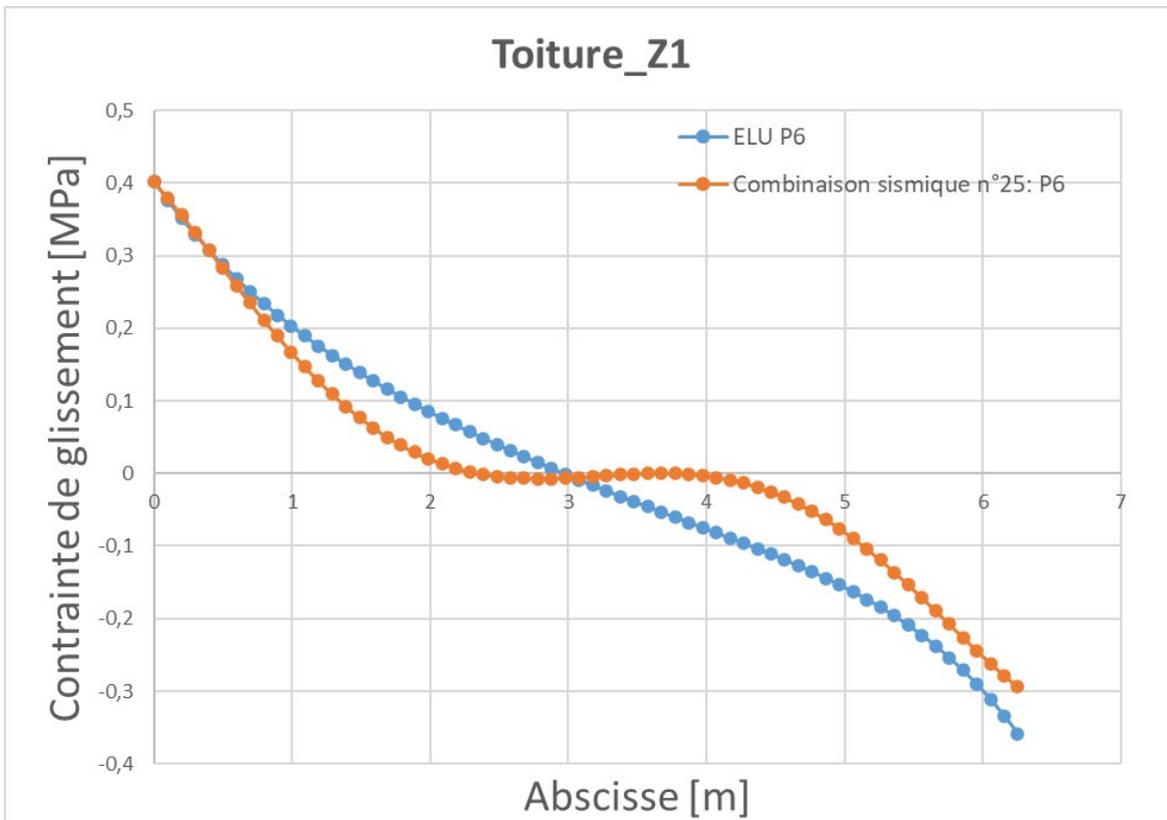


Figure 38 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 1, niveau toiture

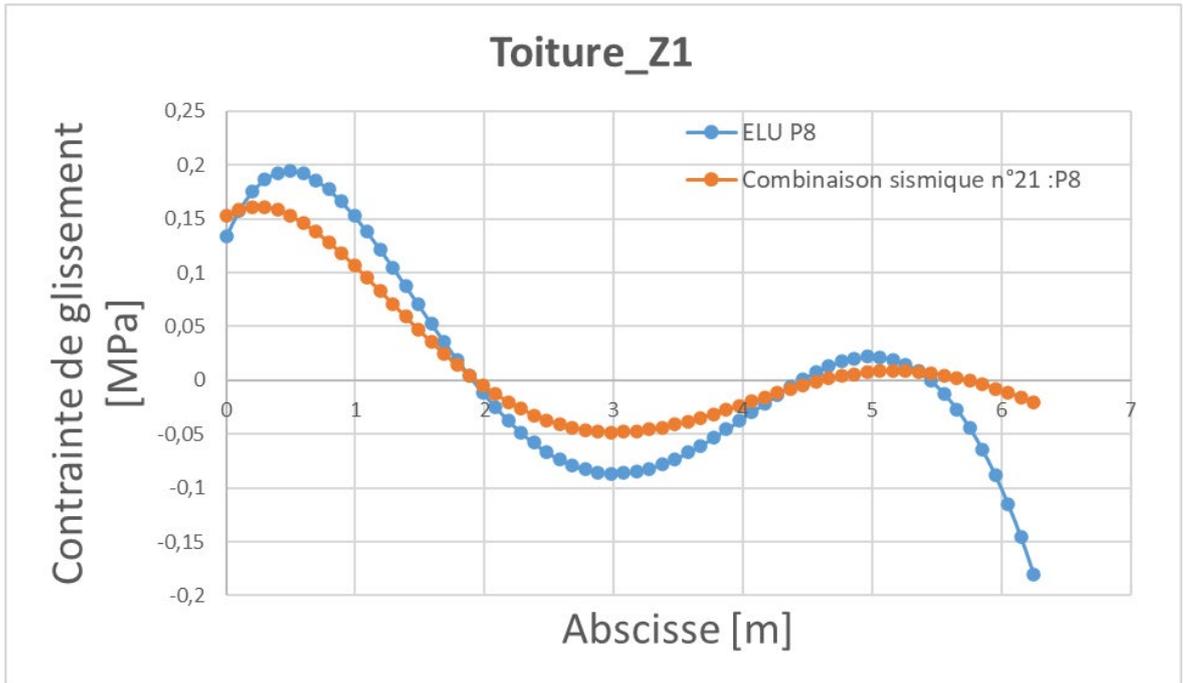


Figure 39 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°8, zone 1, niveau toiture

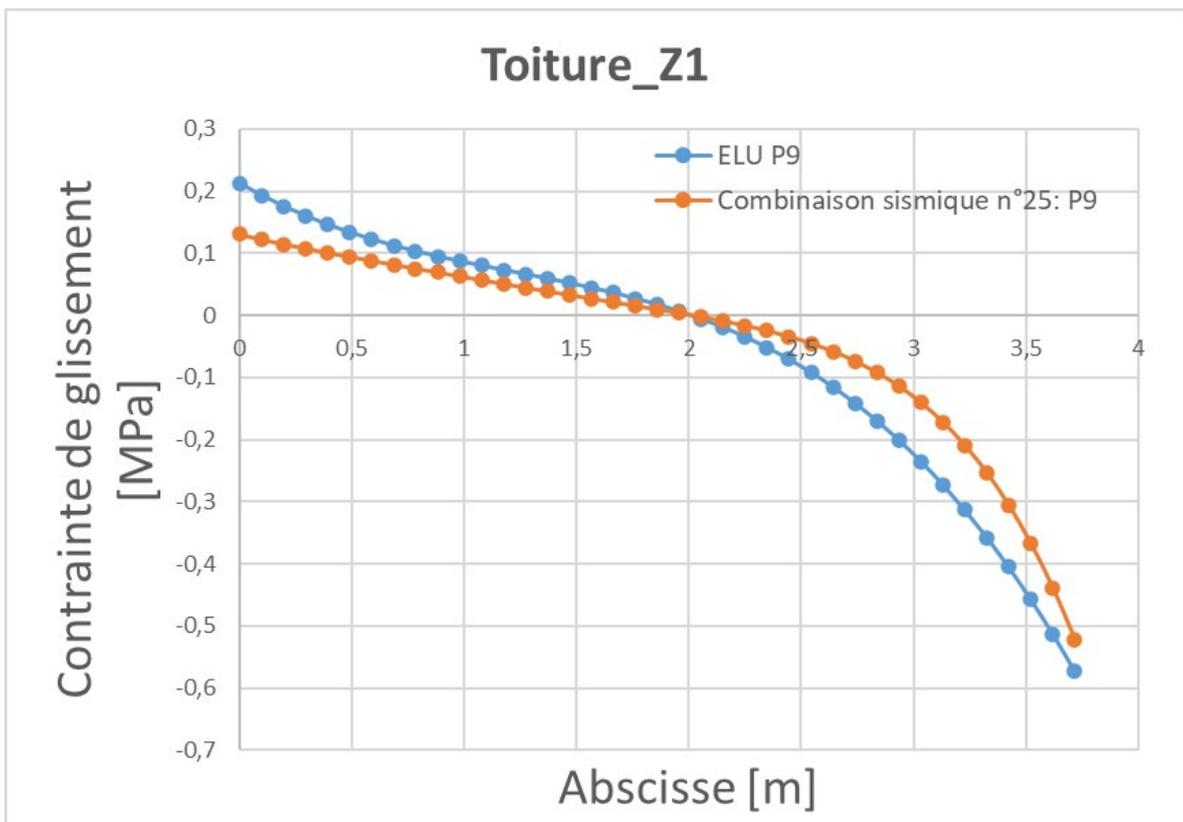


Figure 40 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°9, zone 1, niveau toiture

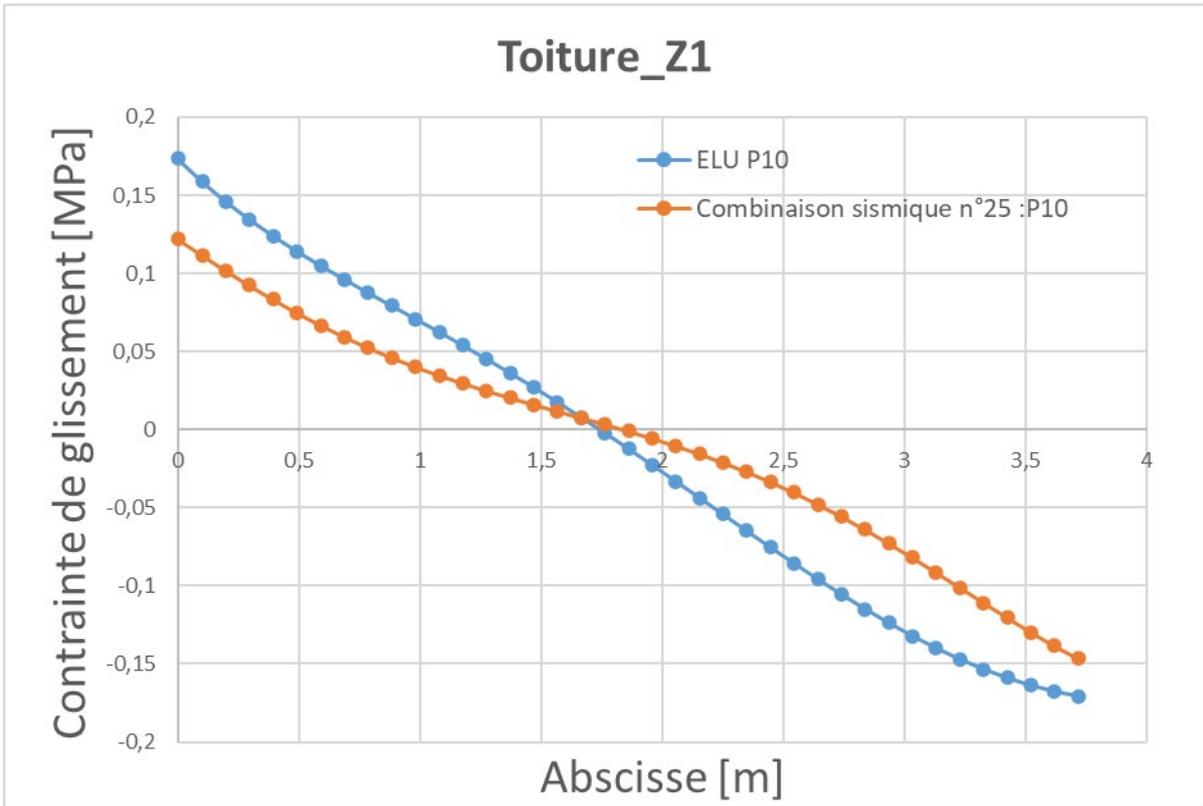


Figure 41 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 1, niveau toiture

