

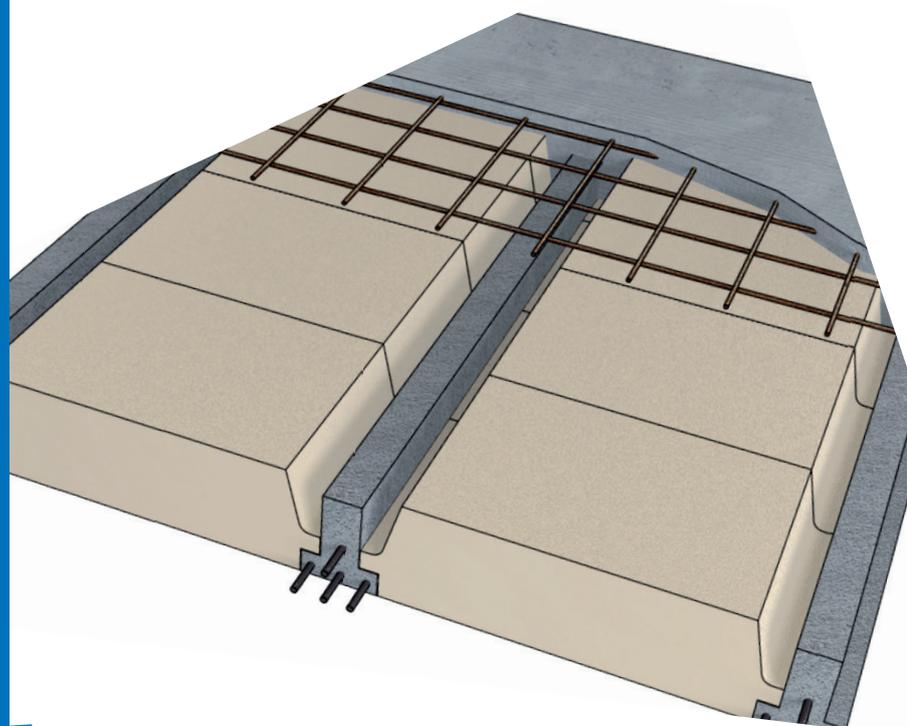
491.E - JUILLET 2024

ÉTUDES ET RECHERCHES

ÉTUDE NUMÉRIQUE DES
PLANCHERS POUTRELLES/
ENTREVOUS SOUS SOLlicitATION
SISMIQUE D'UNE MAISON
IRRÉGULIÈRE COMPLEXE

ARMAND LEROUX
MATTHIEU SCALLIET

CERIB
Expertise concrète



Etude numérique des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique d'une maison irrégulière complexe

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.

© 2018 CERIB – CS 10010 – 28233 Epernon Cedex

ISSN 0249-6224 – EAN 9782857553663

491.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

1. Introduction	5
2. Etude numérique	7
2.1. Hypothèses numériques	7
2.2. Types de calculs	7
2.3. Les matériaux	9
2.4. Les types d'éléments finis	9
2.5. Conditions limites et chargements	10
2.6. Type de résultats observés et critères utilisés	11
2.6.1. Monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place	11
2.6.2. Vérification de la fonction tirant-buton	12
2.6.3. Vérification de la fonction diaphragme	13
2.7. Applications sur une maison individuelle	15
2.7.1. Structure irrégulière complexe	15
2.7.2. Analyse modale	18
2.7.3. Vérification du monolithisme	19
2.7.4. Vérification de la fonction tirant-buton	31
2.7.5. Vérification de la fonction diaphragme	39
3. Conclusion	43
Annexe 1 – Rapport d'expertise de Monsieur BISCH du 07/02/2018	45
Annexe 2 – Plans de la maison irrégulière complexe	51
Annexe 3 – Plans pose des poutrelles	57
Bibliographie	60
Index des figures	61
Index des tableaux	61

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 assimilés, une alternative est permise en renvoyant à la norme NF P 06-014 [4] appelée également "règles PSMI89". Les règles PSMI89 doivent par ailleurs être prochainement remplacées par les règles CPMI dont le texte est à ce jour finalisé mais pas encore rendu applicable d'un point de vue réglementaire.

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 de 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 [9], a permis de définir une méthodologie de calculs validée par Monsieur Philippe BISCH⁽¹⁾.

A partir de cette méthodologie, le présent document expose les résultats numériques d'une maison avec une irrégularité moyenne en plan et une architecture complexe dans l'objectif de construire le domaine d'emploi relatif à une justification sans calcul.

⁽¹⁾ Monsieur Philippe BISCH est un expert sismique reconnu.

2. Etude numérique

La méthode de modélisation numérique exposée dans le rapport 393.I 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.

2.1. 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.

2.2. Types de calculs

Un premier calcul modal est réalisé sur le bâtiment pour lequel la somme des masses modales effectives du bâtiment atteint au minimum :

- 90 % de la masse totale de la structure ;
- ou 70 % de la masse totale de la structure, à condition de prendre en compte les modes résiduels.

Avec les résultats de ce calcul modal, trois calculs spectraux sont réalisés 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 :

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

Pour les combinaisons d'actions, les charges d'exploitation des maisons individuelles font partie de la catégorie A ($\Psi_2 = 0.3$ selon le § A1.2.2 de la NF EN 1990) avec ces étages courants à occupations indépendantes ($\Phi = 0.5$ selon le § 4.2.4 la NF EN 1998-1) et son toit ($\Phi = 1$ selon le § 4.2.4 la NF EN 1998-1).

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(2) [5], l'ensemble de 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}) :

$$\pm E_{Edx} \pm 0.3 E_{Edy} \pm 0.3 E_{Edz}$$

(permutation circulaire sur X, Y, Z, cf. NF EN 1998-1 § 4.3.3.5.2(4), [1])

En France métropolitaine, la composante verticale E_{Edz} n'a pas à être prise en compte. 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 la résistance sismique v_{Rdi} se trouve fortement réduite par rapport à la résistance statique, pouvant rendre la situation sismique dimensionnante.

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 :

$$1.35G+1.5Q$$

Les contraintes de glissement obtenues numériquement v_{Edi} pourront notamment être comparées à la résistance sismique v_{Rdi} prise égale à la résistance statique v_{Rdi} du tableau 3 de la norme NF EN 15037-1 [6] sans abattement (cf. rapport Monsieur BISCH du 11/04/2018 en annexe 1 du présent document).

Cet avis d'expert 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. Monsieur BISCH conclut que la résistance v_{Rdi} n'a pas nécessité d'être dégradée sous un chargement dynamique de type séisme.

L'ensemble des combinaisons sismiques étudiées sont les suivantes :

N°	Combinaison	N°	Combinaison
1	$G+\Psi_2Q$	14	$G+\Psi_2Q-0.3E_x+E_y+0.3E_z$
2	$G+\Psi_2Q+E_x+0.3E_y+0.3E_z$	15	$G+\Psi_2Q-0.3E_x-E_y+0.3E_z$
3	$G+\Psi_2Q+E_x-0.3E_y+0.3E_z$	16	$G+\Psi_2Q-0.3E_x+E_y-0.3E_z$
4	$G+\Psi_2Q+E_x+0.3E_y-0.3E_z$	17	$G+\Psi_2Q-0.3E_x-E_y-0.3E_z$
5	$G+\Psi_2Q+E_x-0.3E_y-0.3E_z$	18	$G+\Psi_2Q+0.3E_x+0.3E_y+E_z$
6	$G+\Psi_2Q-E_x+0.3E_y+0.3E_z$	19	$G+\Psi_2Q+0.3E_x-0.3E_y+E_z$
7	$G+\Psi_2Q-E_x-0.3E_y+0.3E_z$	20	$G+\Psi_2Q+0.3E_x+0.3E_y-E_z$
8	$G+\Psi_2Q-E_x+0.3E_y-0.3E_z$	21	$G+\Psi_2Q+0.3E_x-0.3E_y-E_z$
9	$G+\Psi_2Q-E_x-0.3E_y-0.3E_z$	22	$G+\Psi_2Q-0.3E_x+0.3E_y+E_z$
10	$G+\Psi_2Q+0.3E_x+E_y+0.3E_z$	23	$G+\Psi_2Q-0.3E_x-0.3E_y+E_z$
11	$G+\Psi_2Q+0.3E_x-E_y+0.3E_z$	24	$G+\Psi_2Q-0.3E_x+0.3E_y-E_z$
12	$G+\Psi_2Q+0.3E_x+E_y-0.3E_z$	25	$G+\Psi_2Q-0.3E_x-0.3E_y-E_z$
13	$G+\Psi_2Q+0.3E_x-E_y-0.3E_z$		

2.3. Les 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 maçonnerie chaînée : d'une épaisseur de 20 cm avec un module d'élasticité divisé par deux (pas en statique) pour tenir compte de la fissuration (NF EN 1998-1 4.3.1(7)) [1], soit un module d'élasticité en sismique de 2 GPa et une prise en compte de leur masse via la masse volumique de 1000 kg/m³ ;

Note : La réduction forfaitaire de la rigidité à la flexion et au cisaillement (NF EN 1998-1 4.3.1(7)) [1] a été appliquée uniquement sur les éléments porteurs en maçonnerie. Les paramètres des éléments en béton horizontaux (diaphragme...) restent quant à eux inchangés.

- Les tables de compression des planchers d'une épaisseur de 5 cm avec 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 ;
- Les poutrelles ont un module d'élasticité équivalent à un béton C30/37 ($E_{cm}=33$ GPa). Leur masse a été considérée ci-avant dans la table de compression ;
- Les chainages avec une section de 0.20x0.17 m² ont un module d'élasticité équivalent à un béton C25/30 ($E_{cm}=31$ GPa) et une masse volumique de 2500 kg/m³ ;
- Les poutres ont un module d'élasticité équivalent à un béton C30/37 ($E_{cm}=33$ GPa) et une masse volumique de 2500 kg/m³ ;
- La toiture légère de 75 kg/m² sera considérée comme un diaphragme rigide (cf. décision rapport CERIB n° 393.I) et par conséquent la déformation dans son plan sera empêchée ;
- Ne contribuant pas mécaniquement, les entrevous ne sont pas modélisés, seule leur masse a été considérée ci-avant dans la table de compression.

2.4. Les types d'éléments finis

Des éléments finis volumiques sont utilisés (murs, tables de compression, poutrelles, chainages, toiture) 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.

Numériquement, la toiture légère est un plancher avec un faisceau d'éléments finis linéaires où les déplacements sont liés afin d'empêcher la déformation de ce plancher dans son plan (diaphragme rigide).

2.5. Conditions limites et chargements

Les murs de la structure sont considérés encastrés en pied.

Le spectre de calcul (Figure 1), qui sera appliqué sur les conditions limites d'encastrement, est basé sur l'Eurocode 8 [1] accompagné de l'arrêté du 22 octobre 2012 [3] modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010. 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 la maçonnerie chaînée de 2.5.

Ce spectre, représenté en période sur la Figure 1, 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. A 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.

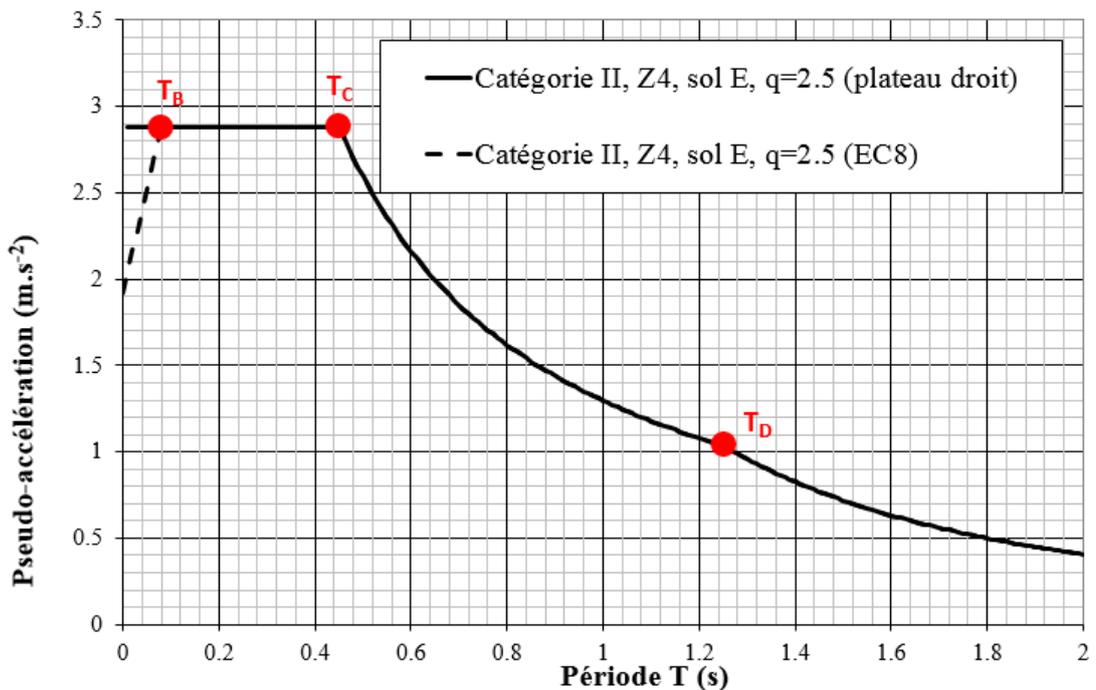


Figure 1 - Exemple de spectre de calcul pour les composantes horizontales de l'action sismique : accélération VS période avec $q=2.5$, $T_B=0.08$ s., $T_C=0.45$ s., $T_D=1.25$ s

2.6. Type de résultats observés et critères utilisés

2.6.1. Monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place

Pour étudier ce monolithisme, la contrainte de glissement entre une poutrelle et le béton coulé en place obtenue numériquement sera comparée à la contrainte résistante v_{Rdi} indiquée par la NF EN 15037-1 [6] (poutrelles) sans abattement en sismique comme le préconise le rapport d'expertise de Monsieur BISCH (cf. Annexe 1).

Comme validé dans le rapport CERIB 393.I, pour obtenir cette contrainte de glissement numérique, les efforts normaux dans chaque section d'une poutrelle suivant son abscisse¹ sont exploités et la contrainte de glissement le long de l'abscisse de la poutrelle peut ainsi être calculée de la manière suivante :

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

Où :

- ΔF est la différence entre l'effort normal agissant sur la section (appelée surface de reprise sur la Figure 2) à l'abscisse $x + dx$ et l'effort normal agissant sur la section à l'abscisse x ;
- Δx , égale à 2.5 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 ce bâtiment, b est égale à 13 cm (cf. Figure 3).

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

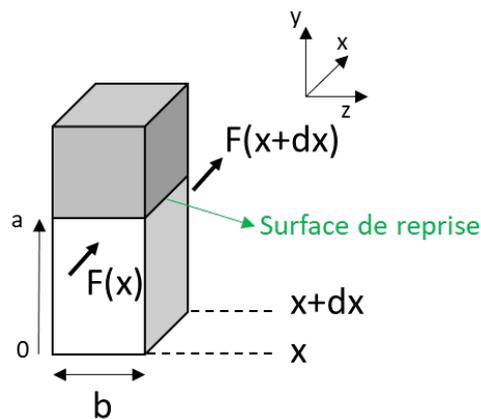


Figure 2 – Schéma permettant de déterminer la contrainte de glissement entre une poutrelle et la table de compression

¹ A noter que seule la contrainte de glissement dans l'axe des poutrelles est considérée car le glissement perpendiculaire à l'axe des poutrelles n'est pas possible étant donné le blocage par le béton rapporté.

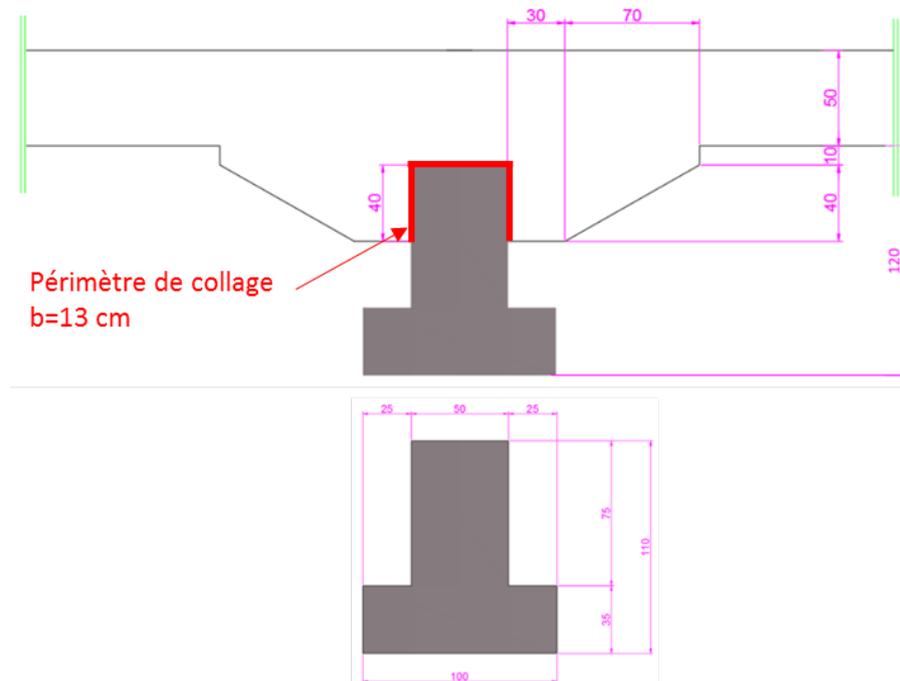


Figure 3 – Détails du montage des planchers à poutrelles-entrevous 12+5 cm du bâtiment étudié

2.6.2. 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 (cf. Figure 3). Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles, une liaison entre les murs et la table de compression uniquement appelée liaison transversale.

Pour cette vérification, le CPT poutrelles « Cahier 3718 - Septembre 2012 » § 112.2 [8] 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 CCFAT²) 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.

² Commission Chargée de Formuler les Avis Techniques

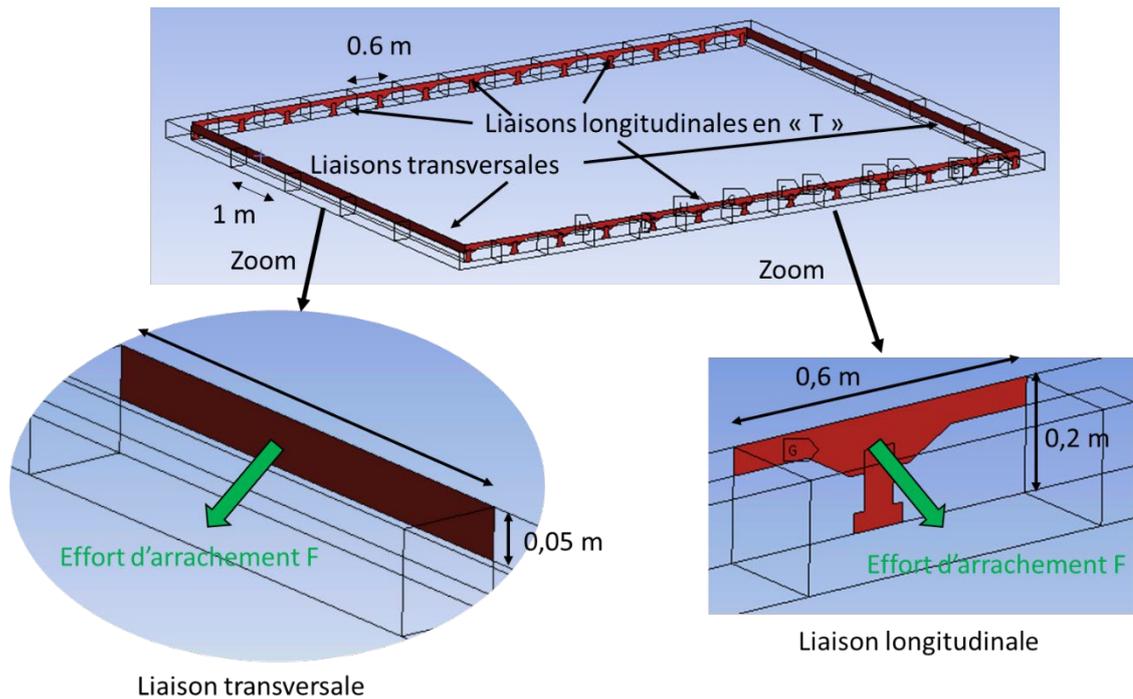


Figure 4 - Découpage des liaisons murs-planchers

2.6.3. 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(3) 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 (cf. Figure 5) et combinés entre eux (NF EN 1992-1-1 §6.2.4(5)) [7] de la façon suivante :

- Vérification sur la première facette où sa composante normale dans l'exemple ci-dessous est parallèle à l'axe y :

- Résistance en cisaillement : $\frac{V_x \times \gamma_{rd}}{500} < A_y$

- Combinaison cisaillement et effort normal : $\frac{N_y}{500} + 0.5 * \frac{V_x \times \gamma_{rd}}{500} < A_y$

Avec A_y la section d'acier du treillis soudé dans la direction y en zone courante du plancher égale à 0.6 cm²/ml voir 1 cm²/ml et $\gamma_{rd} = 1.3$ (§ 4.4.2.5 NF EN 1998-1).

- Vérification sur la deuxième facette où sa composante normale dans l'exemple ci-dessous est parallèle à l'axe x :

- Résistance en cisaillement : $\frac{V_y \times \gamma_{rd}}{500} < A_x$

- Combinaison cisaillement et effort normal : $\frac{N_x}{500} + 0.5 * \frac{V_y \times \gamma_{rd}}{500} < A_x$

Avec A_x la section d'acier dans la direction x en zone courante du plancher égale à 0.6 cm²/ml voir 1 cm²/ml et $\gamma_{rd} = 1.3$.

Dans la suite, le taux minimal d'armatures de 0.6 cm²/ml a été retenu comme référence pour l'analyse de la maison étudiée.

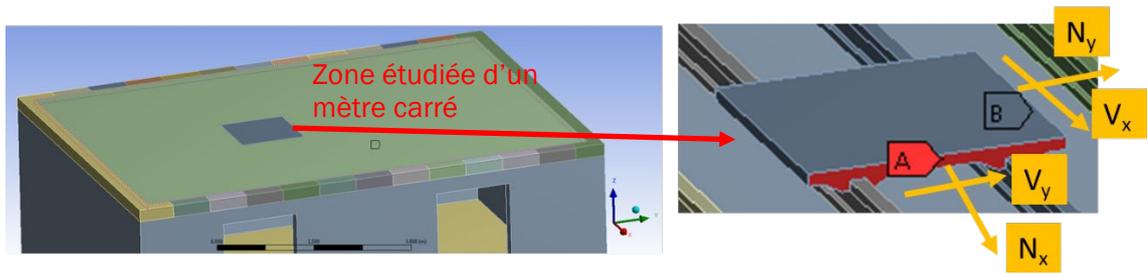


Figure 5 - Exemple d'une surface d'un mètre carré, où les efforts sur deux facettes de la table de compression sont extraits

Préalablement à l'extraction de ces efforts numériques, les contraintes (toujours positives dans le calcul spectral) σ_{xx} et σ_{yy} sont sommées afin de localiser la zone ayant l'intensité la plus importante en zone courante de la table de compression. 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.

