



RAPPORT DE MISSION

RLY3.O.119 – V3

Diagnostic Structure
Conservatoire National Supérieur de Musique et Danse - 3
Quai Chauveau - Lyon (69)

Courrier RLY0.P.0103 - 04/03/2025



Agence de Lyon – 53 Rue Jean Zay – CS 90092 – 69802 SAINT-PRIEST
Tél. 33 (0) 4.72.79.59.59 • Fax 33 (0) 4.72.79.59.58 • cebtlyon@groupe-cebtp.com

Références contractuelles

Contrat - Université de Lyon



Bon pour accord selon notre offre du 29/05/2024

Références GINGER CEBTP :

Devis RLY3.O.0183 – Dossier RLY3.O.119

Conditions de diffusion

Ce document comporte 13 pages et 4 annexes.

Version	Date	Rédacteur	Visa	Vérifié par	Visa
3 (Diagnostic complémentaire)	04/03/2025	A. ADOUM		B.DELL'OMINI	

Sauf autorisation préalable, ce rapport n'est utilisable, à des fins commerciales ou publicitaires, qu'en reproduction intégrale. Les résultats obtenus ne sont pas généralisables sans justification de la représentativité des échantillons et des essais. Sauf demande expresse, les éventuels échantillons ne seront pas conservés après l'envoi du rapport.

SOMMAIRE

1.	Préliminaire	4
2.	Nature de la mission	4
2.1	Objectifs de la mission	4
2.2	Bases de l'étude	4
2.3	Contenu technique	4
2.4	Méthodologie	5
3.	Description de l'ouvrage	5
4.	Résultats des investigations	6
4.1	Coupes des sondages destructifs.....	6
4.1.1	Plancher Haut Rez-de-chaussée	6
4.1.2	Plancher Haut R+1	9
5.	Notes de calculs.....	11
5.1	Normes	11
5.2	Matériaux.....	11
5.2.1	Béton :	11
5.2.2	Bois	11
5.2.3	Armatures pour béton :	11
5.2.4	Métal	12
5.3	Chargement.....	12
5.4	Combinaisons d'action	12
5.5	Synthèses des calculs	13

ANNEXES

Annexe 1.	Implantations des investigations
Annexe 2.	Coupes types.....
Annexe 3.	Notes de calculs
Annexe 4.	Détections Radar.....

1. Préliminaire

À la demande et pour le compte de la Communauté d'Universités et Établissements (COMUE), représentée par M. Grégoire PIQUEE, l'agence Ginger CEBTP (Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics) de Lyon a été mandatée pour réaliser une mission de diagnostic structure. Cette mission vise à déterminer la capacité portante des planchers ainsi que leur résistance au feu. Le bâtiment concerné est le bâtiment Rhône. La mission est classée de type R1 selon la classification Ginger.

Les investigations sur site se sont déroulées du 11 février 2025 au 12 février 2025.

2. Nature de la mission

2.1 Objectifs de la mission

Les principaux objectifs de la mission sont :

- Effectuer les reconnaissances structurelles des planchers sur les quatre niveaux du bâtiment en vue de déterminer leur capacité portante ainsi que leur tenue au feu.

2.2 Bases de l'étude

Les documents suivants nous ont été transmis dans le cadre de la mission :

- Plans d'intérieurs du bâtiment réalisés par SASU ARO ARCHITECTURE en date du 05/04/2024.

2.3 Contenu technique

► Sur site :

L'intervention sera réalisée par une équipe de 2 personnes spécialisées, suivant les modalités d'intervention habituelles pour une mission de base, à l'exception de la structure en béton armé dévoilée. Pour cette dernière, les actions suivantes seront prévues :

- Utilisation de détecteurs radar pour repérer les aciers (position et enrobage) ;
- Réalisation de sondages au marteau-perforateur pour identifier les armatures.

Localisation :

- PH RDC (x1 zone) ;
- PH RDC (x1 zone béton armé) ;
- PH R+1 (x2 zones).

► Ingénierie :

- Dépouillement, report sur plans et coupes ;
- Etudes : calculs à froid et à chaud.

2.4 Méthodologie

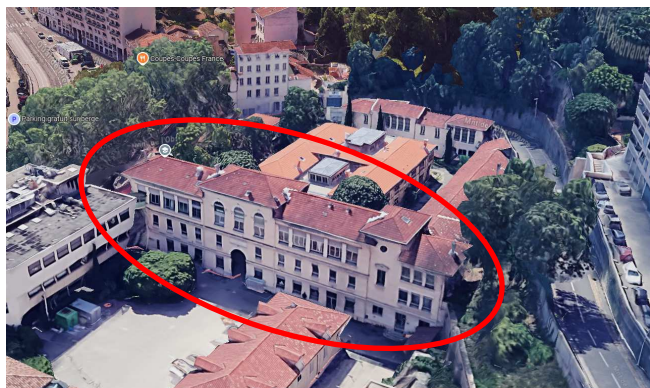
Les méthodes et matériels utilisés ont été les suivants :

- Matériel courant de mesures ;
- Distomètre Laser pour les mesures de distance ;
- Matériel photographique équipé d'optiques adaptées ;
- Détecteur pachométrique d'armatures Ferroskan PS200 ;
- Radar à impulsion GSSI adapté à la structure (antenne 2GHz) ;
- Matériel de sondage et/ou prélèvement ;
- Matériel de rebouchage ;
- PIRL – Hauteur de travail 4,5m.

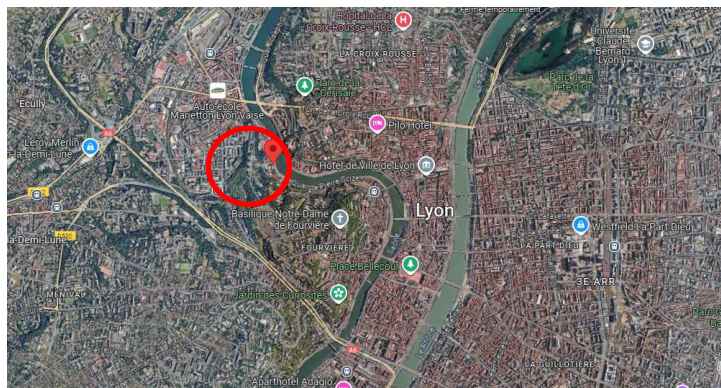
3. Description de l'ouvrage

Le bâtiment étudié comprend actuellement cinq niveaux (R+4). Il est construit en pierre de taille et en maçonnerie de pierre. Situé sur le Campus Artistique du Conservatoire, au 3 Quai Chauveau à Lyon (69009), il a été édifié vers 1899.

Vue générale du Bâtiment



Localisation satellite



4. Résultats des investigations

4.1 Coupes des sondages destructifs

4.1.1 Plancher Haut Rez-de-chaussée

4.1.1.1 Sondages S8.1/S8.2 – PH RDC

Il s'agit d'une zone construite en plancher en béton armé, comprenant des dalles, des nervures, des poutres et des murs de façade en maçonnerie. Les sondages ont été réalisés sur une nervure et une poutre.

- **Coffrage de la poutre :**

- Section de la poutre : 30*36 ht cm (prise en compte de l'épaisseur de la dalle) ;
- Charges permanentes sur la poutre :
 - Poids propre de la nervure de section 7x27 ht cm : (sans prise en compte de l'épaisseur de la dalle) ;
 - Poids propre de la dalle : de 8 cm (lecture image Radar) ;
 - Poids propre de la chape : de 2.5 cm ;
 - Poids propre du carrelage + colle : de 1 cm ;
 - Poids propre de la cloison ;
 - Poids du bois de 3 cm (en sous-face des nervures) ;
 - Poids du lattis plâtre de 3 cm ;
 - Poids de l'isolant de 12 cm ;
 - Poids du faux plafond ;
- Portée totale de la poutre : 7.45 m ;
- Largeur d'influence : 3 m (entre axes) ;

- **Ferraillage en travée :**

- 1^{er} lit : 2 RLØ20 mm, enrobage de 30 mm → $A_s = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$;
- 2^e lit : 2 RLØ20 mm, enrobage de 50 mm → $A_s = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$;
- 3^e lit : 2 RLØ20 mm, enrobage de 70 mm → $A_s = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- **Ferraillage transversal :**

- 4 brins RLØ06 mm, espacement sur appui de 20 cm ;

- **Coffrage de la nervure :**

- Section de la nervure : 7*35 ht cm (prise en compte de l'épaisseur de la dalle) ;
- Charges permanentes sur la poutre (voir ci-dessus) ;
- Portée totale de la nervure : 3 m (entre axes) ;
- Largeur d'influence : 0.54 m (entre axes) ;