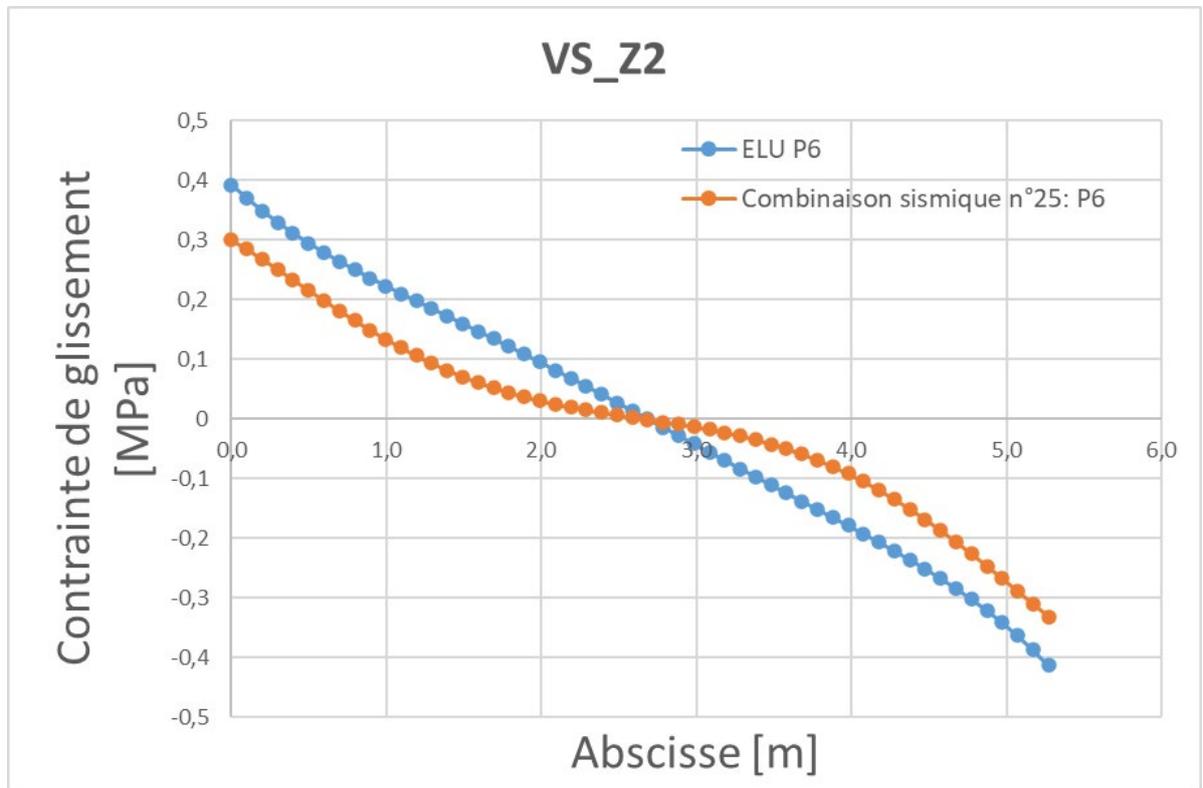


Figure 42 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 2, niveau VS

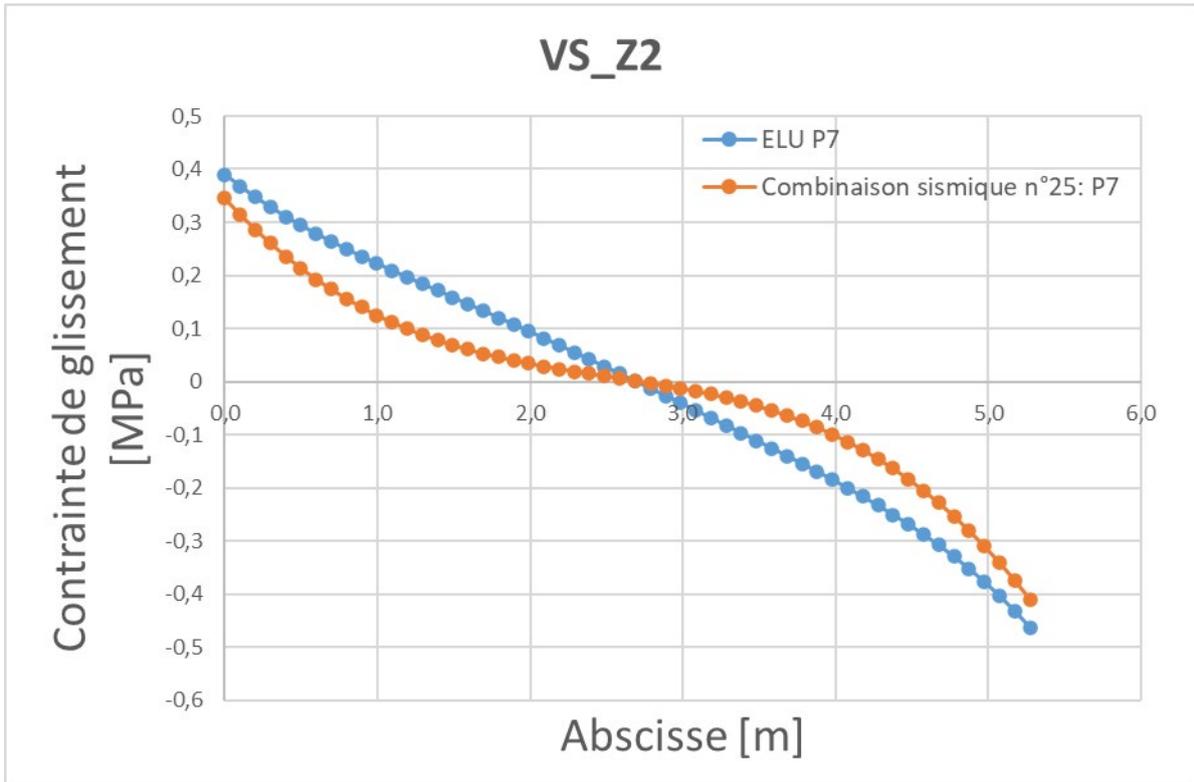


Figure 43 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°7, zone 2, niveau VS

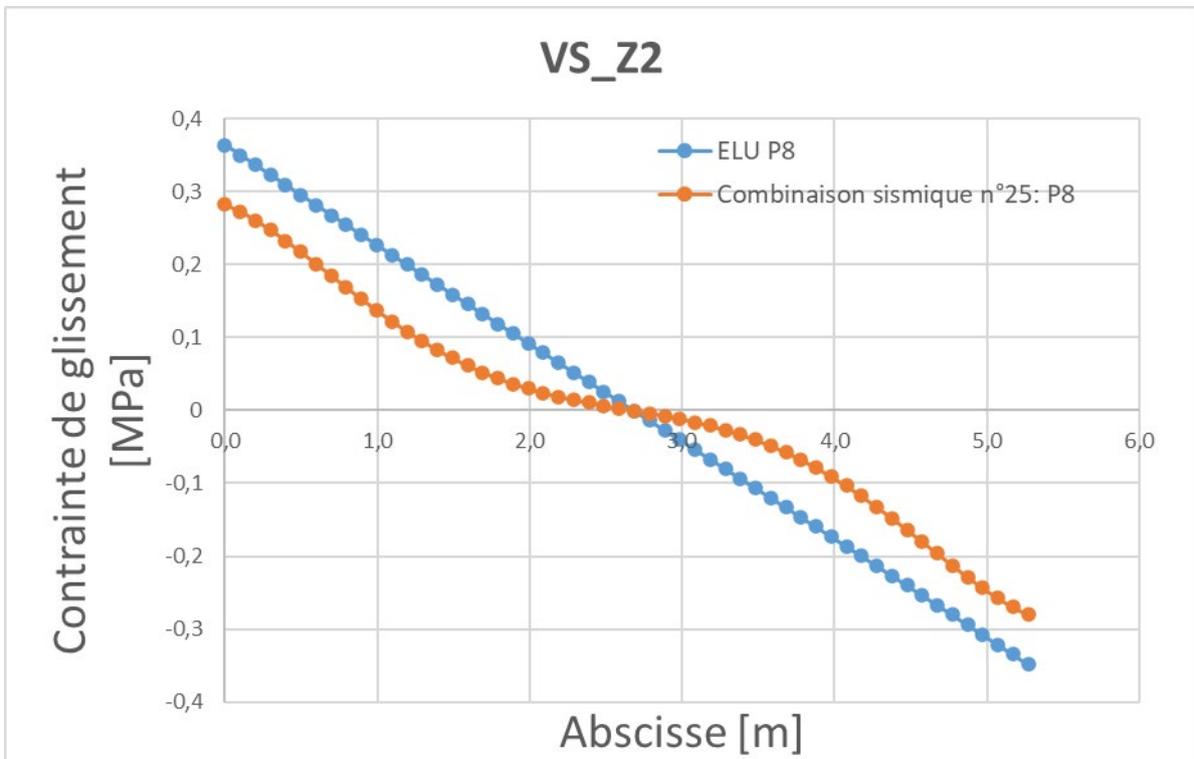


Figure 44 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°8, zone 2, niveau VS