2.7. Applications sur une maison individuelle

2.7.1. Structure irrégulière complexe

La géométrie de cette maison individuelle déjà utilisée dans le cadre de l'étude commune CSTB/CERIB sur l'utilisation de rupteurs thermiques en zone sismique (cf. Figure 6) est dite irrégulière complexe étant donné que les limites de certains critères géométriques définis dans les règles CPMI sont dépassées (irrégularité en plan et architecture complexe).



Figure 6 – Maison irrégulière complexe

Cette structure R+2 est composée de trois planchers à poutrelles-entrevous 12+5 cm (cf. Figure 3) au niveau du vide-sanitaire, R+1 et R+2. Pour cette étude, l'appentis n'a pas été modélisé.

Les dimensions du bâtiment ainsi que les plans de pose des poutrelles se trouvent en annexes 2 et 3. Les poutrelles ont un entraxe de 60 cm. Les poutrelles et entrevous modélisés sont identiques pour l'ensemble des planchers et conformes aux plans de la Figure 3.

Les charges appliquées pour les calculs gravitaires sont les suivantes :

	Ψ_2	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	$\Psi_2 Q$ (kN/m ²)	G+ $\Psi_2 Q$ (kN/m ²)
Etage courant	0.3	(2+1.8)	1.5	0.45	4.25
Toit	0.3	0.735	x	x	0.735

Les charges appliquées pour l'action sismique sont les suivantes :

	Ψ_2	ϕ	$\Psi_E = \Psi_2 \phi$	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	$\Psi_E Q$ (kN/m ²)	G+ $\Psi_E Q$ (kN/m ²)
Etage courant	0.3	0.5	0.15	(2+1.8)	1.5	0.225	4.025
Toit	0.3	1	0.3	0.735	x	x	0.735

Pour la suite, la dénomination des niveaux indiquée pour chaque plancher sur la Figure 7, sera utilisée ainsi que les zonages pour chaque plancher de la Figure 8.

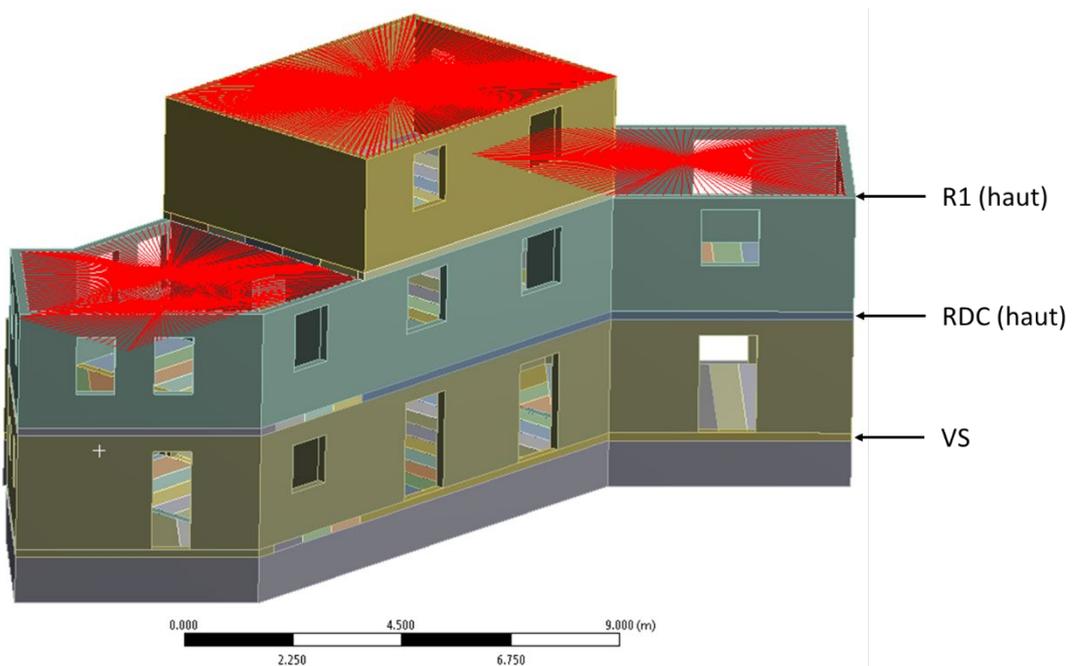


Figure 7 - Dénomination des niveaux des planchers

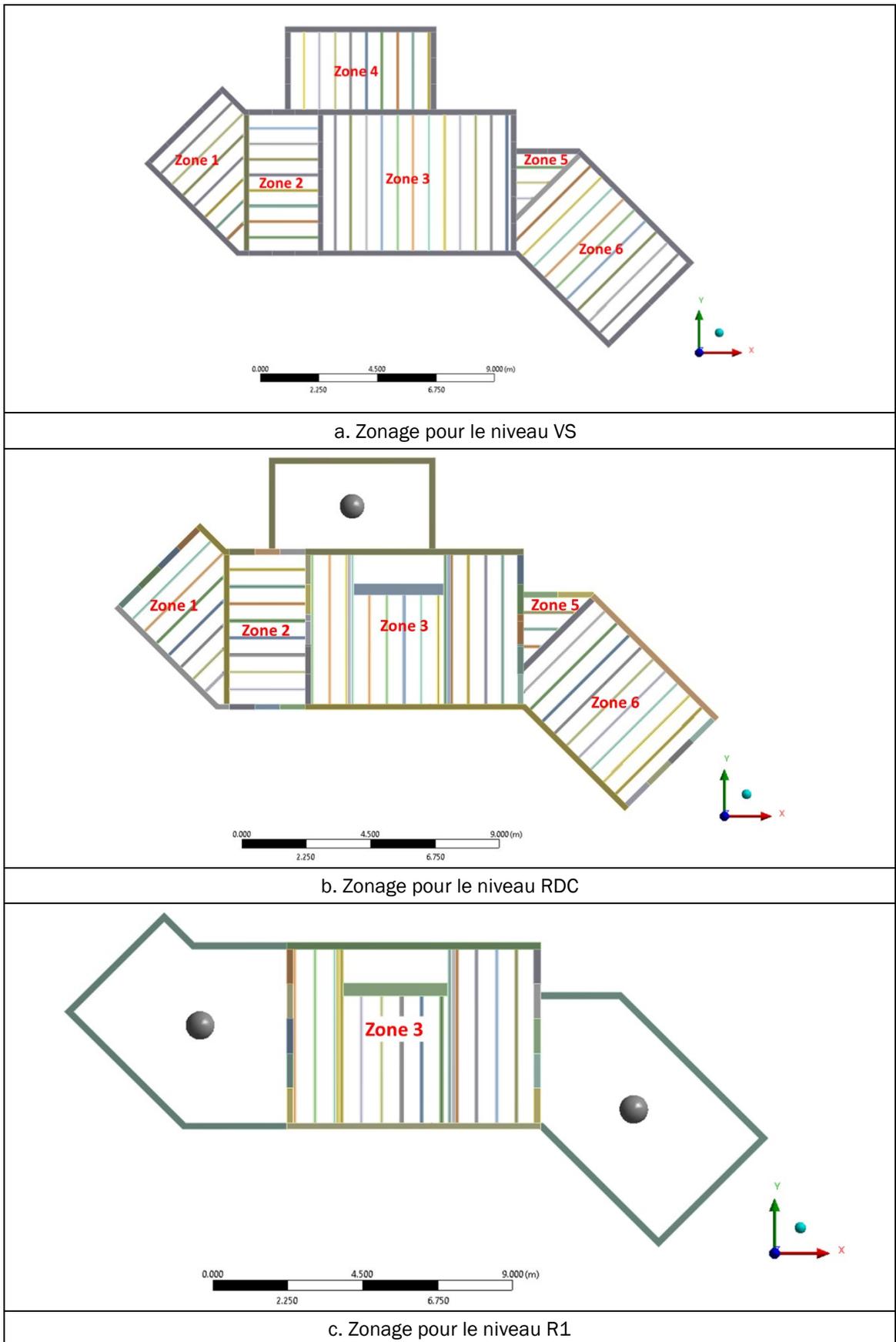


Figure 8 – Zonages pour chaque plancher à chaque niveau

2.7.2. Analyse modale

L'analyse modale montre deux modes fondamentaux :

- Un mode de translation avec une légère torsion suivant X ($f=13.5$ Hz) mobilisant 49 % de la masse totale de la structure (cf. Figure 9) ;
- Un mode de translation suivant Y ($f=9.7$ Hz) mobilisant 54 % de la masse totale de la structure (cf. Figure 10).

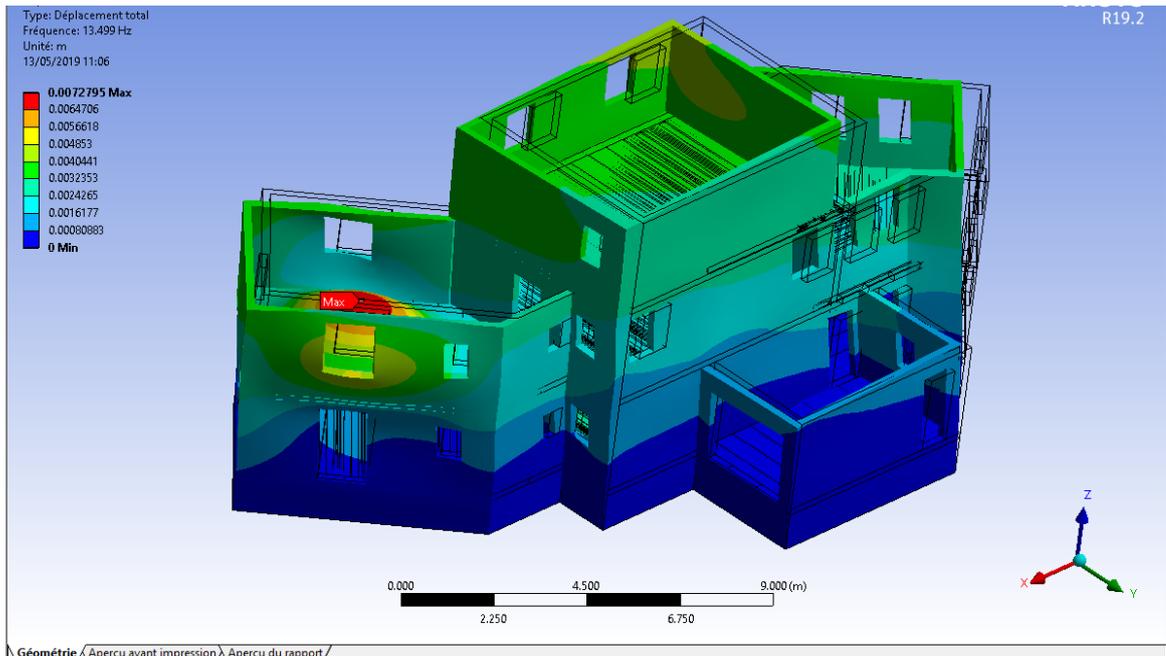


Figure 9 – Mode fondamental suivant X ($f= 13.5$ Hz)

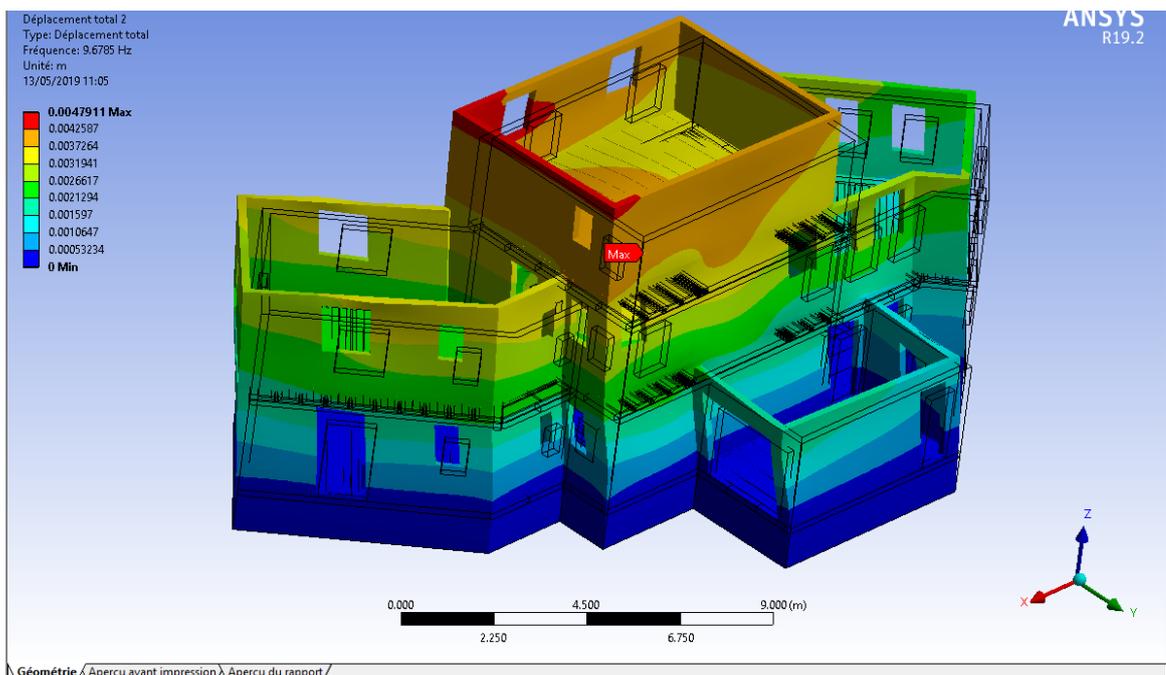


Figure 10 – Mode fondamental suivant Y ($f=9.7$ Hz)

2.7.3. Vérification du monolithisme

Les Figure 11 à Figure 22 montrent les résultats des contraintes de glissement des poutrelles de la structure les plus sollicitées par niveau (cf. Figure 7) et par zone (cf. Figure 8). 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.

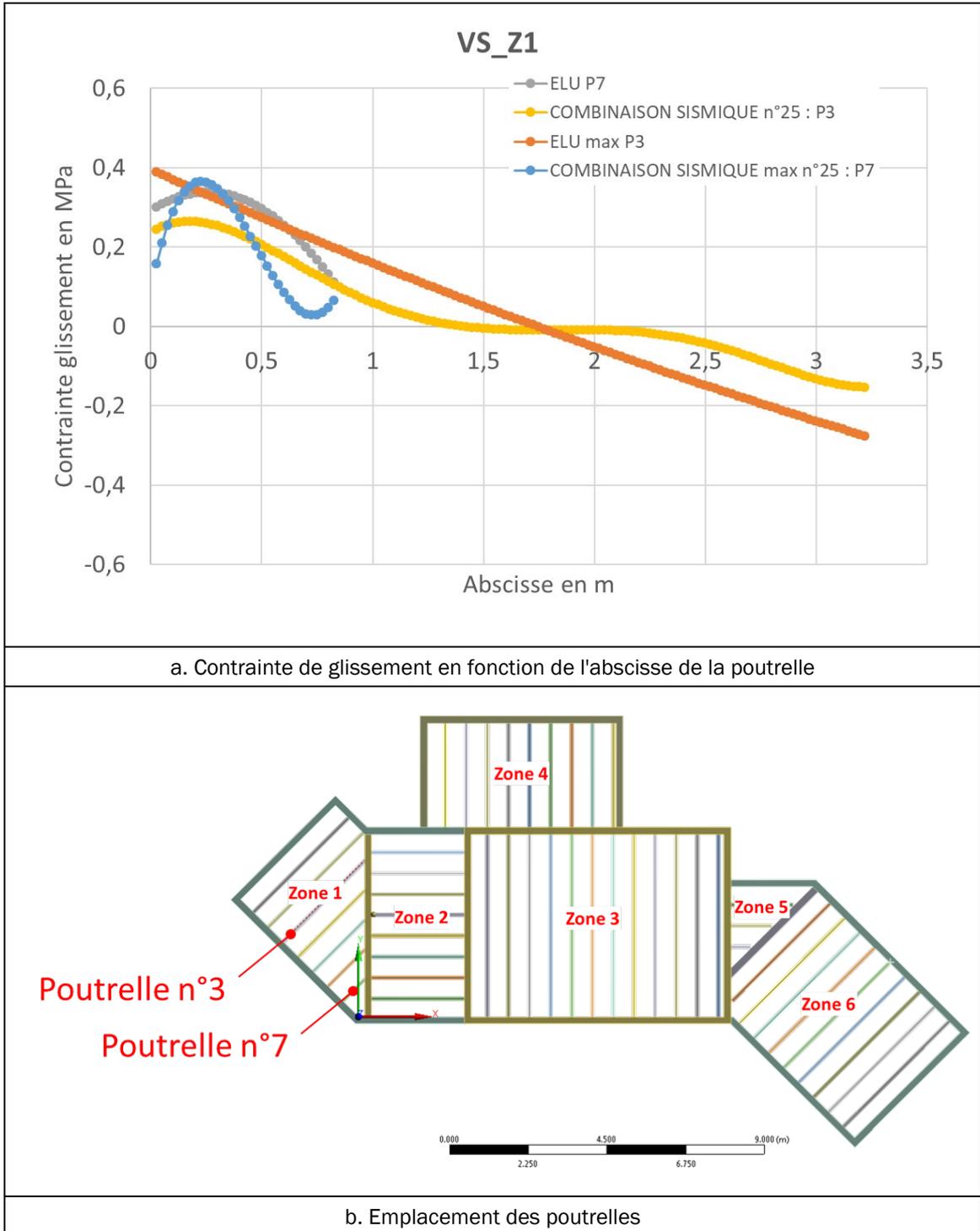
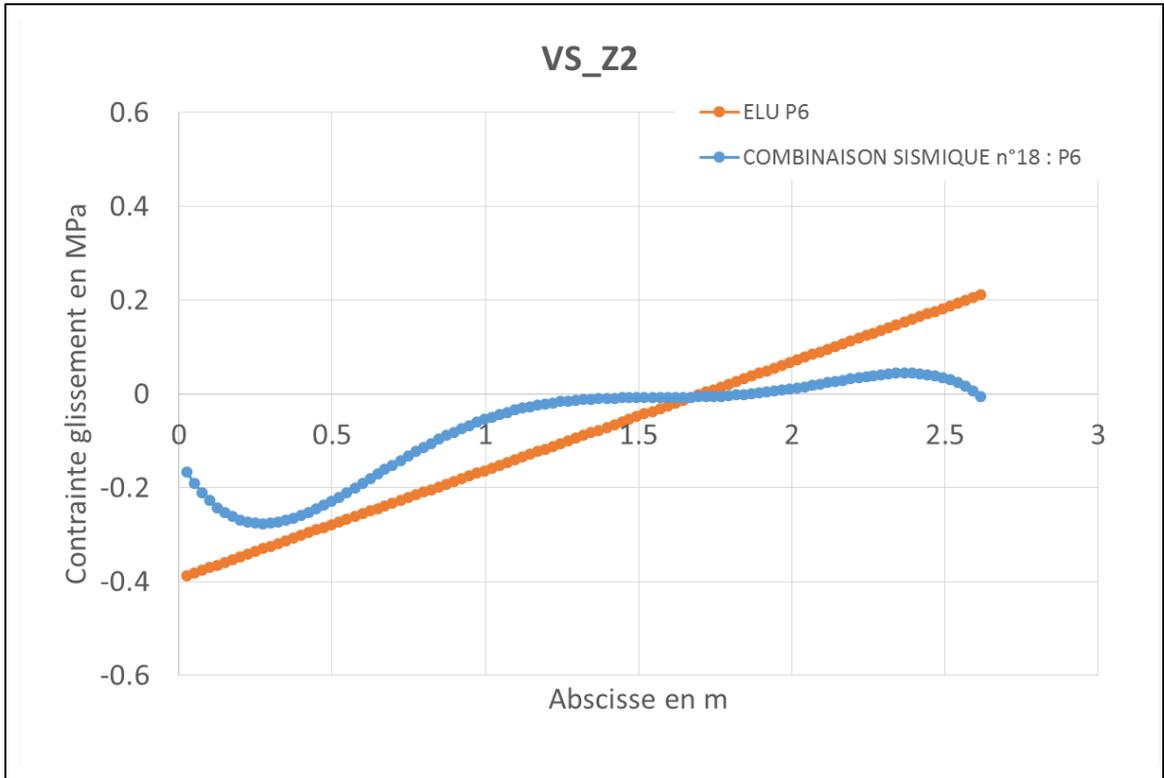
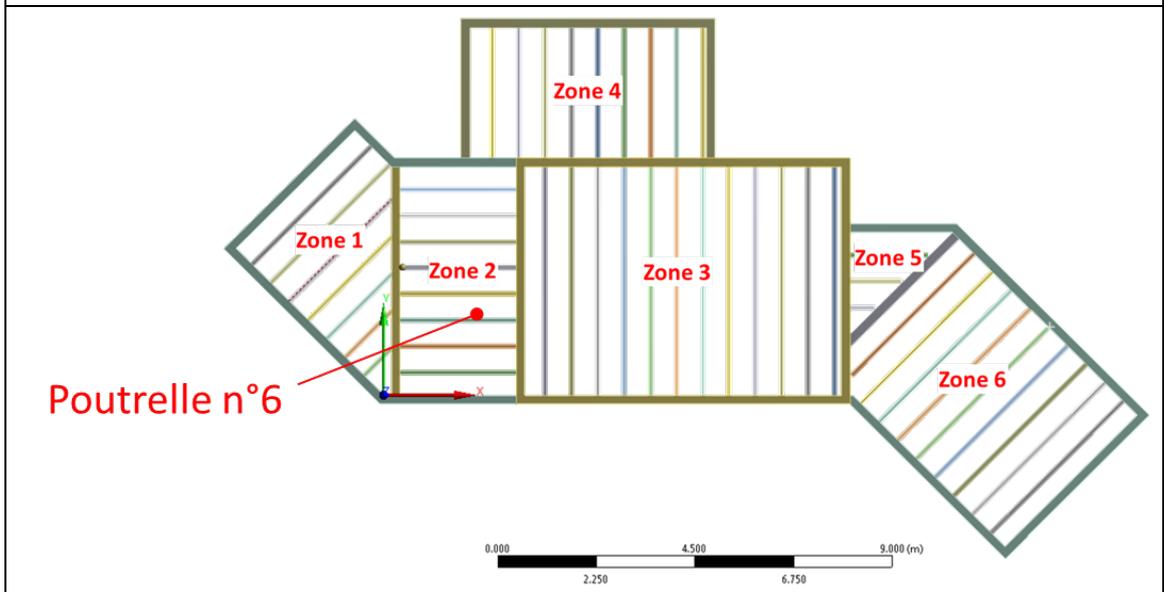