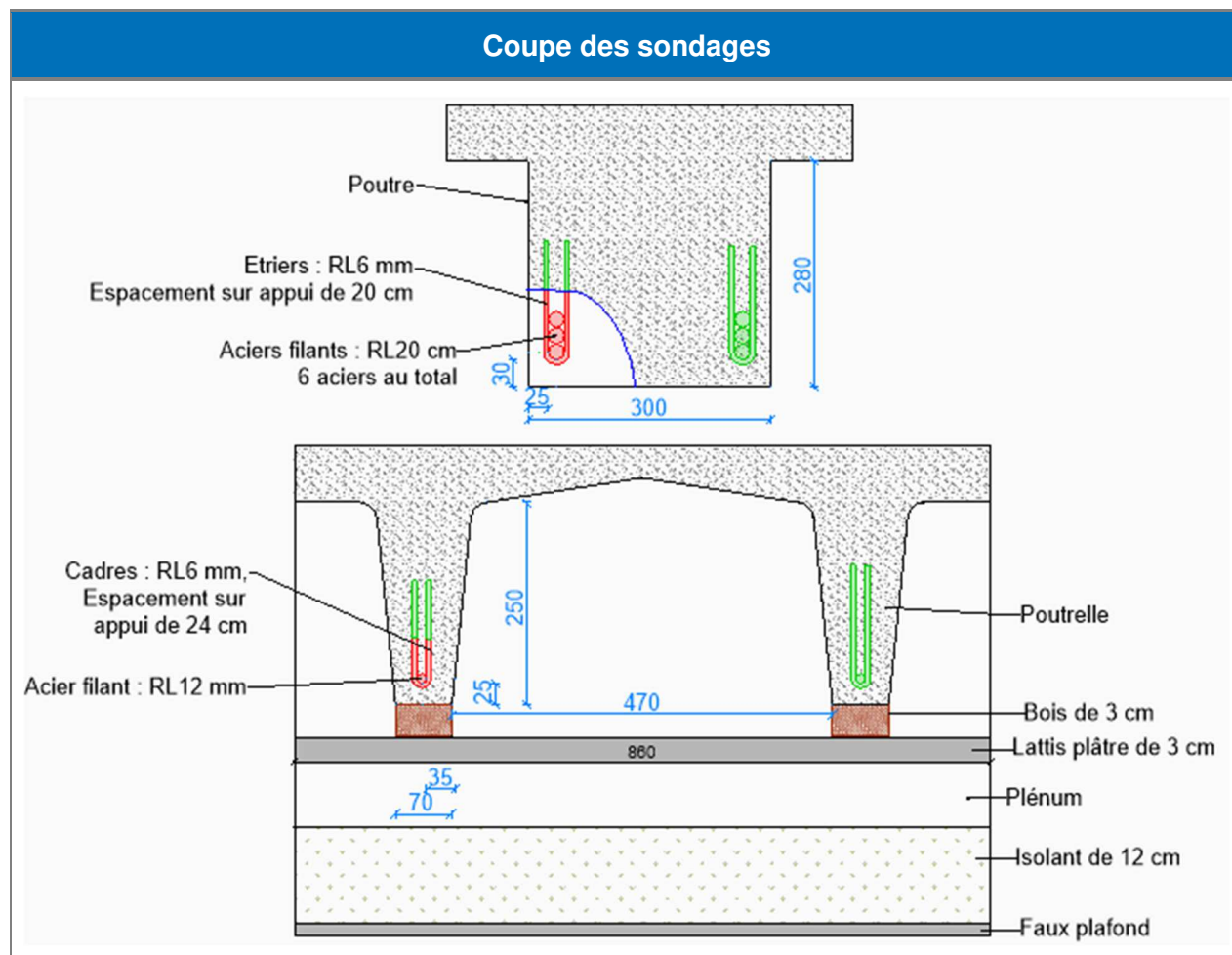
- **Ferraillage en travée :**

- 1^{er} lit : RLØ12 mm, enrobage de 25 mm → $A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- **Ferraillage transversal :**

- 2 brins RLØ06 mm, espacement sur appui de 24 cm ;

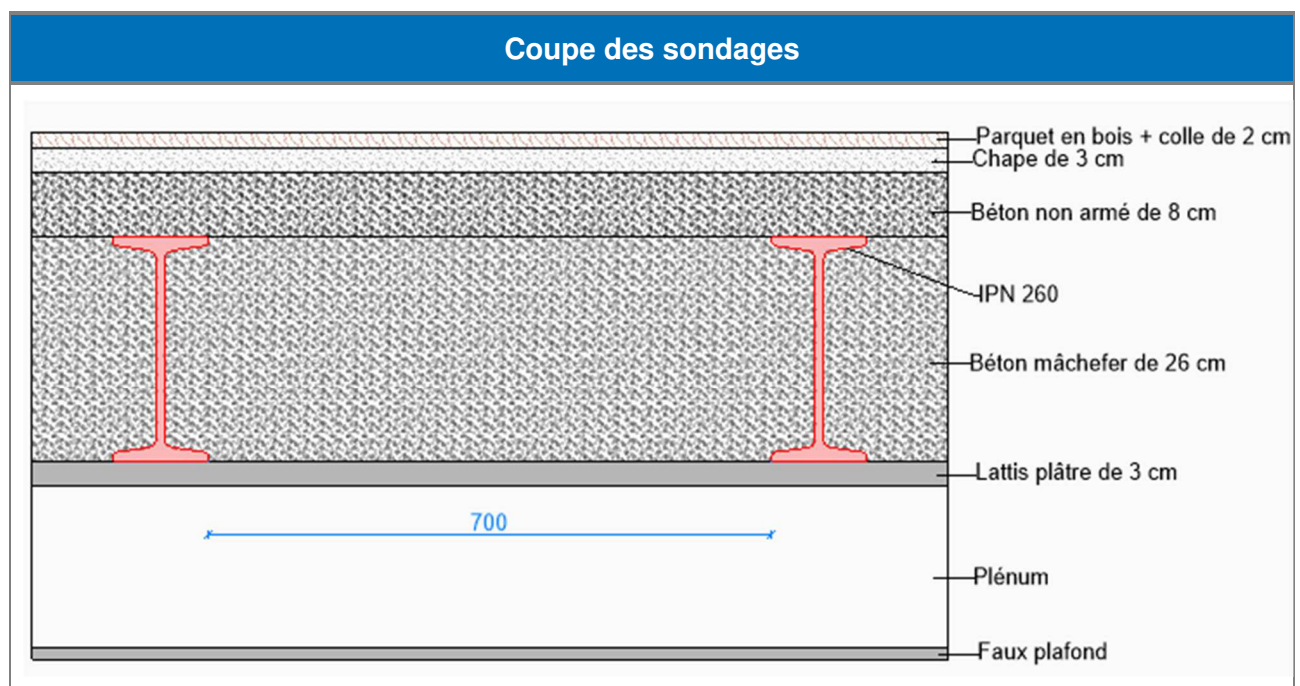
Les sondages réalisés lors de la première phase d'investigation (S2.1/S2.2) ont révélé la présence des aciers de chapeau suivants : 2RLØ12 mm et 1RLØ6 mm. Les surcharges ont été déterminées à partir de ces sondages.



4.1.1.2 Sondages S9.1/S9.2 – PH RDC

Il s'agit d'une zone construite avec un plancher en poutrelles métalliques enrobées de béton de mâchefer.

- **Coffrage :**
 - Type de profilé : IPN 260 ;
 - Charges permanentes par les profilés :
 - Parquet + colle de 2 cm ;
 - Chape de 3 cm d'épaisseur ;
 - Béton non armé de 8 cm ;
 - Béton mâchefer de 26 cm ;
 - Poids du latis plâtre de 3 cm ;
 - Poids du faux plafond ;
 - Cloisons ;
 - Poids propre IPN 260.
- **Espacement** : 0.712 m à l'axe
- **Portée** : $L = 7.45$ m.



4.1.2 Plancher Haut R+1

4.1.2.1 Sondages S10.1/S10.2 – PH R+1

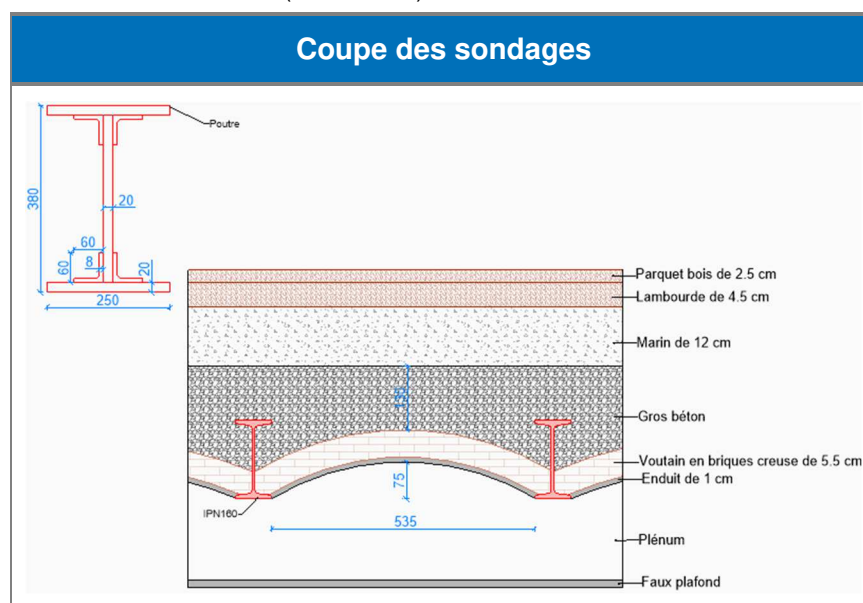
Il s'agit d'une zone construite en plancher poutres et poutrelles métalliques.