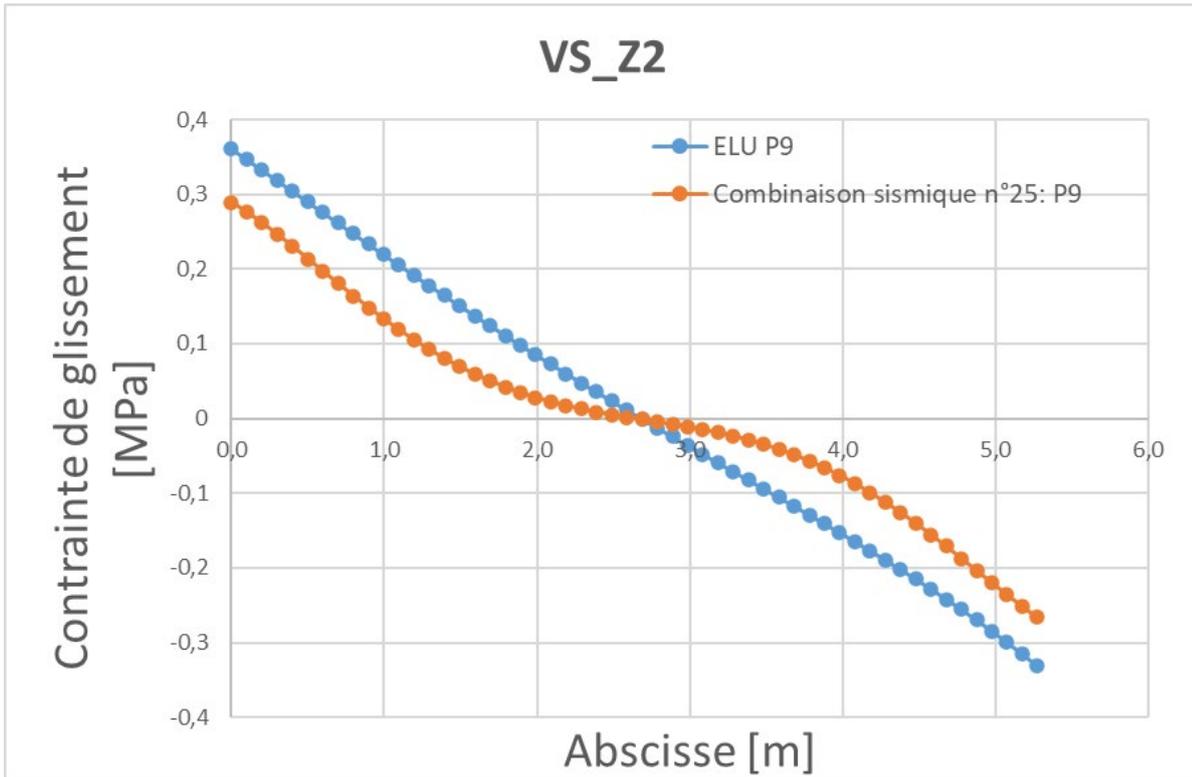


Figure 45 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°9, zone 2, niveau VS