Figure 11 – Résultats pour la zone 1 du niveau VS

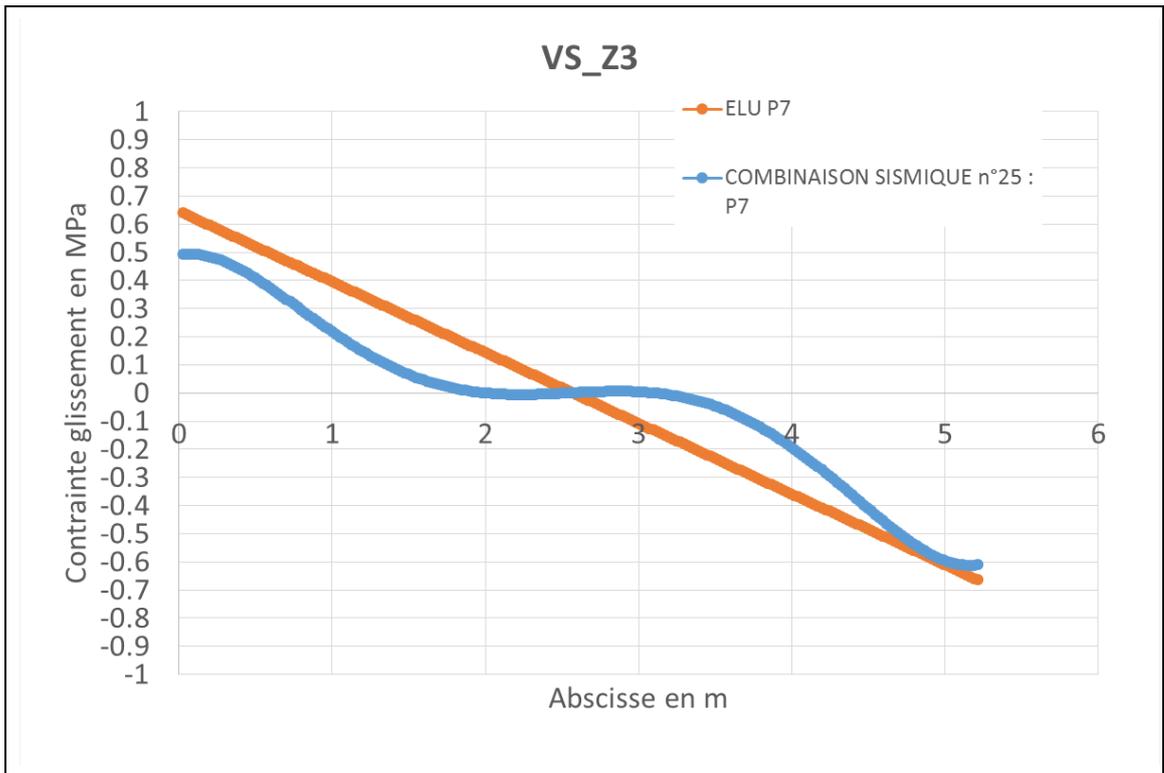


a. Contraite de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

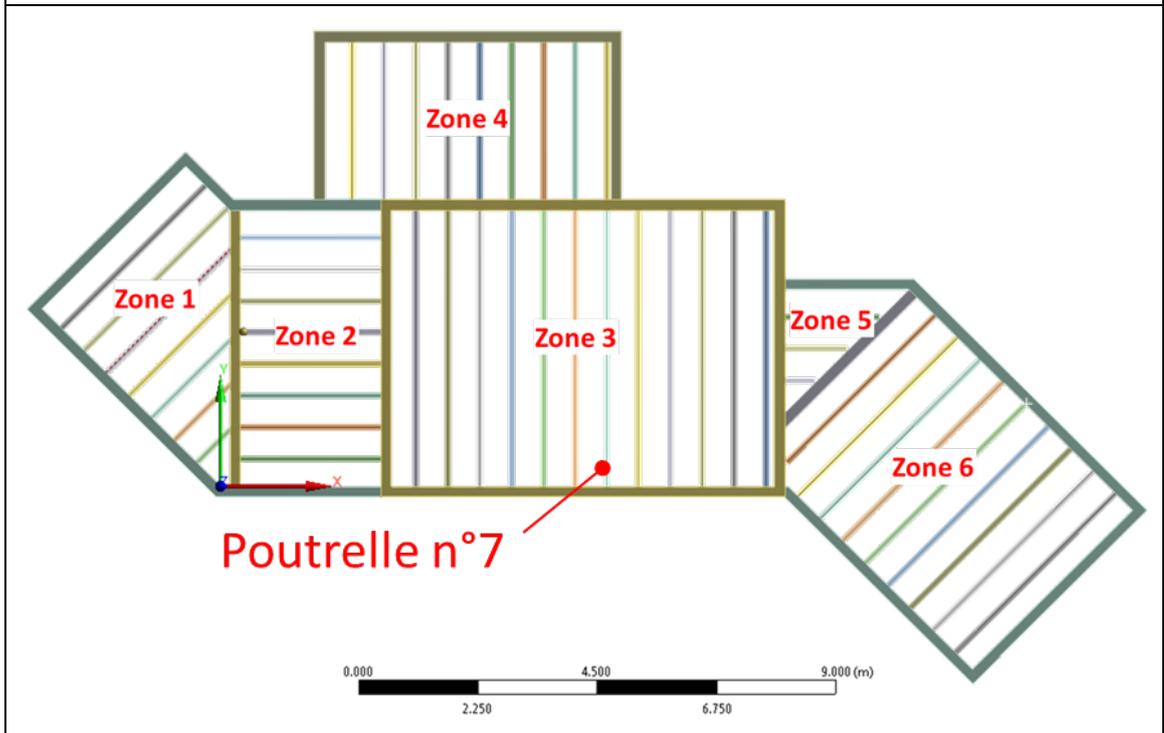


b. Emplacement des poutrelles

Figure 12 – Résultats pour la zone 2 du niveau VS

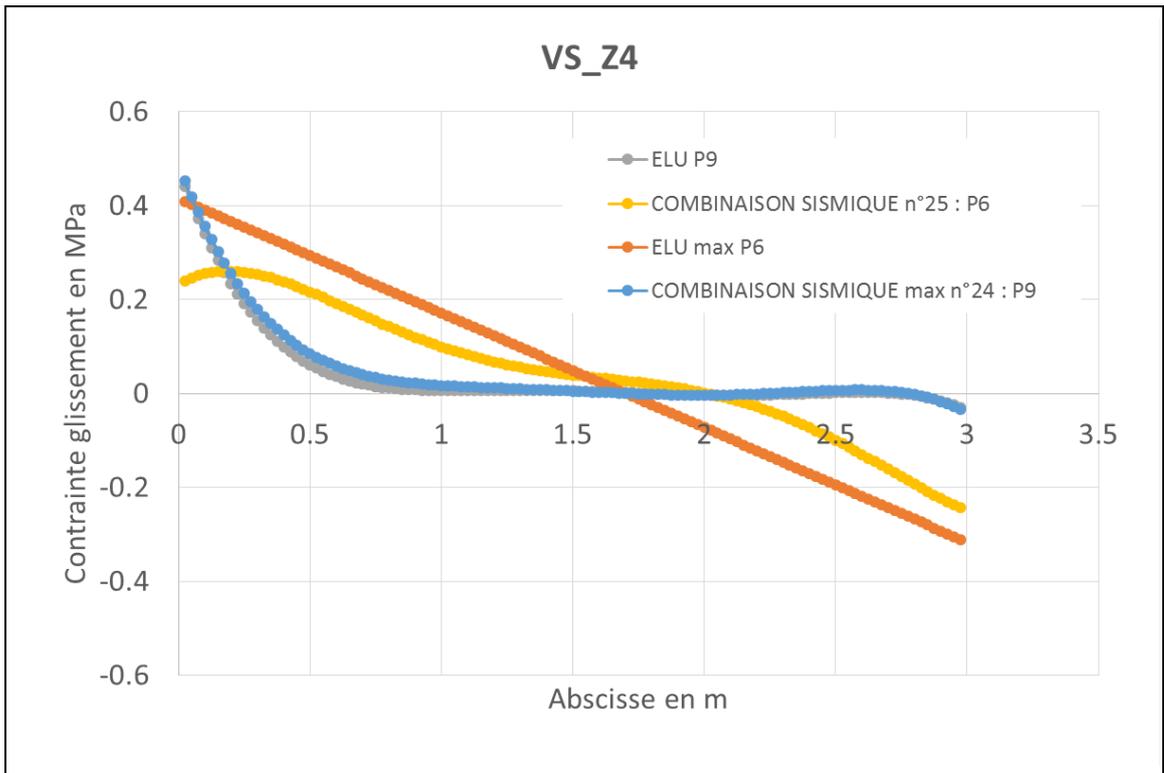


a. Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

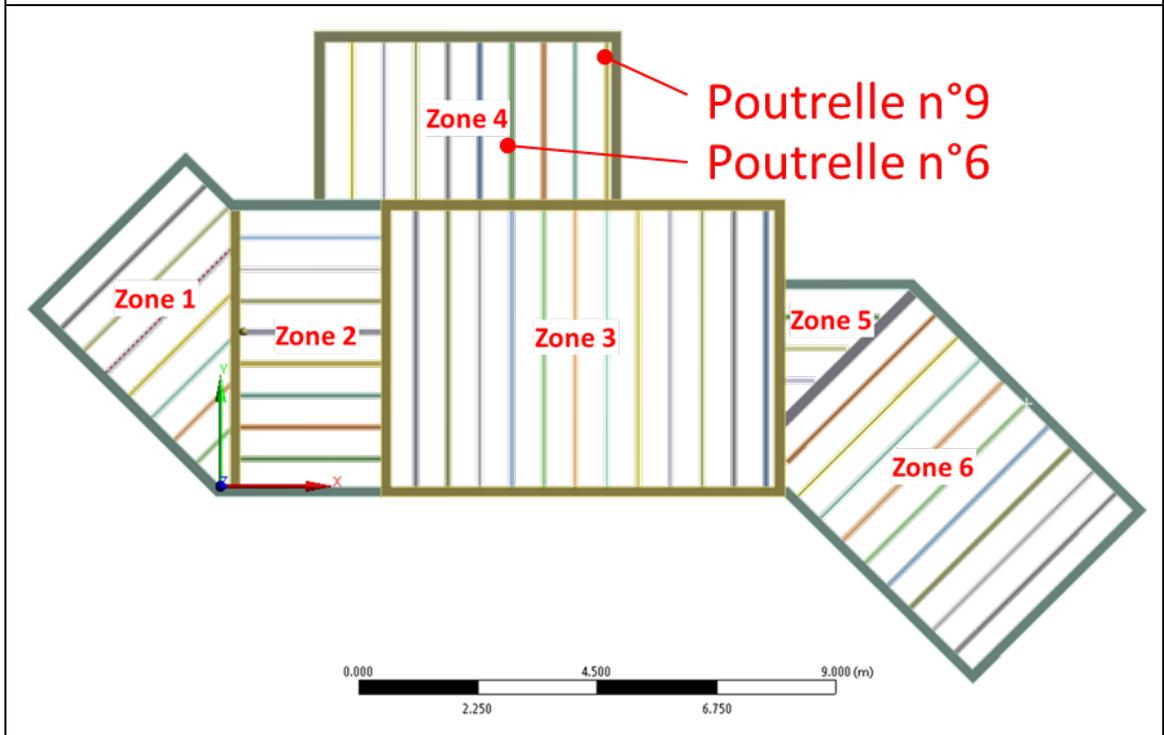


b. Emplacement des poutrelles

Figure VS – Résultats pour la zone 3 du niveau VS

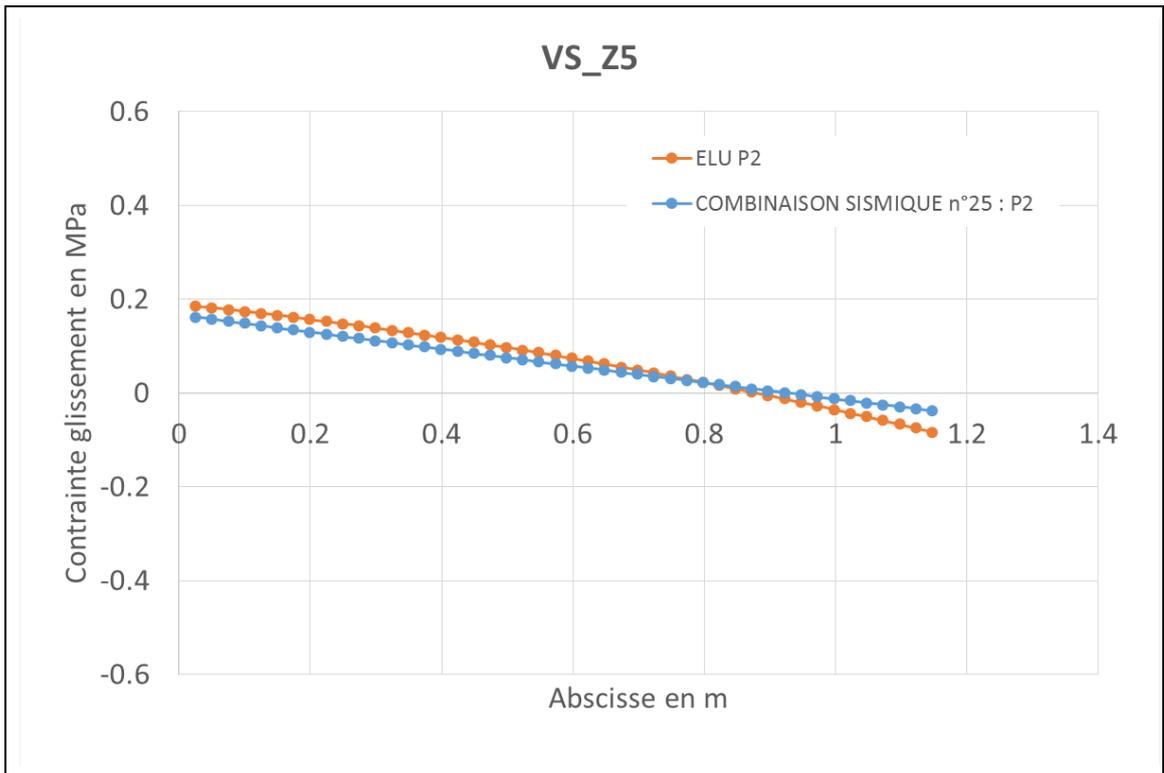


a. Contraite de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

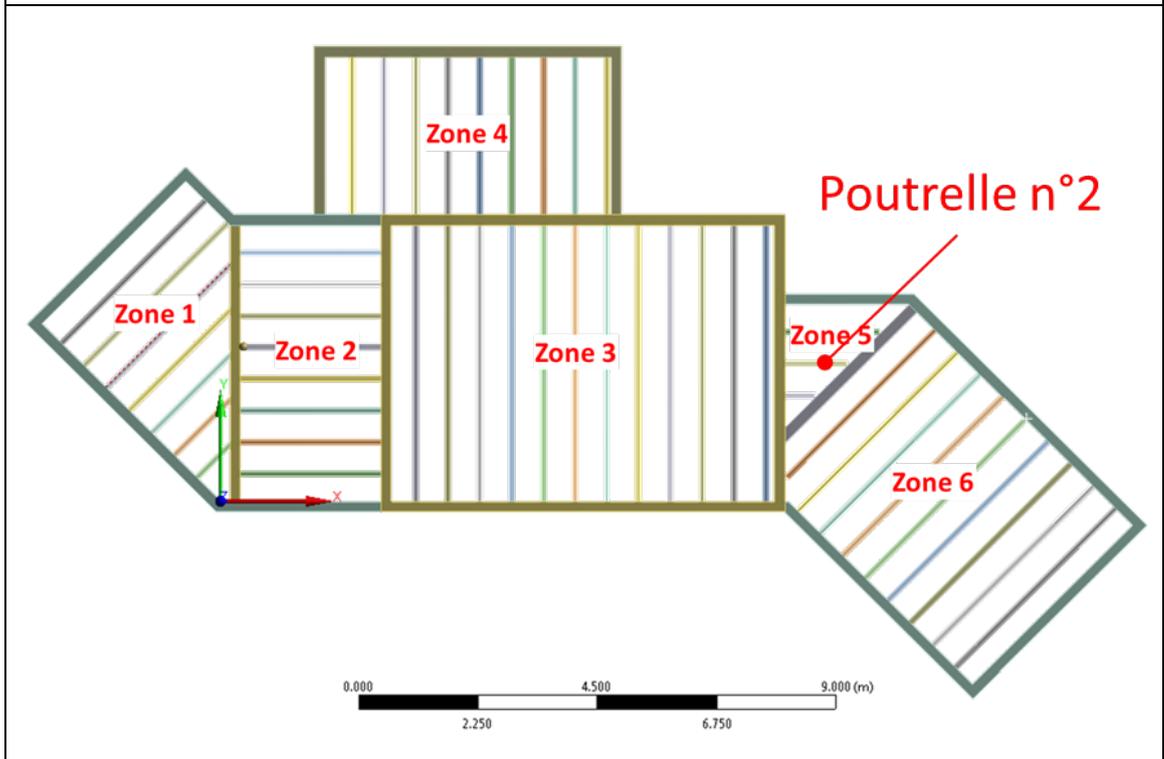


b. Emplacement des poutrelles

Figure 14 – Résultats pour la zone 4 du niveau VS

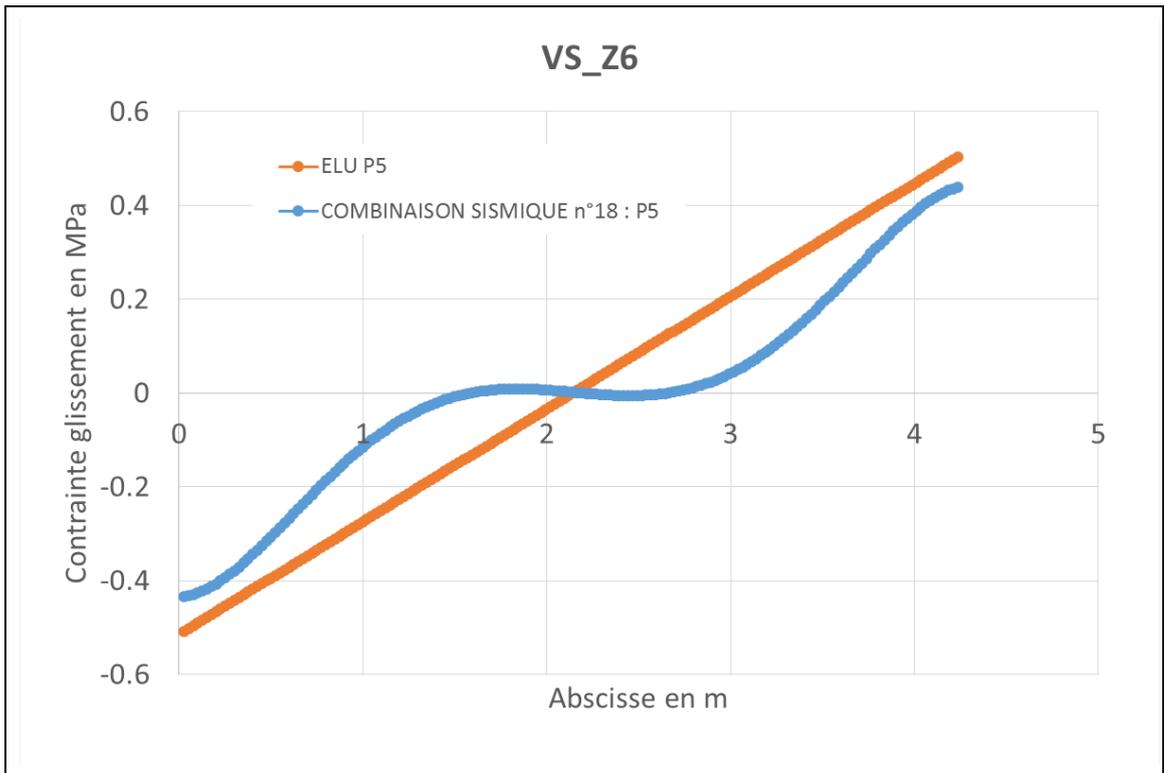


a. Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

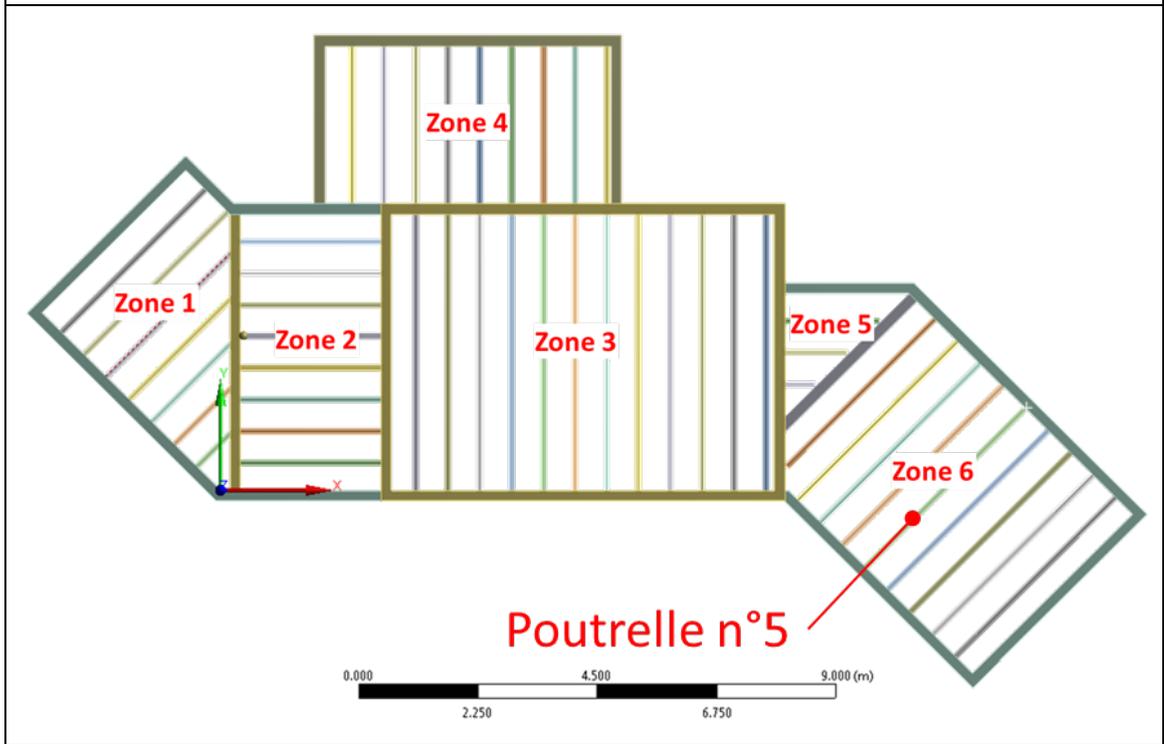


b. Emplacement des poutrelles

Figure 15 – Résultats pour la zone 5 du niveau VS

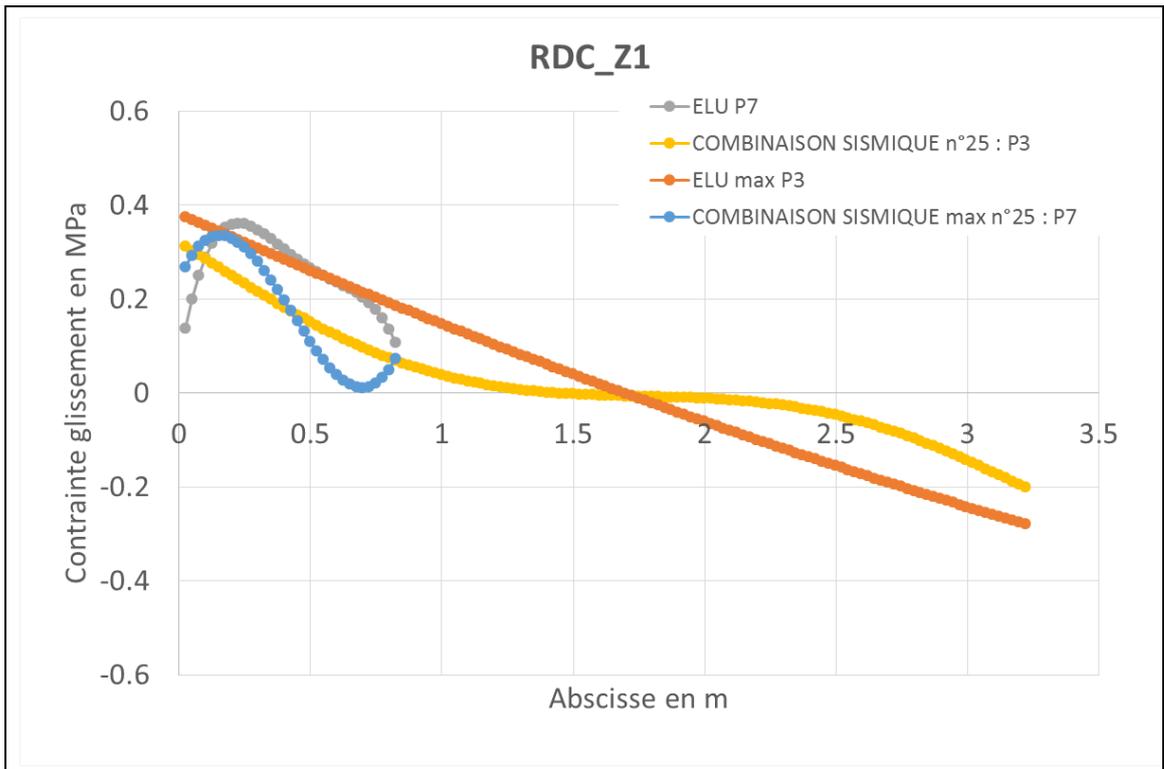


a. Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

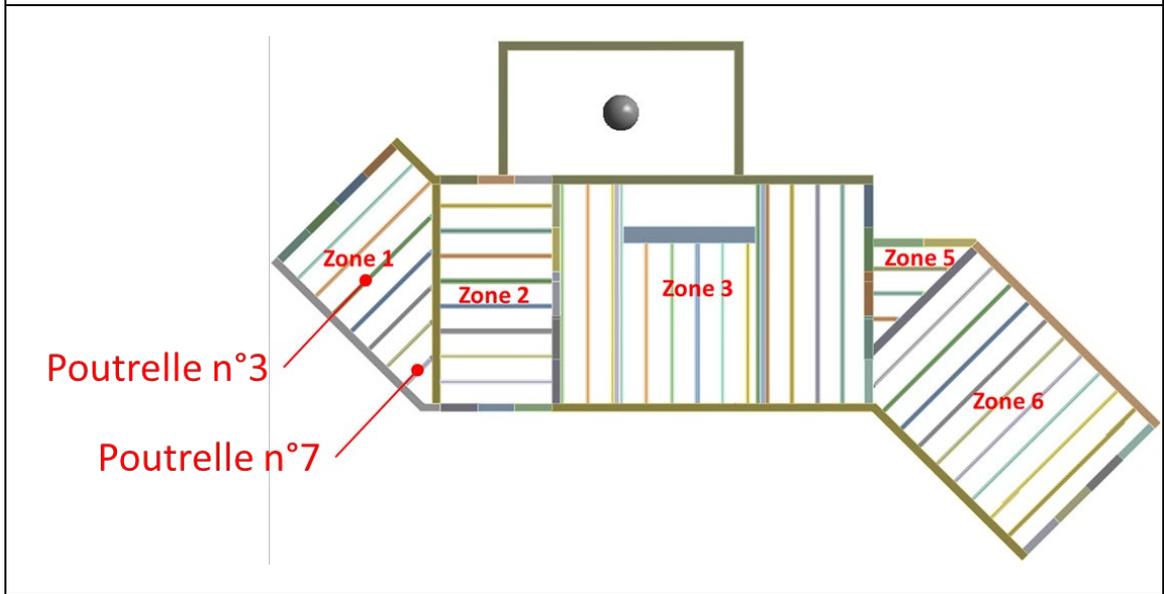


b. Emplacement des poutrelles

Figure 16 – Résultats pour la zone 6 du niveau VS

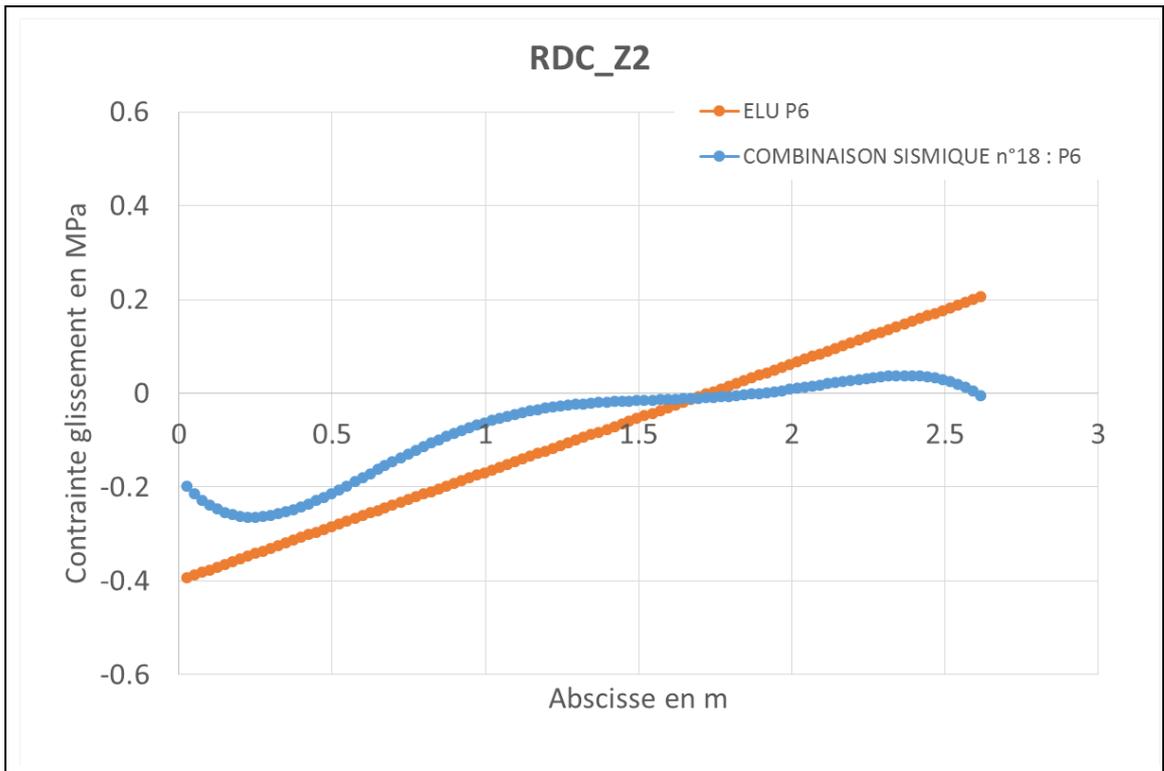


a. Contraite de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

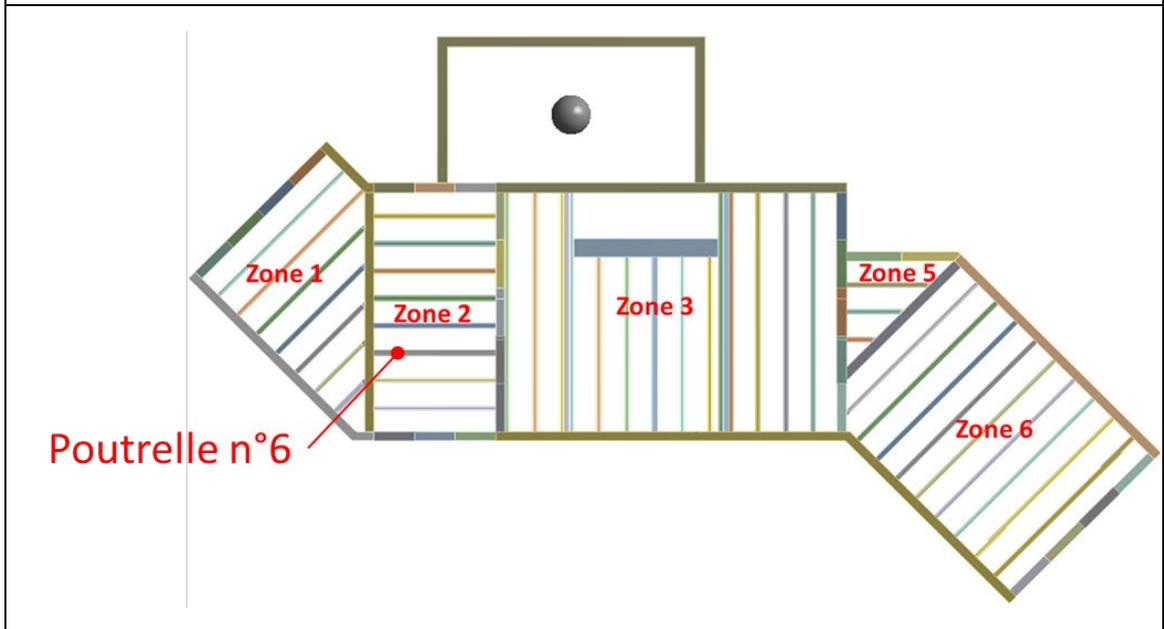


b. Emplacement des poutrelles

Figure 17 - Résultats pour la zone 1 du niveau RDC

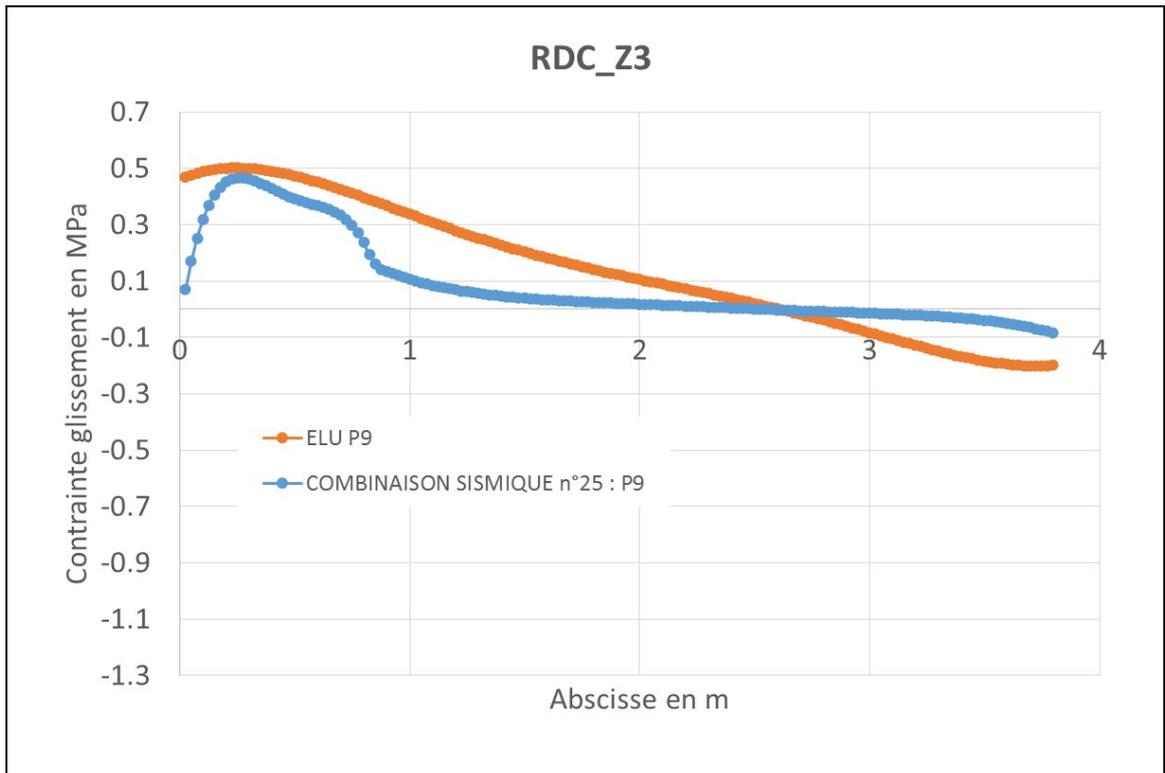


a. Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

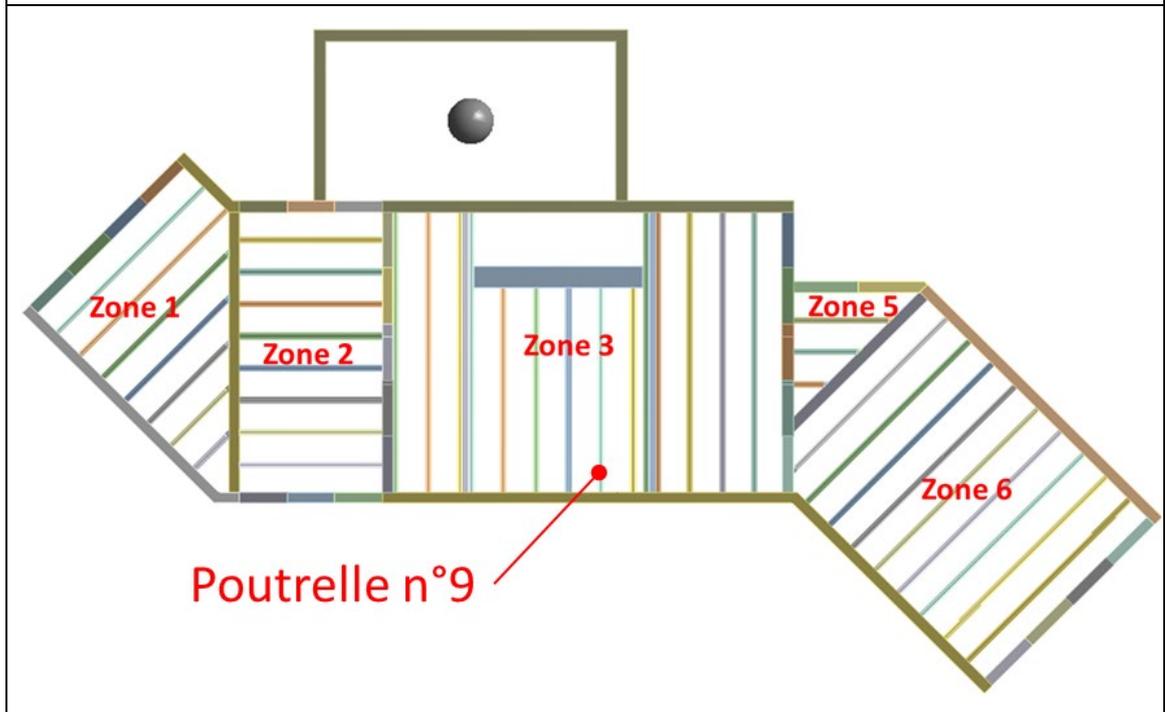


b. Emplacement des poutrelles

Figure 18 – Résultats pour la zone 2 du niveau RDC

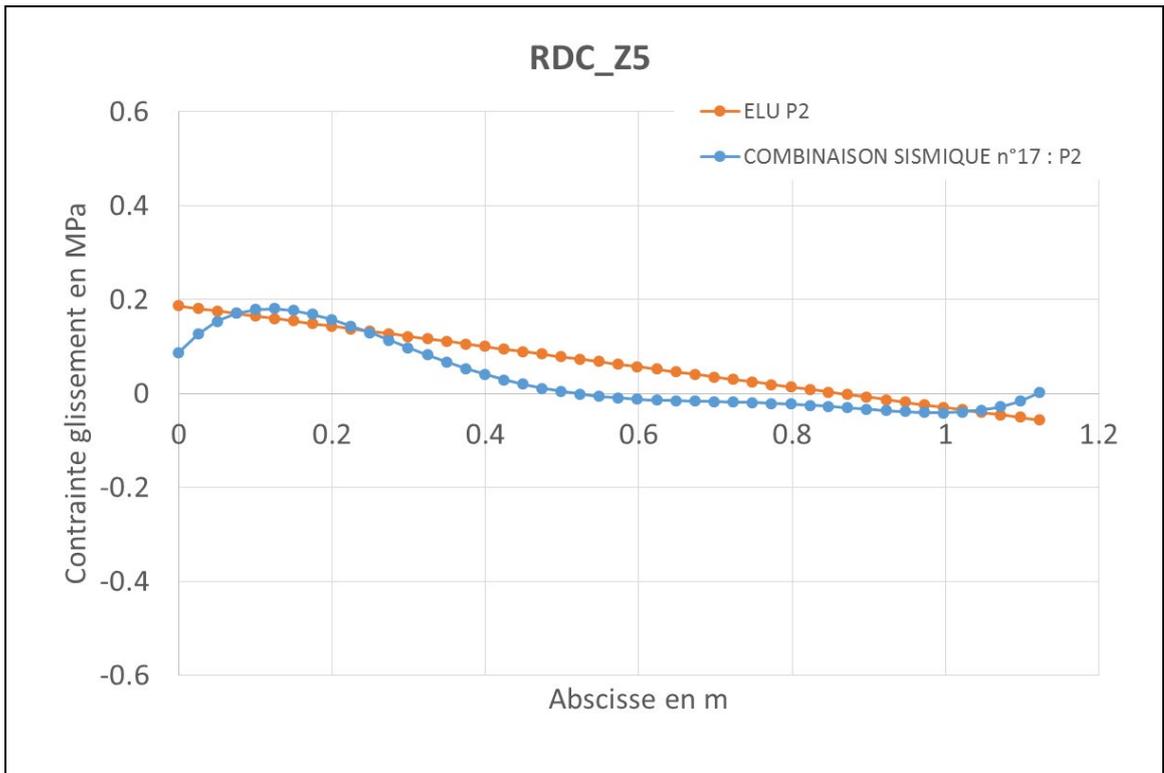


a. Contraite de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

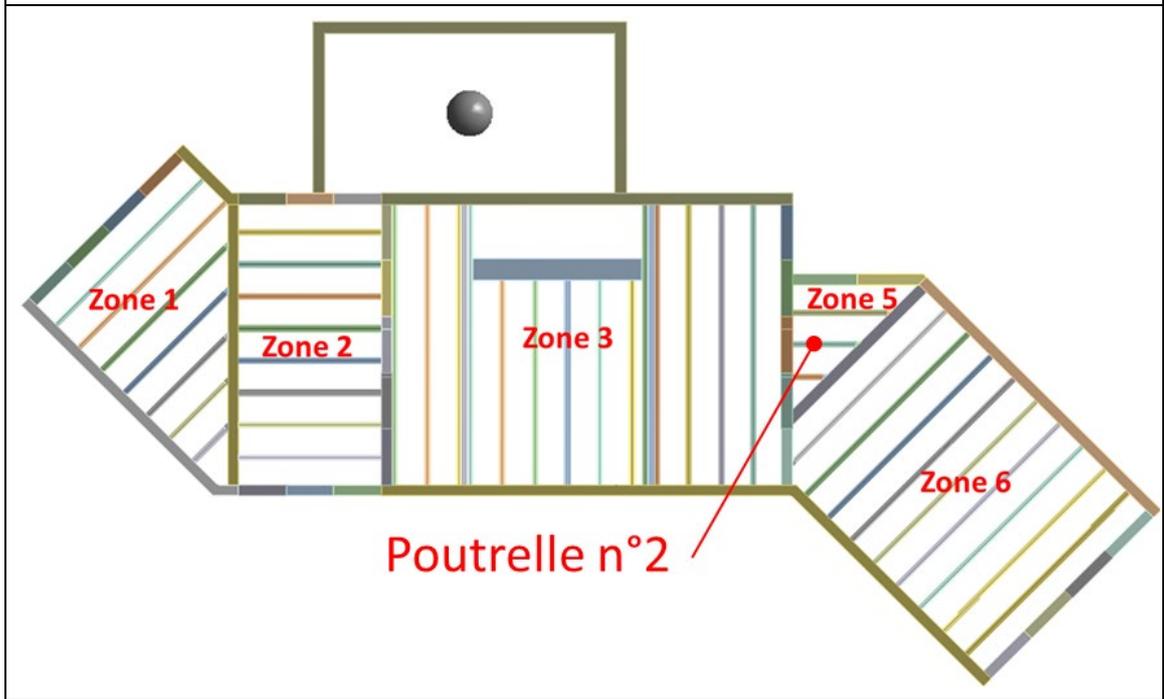


b. Emplacement des poutrelles

Figure 19 - Résultats pour la zone 3 du niveau RDC

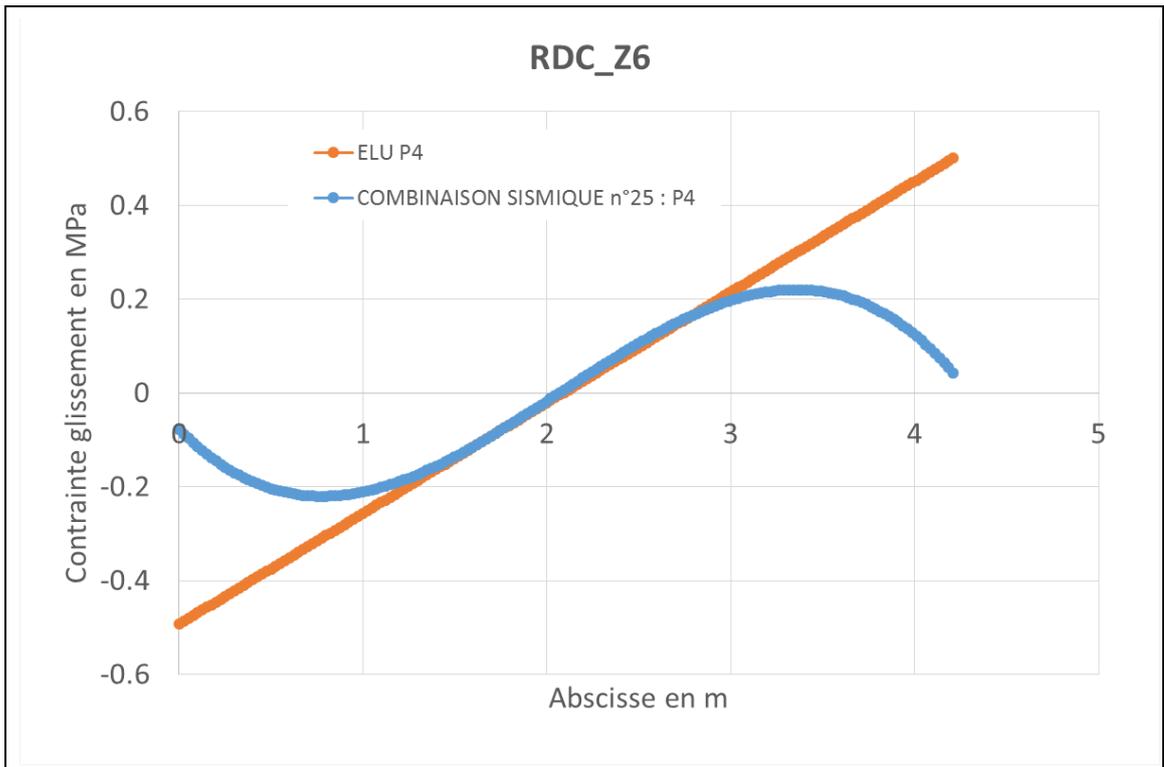


a. Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle

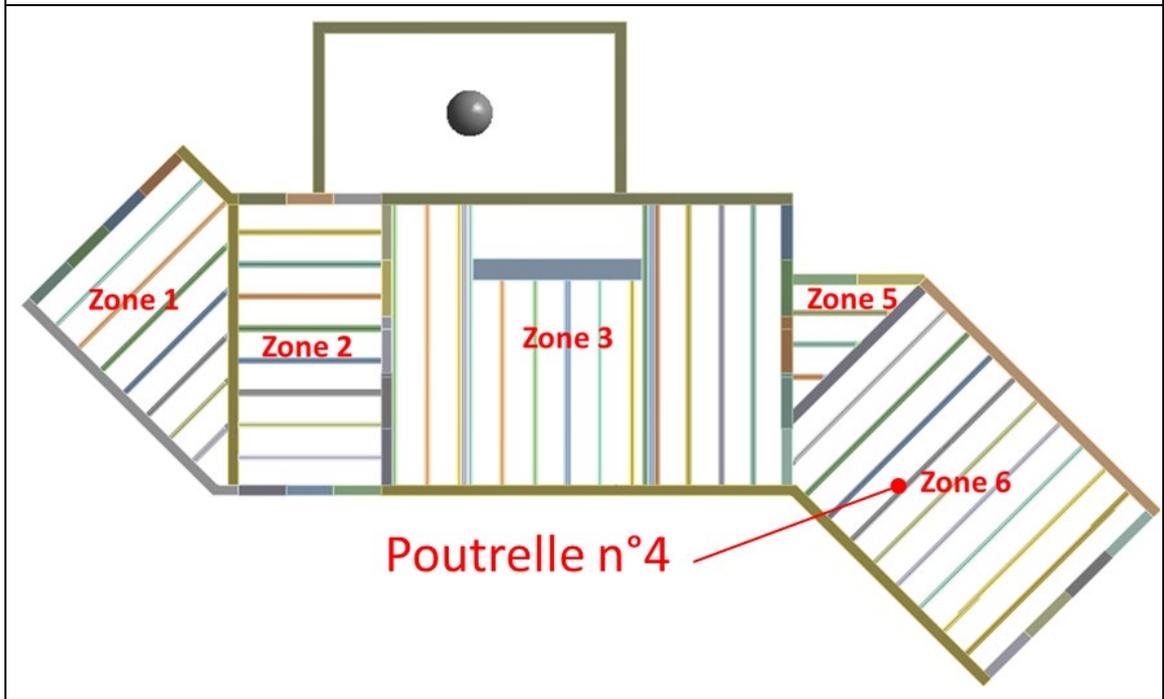


b. Emplacement des poutrelles

Figure 20 – Résultats pour la zone 5 du niveau RDC



a. Contrainte de glissement en fonction de l'abscisse de la poutrelle



b. Emplacement des poutrelles

Figure 21 – Résultats pour la zone 6 du niveau RDC

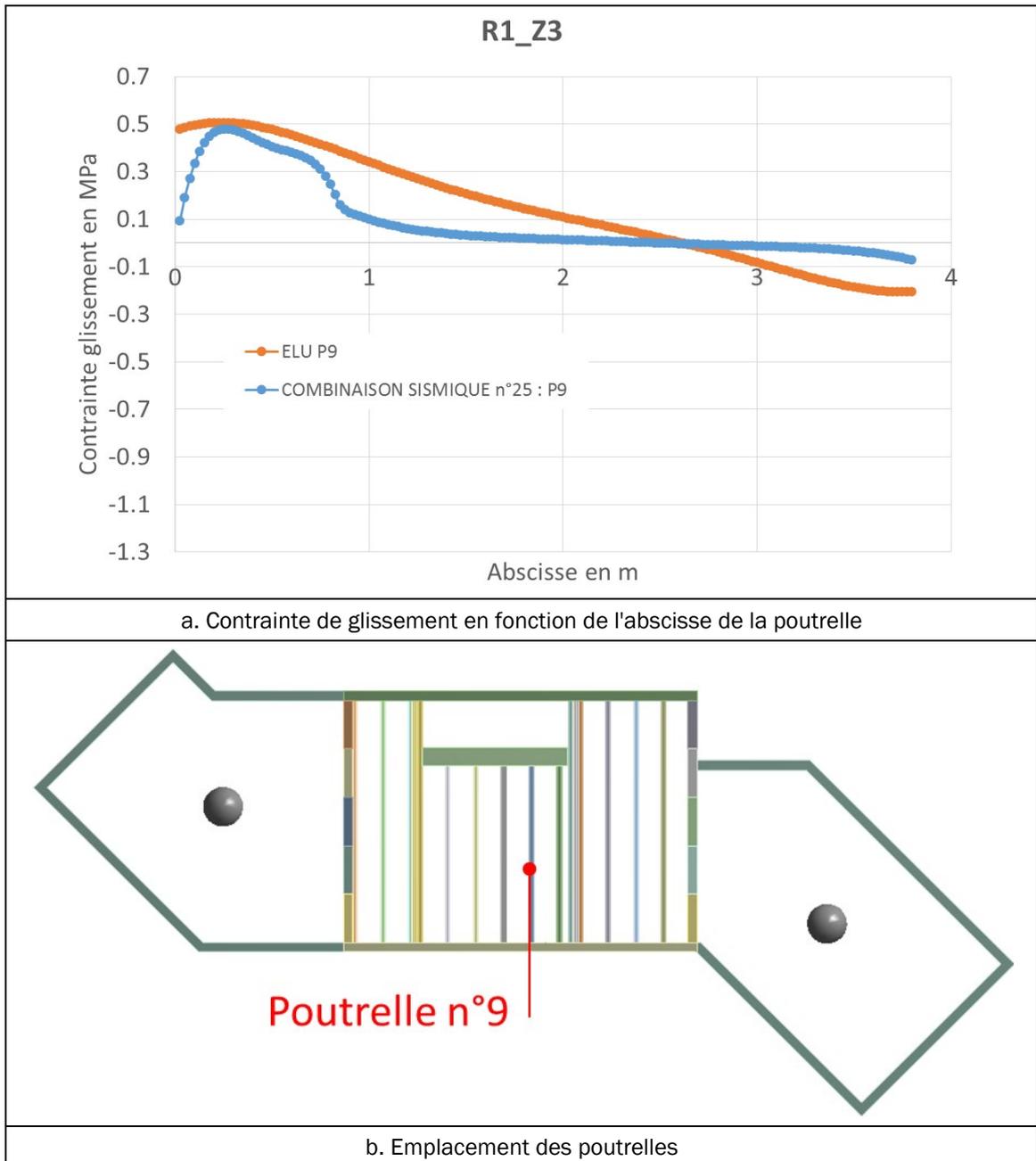


Figure 22 – Résultats pour la zone 3 du niveau R1

Pour l'ensemble des planchers, l'intensité maximale des contraintes de glissement calculées en situation sismique (courbes bleues ou jaunes) reste toujours inférieure aux valeurs calculées pour ces mêmes poutrelles pour la combinaison ELU fondamentale (courbes oranges ou grises).

Autrement dit, la vérification du monolithisme entre les poutrelles et le béton coulé en place n'est pas limitative pour ce type bâtiment en sismique indépendamment des intensités des surcharges.