- **Coffrage de la poutre :**

- Type du profilé : Profilé reconstitué riveté (voir coupe) ;
- Charges permanentes sur la poutre :
 - Parquet de 2.5 cm ;
 - Marin de 12 cm ; ;
 - Gros béton d'épaisseur moyenne de 17.2 cm ; ;
 - Enduit en plâtre de 1 cm ;
 - Voutains en briques creuses de 5.5 cm ;
 - Poids du faux plafond ;
 - Cloisons ;
 - Poids propre de la poutrelle IPN 160 ;
 - Poids propre la poutre ;
 - Lambourdes de section 4.5x5 cm.
- Portée totale de la poutre : 7.45 m ;
- Largeur d'influence : 3 m (entre axes) ;

- **Coffrage de la poutrelle :**

- Type du profilé : IPN 160 ;
- Charges permanentes sur la poutre (voir ci-dessus) ;
- Portée totale de la poutre : 3 m (entre axes) ;
- Largeur d'influence : 0.61 m (entre axes) ;

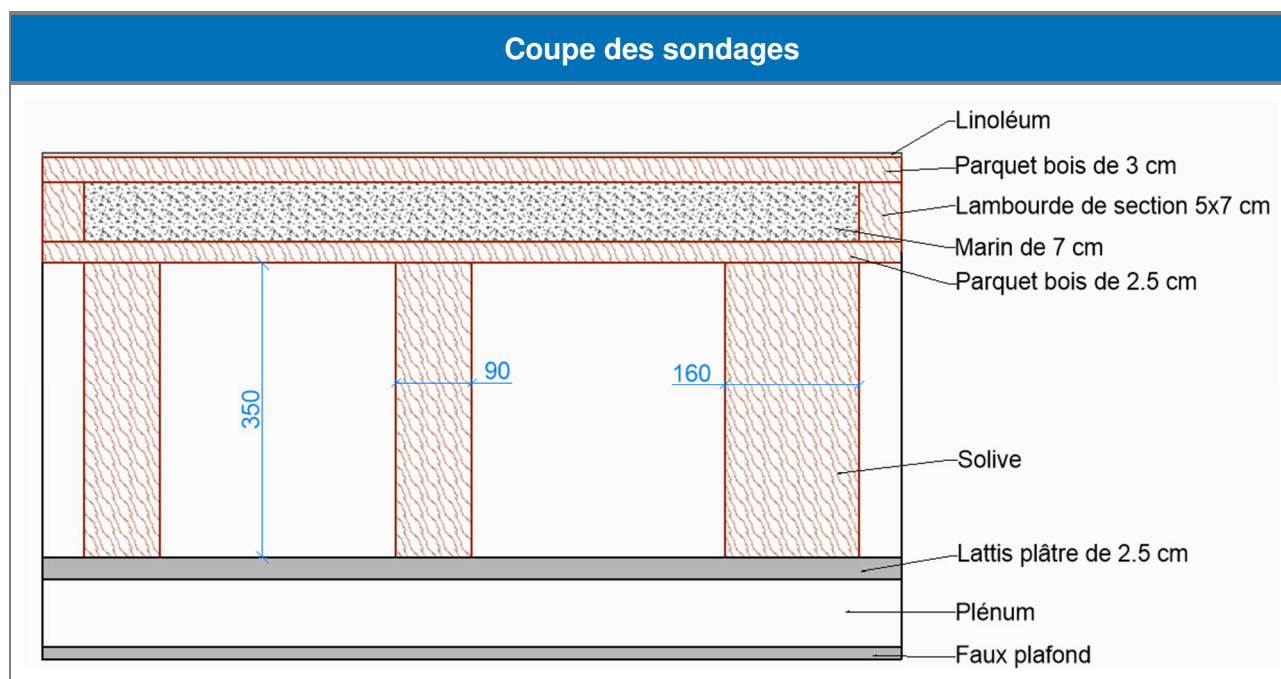


4.1.2.2 Sondages S11.1/S11.2 – PH R+1

Il s'agit d'une zone construite avec un plancher en bois, composé de solives de sections variables.

- **Coffrage :**

- Section des solives : 9x35 cm ht et 16x35 cm ht ;
- Portée de la solive : 5.70 m ;
- Espacement entre nus : 28 cm et 30 cm ;
- Charges permanentes sur la poutre :
 - Lino + colle de 0.5 cm ;
 - Parquet bois de 3 cm ;
 - Lambourdes de section 5x7 cm ;
 - Marin de 7 cm ;
 - Platelage bois de 2.5 cm ;
 - Cloisons ;
 - Lattis plâtre de 2.5 cm ;
 - Faux plafond.



5. Notes de calculs

Des calculs de vérification de capacité portante des éléments ont été réalisés sur les zones sondées.

5.1 Normes

La vérification des structures béton se fait selon :

- NF EN 1992-1-1 : Eurocode 2 : calcul des structures en béton- Règles générales et règles pour les bâtiments ;
- FD P18-717 : Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Guide d'application des normes NF EN 1992 ;

La vérification des structures bois se fait selon :

- NF EN 1995-1-1 : Eurocode 5 : conception et calcul des structures en bois - Règles communes et règles pour les bâtiments
- NF EN 1995-1-2 : Eurocode 5 : conception et calcul des structures en bois – Calcul des structures au feu
- NF EN 338 : bois de structure – Classes de résistance

La vérification des structures métalliques se fait selon :

- NF EN 1993-1-1 : Eurocode 3 : calcul des structures en acier - Règles générales et règles pour les bâtiments

Les différentes charges appliquées à la structure et les combinaisons d'actions sont issues de :

- NF EN 1991-1-1, Eurocode 1 : actions sur les structures – Actions générales
- NF EN 1990, Eurocode 0 : base de calcul des structures

5.2 Matériaux

5.2.1 Béton :

En absence des essais en laboratoire, il sera considéré une résistance en compression de béton :

- Béton armé : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (hypothèse).

5.2.2 Bois

Il a été identifié un bois d'essence résineuse. En l'absence de caractérisation du matériau, il sera pris un bois de classe de résistance standard à savoir **C18**.

Le plancher se définit dans la classe d'exposition 1 : milieu intérieur protégé.

5.2.3 Armatures pour béton :

Les armatures métalliques relevées lors de nos investigations sur site sont de nuance :

- RL : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$;

5.2.4 Métal

Etant donné l'époque de construction il est possible que les profilés métalliques soient en fer puddlé. En l'absence d'essais sur ces éléments, nous retenons les hypothèses suivantes :

- Limite élastique : 170 MPa
- Module de Young : 210 000 MPa

5.3 Chargement

Les charges susceptibles de s'appliquer aux éléments de structure sont les suivantes.

Surcharges permanentes (G)

- | | |
|----------------------------|------------------------|
| • Bois (poids propre) : | 3,20 kN/m ³ |
| • Remplissage type marin : | 18,0 kN/m ³ |
| • Platelage : | 3,20 kN/m ³ |
| • Chape : | 20 kN/m ³ |
| • Carrelage / Tomettes : | 20 kN/m ³ |
| • Béton armé : | 25,0 kN/m ³ |
| • Lattis plâtre : | 10 kN/m ³ |
| • Mâchefer : | 8 kN/m ³ |
| • Plâtre : | 10 kN/m ³ |
| • Métal (poids propre) : | 78,5 kN/m ³ |
| • Faux plafond : | 0,10 kN/m ² |

Surcharges d'exploitation (Q)

- A définir selon la capacité portante des éléments de la zone concernée.

5.4 Combinaisons d'action

Les différentes combinaisons d'action sont calculées conformément à l'Eurocode 0 (§6.4.3.2) comme suit :

$$\text{Sollicitation de calcul : } E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_i$$

On a :

- Etat Limite Ultime : $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$
- Etat Limite de Service : $G + Q$

5.5 Synthèses des calculs

Sur la base des données relevées sur site, les calculs effectués nous ont permis d'obtenir les résultats des capacités portantes et de la tenue au feu des planchers, comme indiqué dans le tableau ci-dessous. Les détails des calculs se trouvent en annexe 3 de ce rapport.

Sondages	Niveau	Capacité portante (kN/m ²)	Tenue au feu (mm)
S8.1/S8.2	PH RDC	0.00	0
S9.1/S9.2	PH RDC	4.50	0
S10.1/S10.2	PH R+1	5.50	0
S11.1/S11.2	PH R+1	6.50	20

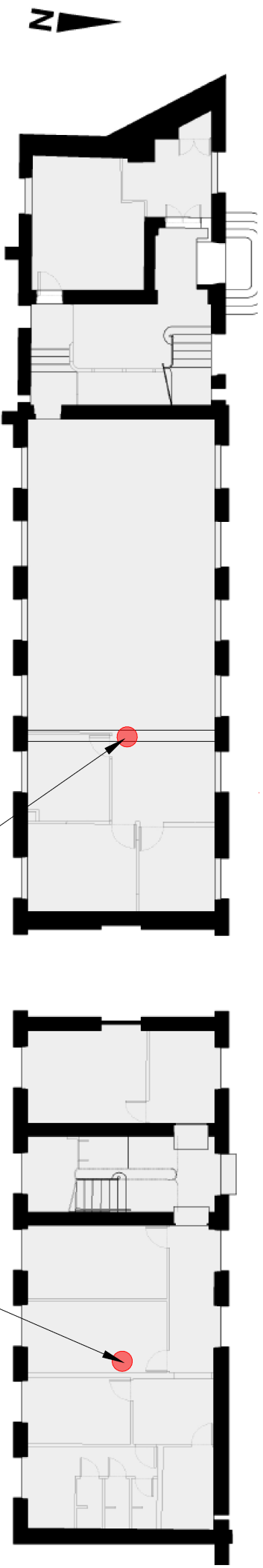
Remarque : Les calculs de la tenue au feu ont été effectués sans prendre en compte les faux plafonds, les latis plâtrés, les latis en roseau et les peintures.