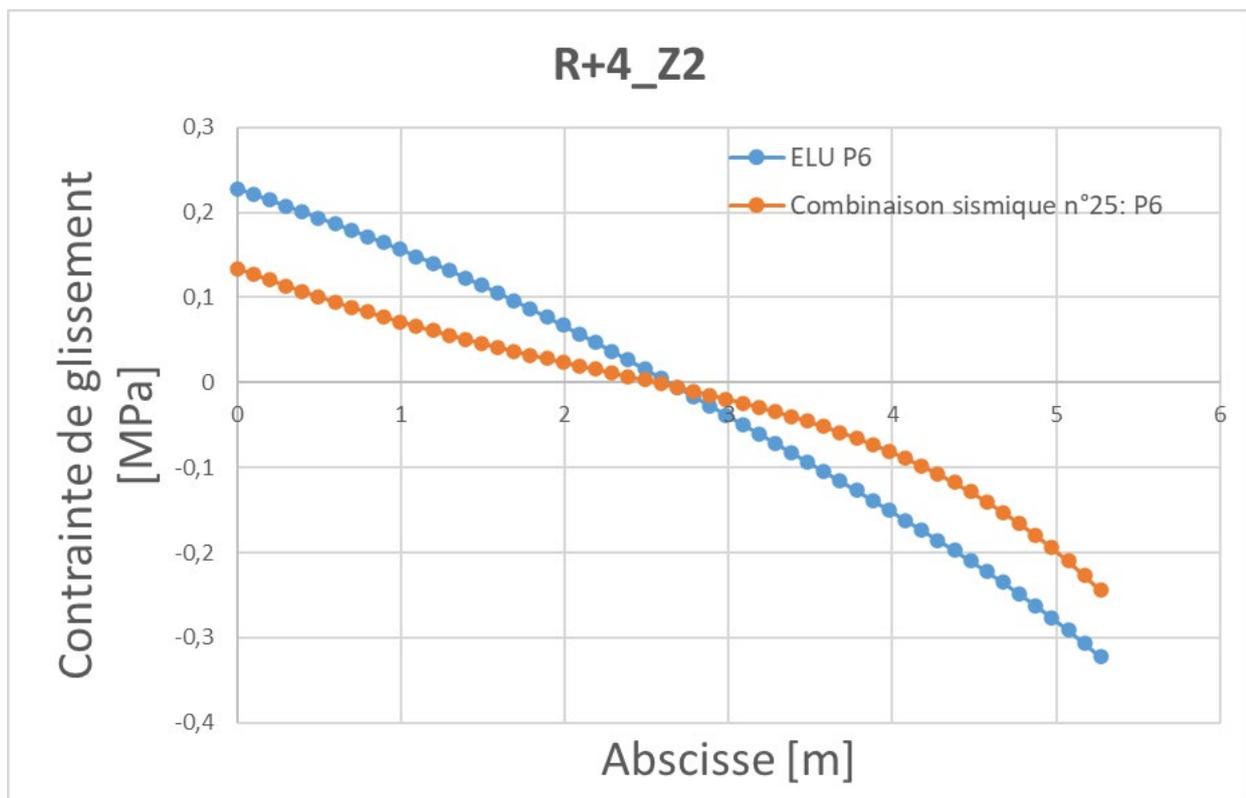


Figure 46 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 2, niveau R+4

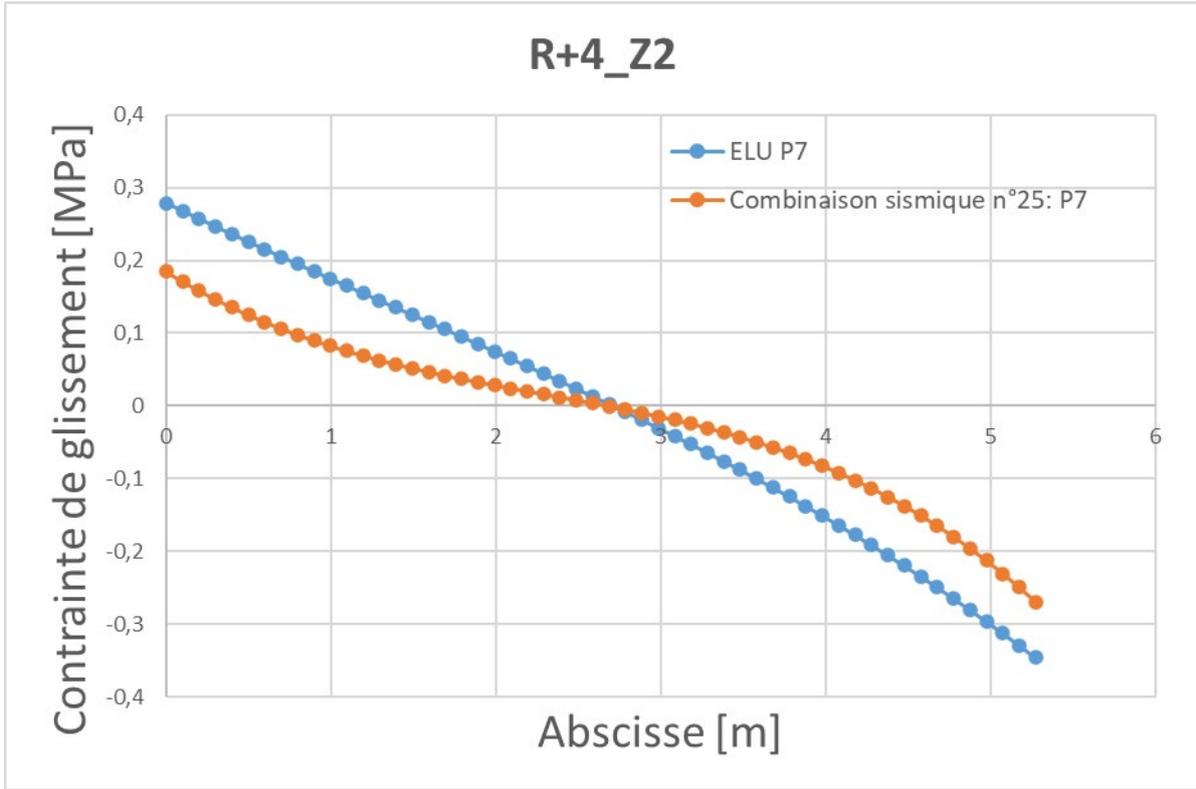


Figure 47 Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 2, niveau R+4

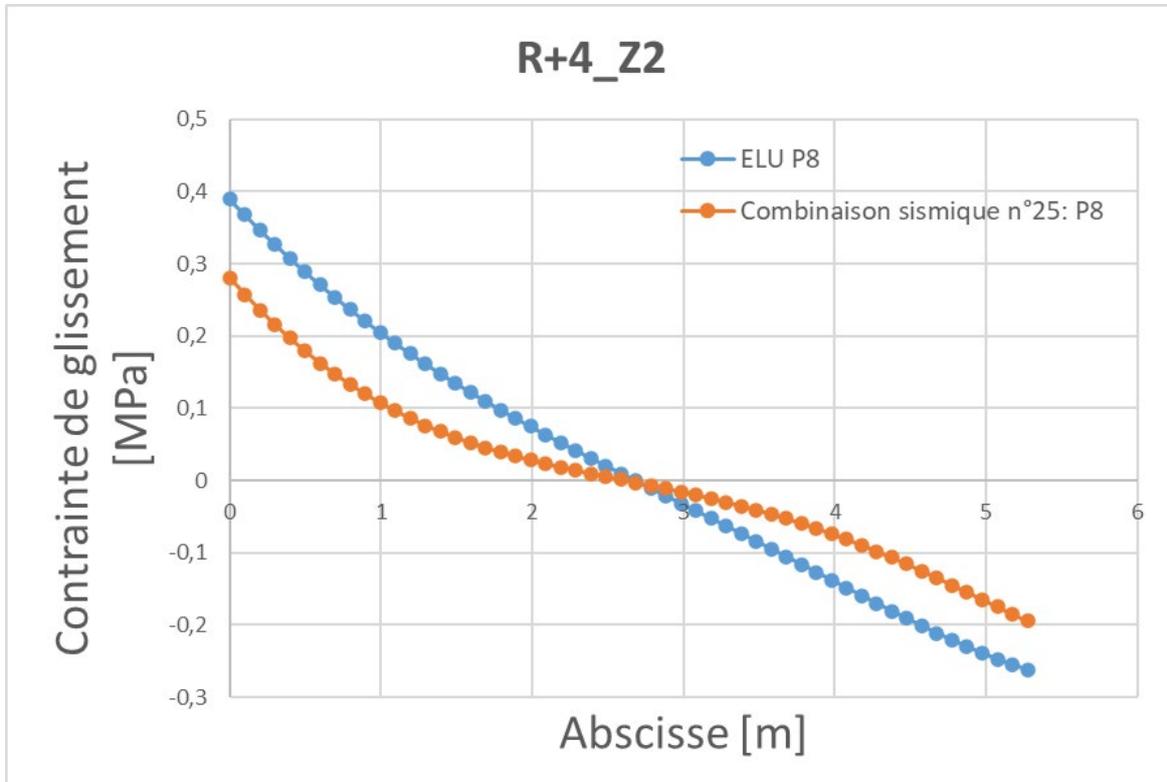


Figure 48 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 2, niveau R+4

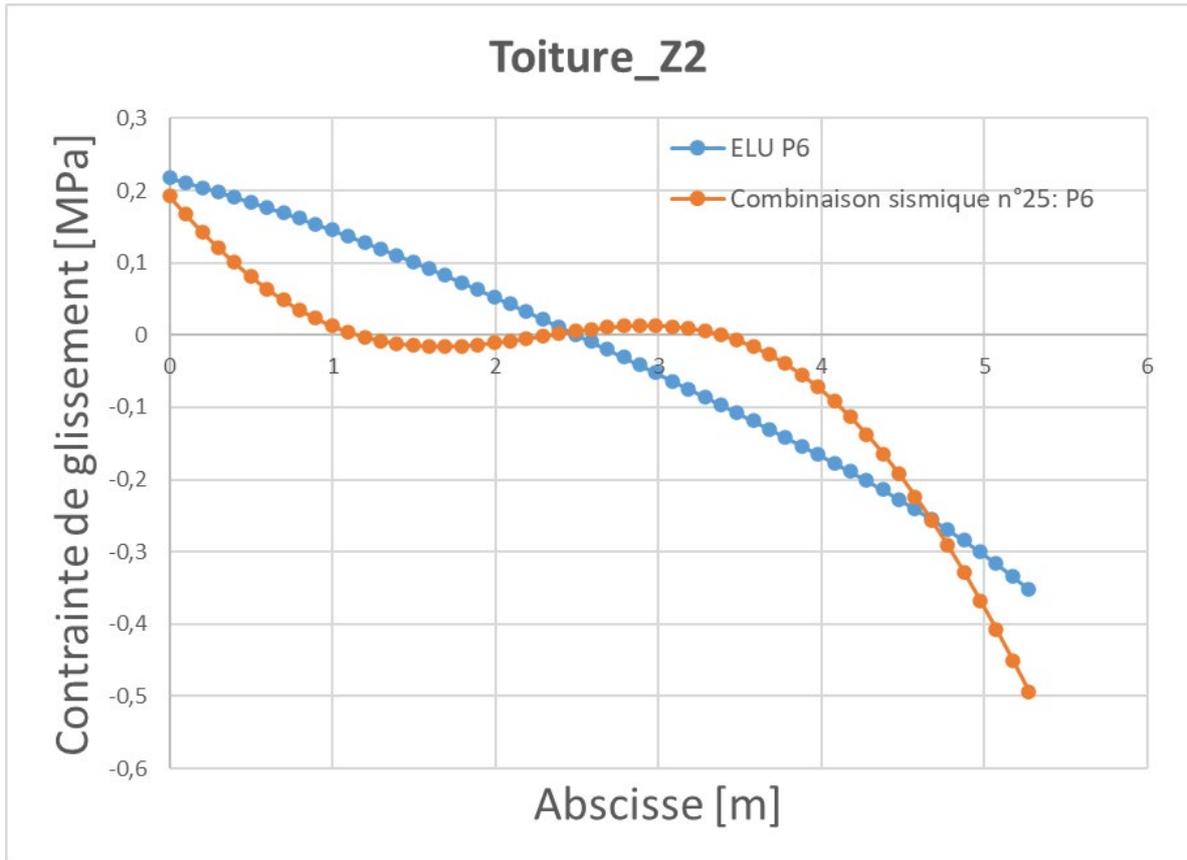


Figure 49 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 2, niveau toiture

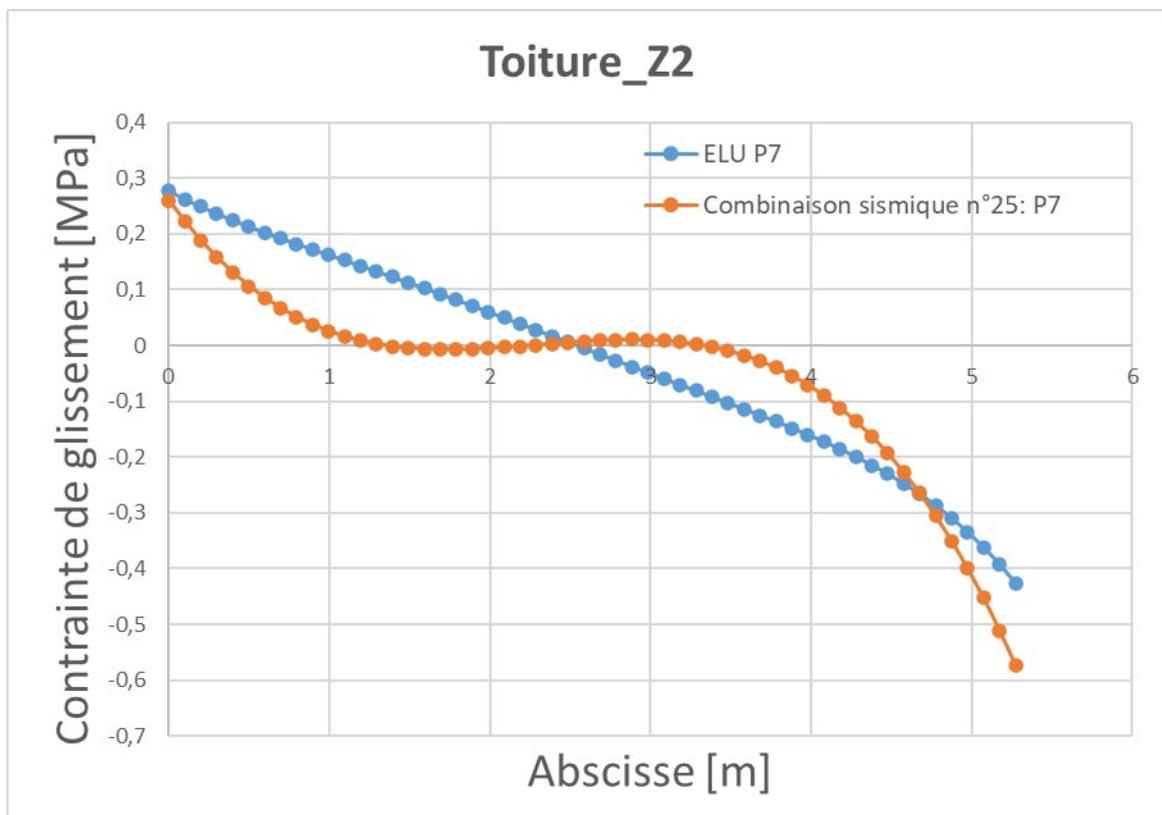


Figure 50 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°7, zone 2, niveau toiture

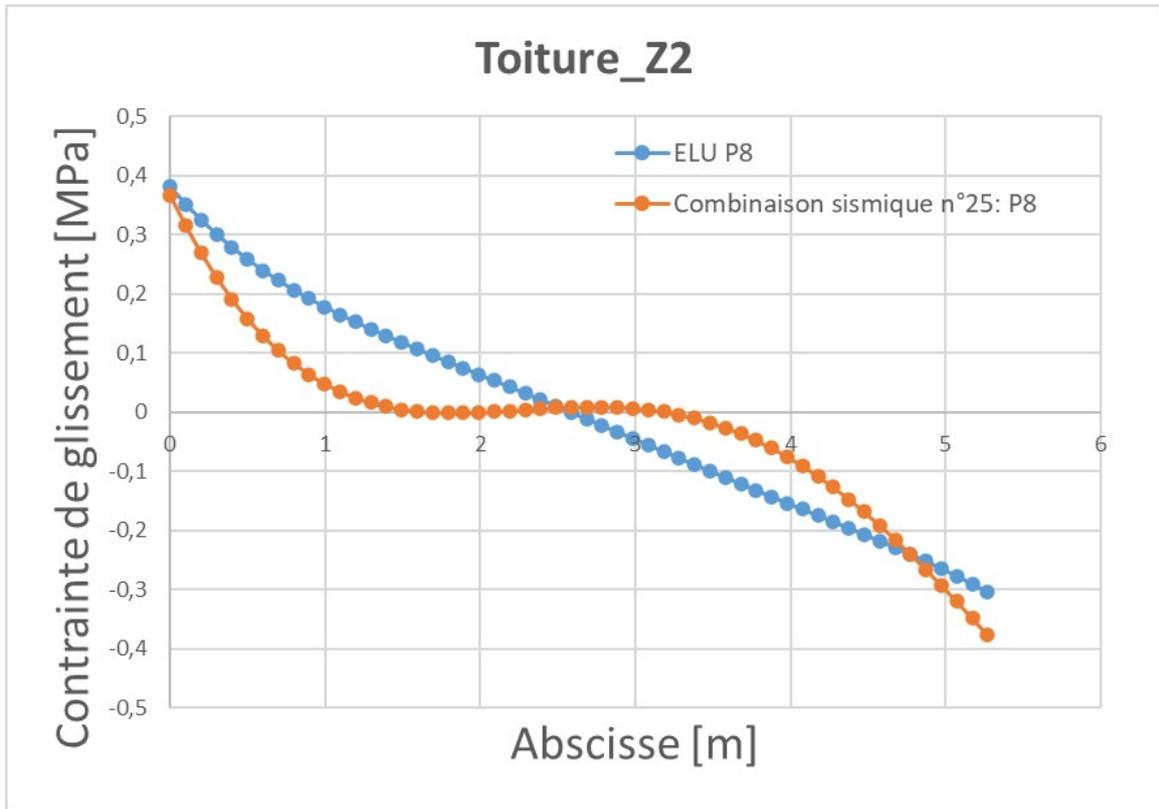


Figure 51 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°8, zone 2, niveau toiture