Ces résultats rejoignent le paragraphe 4.3.3.5.2 de la NF EN 1998-1 compte tenu que l'accélération verticale en France métropolitaine n'est pas à prendre en compte dans le dimensionnement d'un ouvrage conformément à ce paragraphe. Autrement dit la combinaison ELU (1.35G + 1.5 Q) conduit à des sollicitations d'effort tranchant plus défavorable que la combinaison sismique (G+ $\Psi_2\phi Q$), rendant ainsi la combinaison ELU dimensionnante.

2.7.4. Vérification de la fonction tirant-buton

Les Figure 23 à Figure 28 montrent les efforts d'arrachement dans les différentes liaisons murs-planchers longitudinales et transversales (cf. Figure 4) et ceci par niveau (cf. Figure 7) en précisant la zone (cf. Figure 8).

A 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 du plancher sur le mur ;
- Effort avec un signe positif : il s'agit d'un effort d'arrachement du plancher sur le mur.

Sur chaque figure, l'effort par mètre linéaire est affiché à l'ELU statique et en sismique avec la position des liaisons sur le plancher lorsque l'intensité des efforts dépasse la limite de + 15 kN/ml. Par sécurité pour les combinaisons sismiques, l'ensemble des efforts dans les liaisons est considéré comme des efforts d'arrachement (y compris pour la partie $G+\Psi_2Q$ des combinaisons sismiques) étant donné qu'ils ne sont pas signés pour les parties E_x , E_y et E_z . L'effort maximal des tirants est affiché à la dernière ligne de chaque tableau.

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]
1	1	3.5	2.4
2	1	-1.1	1.1
3	1	-1.8	1.5
4	1	0.6	1.1
5	2	14.5	9.8
6	2	-2.7	2.1
7	2	1.4	3.8
8	2	5.7	6.2
9	2	3.1	7.4
10	2	12.0	7.0
11	3	5.2	8.9
12	3	-6.0	5.8
13	3	-12.2	9.1
14	3	-6.7	6.0
15	3	6.2	9.3
16	3	11.0	14.5
17	3	-3.7	4.0
18	3	-15.1	10.8
19	3	-8.8	6.5
20	3	2.3	2.7
21	5	-0.1	2.8
22	5	5.1	5.1
23	6	-9.9	10.2
24	6	-2.7	1.8
25	6	-0.4	1.5
26	6	0.8	0.7
27	6	-2.2	1.7
28	6	-2.2	1.6
29	6	1.1	1.8
30	4	-0.3	1.3
31	4	-1.1	1.2
32	4	1.1	2.1
33	4	3.4	4.5
34	4	-2.7	1.7
35	4	-0.6	1.1
Maximum		14.5	14.5

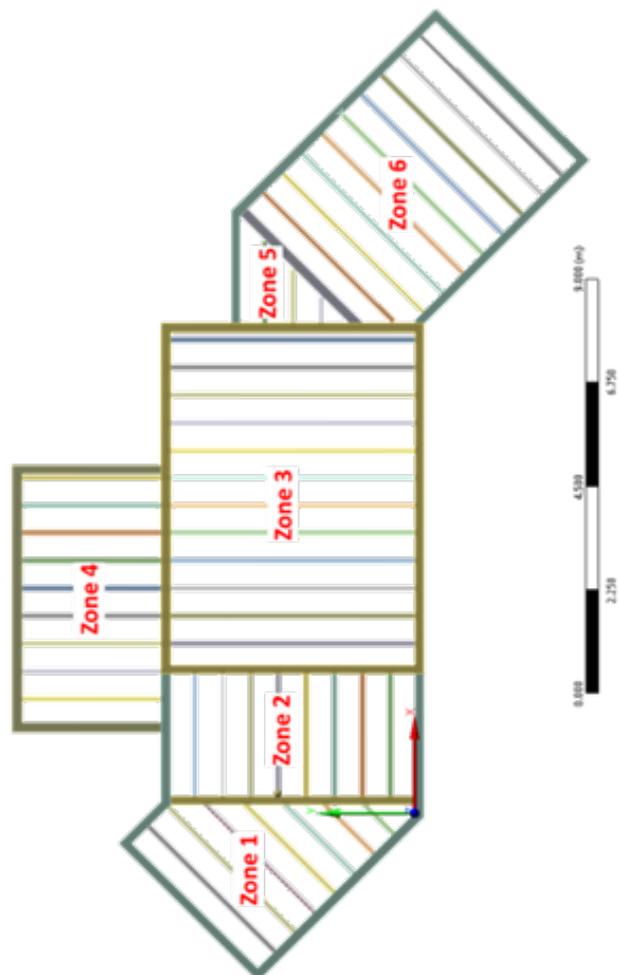


Figure 23 – Résultats des tirants transversaux au niveau VS

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]
1	1	2.6	1.9
2	1	-0.1	0.8
3	1	-0.7	1.3
4	1	0.4	0.3
5	2	15.3	9.7
6	2	-1.5	2.0
7	2	0.6	2.1
8	2	-1.6	7.4
9	2	-10.5	37.1
10	2	16.0	11.2
11	3	24.3	21.7
12	3	33.4	27.6
13	3	25.4	21.0
14	3	23.5	20.1
15	3	20.8	20.2
16	3	13.3	21.7
17	3	4.6	7.6
18	3	-10.8	13.9
19	3	5.5	31.2
20	3	2.8	5.0
21	5	0.1	0.4
22	5	6.4	4.1
23	6	-4.6	2.4
24	6	-0.5	7.3
25	6	1.4	7.3
26	6	0.8	0.4
27	6	-0.7	1.5
28	6	-0.7	1.6
29	6	1.1	1.1
Maximum		33.4	37.1

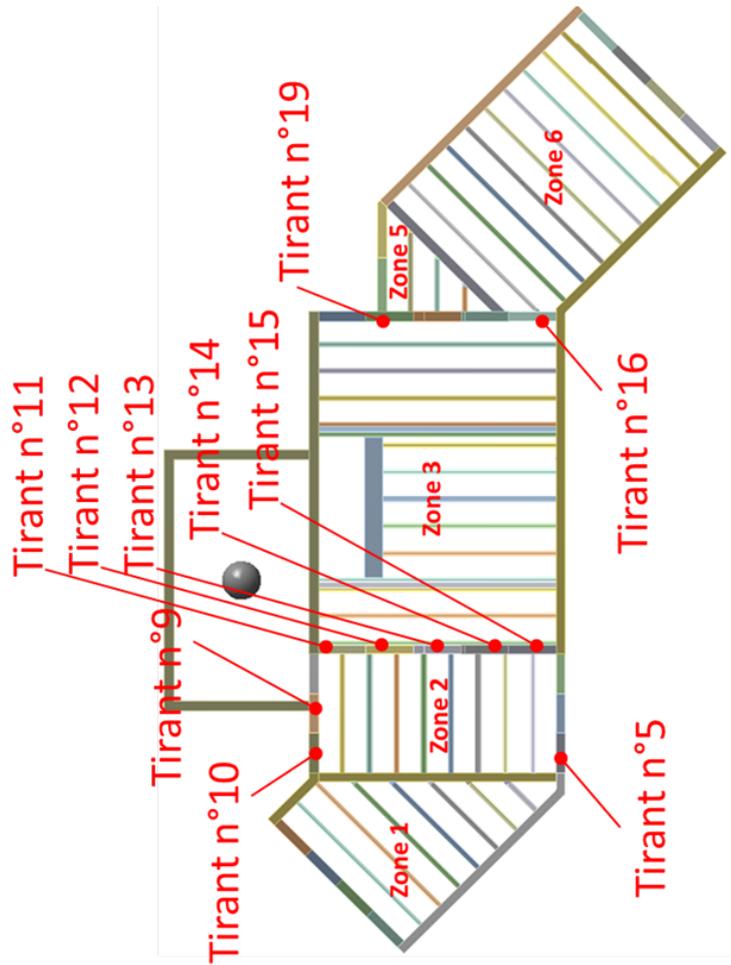


Figure 24 - Résultats des tirants transversaux au niveau RDC

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]
11	3	20.6	23.2
12	3	10.9	12.5
13	3	-2.8	10.4
14	3	0.8	11.6
15	3	18.0	22.5
16	3	-1.9	23.1
17	3	-21.4	25.1
18	3	-20.8	27.9
19	3	6.7	43.7
20	3	2.5	2.8
Maximum		20.6	43.7

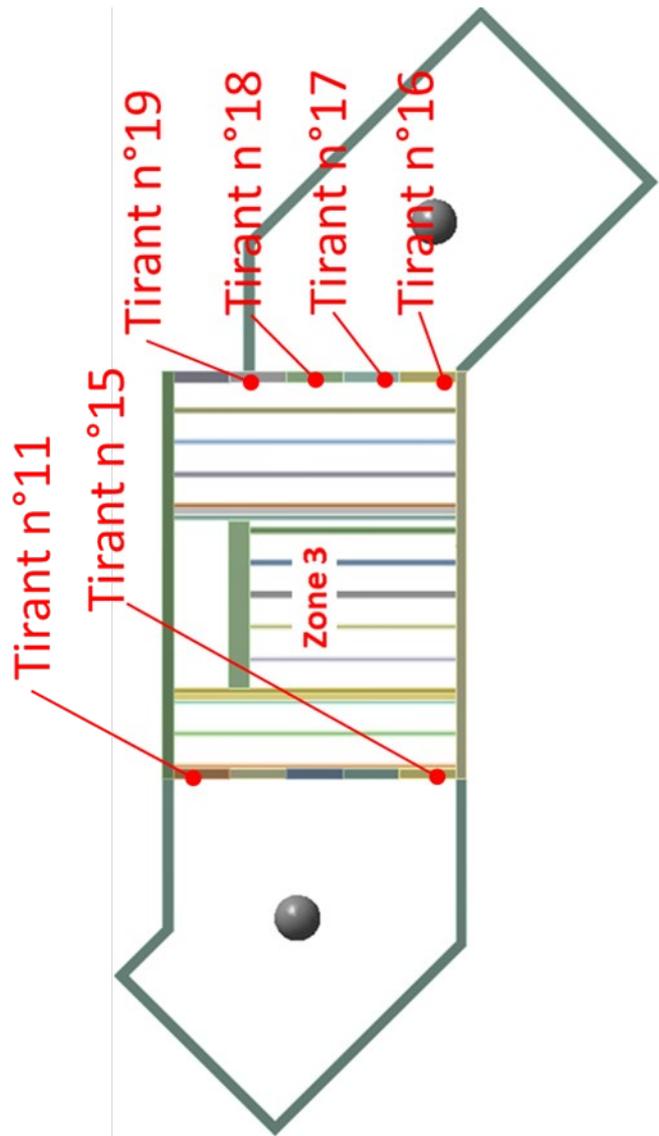