ANNEXES

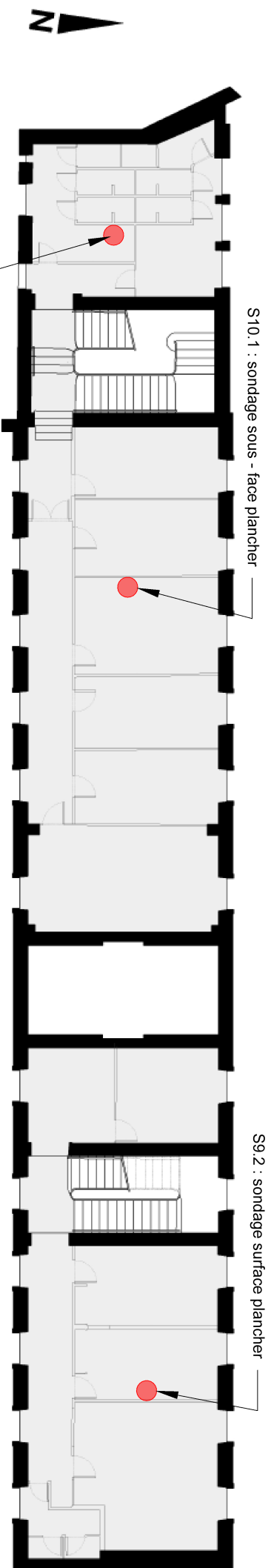
Annexe 1. Implantations des investigations	
Annexe 2. Coupes types.....	
Annexe 3. Notes de calculs	
Annexe 4. Détections Radar.....	

Annexe 1. Implantations des investigations

Cette annexe contient 3 pages.



N°de dossier : RLY3.O.119		Date: 13/02/2025
Affaire : Diagnostic structure - CNSMD		Réalisé par : JM
Description : Implantation des sondages - PH RDC		



S11.1 : sondage sous - face plancher

S10.1 : sondage sous - face plancher

S9.2 : sondage surface plancher

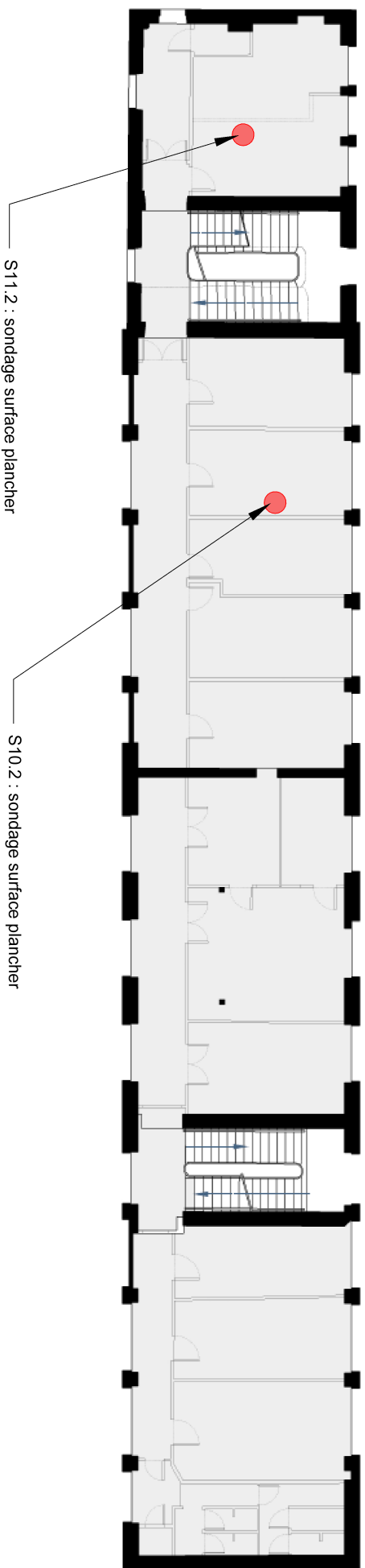
N°de dossier : RLY3.O.119

Date:
13/02/2025

Affaire : Diagnostic structure- CNSMD

Description : Implantation des sondages - PH R+1

Réalisé par : JM



S11.2 : sondage surface plancher

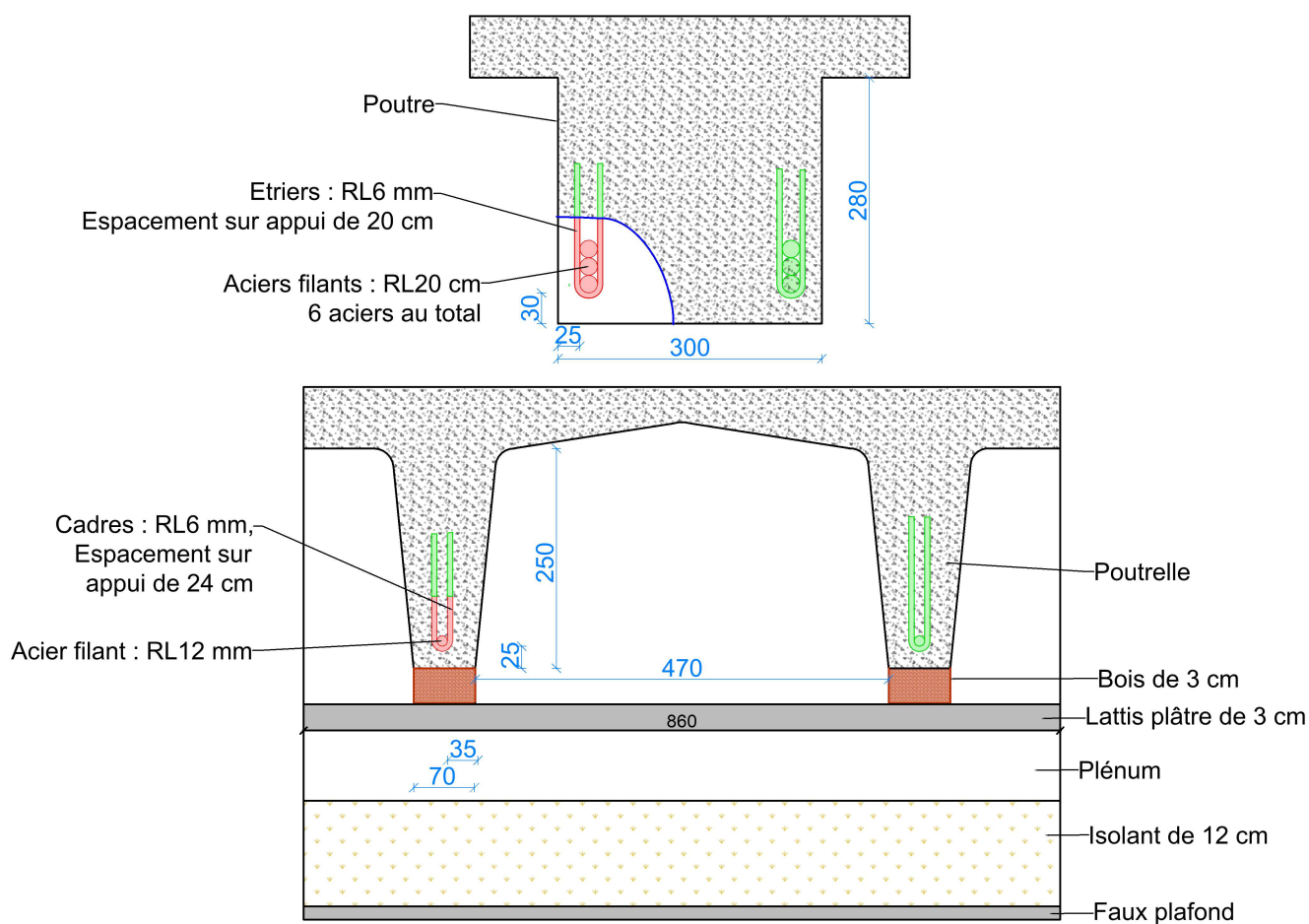
S10.2 : sondage surface plancher

Annexe 2. Coupes types

Cette annexe contient 8 pages.