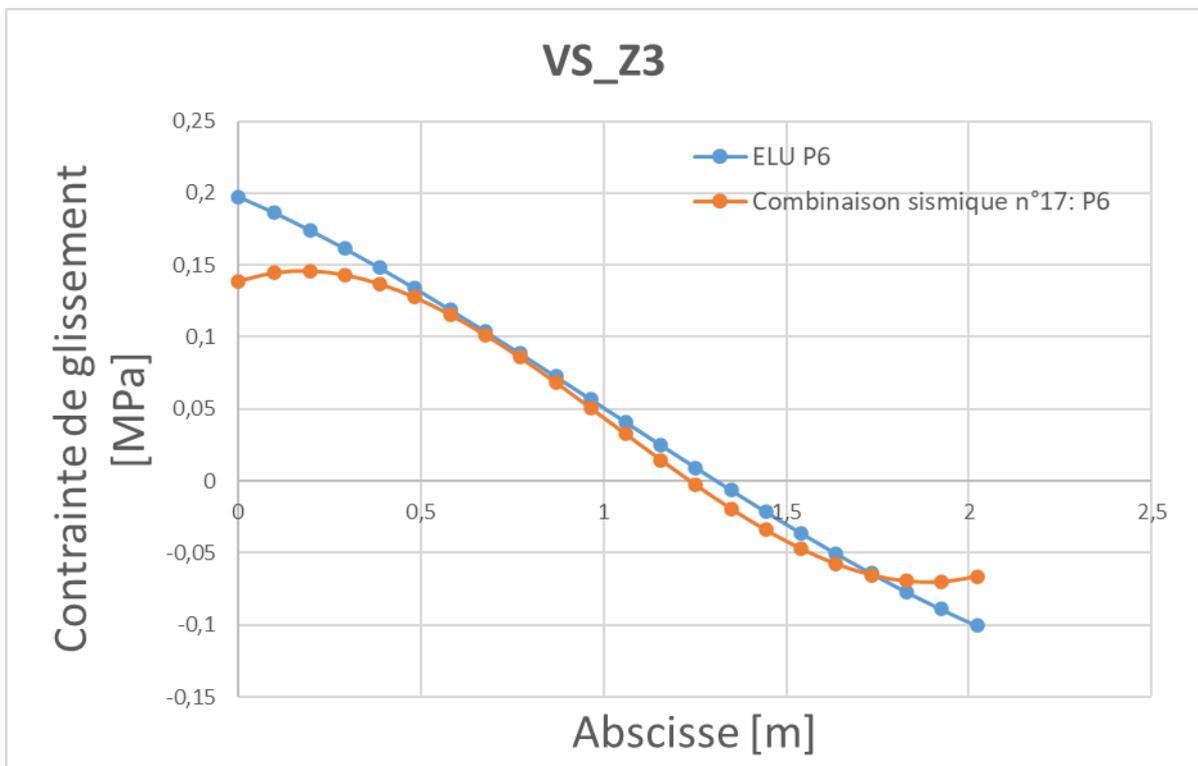


Figure 52 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 3, niveau VS

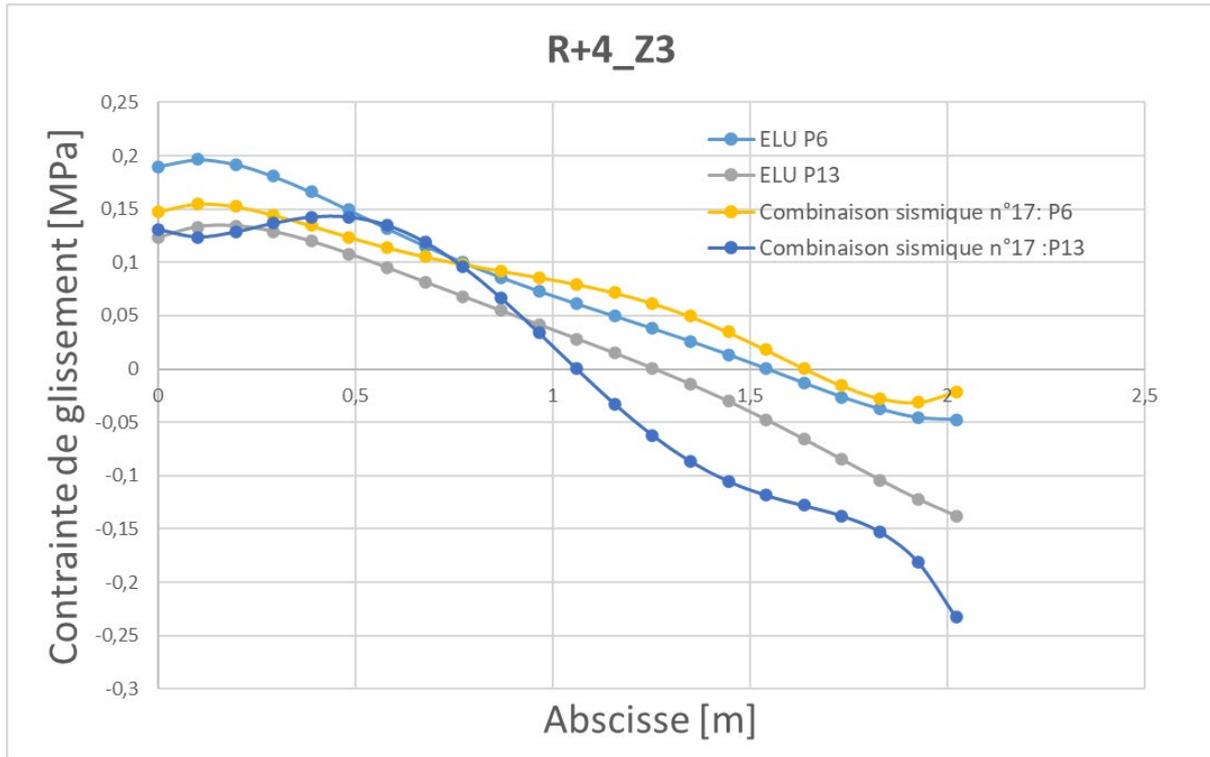


Figure 53 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n°6 et 13, zone 3, niveau R+4

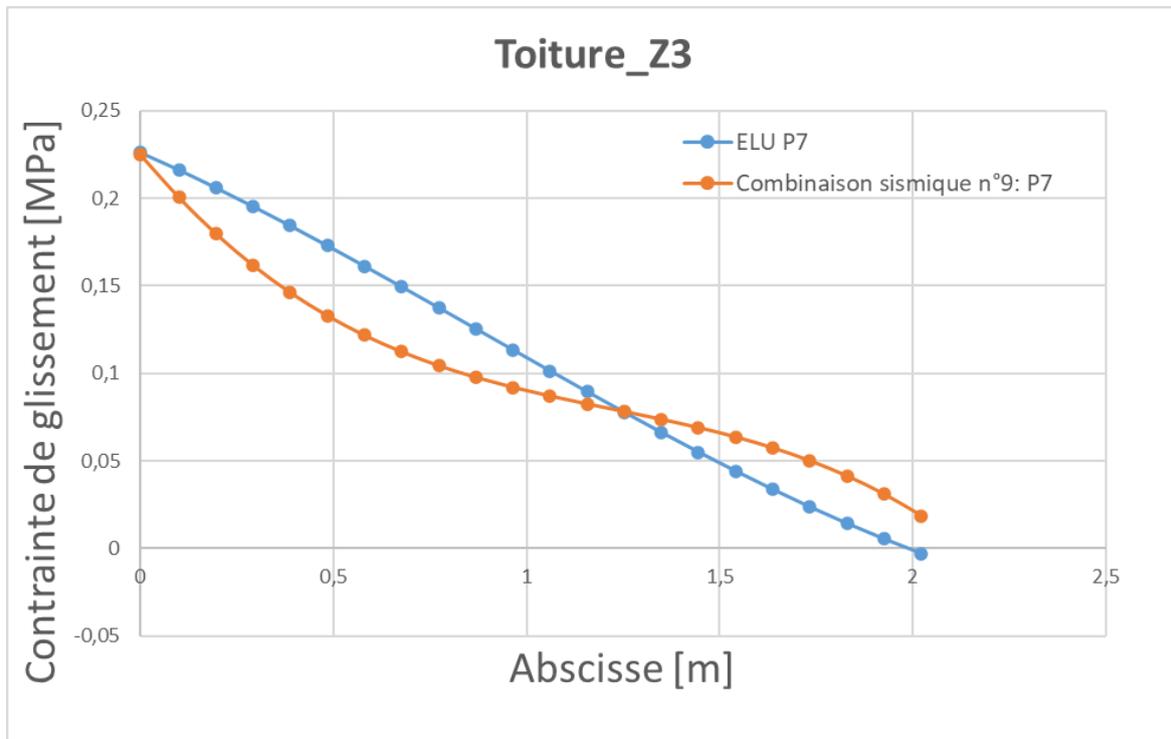


Figure 54 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°7, zone 3, niveau toiture