Figure 25 – Résultats des tirants transversaux au niveau R1

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]	N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]
1	1	1.1	4.2	50	3	-2.3	8.0
2	1	-3.2	5.2	51	3	-3.9	6.2
3	1	-4.6	6.2	52	3	-4.8	5.9
4	1	-3.6	5.6	53	3	-4.7	5.8
5	1	-8.4	15.0	54	3	-3.3	5.0
6	1	-3.0	6.6	55	3	6.1	6.8
7	1	7.2	7.7	56	5	-0.6	2.1
8	1	10.9	13.7	57	5	-14.6	10.3
9	1	16.5	16.6	58	5	-5.9	4.0
10	1	9.9	10.9	59	5	-8.6	7.9
11	1	-4.4	7.9	60	5	-3.9	3.3
12	1	-30.1	25.9	61	5	2.3	6.2
13	1	-26.8	29.8	62	6	13.5	14.6
14	1	-13.6	26.2	63	6	1.0	7.2
15	1	2.0	5.2	64	6	-3.7	8.0
16	2	-16.8	17.3	65	6	-3.5	8.0
17	2	-5.6	5.2	66	6	-10.3	13.8
18	2	1.7	4.1	67	6	-13.0	13.9
19	2	6.8	8.0	68	6	-4.3	6.9
20	2	12.9	13.5	69	6	-2.8	6.8
21	2	12.2	12.7	70	6	1.5	6.6
22	2	11.3	11.4	71	6	1.2	4.3
23	2	2.5	5.2	72	6	-3.0	5.3
24	2	7.4	9.7	73	6	-4.8	7.7
25	2	-3.4	4.7	74	6	-12.7	14.6
26	2	-8.5	6.6	75	6	-9.4	11.8
27	2	-11.7	8.8	76	6	-3.0	5.3
28	2	-11.5	8.7	77	6	-2.8	5.0
29	2	-7.3	5.9	78	6	-3.8	5.1
30	2	-1.6	4.3	79	6	1.8	4.7
31	2	5.4	10.0	80	4	4.4	6.9
32	3	3.7	5.9	81	4	-7.7	8.5
33	3	-5.2	4.1	82	4	-0.2	3.6
34	3	-15.2	9.1	83	4	-3.4	4.9
35	3	-13.6	10.1	84	4	-3.1	4.8
36	3	-4.4	4.9	85	4	-1.9	4.3
37	3	-6.1	6.0	86	4	-0.2	5.0
38	3	-3.7	4.9	87	4	2.0	9.9
39	3	-12.3	9.5	88	4	-1.0	16.3
40	3	-16.3	10.0	89	4	1.6	4.6
41	3	-6.8	5.1	90	4	-2.2	1.9
42	3	-1.0	1.9	91	4	-3.3	2.9
43	3	6.4	8.6	92	4	-3.9	3.5
44	3	6.3	7.6	93	4	-4.5	4.1
45	3	-1.6	1.6	94	4	-4.4	4.2
46	3	-5.5	4.0	95	4	-4.2	4.0
47	3	-4.2	3.3	96	4	-5.5	4.0
48	3	-8.4	10.1	97	4	-0.4	0.9
49	3	-13.1	23.4	Maximum		16.5	29.8

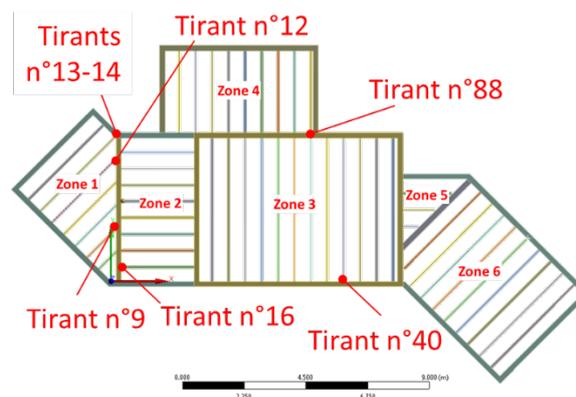


Figure 26 – Résultats des tirants longitudinaux au niveau VS

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]	N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]
1	1	1.6	3.7	41	3	7.3	4.0
2	1	-1.7	5.8	42	3	-2.0	2.9
3	1	-2.0	5.6	43	3	1.0	3.7
4	1	-1.5	5.9	44	3	3.2	3.6
5	1	0.3	10.1	45	3	-1.8	2.9
6	1	0.6	5.7	46	3	7.5	6.0
7	1	8.4	7.7	47	3	-10.4	24.8
8	1	14.4	16.2	48	3	-5.7	6.4
9	1	21.8	21.0	49	3	-12.3	12.2
10	1	14.2	14.1	50	3	-9.0	8.7
11	1	-1.7	7.6	51	3	-9.4	8.3
12	1	-28.1	26.3	52	3	-12.6	11.4
13	1	-20.2	28.6	53	3	-8.3	10.4
14	1	-7.3	29.8	54	3	9.8	7.5
15	1	3.0	4.9	55	3	8.9	15.3
16	2	-15.5	16.5	56	5	5.6	6.7
17	2	-1.6	4.9	57	5	-5.2	4.1
18	2	6.0	8.8	58	5	0.9	5.1
19	2	11.6	11.8	59	5	4.2	10.8
20	2	17.9	16.8	60	5	-4.8	8.1
21	2	16.4	15.5	61	5	7.0	8.2
22	2	13.5	13.4	62	6	9.7	16.0
23	2	0.1	7.7	63	6	-7.2	18.3
24	2	9.6	12.6	64	6	-1.3	6.2
25	2	0.3	5.0	65	6	-1.4	3.9
26	2	-3.3	5.1	66	6	0.7	6.2
27	2	-6.9	5.8	67	6	1.8	8.1
28	2	-2.4	3.5	68	6	-1.1	6.8
29	2	3.1	4.5	69	6	-1.9	5.7
30	2	8.5	8.1	70	6	2.1	4.7
31	2	11.1	12.0	71	6	1.5	2.9
32	3	9.3	10.1	72	6	-2.3	4.2
33	3	7.2	5.7	73	6	-1.2	4.5
34	3	2.0	2.0	74	6	1.5	4.3
35	3	6.0	2.7	75	6	0.0	3.8
36	3	-1.6	3.2	76	6	-2.0	3.7
37	3	0.2	1.8	77	6	-1.4	3.1
38	3	1.0	2.1	78	6	-1.4	6.5
39	3	26.7	15.6	79	6	1.9	4.8
40	3	-9.4	4.5	Maximum		26.7	29.8