Coupe des sondages

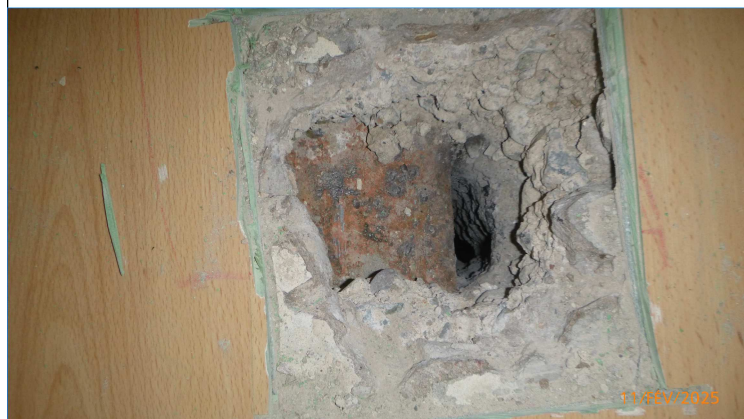
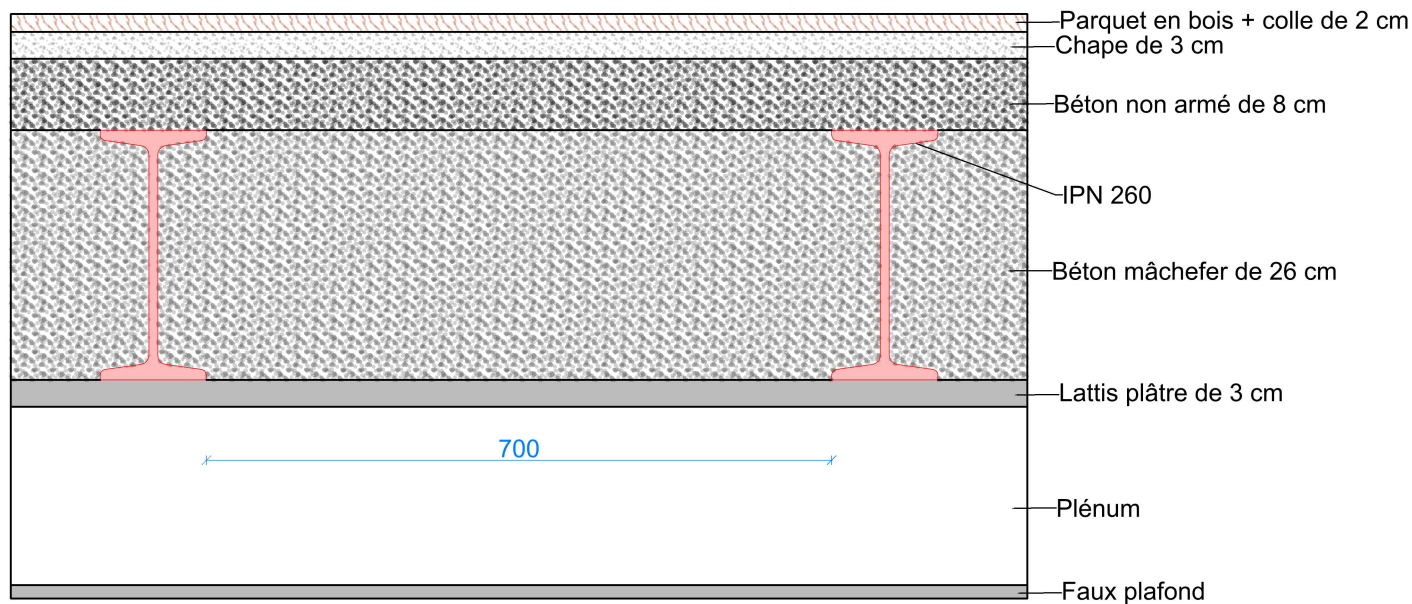
Portée de la poutre : 7.45 m
Espace de la poutre (entre axes) : 3 m
Portée de la nervure : 3 m
Espace de la poutre (entre nus) : 0.47 m



Coupe des sondages

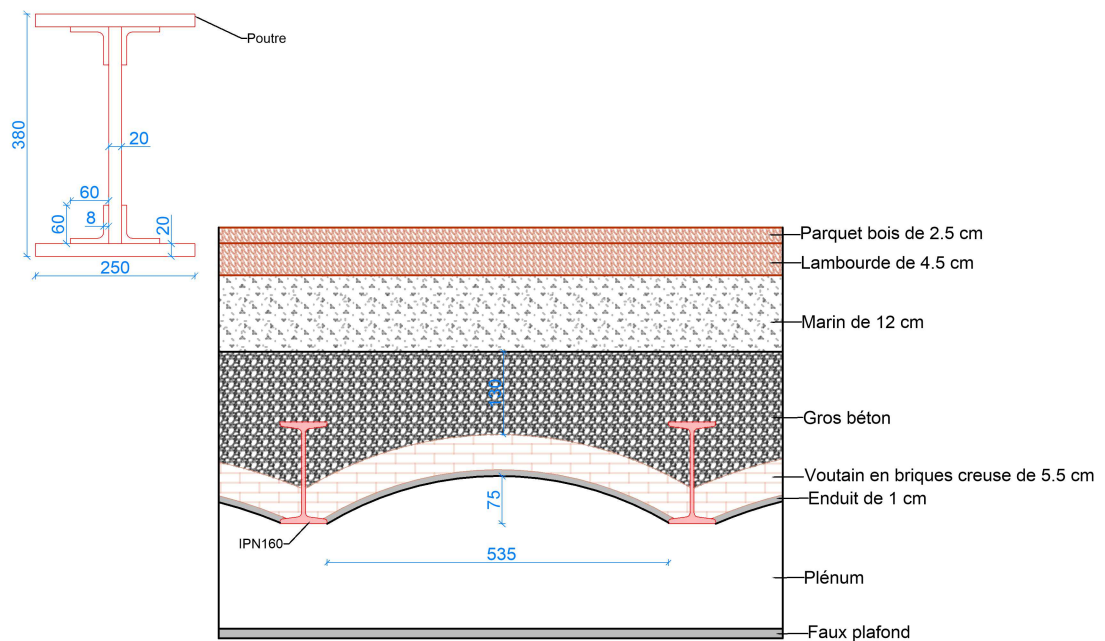
Portée de la poutrelle : 7.450 m.

Espacement entre axes : 0.712 m.



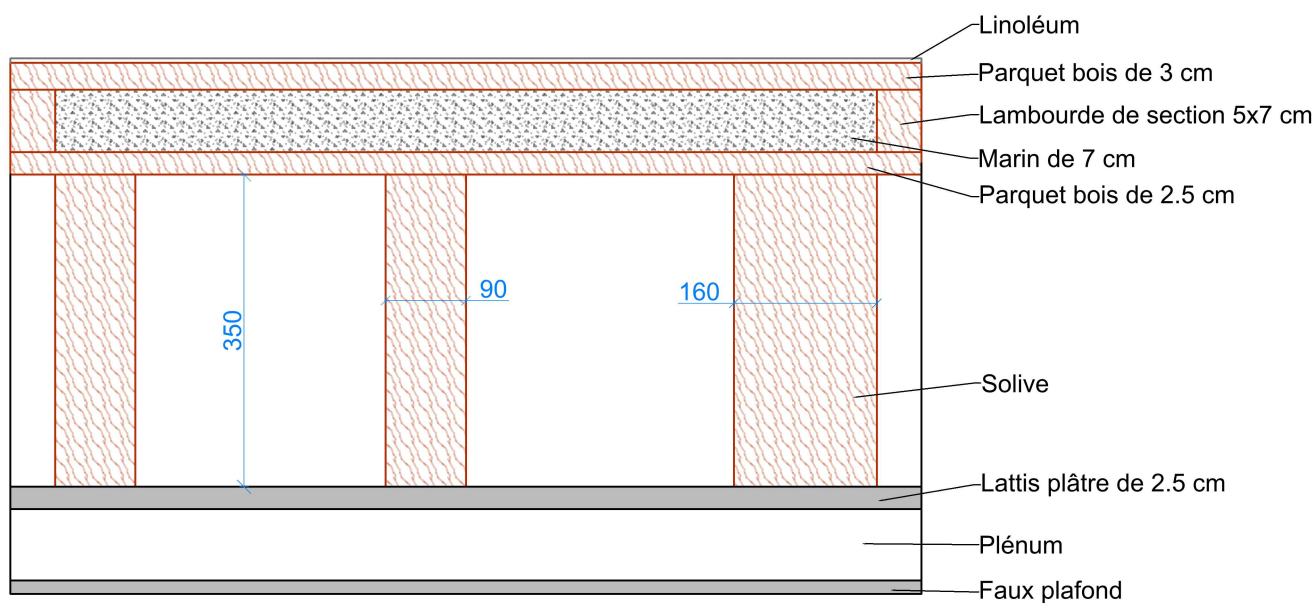
Coupe des sondages

Portée de la poutre : 7.450 m
Espacement de la poutre (entre axes) : 3 m
Portée de la poutrelle IPN160 : 3 m
Espacement de la poutrelle (entre axes) : 0.61 m



Coupe des sondages

Portée de la solive : 5.70 m
Espacement : 0.38 m



Annexe 3. Notes de calculs

Cette annexe contient 20 pages.



NOTES DE CALCULS

RLY3.O.119_V3

Calculs capacités portantes et de la tenue au feu des planchers
CNSMD – Bâtiment Rhône – Lyon (69)



Agence de Lyon – 53 Rue Jean Zay – CS 90092 – 69802 SAINT-PRIEST
Tél. 33 (0) 4.72.79.59.59 • Fax 33 (0) 4.72.79.59.58 • cebtp.lyon@groupe-cebtp.com

SOMMAIRE

1.	Normes et hypothèses de calculs	3
1.1	Normes	3
1.2	Matériaux.....	3
1.2.1	Béton :.....	3
1.2.2	Bois.....	3
1.2.3	Armatures pour béton :	3
1.2.4	Métal	4
1.3	Chargement.....	4
1.4	Combinaisons d'action	4
2.	Calculs de la capacité portante des éléments de structure des PH	5
2.1	Eléments des sondages S8.1/S8.2 du PH RDC	5
2.1.1	Calculs de la poutrelle en béton armé.....	5
2.1.2	Calculs de la poutre en béton armé	9
2.2	Eléments des sondages S9.1/S9.2 du PH RDC	12
2.3	Eléments des sondages S10.1/S10.2 du PH R+1	14
2.3.1	Calculs des poutrelles	14
2.3.2	Calculs des poutres.....	17
2.4	Eléments des sondages S11.1/S11.2 du PH R+1	20
3.	Calculs de la tenue au feu des éléments de structure des PH.....	23
3.1	Eléments des sondages S8.1/S8.2 du PH RDC	23
3.1.1	Calculs de la poutrelle en béton armé.....	23
3.1.2	Calculs de la poutre en béton armé	24
3.2	Eléments des sondages S9.1/S9.2 du PH RDC et S10.1/S10.2 du PH R+1	25
3.3	Eléments des sondages S11.1/S11.2 du PH R+1	25
4.	Synthèse des calculs.....	26

1. Normes et hypothèses de calculs

1.1 Normes

La vérification des structures béton se fait selon :

- NF EN 1992-1-1 : Eurocode 2 : calcul des structures en béton- Règles générales et règles pour les bâtiments ;
- FD P18-717 : Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Guide d'application des normes NF EN 1992 ;

La vérification des structures bois se fait selon :

- NF EN 1995-1-1 : Eurocode 5 : conception et calcul des structures en bois - Règles communes et règles pour les bâtiments
- NF EN 1995-1-2 : Eurocode 5 : conception et calcul des structures en bois – Calcul des structures au feu
- NF EN 338 : bois de structure – Classes de résistance

La vérification des structures métalliques se fait selon :

- NF EN 1993-1-1 : Eurocode 3 : calcul des structures en acier - Règles générales et règles pour les bâtiments

Les différentes charges appliquées à la structure et les combinaisons d'actions sont issues de :

- NF EN 1991-1-1, Eurocode 1 : actions sur les structures – Actions générales
- NF EN 1990, Eurocode 0 : base de calcul des structures

1.2 Matériaux

1.2.1 Béton :

En absence des essais en laboratoire, il sera considéré une résistance en compression de béton :

- Béton armé : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (hypothèse).