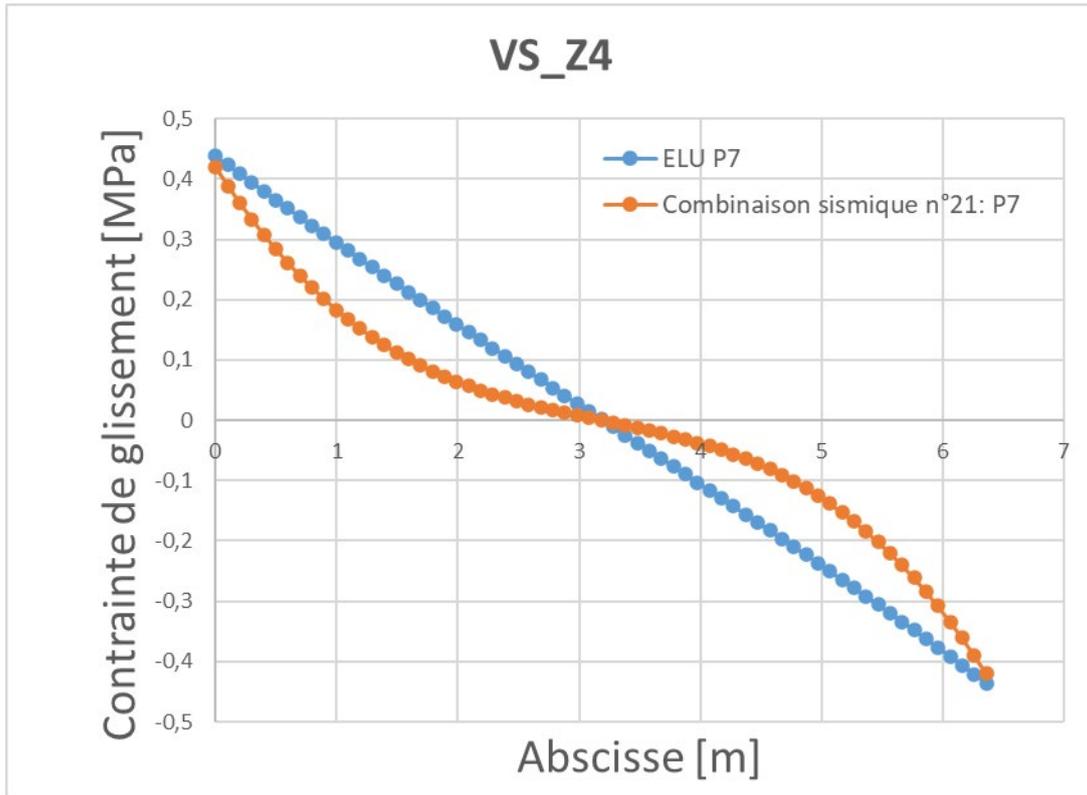


Figure 55 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 4, niveau VS

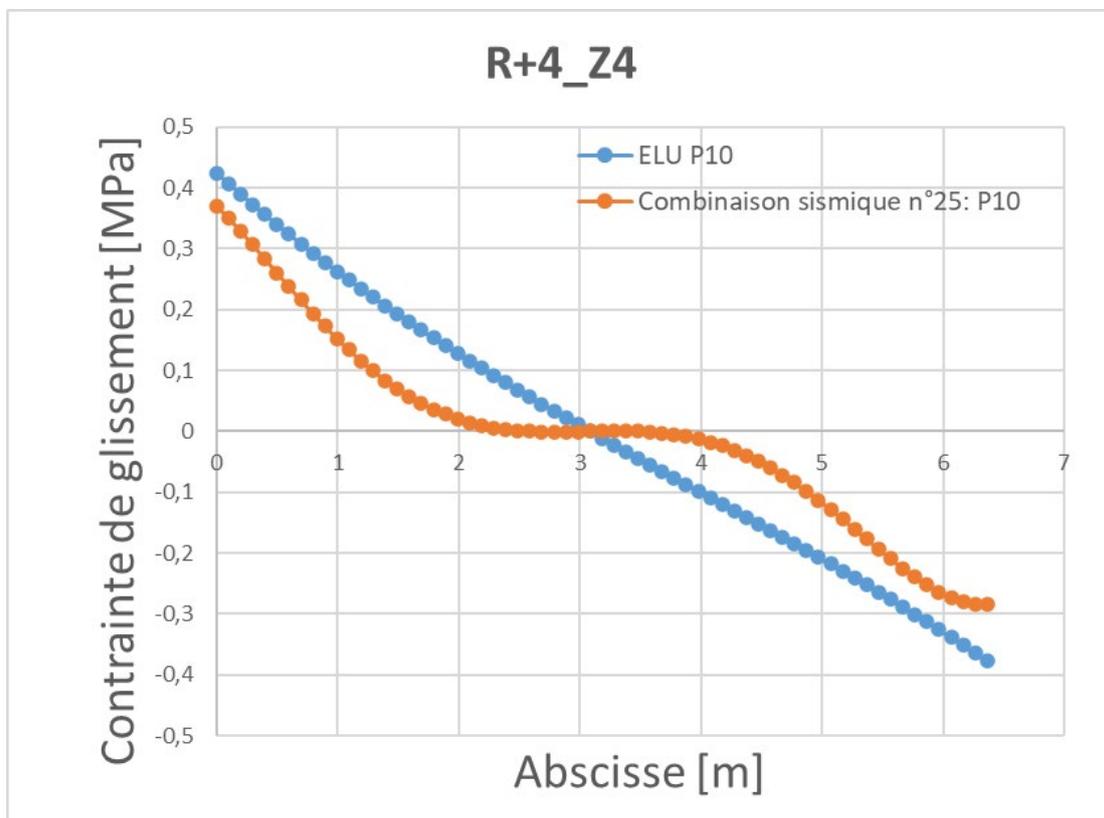


Figure 56 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 4, niveau R+4

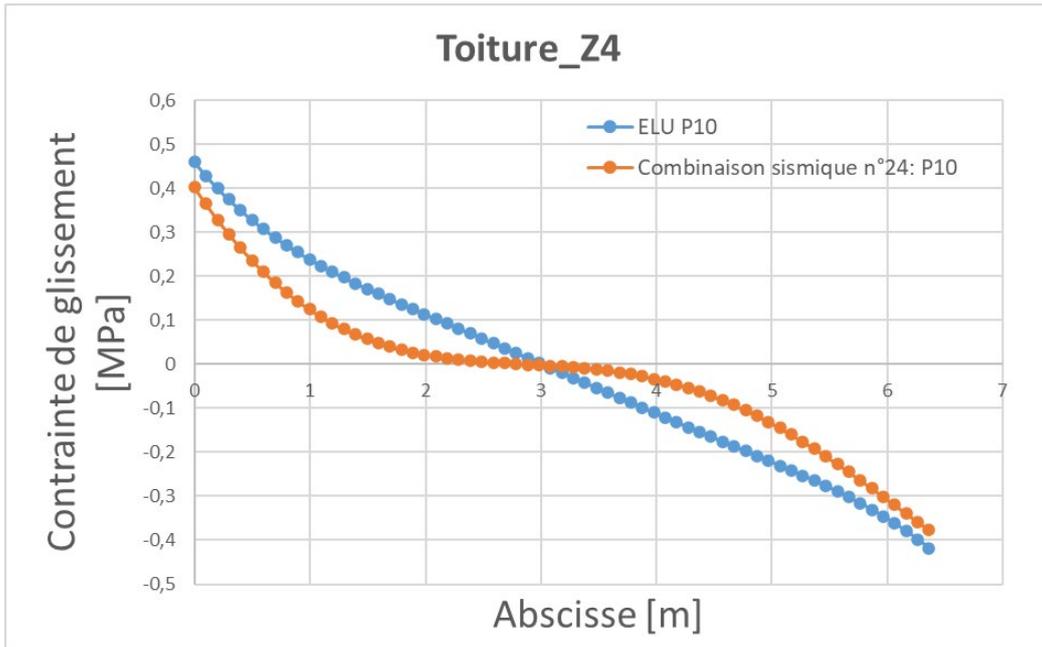


Figure 57 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°10, zone 4, niveau toiture

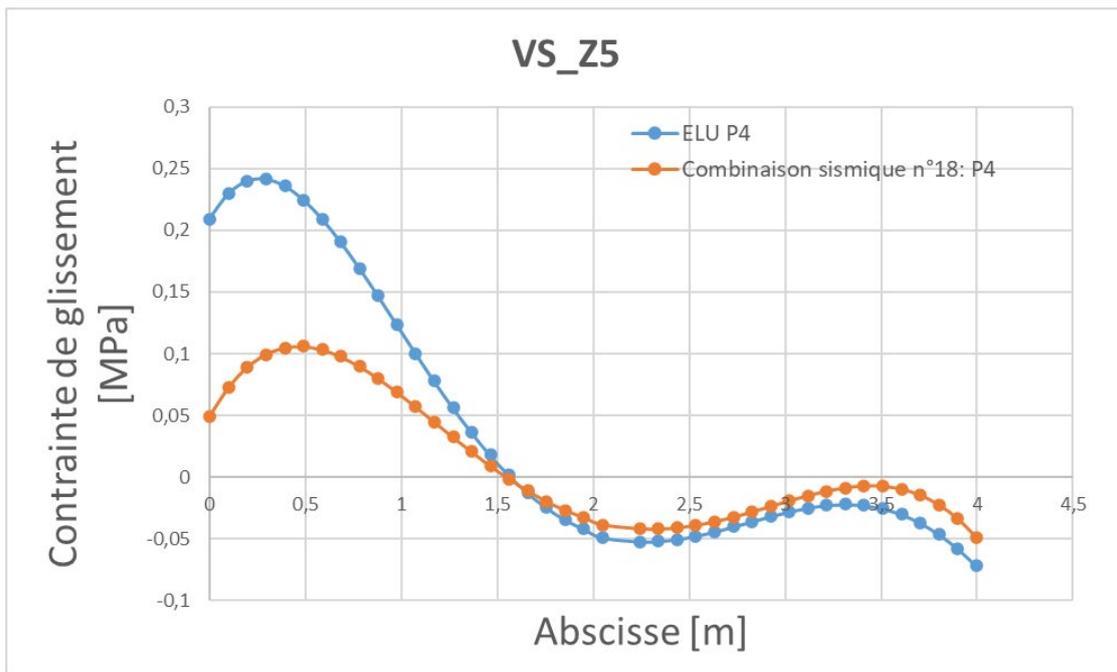


Figure 58 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°4, zone 5, niveau VS