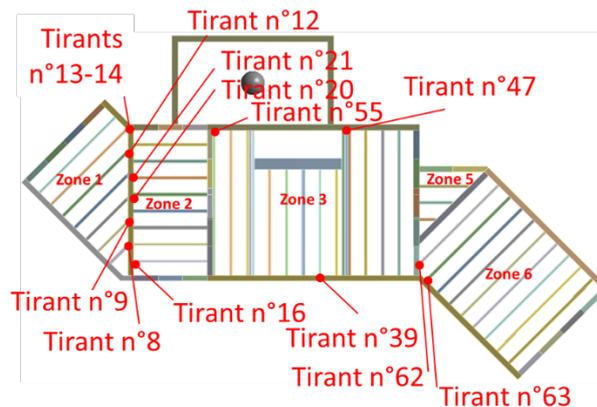


Figure 27 – Résultats des tirants longitudinaux au niveau RDC

N° tirant	Zone	Effort ELU [kN/ml]	Effort sismique max. [kN/ml]
32	3	6.6	6.1
33	3	3.2	2.7
34	3	1.3	2.8
35	3	4.2	2.3
36	3	-4.4	4.6
37	3	-4.5	4.9
38	3	-5.4	5.6
39	3	18.9	11.0
40	3	-10.2	5.6
41	3	6.0	3.6
42	3	-5.7	5.0
43	3	0.2	4.0
44	3	2.0	2.5
45	3	-0.7	3.1
46	3	3.5	2.3
47	3	0.4	8.0
48	3	-3.8	4.3
49	3	-12.6	12.5
50	3	-8.6	8.4
51	3	-9.2	7.9
52	3	-11.7	9.7
53	3	-10.2	14.2
54	3	8.0	5.5
55	3	7.0	8.3
Maximum		18.9	14.2

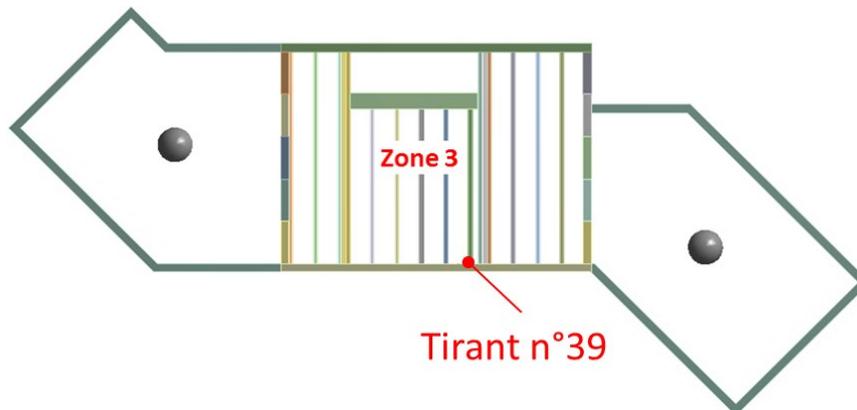


Figure 28 – Résultats des tirants longitudinaux au niveau R1

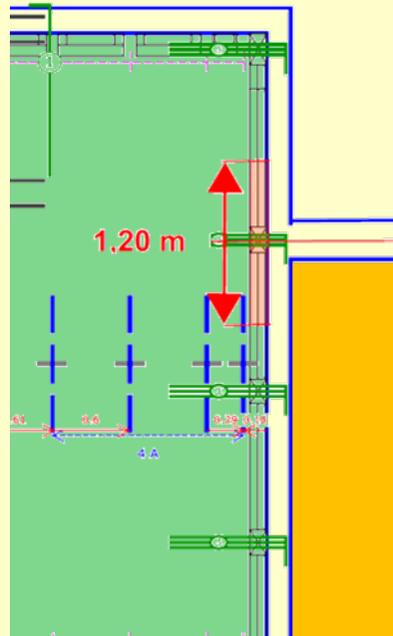
A noter que la valeur de traction de 18.9 kN/ml à l'ELU statique pour le tirant n° 39, figure 28, serait dans la réalité nivelé par les tirants voisins soumis à la compression conduisant à une valeur moyenne inférieure à 15 kN/ml ($(18.9-10.2-5.4)/3=3.3$ kN/ml). En complément et pour rappel à l'ELU une redistribution d'un effort ponctuel supérieur à 15 kN/ml est toujours autorisé, particulièrement pour une liaison ductile de type béton armé.

Pour cette maison, la limite de résistance de 15 kN/ml a été dépassée sur certains tirants avec une valeur maximale de 43.7 kN/ml obtenue sur le tirant transversal n° 19 au niveau R1 (cf. Figure 25). Tout comme le tirant transversal n°9 au niveau RDC (cf. Figure 24), ce tirant n° 19 a la particularité d'être à l'intersection de plusieurs murs, 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 particulières.

A noter que dans l'étude commune CSTB/CERIB, ce type de constat dans cette zone de plancher avait amené à développer un critère et des dispositions constructives particulières pour que ce type de bâtiment intègre le domaine d'emploi. Un extrait en jaune de cette étude avec le critère évoqué est présenté ci-après :

- ✓ **Critère e.** Pour les structures avec des décrochés avec interruption du plancher (cf. Figure 31), il est préconisé de renforcer la (ou les) liaison(s) longitudinale(s) située(s) dans une zone de largeur 1,20 m axée sur le décrochement :



Le renforcement peut être réalisé suivant deux possibilités :

- jumeler deux encoches comportant le ferrailage standard (doublant ainsi la capacité résistante) ;
- remplacer les 3 HA8 prévus en standard par 3 HA12.

Toutefois, ces décrochés seront limités par le rapport suivant :

$$\frac{\min[S'; S'']}{L^2} \leq 2$$

Où S' et S'' représentent les surfaces des deux zones de plancher séparées par le segment de longueur « L ».

Afin d'illustrer, deux exemples sont proposés :

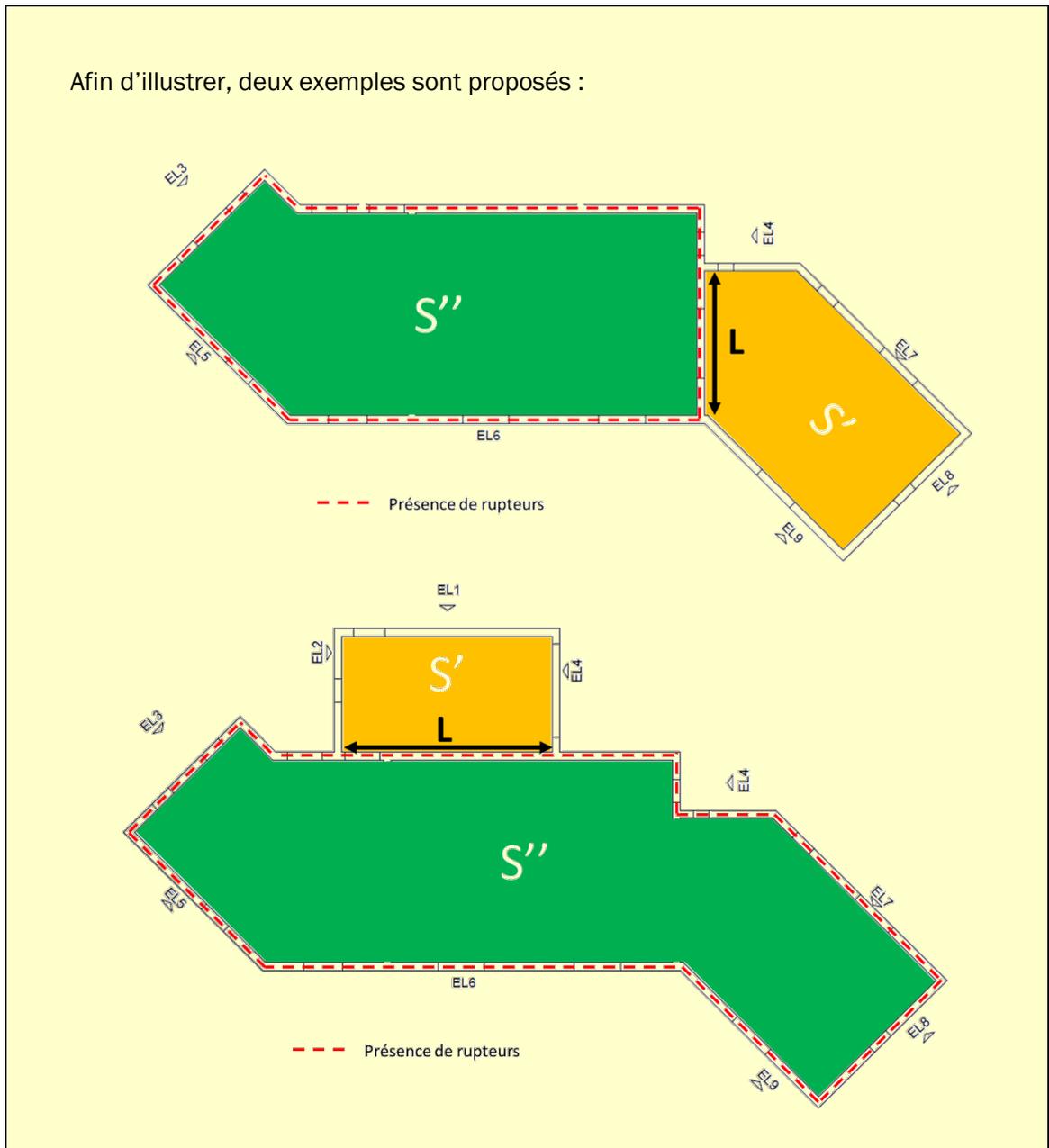


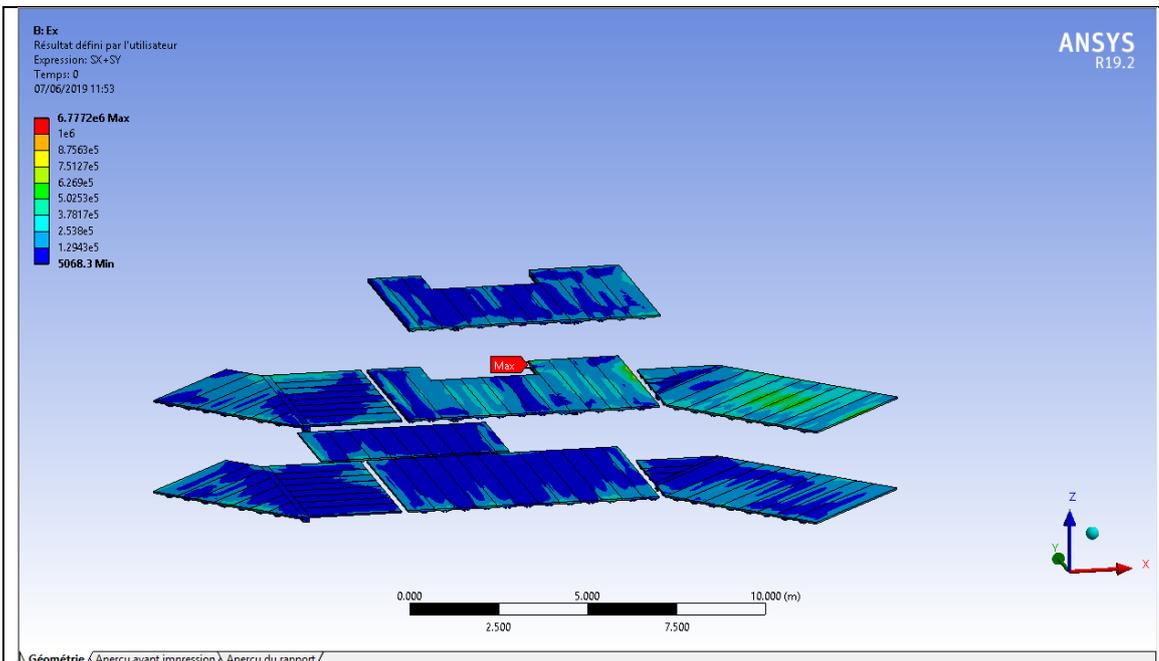
Figure 8 - Exemples de structures avec décrochés

En considérant que les tirants transversaux n°9 et n°19 sont traités avec un ferrailage complémentaire, le niveau d'effort pour l'ensemble des tirants de ce bâtiment est de 33.4 kN/ml (tirant transversal n°12 au niveau RDC, cf. Figure 24).

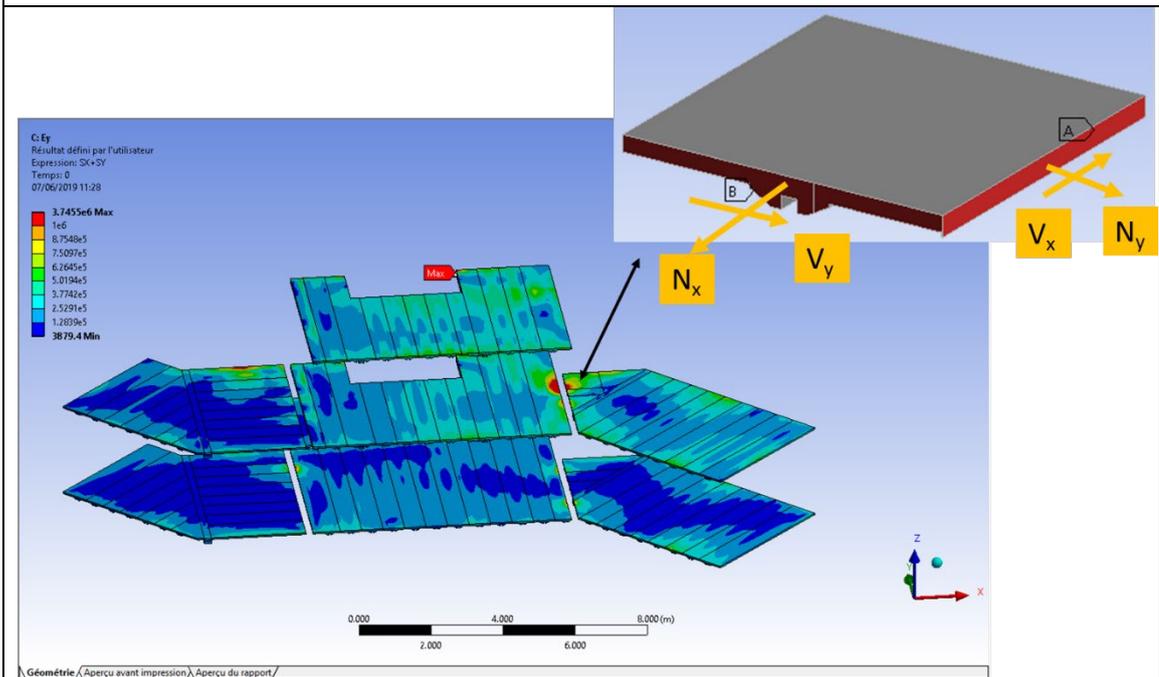
2.7.5. Vérification de la fonction diaphragme

Comme indiqué dans le rapport 393.I, les contraintes normales horizontales (σ_{xx} et σ_{yy} strictement positifs) sont sommées afin de localiser la zone ayant l'intensité la plus importante en zone courante de la table de compression. 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.

En observant cette combinaison des contraintes dans les différents planchers (cf. Figure 29) et suivant les différents types de calculs (séisme suivant l'axe X, séisme suivant l'axe Y) les zones les plus sollicitées dans ce cas se trouvent au niveau des liaisons murs-planchers. Une vérification de la fonction diaphragme a donc été réalisée sur une section de plancher de 1mx1m la plus sollicitée (cf. Figure 29b) ainsi que sur les liaisons transversales puisque les données d'entrée étaient directement disponibles (cf. paragraphe 2.7.4).



a. Résultats pour un séisme suivant X



b. Résultats pour un séisme suivant Y

 Figure 29 - Sommation des contraintes $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ pour chaque table de compression

Pour la section de plancher de la Figure 29b, les résultats sont présentés dans le Tableau 1.

	Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	Vy*1.3/500 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	Nx/500+0.5Vy/500 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	Vx*1.3/500 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	Ny/500+0.5Vx*1.3/500 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]
ELU	1220.10	190.20	0.00	0.00	0.01	0.03	0.00	0.00
Ex	1148.40	918.02	1.11	3.95	0.02	0.03	0.00	0.00
Ey	3183.80	1640.10	5.34	1.44	0.04	0.10	0.00	0.00
Ez	254.42	336.25	0.01	0.49	0.01	0.01	0.00	0.00
G+Ψ2Q STAT	45.54	383.96	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey+0.3Ez	2225.41	1894.89	2.71	4.54	0.05	0.08	0.00	0.00
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey+0.3Ez	315.13	910.83	-0.49	3.67	0.02	0.02	0.00	0.00
G+Ψ2Q+Ex+0.3Ey-0.3Ez	2072.76	1693.14	2.70	4.24	0.04	0.07	0.00	0.00
G+Ψ2Q+Ex-0.3Ey-0.3Ez	162.48	709.08	-0.50	3.37	0.02	0.01	0.00	0.00
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-71.39	58.85	0.50	-3.37	0.00	0.00	0.00	0.00
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-1981.67	-925.22	-2.70	-4.24	0.02	0.06	0.00	0.00
G+Ψ2Q-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-224.05	-142.91	0.49	-3.67	0.00	0.01	0.00	0.00
G+Ψ2Q-Ex-0.3Ey-0.3Ez	-2134.33	-1126.97	-2.71	-4.54	0.03	0.07	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey+0.3Ez	3650.19	2400.34	5.67	2.78	0.06	0.12	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey+0.3Ez	-2717.41	-879.86	-5.00	-0.11	0.02	0.08	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex+Ey-0.3Ez	3497.54	2198.59	5.66	2.48	0.06	0.11	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex-Ey-0.3Ez	-2870.07	-1081.61	-5.01	-0.40	0.03	0.08	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2961.15	1849.53	5.01	0.40	0.05	0.10	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey+0.3Ez	-3406.45	-1430.67	-5.66	-2.48	0.04	0.10	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex+Ey-0.3Ez	2808.50	1647.78	5.00	0.11	0.04	0.09	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex-Ey-0.3Ez	-3559.11	-1632.42	-5.67	-2.78	0.04	0.11	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey+Ez	1599.62	1487.65	1.95	2.11	0.04	0.06	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey+Ez	-310.66	503.59	-1.25	1.24	0.01	0.01	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex+0.3Ey-Ez	1090.78	815.15	1.92	1.13	0.02	0.04	0.00	0.00
G+Ψ2Q+0.3Ex-0.3Ey-Ez	-819.50	-168.91	-1.28	0.26	0.00	0.02	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey+Ez	910.58	936.83	1.28	-0.26	0.02	0.03	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey+Ez	-999.70	-47.23	-1.92	-1.13	0.00	0.02	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex+0.3Ey-Ez	401.74	264.33	1.25	-1.24	0.01	0.01	0.00	0.00
G+Ψ2Q-0.3Ex-0.3Ey-Ez	-1508.54	-719.73	-1.95	-2.11	0.02	0.05	0.00	0.00
MAX					0.06	0.12	0.00	0.00

Tableau 1 – Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher situé au niveau RDC

Les résultats montrent que le ferrailage minimum de 0.6 cm²/ml est suffisant pour cette zone de plancher car le taux de ferrailage maximal obtenu est de 0.12 cm²/ml.

Ce même travail a été effectué sur les données disponibles des liaisons transversales, étant donné que ce type de liaisons est le moins ferrillé (contrairement à la liaison longitudinale).

Le Tableau 2 résume les résultats tandis que la Figure 30 positionne les tirants pour lesquels le taux de ferrailage de 0.6 cm²/ml est insuffisant.