1.2.2 Bois

Il a été identifié un bois d'essence résineuse. En l'absence de caractérisation du matériau, il sera pris un bois de classe de résistance standard à savoir **C18**.

Le plancher se définit dans la classe d'exposition 1 : milieu intérieur protégé.

1.2.3 Armatures pour béton :

Les armatures métalliques relevées lors de nos investigations sur site sont de nuance :

- RL : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$;

1.2.4 Métal

Etant donné l'époque de construction il est possible que les profilés métalliques soient en fer puddlé. En l'absence d'essais sur ces éléments, nous retenons les hypothèses suivantes :

- Limite élastique : 170 MPa
- Module de Young : 210 000 MPa

1.3 Chargement

Les charges susceptibles de s'appliquer aux éléments de structure sont les suivantes.

Surcharges permanentes (G)

• Bois (poids propre) :	3,2 kN/m ³
• Remplissage type marin :	18,0 kN/m ³
• Platelage :	3,20 kN/m ³
• Chape :	20 kN/m ³
• Carrelage / Tomettes :	20 kN/m ³
• Béton armé :	25,0 kN/m ³
• Lattis plâtre :	10 kN/m ³
• Mâchefer :	8 kN/m ³
• Plâtre :	10 kN/m ³
• Métal (poids propre) :	78,5 kN/m ³
• Faux plafond :	0,10 kN/m ²

Surcharges d'exploitation (Q)

- A définir selon la capacité portante des éléments de la zone concernée.

1.4 Combinaisons d'action

Les différentes combinaisons d'action sont calculées conformément à l'Eurocode 0 (§6.4.3.2) comme suit :

$$\text{Sollicitation de calcul : } E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_i$$

On a :

- Etat Limite Ultime : $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$
- Etat Limite de Service : $G + Q$

2. Calculs de la capacité portante des éléments de structure des PH

Les PH RDC des zones sondées sont constitués des planchers béton armé et des poutrelles métalliques enrobées par le béton mâchefer.

2.1 Eléments des sondages S8.1/S8.2 du PH RDC

2.1.1 Calculs de la poutrelle en béton armé

► Données d'entrée :

- Localisation : Plancher haut RDC ;
- Charges permanentes reprises par la poutrelle :
 - Section de la poutrelle : **7*35 ht cm** (prise en compte de l'épaisseur de la dalle) ;
 - Poids propre de la poutrelle (pris en compte automatiquement par le logiciel de calculs) ;
 - Poids propre de la dalle : $0.08*25 = \mathbf{2.00 \text{ kN/m}^2}$;
 - Poids propre de la chape : $0.025*22 = \mathbf{0.55 \text{ kN/m}^2}$;
 - Poids propre du carrelage + colle : $0.01*20 = \mathbf{0.20 \text{ kN/m}^2}$;
 - Poids propre de la cloison : **0.50 kN/m²** ;
 - Poids du bois : $0.03*3.2 = \mathbf{0.10 \text{ kN/m}^2}$;
 - Poids du lattis plâtre : $0.03*10 = \mathbf{0.30 \text{ kN/m}^2}$;
 - Poids de l'isolant : $0.12*1 = \mathbf{0.12 \text{ kN/m}^2}$;
 - Poids du faux plafond : = **0.10 kN/m²** ;

En kN/ml on a la charge permanente suivante : $((2) * (0.47) + (0.55 + 0.20 + 0.50 + 0.10 + 0.30 + 0.12 + 0.10) * (0.54)) = 1.95 \text{ kN/ml}$ avec 0.47 m et 0.54 m les largeurs d'influence de la poutre (entre nus et axes).

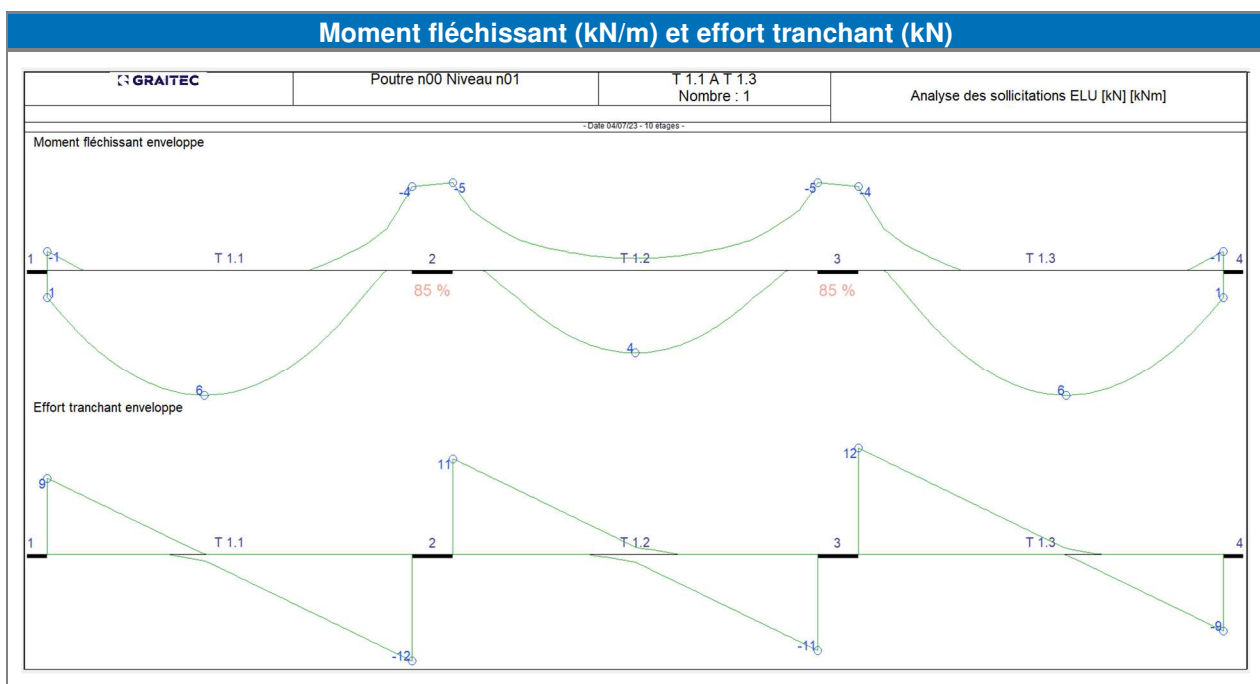
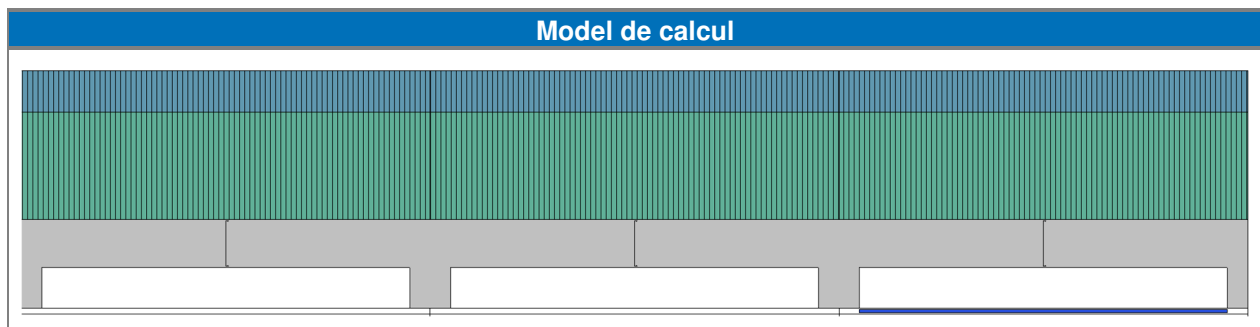
- Portée de la poutre : 3 m (entre axes) ;
- Largeur d'influence : 0.47 m (entre nus) et 0.54 m (entre axes) ;
- Ferrailage en travée :
 - 1^{er} lit : RLØ12 +, enrobage de 25 mm → $A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$;
- Ferrailage transversal :
 - 2 brins RLØ6 mm, espacement de 24 cm ;
- Les caractéristiques du béton sont les suivantes :
 - La résistance caractéristique en compression du béton vaut : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$,
- Les caractéristiques des RL sont les suivantes :
 - La limite élastique caractéristique des armatures vaut : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$.