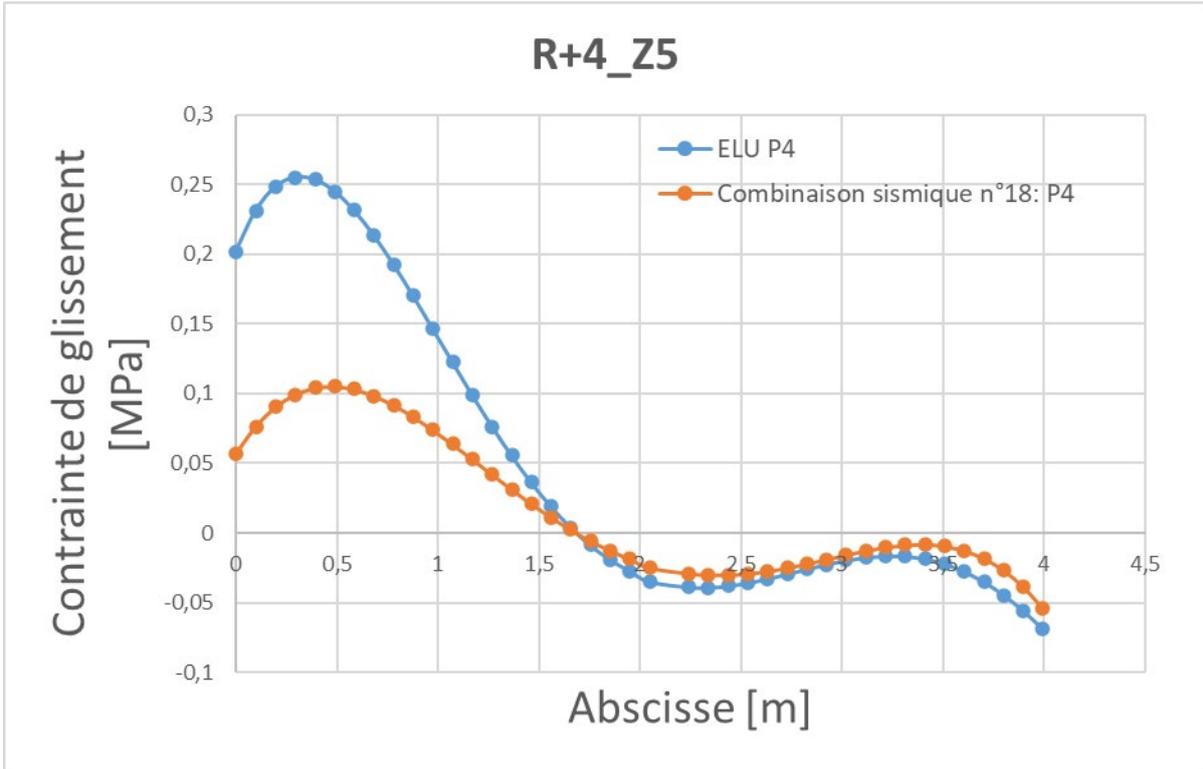


Figure 59 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 4, zone 5, niveau R+4

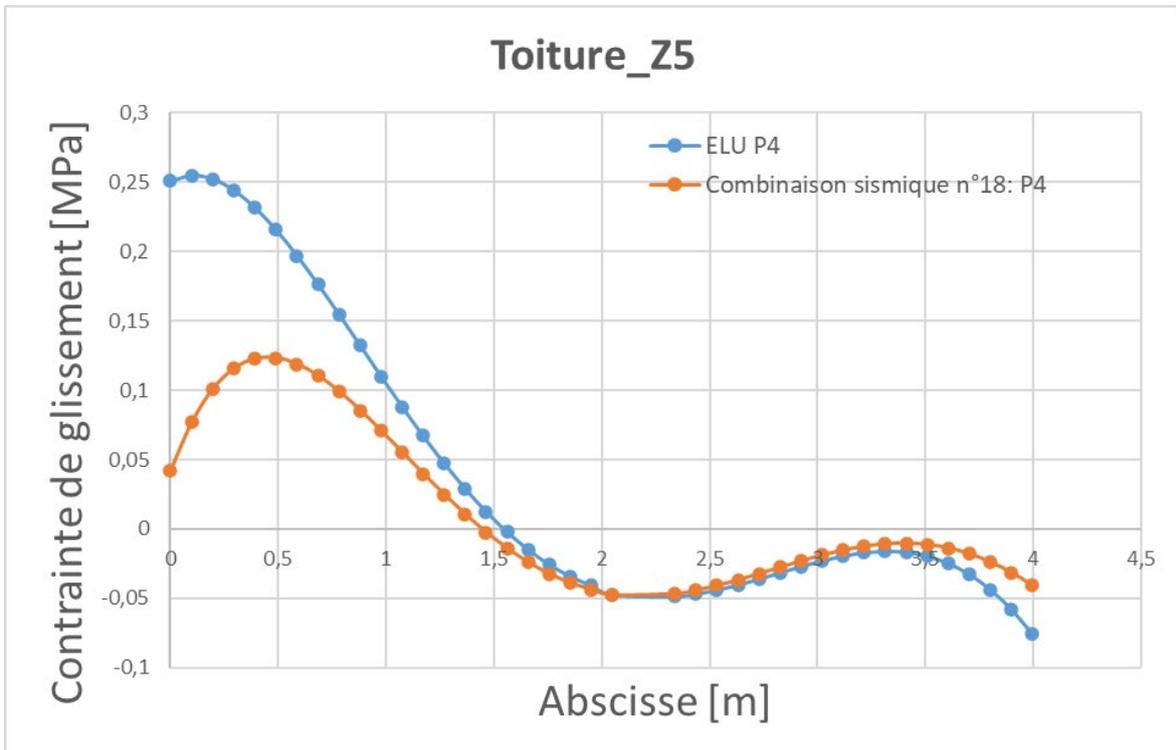


Figure 60 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 4, zone 5, niveau toiture