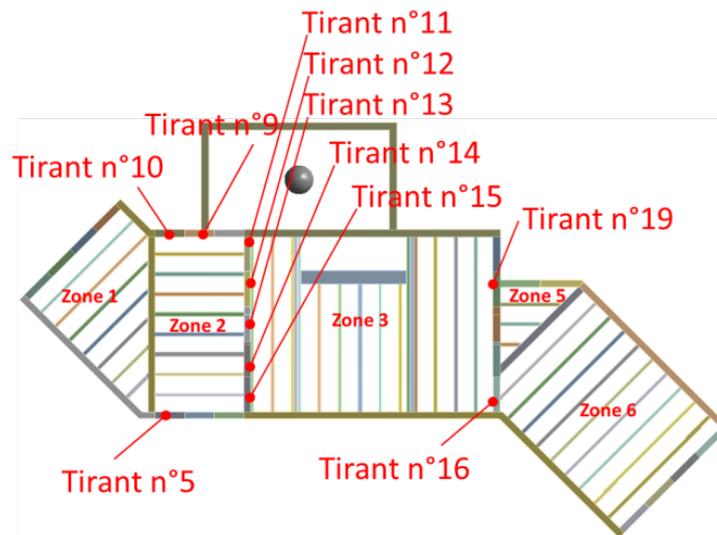


Figure 30 – Position des tirants pour lesquels le taux de ferrailage pour la fonction diaphragme est insuffisant

N° tirant	VS				RDC				R1			
	ELU		Sismique		ELU		Sismique		ELU		Sismique	
	V*1.3/50 0 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	N/500+0. (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	V*1.3/50 0 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	N/500+0. (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	V*1.3/50 0 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	N/500+0. (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	V*1.3/50 0 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	N/500+0. (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	V*1.3/50 0 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	N/500+0. (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	V*1.3/50 0 (<0.6 cm ² ?) [cm ²]	N/500+0. (<0.6 cm ² ?) [cm ²]
1	0.27	0.22	0.23	0.16	0.13	0.13	0.16	0.12				
2	0.01	0.03	0.10	0.07	0.10	0.05	0.16	0.09				
3	0.05	0.07	0.12	0.09	0.14	0.08	0.20	0.13				
4	0.07	0.05	0.15	0.10	0.09	0.05	0.11	0.06				
5	0.07	0.37	0.10	0.25	0.05	0.38	0.15	0.25				
6	0.17	0.15	0.16	0.12	0.01	0.04	0.18	0.13				
7	0.11	0.09	0.15	0.15	0.05	0.04	0.13	0.11				
8	0.11	0.19	0.21	0.23	0.05	0.06	0.48	0.39				
9	0.38	0.26	0.32	0.30	0.18	0.33	0.27	0.88				
10	0.44	0.50	0.41	0.34	0.44	0.59	0.46	0.45				
11	0.03	0.14	0.19	0.25	0.24	0.68	0.30	0.58	0.70	0.82	0.68	0.77
12	0.02	0.15	0.16	0.20	0.05	0.79	0.16	0.63	0.30	0.40	0.41	0.45
13	0.02	0.29	0.17	0.25	0.13	0.65	0.33	0.56	0.21	0.17	0.29	0.35
14	0.08	0.19	0.21	0.22	0.01	0.54	0.20	0.49	0.51	0.28	0.60	0.53
15	0.19	0.24	0.26	0.32	0.04	0.50	0.19	0.49	0.55	0.69	0.67	0.78
16	0.11	0.31	0.22	0.39	0.00	0.30	0.19	0.53	0.16	0.12	0.31	0.58
17	0.13	0.15	0.27	0.21	0.11	0.16	0.17	0.22	0.04	0.51	0.19	0.58
18	0.02	0.36	0.18	0.30	0.14	0.32	0.38	0.47	0.17	0.57	0.26	0.68
19	0.01	0.21	0.14	0.18	0.15	0.20	0.19	0.72	0.07	0.19	0.46	1.10
20	0.12	0.11	0.19	0.15	0.15	0.14	0.30	0.25	0.06	0.09	0.30	0.21
21	0.09	0.05	0.12	0.10	0.01	0.01	0.01	0.01				
22	0.01	0.12	0.13	0.16	0.00	0.15	0.08	0.12				
23	0.39	0.42	0.40	0.40	0.37	0.29	0.37	0.23				
24	0.18	0.15	0.19	0.13	0.07	0.05	0.28	0.29				
25	0.21	0.11	0.20	0.13	0.37	0.22	0.52	0.40				
26	0.08	0.06	0.15	0.09	0.08	0.06	0.24	0.12				
27	0.01	0.06	0.09	0.08	0.00	0.02	0.27	0.15				
28	0.00	0.05	0.09	0.08	0.05	0.04	0.30	0.18				
29	0.10	0.07	0.19	0.13	0.06	0.05	0.21	0.12				
30	0.07	0.04	0.14	0.09								
31	0.08	0.06	0.13	0.08								
32	0.01	0.03	0.08	0.08								
33	0.07	0.11	0.28	0.22								
34	0.08	0.10	0.37	0.22								
35	0.01	0.02	0.22	0.13								
MAX	0.44	0.50	0.41	0.40	0.44	0.79	0.52	0.88	0.70	0.82	0.68	1.10

Tableau 2 - Vérification de la fonction diaphragme pour chaque niveau et pour chaque tirant transversal

Concernant les tirants n°9 et n°19 où le taux de ferrailage requis est respectivement de 0.88 et de 1.1 cm²/ml et comme expliqué dans le paragraphe 2.7.4, des dispositions de ferrailage particulières devront être mises en place.

Ainsi en analysant le Tableau 2, un taux de ferrailage minimum de 0.82 cm²/ml serait plus adapté pour cette maison individuelle étant donné que la limite de 0.6 cm²/ml est dépassée pour certains tirants et notamment le tirant 11 du niveau R1 nécessitant un taux de ferrailage de 0.82 cm²/ml.

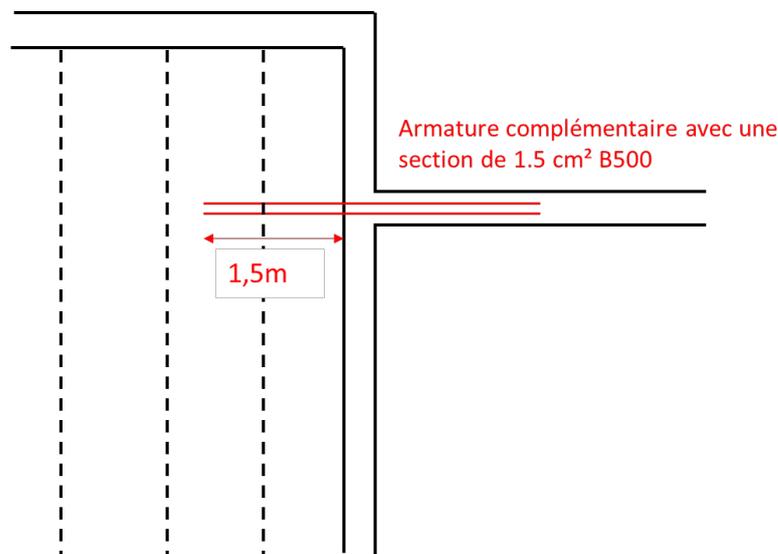
3. Conclusion

Dans cette étude, les vérifications numériques sous sollicitations sismiques des planchers poutrelles/entrevous de cette maison irrégulière complexe ont permis de montrer des résultats acceptables à condition que certaines limites de résistance, notamment, soient revues à la hausse pour des bâtiments sortant du domaine des CPMI.

Au vu des résultats de cette étude, trois recommandations 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 :

- a) Pour la vérification de la fonction tirant, une disposition forfaitaire devra permettre d'équilibrer 33.4 kN/ml sans autre vérification par le calcul et dans une combinaison accidentelle ;
- b) Pour la vérification de la fonction diaphragme, le taux de ferrailage minimal B500 devra être de 0.82 cm²/ml ;
- c) Concernant les dispositions particulières de ferrailage et les aspects géométriques de ce type de bâtiment, l'un des critères de l'étude rupteurs présentés précédemment pourra être repris en l'adaptant de la manière suivante :

Pour les structures avec des décrochés avec interruption du plancher, comme le tirant transversal n°9 du niveau RDC (Figure 24) ou n°19 du niveau R+1 (Figure 25), il est préconisé de renforcer la (ou les) liaison(s) au niveau de ce décrochement :



Le renforcement des jonctions de mur sera réalisé avec un taux d'armature de 1.5 cm² B500.

Toutefois, ces décrochés seront limités par le rapport suivant :

$$\frac{\min[S'; S'']}{L^2} \leq 2$$

Où S' et S'' représentent les surfaces des deux zones de plancher séparées par le segment de longueur « L ».

Afin d'illustrer, deux exemples sont proposés :

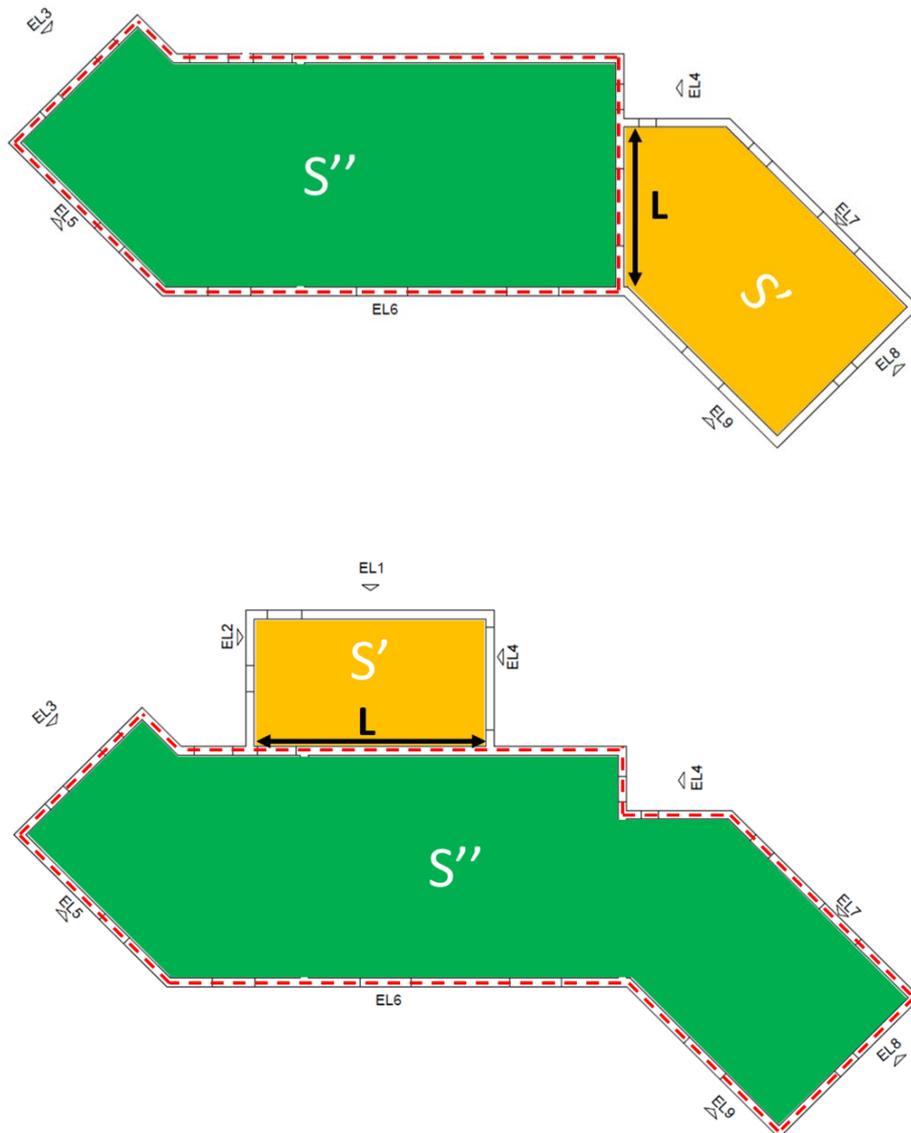


Figure 31 – Exemples de structures avec décrochés

Ces conclusions sont toutefois à mettre en face d'hypothèses sécuritaires comme le type de sol E qui conduit à un coefficient sismique $S=1.8$ contre un coefficient de 1.5 si le sol C plus courant était considéré, soit une réduction de 17% des efforts obtenus. Le tirant le plus sollicité passerait donc de 33.4 kN/ml à 27.7 kN/ml tandis que le taux de ferrailage maximal obtenu passerait de 0.82 cm²/ml à 0.68 cm²/ml.

On note également par ailleurs que dans le cas où le sol est de type A ou B et moyennant les dispositions particulières présentées précédemment dans la puce c), les dispositions de ferrailage définies dans les règles CPMI (0.6 cm²/ml) s'avèrent suffisantes.

Annexe 1 – Rapport d'expertise de Monsieur BISCH du 07/02/2018



Cisaillement entre dalle et poutrelle

1. Références

{1} Rapport CERIB 393.1 : « 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 $G + \psi_2 Q + E_2$. 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 :

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

en supposant que σ_n a une influence faible sur la résistance et en prenant ici le même f_{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 :

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

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

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

avec $\varphi = 0,5$, 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} :

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

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

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

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

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

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

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. 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 ₁ lisse	C _{2a} rugueuse
v _{rdi} NF EN 15037-1	MPa	0,48	0,55
Avis techniques τ_{cu}	MPa	0,55	0,69
c (6.25)		0,2	0,4
v _{rdi} (6.25) durable	MPa	0,24	0,48
v _{rdi} (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 $V_{cu \text{ corrigé}}$ 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 $f_{ctd}(\text{séisme}) = 1,38$ 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.

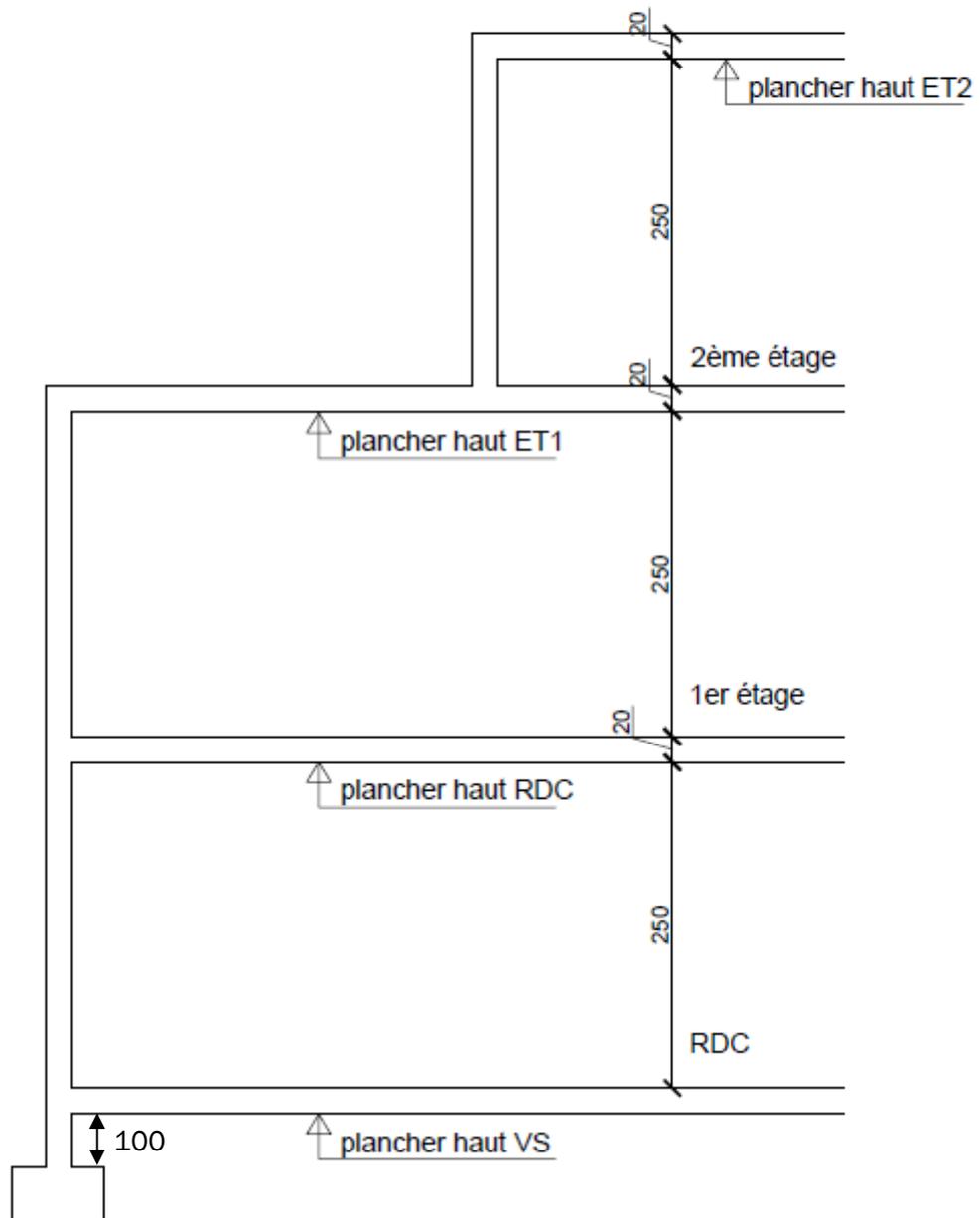
- Les essais conçus pour faire apparaître la rupture par glissement en premier ont souvent montré un premier mécanisme en flexion ou par effort tranchant pour les poutrelles. Ceci montre bien que, dans les conditions des expériences, en statique et en dynamique, les formules de vérification du glissement 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_{rdi} 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