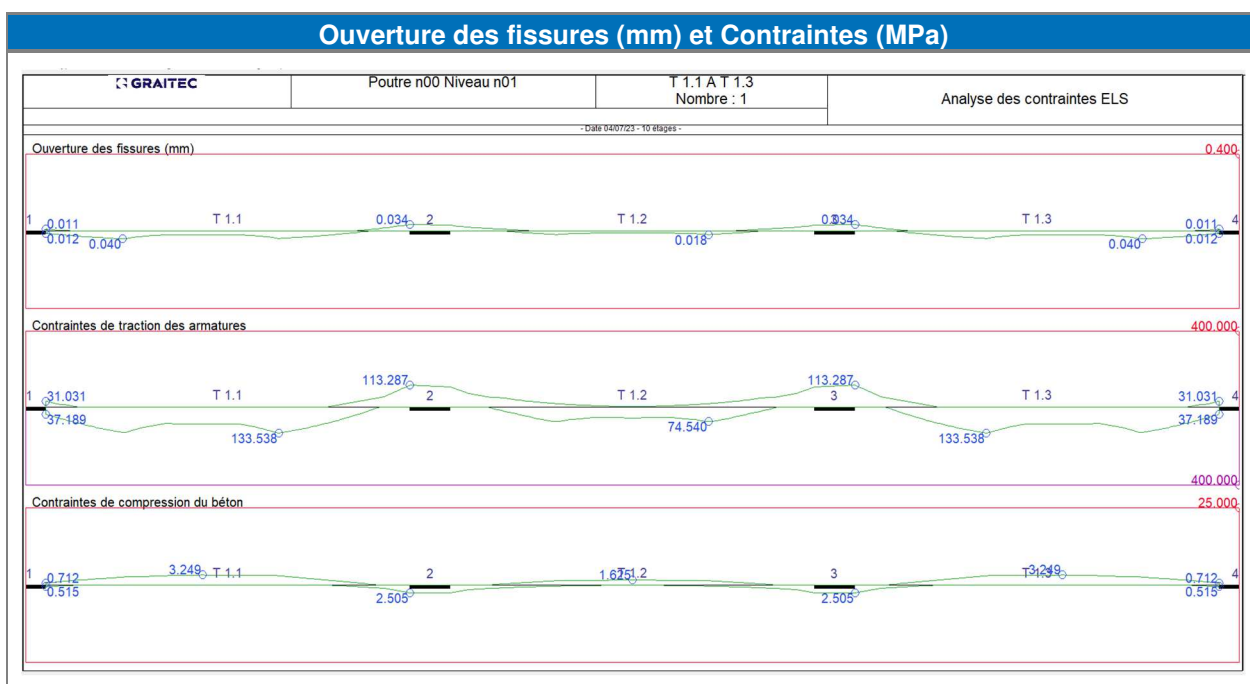
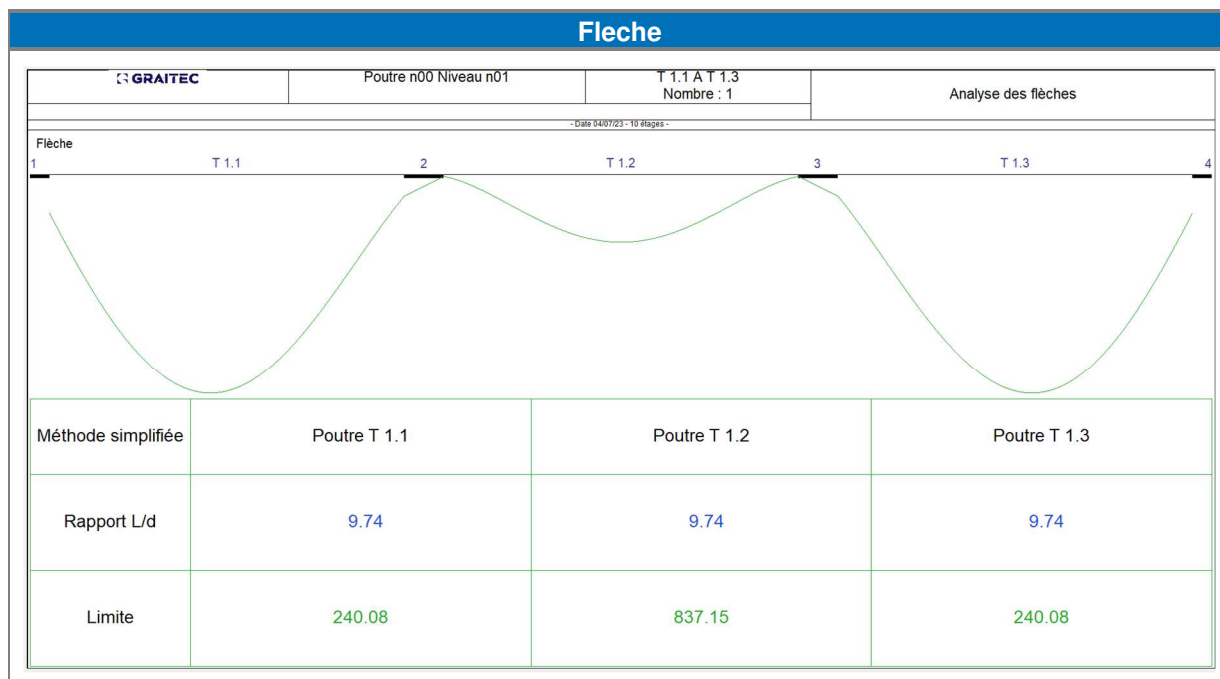
Les sondages effectués lors de la première phase d'investigation ont mis en évidence la présence des aciers de chapeau suivants : 2RLØ12 mm et 1RLØ6 mm. Un système hyperstatique sera donc considéré.

► **Résultat de calculs :**

Le calcul a été effectué avec le logiciel de calcul ARCHE POUTRE.

Avec les charges permanentes de 1.95 kN/ml et une charge d'exploitation de 2.7 kN/ml (5 kN/m² prise par hypothèse), les résultats des sollicitations sont les suivants :





► Etats limite ultime :

- Moment fléchissant – EC2 §6.1
 - Moment résistant (M_{rd}) en travée = **7.1 kN.m** ;
 - Moment résistant (M_{rd}) sur appui = **15.4 kN.m**.
 - Moment fléchissant de calcul en travée (M_{ed}) : **6 kN.m** ;
 - Le taux de travail des moments est de **84%**.
 - Moment fléchissant de calcul sur appui (M_{ed}) : **5 kN.m** ;
 - Le taux de travail des moments est de **32%**.

- Effort tranchant du béton de la poutre – EC2 §6.2 :

Il est considéré un angle d'inclinaison des bielles $\theta = 45^\circ$

L'effort tranchant résistant de calcul de la section de poutre béton armé vaut $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Avec s l'espacement entre les cadres et z le bras de levier des efforts internes, on a $V_{Rd,s} = 13.8 \text{ kN}$;

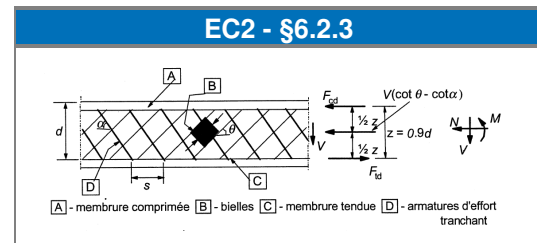
L'effort tranchant de calcul (V_{ed}) vaut : 12 kN.

Le taux de travail est de **87%**.

L'effort tranchant maximal admissible (non-écrasement des bielles) vaut $V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$

Avec v_1 le coefficient de l'état de contrainte de la membrure comprimée, on a $V_{Rd,max} = 90.4 \text{ kN}$

Le taux de travail est de **13%**.



► Etat Limite de Service :

- Contraintes ELS (caractéristique) – EC2 §7.2 :
 - $\sigma_c = 3.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.60 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$. Le taux de travail du béton est de **21%**.
 - $\sigma_s = 187.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.80 f_{yk} = 188 \text{ MPa}$. Le taux de travail de l'acier est de **100%**.

► Limitation de l'ouverture des fissures – EC2 §7.3.3 :

On a donc une ouverture de fissure qui vaut $w = 0.04 \text{ mm}$

Selon le tableau 7.1N de l'Eurocode 2, un béton de classe d'exposition XC1 ne doit pas présenter des ouvertures de fissures supérieures à 0.40mm.

La limite d'ouverture est donc respectée dans le cas présent avec un taux de travail de 10%.

► Limitation de la flèche – EC2 §7.4 :

- Flèche sous chargement : 9.74 ;
- Flèche limite : 240.
- Taux de travail : 4%.

La poutrelle est donc capable de supporter une charge surfacique minimale de 5 kN/m² (correspondant aux charges d'exploitation réglementaires supposées pour les planchers de type ERP), en plus des charges permanentes actuelles.

2.1.2 Calculs de la poutre en béton armé

► Données d'entrée :

- Localisation : Plancher haut RDC ;
- Charges permanentes reprises par la poutre :
 - Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.36 \times 25 = 2.70 \text{ kN/ml}$;
 - Poids propre de la poutrelle : $0.07 \times 0.28 \times 25 = 0.49 \text{ kN/ml}$;
 - Poids propre de la dalle : $0.08 \times 25 = 2.00 \text{ kN/m}^2$;
 - Poids propre de la chape : $0.025 \times 22 = 0.55 \text{ kN/m}^2$;
 - Poids propre du carrelage + colle : $0.01 \times 20 = 0.20 \text{ kN/m}^2$;
 - Poids propre de la cloison : 0.50 kN/m^2 ;
 - Poids du bois : $0.03 \times 3.2 = 0.10 \text{ kN/m}^2$;
 - Poids du lattis plâtre : $0.03 \times 10 = 0.30 \text{ kN/m}^2$;
 - Poids de l'isolant : $0.12 \times 1 = 0.12 \text{ kN/m}^2$;
 - Poids du faux plafond : $= 0.10 \text{ kN/m}^2$;

En kN/ml on a la charge permanente suivante : $(0.49 + 2.70) + ((2) \times (2.7)) + (0.55 + 0.20 + 0.50 + 0.10 + 0.30 + 0.12 + 0.10) \times (3) = 14.20 \text{ kN/ml}$ avec 2.7 m et 3 m les largeurs d'influence de la poutre (entre nus et axes).