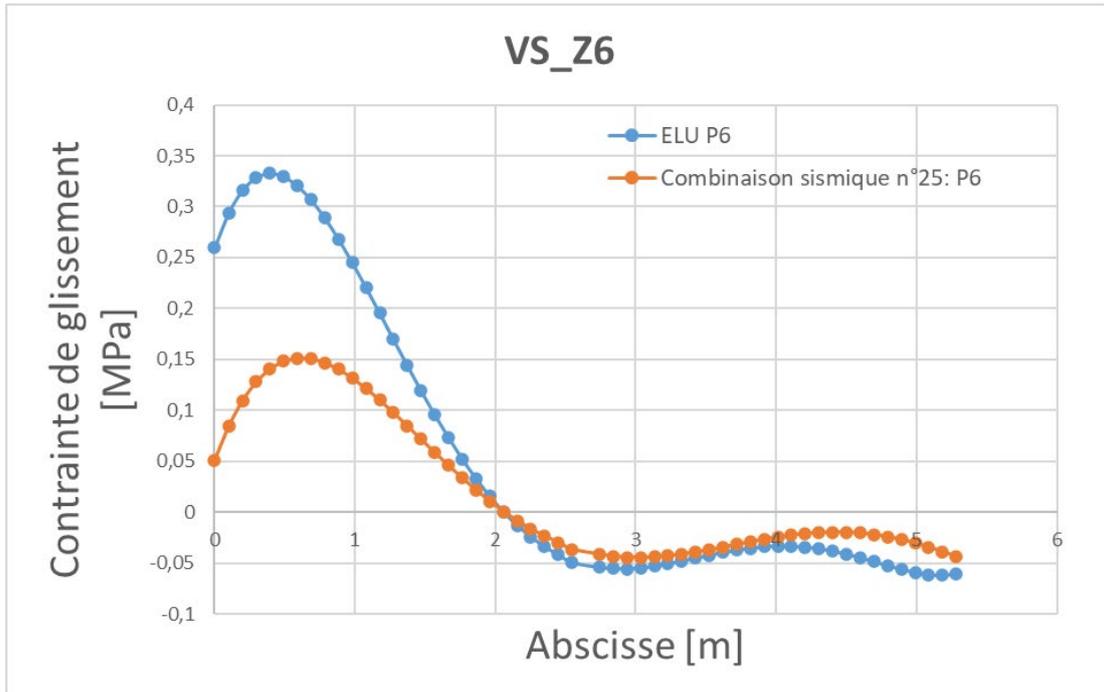


Figure 61 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 6, niveau VS

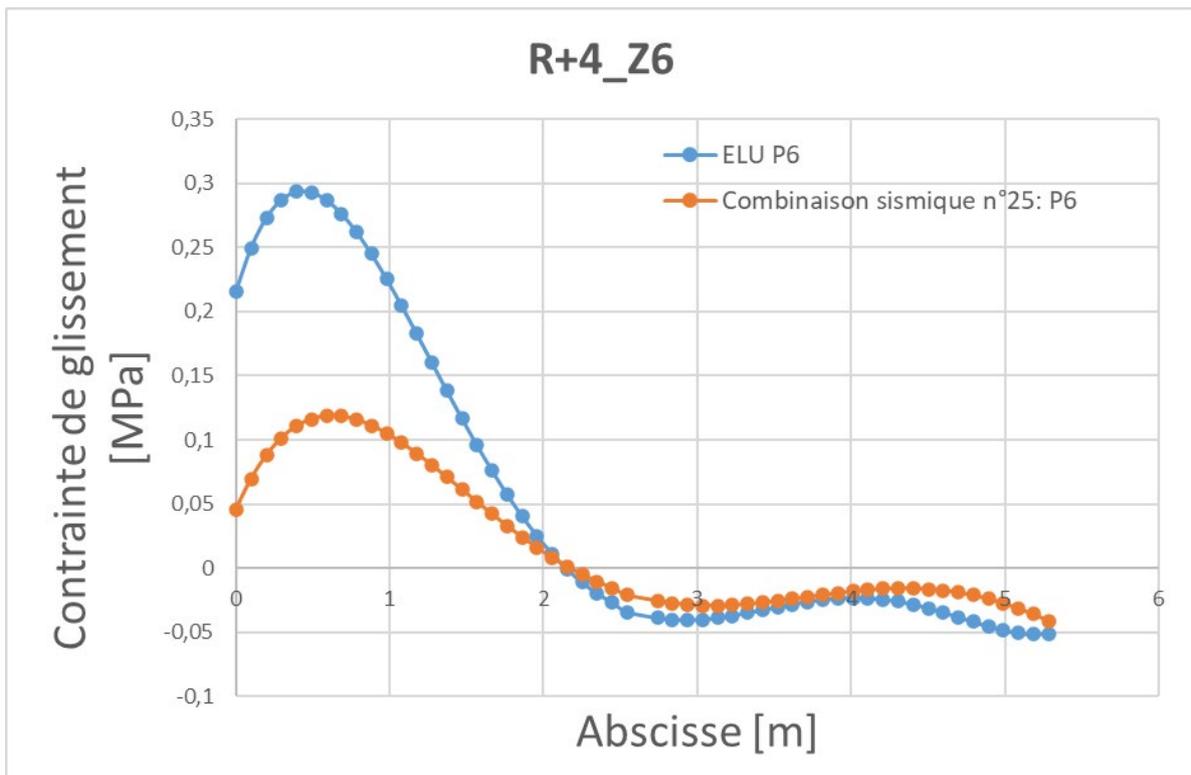


Figure 62 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 6, niveau R+4

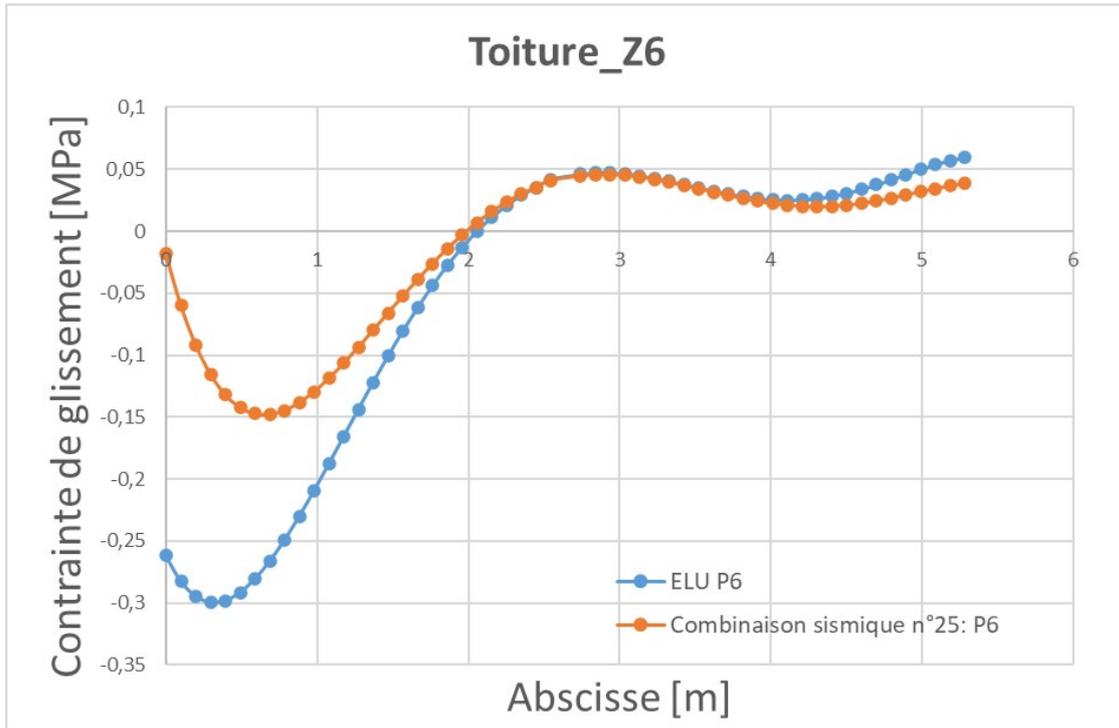


Figure 63 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n°6, zone 6, niveau toiture

# INDEX DES FIGURES

Figure 1 : Plan béton armé - Vue en plan identique pour chaque niveau du bâtiment .....	10
Figure 2 : Plan de pose - Vue en plan identique pour chaque niveau du bâtiment découpée en 6 zones.....	10
Figure 3 : Dénomination de chaque niveau du bâtiment.....	12
Figure 4 : Exemple de spectre de calcul pour les composantes horizontales de l'action sismique : accélération VS période avec $q=2.5$ , $TB=0.08$ s., $TC=0.45$ s., $TD=1.25$ s .....	14
Figure 5 : Schéma permettant de déterminer la contrainte de glissement longitudinale entre une poutrelle et la table de compression .....	16
Figure 6 : Détails de la géométrie de la poutrelle et du montage des planchers à poutrelles-entrevous 19+5 cm du bâtiment étudié (étages courants). Dans le cas du plancher de toiture, l'épaisseur de la table de compression est de 6 cm.....	16
Figure 7 : Blocage de la tête de poutrelle dans le sens transversal. Celui-ci est assuré par la dalle de compression qui agit comme une butée contre la poutrelle .....	16
Figure 8 : Emplacement des poutrelles.....	17
Figure 9 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n° 8, 9 et 10 en zone 1, niveau VS.....	20
Figure 10 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n° 9 et 10, zone 1, niveau R+1 .....	21
Figure 11 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n° 9 et 10, zone 1, niveau R+2 .....	21
Figure 12 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n° 9 et 10, zone 1, niveau R+3 .....	22
Figure 13 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 9, zone 1, niveau R+4.....	22
Figure 14 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 9, zone 1, niveau toiture.....	23
Figure 15 : Emplacement des poutrelles P6, P7 et P8 de la zone 2.....	24
Figure 16 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 2, niveau R+1.....	24
Figure 17 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 2, niveau toiture.....	24
Figure 18 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 2, niveau toiture.....	25
Figure 19 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 2, niveau toiture.....	25
Figure 20 : Découpage des liaisons murs-plancher .....	29
Figure 21 : Tirants transversaux présents à l'intersection de plusieurs murs (décrochés). .....	30
Figure 22 : Tirants longitudinaux présents à l'intersection de plusieurs murs (T9, T37 et T40). Tirant T100 présent à côté du chaînage. ....	30
Figure 23 : Présence de décrochés avec des angles saillants ou des liaisons de murs en T .....	60
Figure 24 : Exemple d'une surface d'un mètre carré, où les efforts sur deux facettes de la table de compression sont extraits.....	61
Figure 25 : Sommation de $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ pour chaque table de compression.....	63
Figure 26 : Présence de décrochés avec des angles saillants ou des liaisons de murs en T .....	68
Figure 27 : Vue en plan identique pour chaque niveau .....	71
Figure 28 : Vue en plan identique pour chaque niveau .....	75
Figure 29 : Emplacement des murs M1, M2, M3 et M4 sur le plan .....	78
Figure 30 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 1, niveau VS .....	87
Figure 31 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 1, niveau VS .....	88
Figure 32 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 9, zone 1, niveau VS .....	88
Figure 33 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 1, niveau VS .....	89
Figure 34 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 1, niveau R+4.....	89
Figure 35 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 1, niveau R+4.....	90
Figure 36 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 9, zone 1, niveau R+4.....	90
Figure 37 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 1, niveau R+4 .....	91
Figure 38 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 1, niveau toiture.....	91
Figure 39 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 1, niveau toiture.....	92

Figure 40 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 9, zone 1, niveau toiture .....92

Figure 41 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 1, niveau toiture.....93

Figure 42 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 2, niveau VS .....93

Figure 43 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 2, niveau VS .....94

Figure 44 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 2, niveau VS .....94

Figure 45 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 9, zone 2, niveau VS .....95

Figure 46 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 2, niveau R+4.....95

Figure 47 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 2, niveau R+4.....96

Figure 48 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 2, niveau R+4.....96

Figure 49 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 2, niveau toiture.....97

Figure 50 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 2, niveau toiture.....97

Figure 51 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 8, zone 2, niveau toiture.....98

Figure 52 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 3, niveau VS .....98

Figure 53 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse des poutrelles n° 6 et 13, zone 3, niveau R+4 .....99

Figure 54 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 3, niveau toiture.....99

Figure 55 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 7, zone 4, niveau VS ..... 100

Figure 56 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 4, niveau R+4 ..... 100

Figure 57 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 10, zone 4, niveau toiture..... 101

Figure 58 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 4, zone 5, niveau VS ..... 101

Figure 59 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 4, zone 5, niveau R+4..... 102

Figure 60 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 4, zone 5, niveau toiture..... 102

Figure 61 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 6, niveau VS ..... 103

Figure 62 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 6, niveau R+4..... 103

Figure 63 : Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle n° 6, zone 6, niveau toiture..... 104

# INDEX DES TABLEAUX

---

Tableau 1 : Epaisseur du plancher et charges à considérer en fonction de la zone du plancher et du niveau du bâtiment.....	12
Tableau 2 : Charges gravitaires considérées pour les différents calculs réalisés.....	13
Tableau 3 : Contraintes de glissement à l'ELU statique et en sismique au droit des poutrelles par zone et par niveau.....	19
Tableau 4 : Résultats des tirants transversaux au niveau VS.....	34
Tableau 5 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+1.....	36
Tableau 6 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+2.....	38
Tableau 7 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+3.....	40
Tableau 8 : Résultats des tirants transversaux au niveau R+4.....	42
Tableau 9 : Résultats des tirants transversaux au niveau toiture.....	44
Tableau 10 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau VS.....	46
Tableau 11 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+1.....	48
Tableau 12 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+2.....	50
Tableau 13 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+3.....	53
Tableau 14 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau R+4.....	56
Tableau 15 : Résultats des tirants longitudinaux au niveau toiture.....	59
Tableau 16 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau du 2ème étage (liaison : table de compression/mur de façade).....	64
Tableau 17 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau du 3ème étage (liaison : table de compression/mur de refend).....	64
Tableau 18 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 1 du 4ème étage (partie courante de la table de compression).....	65
Tableau 19 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 4 du 4ème étage (partie courante de la table de compression).....	66
Tableau 20 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 1 de la toiture (partie courante de la table de compression).....	66
Tableau 21 : Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher située au niveau de la zone 4 de la toiture (partie courante de la table de compression).....	67
Tableau 22 : Efforts Fx et Fy calculés au droit des murs M1 à M4 dans le cas 1 (module d'Young réduit au niveau des murs, des poutrelles, de la table de compression, du chaînage, des poteaux et des poutres).....	79
Tableau 23 : Efforts Fx et Fy calculés au droit des murs M1 à M4 dans le cas 2 (module d'Young réduit uniquement au niveau des murs).....	79
Tableau 24: L'écart en % calculé entre les efforts F1 et F2 représentant les valeurs maximales issues des combinaisons les plus pénalisantes).....	80

RAPPORT

# ÉTUDES ET RECHERCHES

## DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

IBRAHIM ALACHEK  
MATTHIEU SCALLIET  
NATALIA KHODER



/ Cerib - CS 10010  
28233 Épernon cedex

/ 02 37 18 48 00  
cerib@cerib.com

## ÉTUDE NUMÉRIQUE DES PLANCHERS POUTRELLES / ENTREVOUS SOUS SOLLICITATION SISMIQUE D'UN PETIT COLLECTIF RÉGULIER

Cette étude vise à effectuer les vérifications requises par la norme NF EN 1998-1 pour les planchers poutrelles/entrevous dans un petit collectif, représentatif d'un nouveau domaine d'application envisagé pour élargir le champ d'application du guide CMPI-EC8 Z3/Z4. Ce nouveau domaine permettra au Bureau d'Études Structures de se dispenser des vérifications sismiques pour ces systèmes de plancher, en mettant en place des mesures constructives standardisées supplémentaires. Le rapport dévoile les résultats numériques pour un petit collectif régulier dans le but d'établir des dispositions forfaitaires pour des bâtiments à géométrie et élévation similaires. Les résultats ont aidé à définir ces mesures forfaitaires pour des bâtiments comparables, dont la géométrie correspond à celle du petit collectif examiné.

## NUMERICAL STUDY OF BEAM/BLOCK FLOORS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING IN A REGULAR RESIDENTIAL BUILDING

This study aims to conduct the verifications required by the NF EN 1998-1 standard for beam/block floors in a residential building, exemplifying a new area of application intended to expand the scope of the CMPI-EC8 Z3/Z4 guide. This new area will allow the Structural Engineering Office to avoid seismic verifications for such flooring systems by implementing additional standardized construction measures. The report presents numerical results for a regular small multi-unit building to establish standardized provisions for buildings with similar geometry and elevation. The findings have contributed to defining these standardized provisions for comparable buildings, whose geometry aligns with that of the examined residential building.