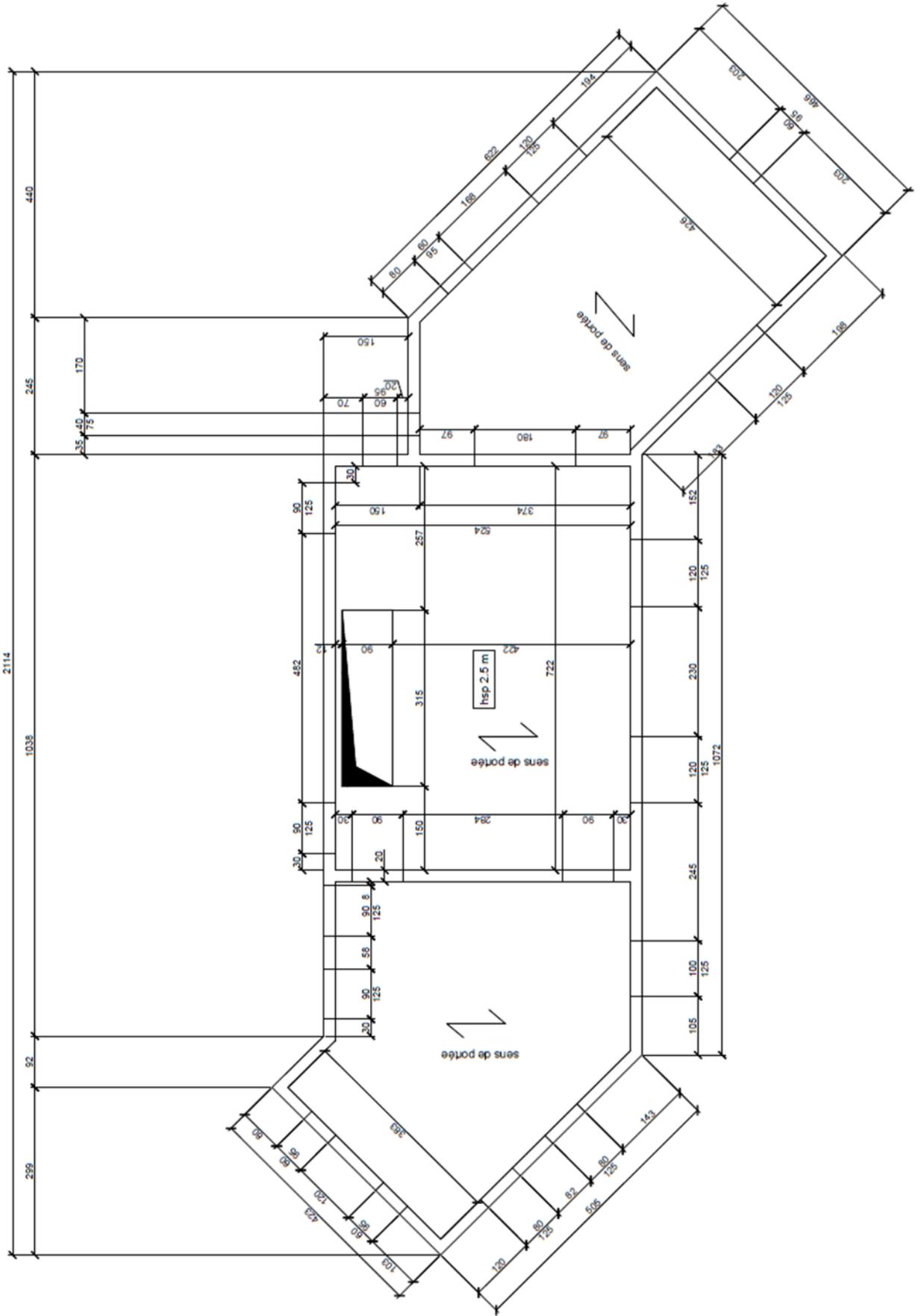
11/04/2018

Annexe 2 – Plans de la maison irrégulière complexe

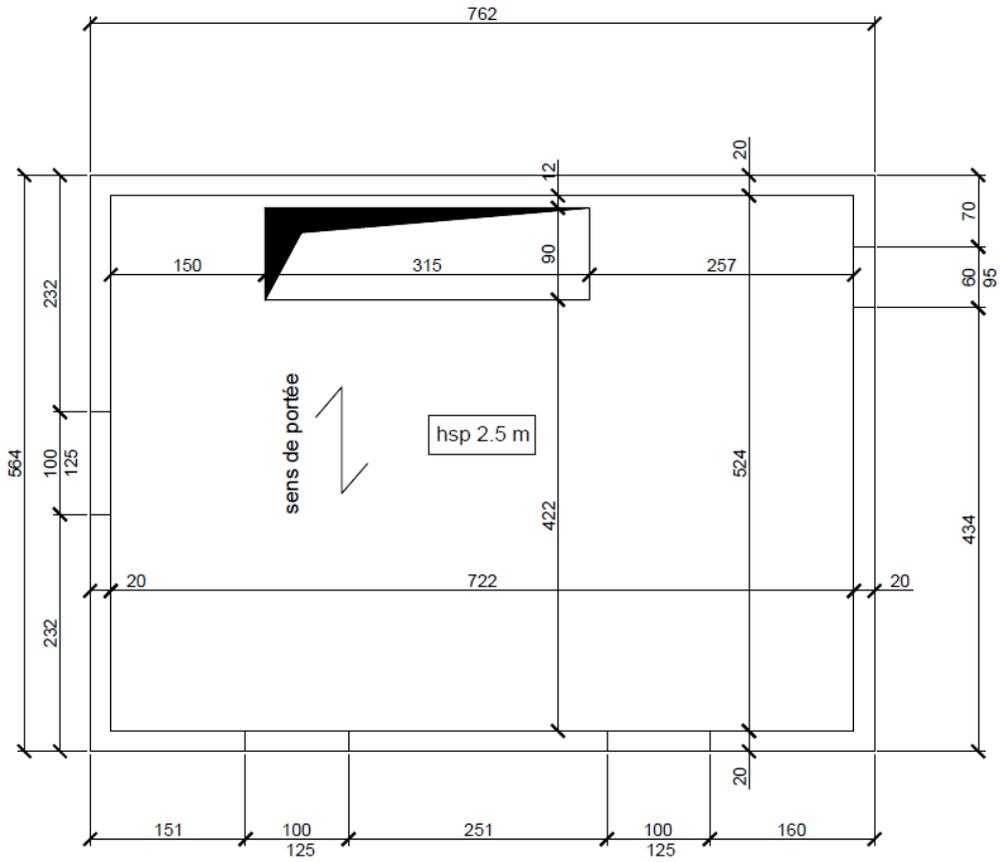
COUPE DE PRINCIPE

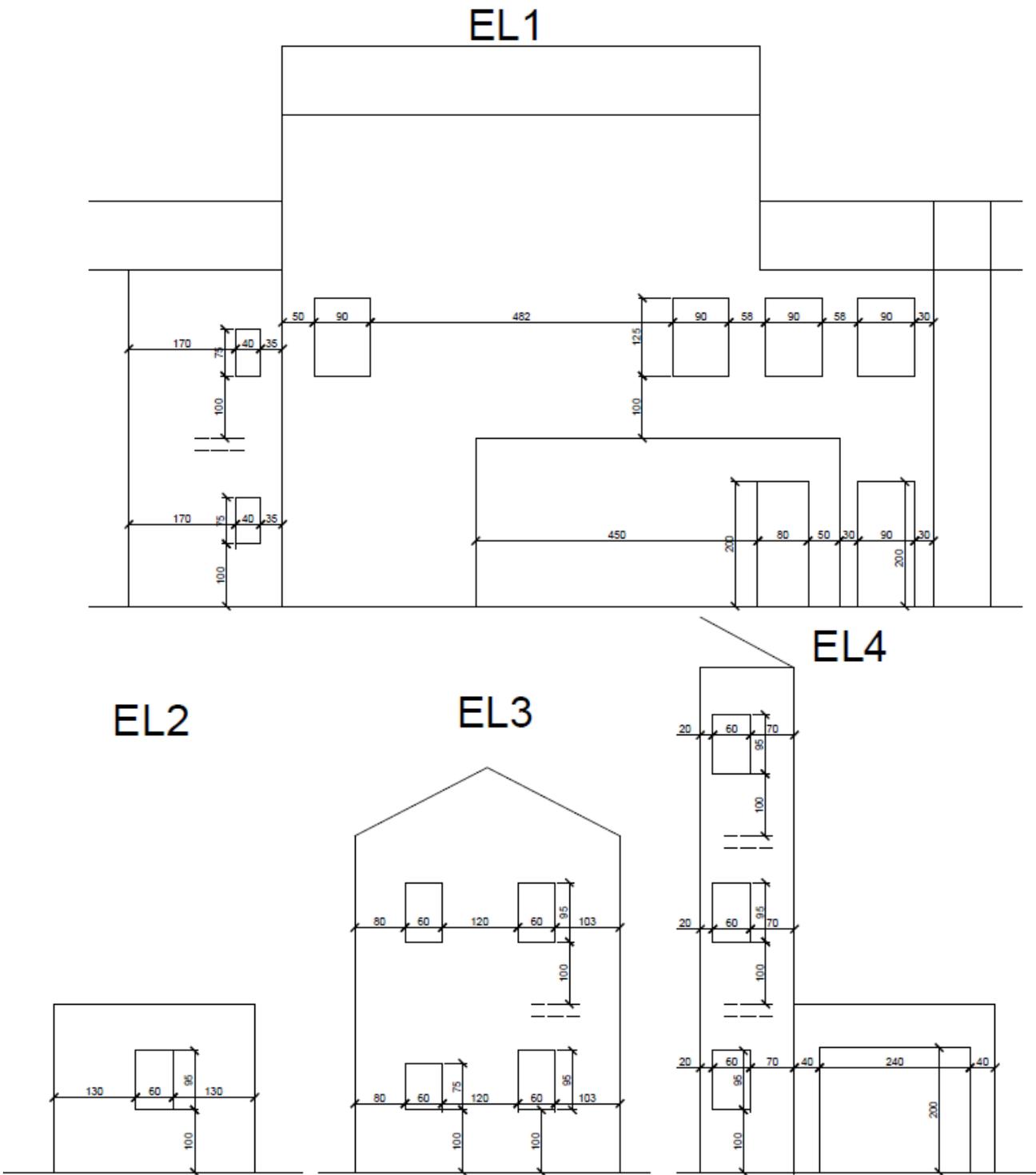


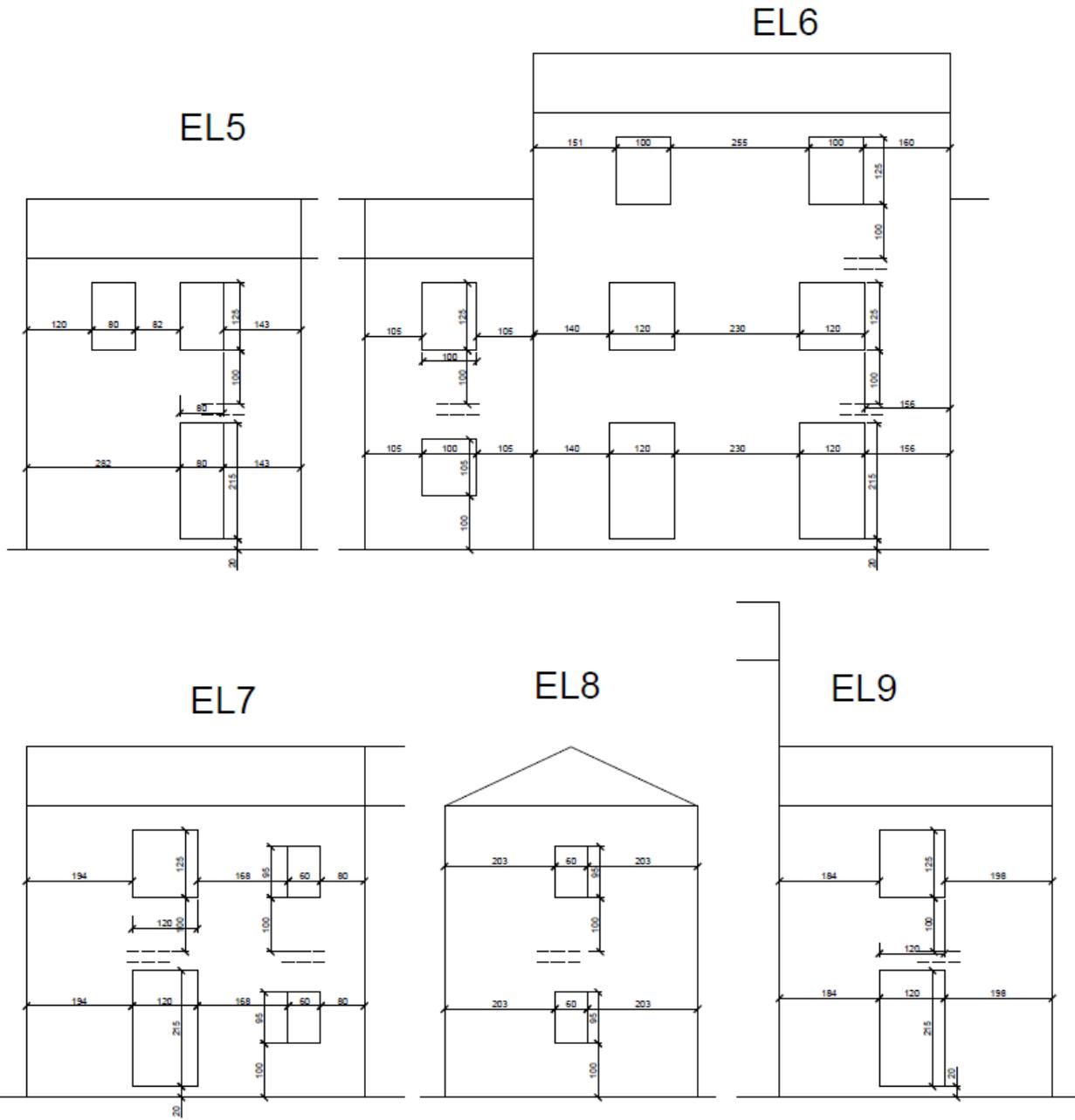
VUE EN PLAN PLANCHER ETAGE 1



VUE EN PLAN ETAGE 2







Annexe 3 – Plans pose des poutrelles

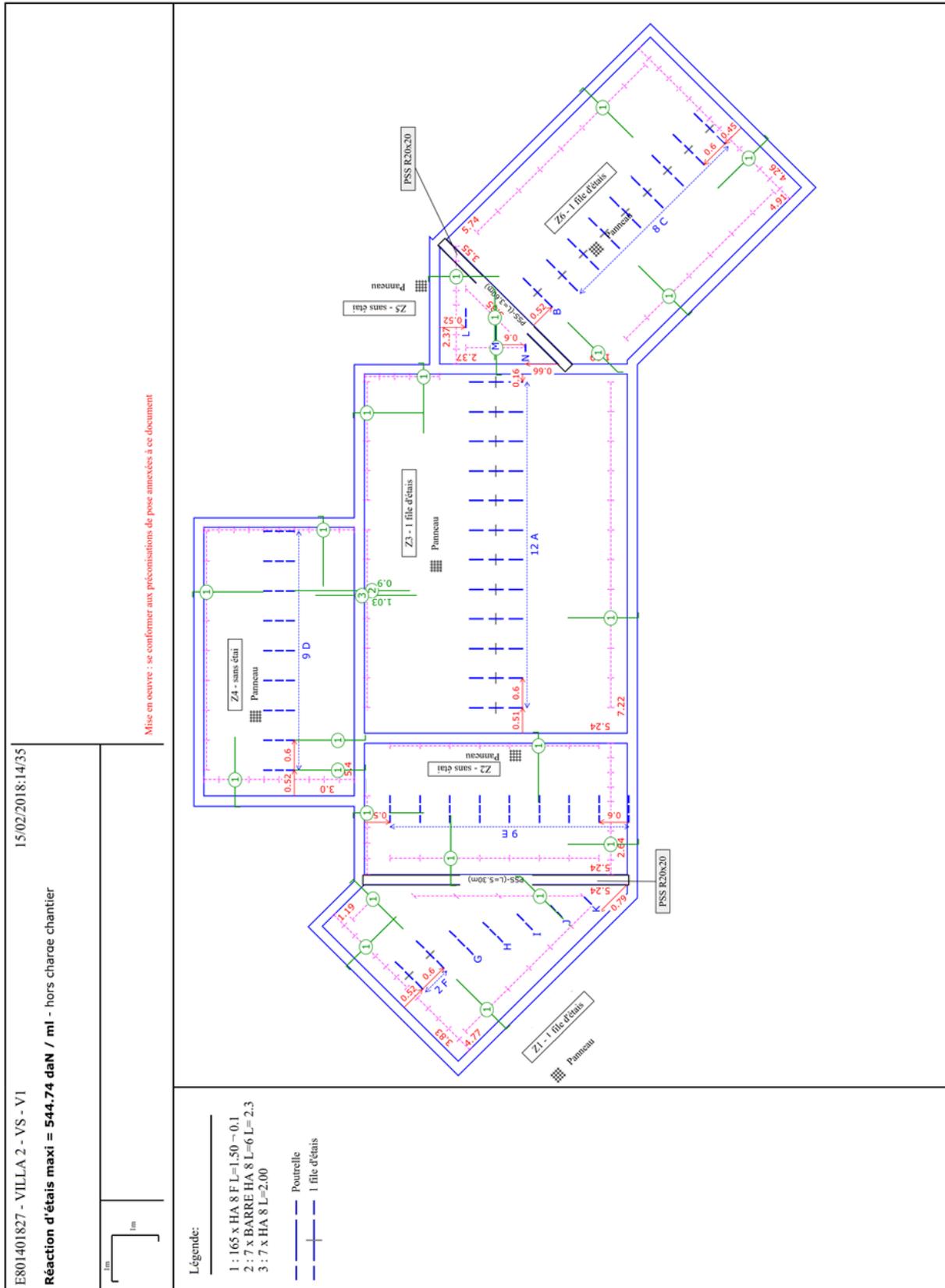


Figure 32 – Haut vide sanitaire

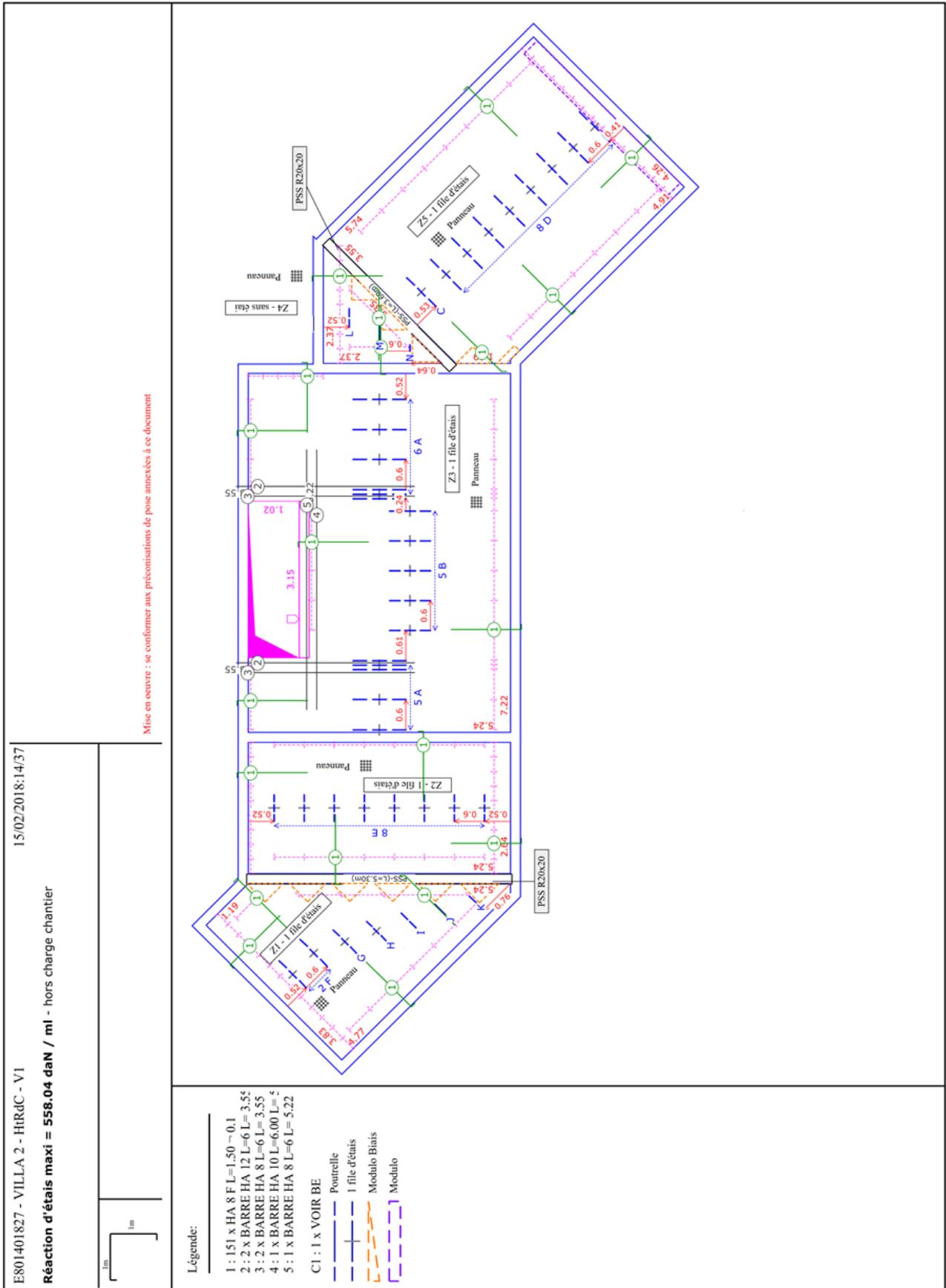


Figure 33 - Haut rez-de-chaussée

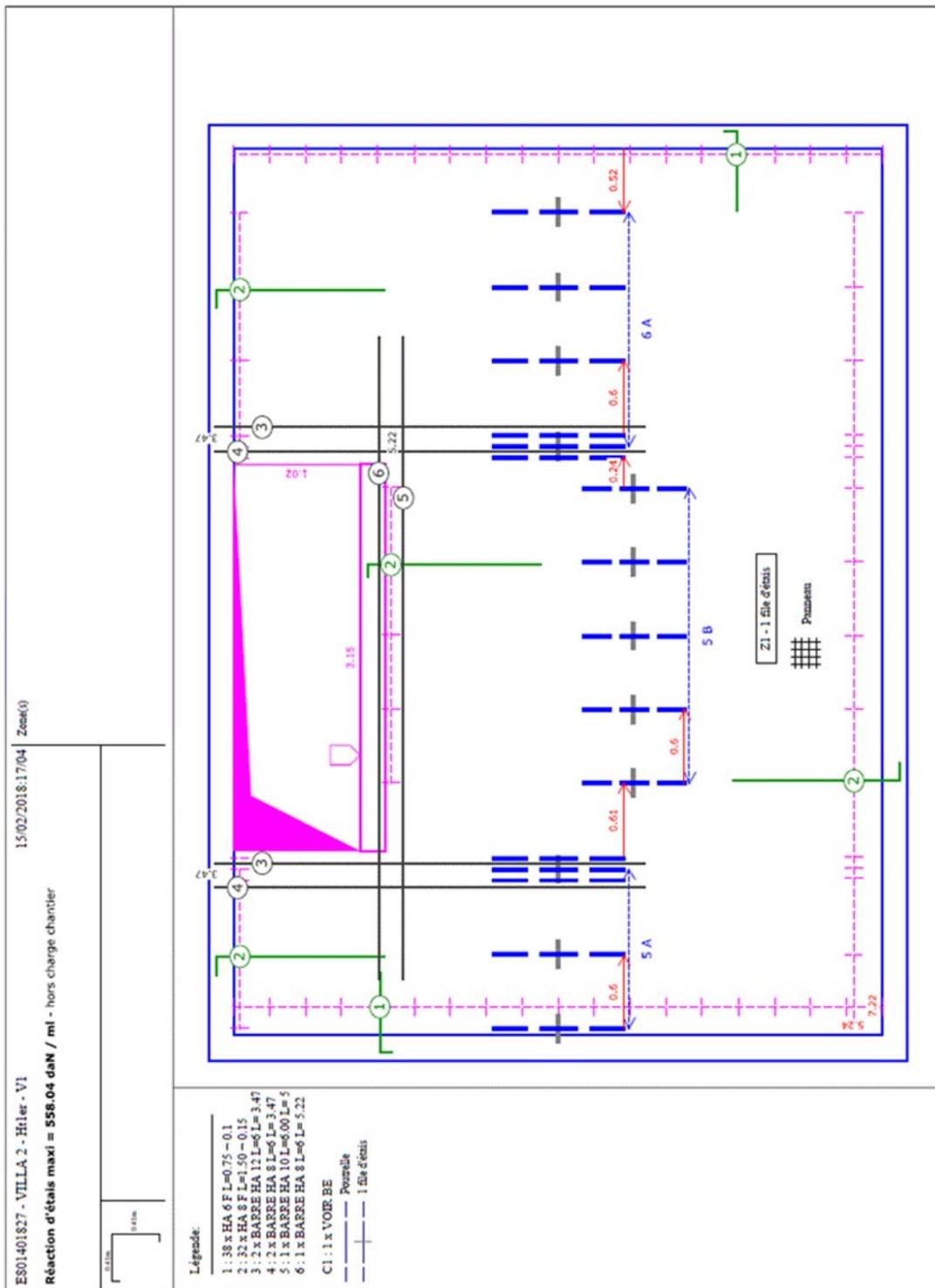


Figure 34 - Haut 1^{er} étage

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
Septembre 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] Arrêté du 25 octobre 2012 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 »
- [4] 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
- [5] NF EN 1990
Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures
Mars 2003
- [6] NF EN 15037-1
Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie 1 : poutrelles
Septembre 2008
- [7] NF EN 1992-1-1
Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments
Octobre 2005
- [8] CPT Planchers - 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
Groupe spécialisé 3 structures, planchers et autres composants structuraux
e-Cahiers du CSTB, septembre 2012
- [9] Rapport CERIB n°393.I : Vérification des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique : définition d'une méthodologie de calculs

Index des figures

Figure 1 - 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.....	10
Figure 2 – Schéma permettant de déterminer la contrainte de glissement entre une poutrelle et la table de compression.....	11
Figure 3 – Détails du montage des planchers à poutrelles-entrevous 12+5 cm du bâtiment étudié	12
Figure 4 - Découpage des liaisons murs-planchers.....	13
Figure 5 - Exemple d'une surface d'un mètre carré, où les efforts sur deux facettes de la table de compression sont extraits	14
Figure 6 – Maison irrégulière complexe.....	15
Figure 7 – Dénomination des niveaux des planchers.....	16
Figure 8 – Zonages pour chaque plancher à chaque niveau	17
Figure 9 – Mode fondamental suivant X ($f= 13.5$ Hz).....	18
Figure 10 – Mode fondamental suivant Y ($f=9.7$ Hz).....	18
Figure 11 – Résultats pour la zone 1 du niveau VS	19
Figure 12 – Résultats pour la zone 2 du niveau VS	20
Figure 13 – Résultats pour la zone 3 du niveau VS	21
Figure 14 – Résultats pour la zone 4 du niveau VS	22
Figure 15 – Résultats pour la zone 5 du niveau VS	23
Figure 16 – Résultats pour la zone 6 du niveau VS	24
Figure 17 – Résultats pour la zone 1 du niveau RDC	25
Figure 18 – Résultats pour la zone 2 du niveau RDC	26
Figure 19 – Résultats pour la zone 3 du niveau RDC	27
Figure 20 – Résultats pour la zone 5 du niveau RDC	28
Figure 21 – Résultats pour la zone 6 du niveau RDC	29
Figure 22 – Résultats pour la zone 3 du niveau R1.....	30
Figure 23 – Résultats des tirants transversaux au niveau VS.....	31
Figure 24 – Résultats des tirants transversaux au niveau RDC.....	32
Figure 25 – Résultats des tirants transversaux au niveau R1	33
Figure 26 – Résultats des tirants longitudinaux au niveau VS.....	34
Figure 27 – Résultats des tirants longitudinaux au niveau RDC.....	35
Figure 28 – Résultats des tirants longitudinaux au niveau R1	36
Figure 29 - Sommation des contraintes $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ pour chaque table de compression.....	40
Figure 30 – Position des tirants pour lesquels le taux de ferrailage pour la fonction diaphragme est insuffisant	41
Figure 31 – Exemples de structures avec décrochés	44
Figure 32 – Haut vide sanitaire	57
Figure 33 – Haut rez-de-chaussée	58
Figure 34 – Haut 1 ^{er} étage.....	59

Index des tableaux

Tableau 1 – Calcul des taux de ferrailage dans le cadre de la vérification de la fonction diaphragme pour une zone du plancher situé au niveau RDC.....	40
Tableau 2 - Vérification de la fonction diaphragme pour chaque niveau et pour chaque tirant transversal.....	41

RAPPORT

ÉTUDES ET RECHERCHES

DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

ARMAND LEROUX
MATTHIEU SCALLIET



/ Cerib - CS 10010
28233 Épernon cedex

/ 02 37 18 48 00
cerib@cerib.com

ÉTUDE NUMÉRIQUE DES PLANCHERS POUTRELLES/ ENTREVOUS, SOUS SOLLICITATION SISMIQUE D'UNE MAISON IRRÉGULIÈRE COMPLEXE

L'objectif de cette étude est de réaliser les vérifications requises par la norme NF EN 1998-1 pour les planchers poutrelles/entrevous d'une maison individuelle à géométrie complexe, représentant un domaine d'emploi spécifique. Ce domaine permettra au Bureau d'Etudes Structures de s'affranchir des vérifications sismiques pour ces planchers, grâce à l'adoption de dispositions constructives forfaitaires conformes à la norme et son annexe nationale. Ce rapport détaille les résultats numériques pour une maison de complexité moyenne, afin d'établir un domaine d'emploi permettant une justification sans calcul pour des maisons de géométrie similaire.

NUMERICAL STUDY OF BEAM/BLOCK FLOORS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING IN A COMPLEX IRREGULAR HOUSE"

The aim of this study is to conduct the required verifications according to the NF EN 1998-1 standard for the beam/block floors of an individual house with complex geometry, representing a specific domain of use. This domain will enable the Structural Engineering Office to avoid seismic verifications for these floors, through the implementation of standardized constructive measures that comply with the NF EN 1998-1 and its national annex. This report outlines the numerical results for a house of medium complexity, establishing a domain of use that facilitates seismic justification for the floors without detailed calculation for houses of similar geometry.