- Portée de la poutre : 7.45 m (entre axes) ;
- Largeur d'influence : 2.7 m (entre nus) et 3 m (entre axes) ;
- Ferrailage en travée :
 - 1^{er} lit : 2RLØ20 +, enrobage de 30 mm → $A_s = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$;
 - 2^e lit : 2LØ20 +, enrobage de 50 mm → $A_s = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$;
 - 3^e lit : 2RLØ20 +, enrobage de 70 mm → $A_s = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$;
- Ferrailage transversal :
 - 4 brins RLØ06 mm, espacement sur appui de 20 cm ;
- Les caractéristiques du béton sont les suivantes :
 - La résistance caractéristique en compression du béton vaut : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$,
- Les caractéristiques des RL sont les suivantes :
 - La limite élastique caractéristique des armatures vaut : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$.

La poutre porte de mur à mur, un système isostatique sera donc considéré.

► Résultats de calculs :

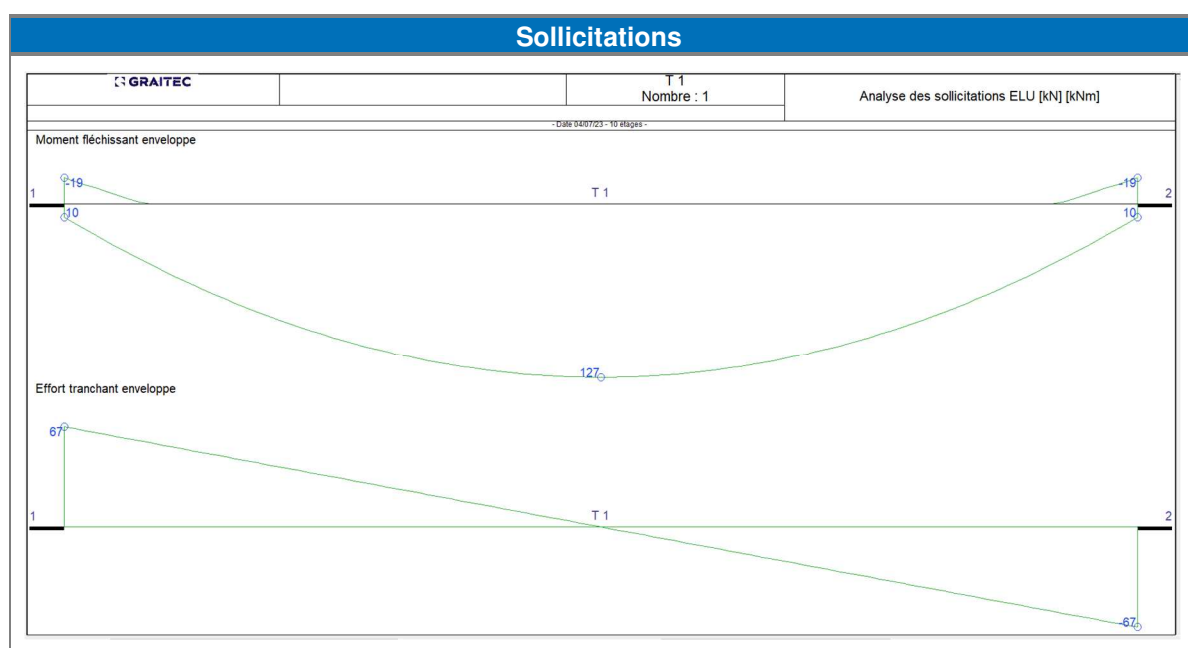
- Moment fléchissant – EC2 §6.1 :

Les sollicitations sont les suivantes :

Moment résistant :

- $M_{rd} = 101 \text{ kN.m}$.

Avec des charges permanentes de 11.50 kN/ml (sans poids propre de la poutre, pris en compte automatiquement par le logiciel de calculs, sans charges d'exploitation), le moment sollicitant est :



- $M_{ed} = 127 \text{ kN.m.}$

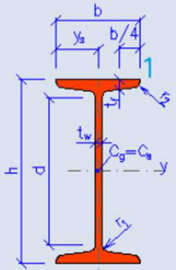
Le moment sollicitant excède le moment résistant, avec un taux de travail de **126 %**, ce qui indique que la poutre est sous-dimensionnée pour supporter les charges permanentes actuelles, même en l'absence de charges d'exploitation. De plus, les portées des poutres principales relevées sont trop importantes par rapport au ferrailage et à la section de béton mis en place.

2.2 Eléments des sondages S9.1/S9.2 du PH RDC

Il s'agit de la zone avec des planchers en profilés métalliques enrobés par le béton mâchefer.

► Données d'entrée :

- Section type IPN260
- Espacement : 0.712 m à l'axe
- Portée : $L = 7.45$ m.

IPN 260			
IPN 260			
Dimensions		Valeurs statiques	
$h = 260$ mm		Axe y	Axe z
$b = 113$ mm		$I_y = 5.73E+7$ mm ⁴	$I_z = 2.87E+6$ mm ⁴
$t_f = 14.1$ mm		$W_{y1} = 4.41E+5$ mm ³	$W_{z1} = 5.09E+4$ mm ³
$t_w = 9.4$ mm		$W_{y,pl} = 5.14E+5$ mm ³	$W_{z,pl} = 8.41E+4$ mm ³
$r_1 = 9.4$ mm		$i_y = 104$ mm	$i_z = 23.2$ mm
$r_2 = 5.6$ mm		$S_y = 2.57E+5$ mm ³	$S_z = 4.21E+4$ mm ³
$y_s = 56.5$ mm		Torsion et flambement	
$d = 208.9$ mm	$G = 41.9$ kg.m ⁻¹	$I_w = 4.19E+10$ mm ⁶	$I_t = 3.36E+5$ mm ⁴
$A_L = 0.91$ m ² .m ⁻¹	$A = 5330$ mm ²	$i_w = 26.4$ mm	$i_{pc} = 106$ mm

► Chargements :

- Les charges permanentes considérées sont les suivantes :
- Parquet + colle : **$0.02 \times 3.20 = 0.06$ kN/m² ;**
- Chape de 3 cm d'épaisseur : **$0.03 \times 22 = 0.66$ kN/m² ;**
- Béton non armé de 8 cm d'épaisseur : **$0.08 \times 24 = 1.92$ kN/m² ;**
- Béton non mâchefer de 26 cm d'épaisseur : **$0.26 \times 8 = 2.10$ kN/m² ;**
- Poids du lattes plâtre : **$0.03 \times 10 = 0.30$ kN/m² ;**
- Poids du faux plafond : **$= 0.10$ kN/m² ;**
- Cloisons : **0.5 kN/m² ;**
- Poids propre IPN 260 : **0.42 kN/ml.**

► Etat Limite Ultime

L'Eurocode 3 exige que le moment sollicitant de calcul M_{ed} peut au plus être égal au moment résistant de calcul de la poutre $M_{y,rd}$:

- $g = 0.712 \times (0.06 + 0.66 + 1.92 + 2.10 + 0.30 + 0.10 + 0.50) + (0.42) = 4.44 \text{ kN/m}$
- Charges à l'ELU : $P = 1.35 \times g + 1.5 \times q$
- **$M_{ed} \leq M_{rd}$**
- $M_{ed} = \frac{P \times l^2}{8}$
- $M_{rd} = f_{yx} W_{y1}$
- $M_{rd} = 170 \times 4.41 \times 10^5 = 74.80 \text{ kNm} = M_{ed}$.
- $P_{el} = \frac{M_{rd} \times 8}{l^2} = \frac{8 \times 74.80}{7.45^2} = 10.80 \text{ kN/ml}$
- $q = \frac{P_{el} - 1.35g}{1.5} = \frac{10.80 - 1.35 \times 4.44}{1.5} = 3.20 \text{ kN/m}$
- **$Q = \frac{3.20}{0.712} = 4.50 \text{ kN/m}^2$.**

► Etat Limite de Service – Justifications réglementaires EC3

A l'ELS, on a sur le profilé en acier IPN260 les charges suivantes :

Elément	G	Q	G + Q
Poutre acier	4.44 kN/ml	3.20 kN/ml	7.64 kN/ml

- Flèche totale

La flèche totale sous combinaison de charges caractéristiques vaut $w_{max} = \frac{5}{384} \frac{P_{ELS} \cdot L^4}{E \cdot I_y}$

- Flèche sous charges variables

La flèche sous l'influence des charges variables vaut $w_3 = \frac{5}{384} \frac{Q \cdot L^4}{E \cdot I_y}$

Le moment quadratique du profilé IPN260 vaut $I = 573 \text{ cm}^4$

Le module de Young de l'acier vaut $E = 210\,000 \text{ MPa}$

On a donc les flèches calculées suivantes :

Elément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	$G + Q$	Q
Profilé métallique	25.50 mm	10.70 mm

Une limite réglementaire pour les planchers courants est $w_{max} = L/250 = 30 \text{ mm}$ (EC3-1-1/NA – 7.2.1 (1)B)

Une limite réglementaire pour les planchers courants est $w_3 = L/300 = 25 \text{ mm}$ (EC3-1-1/NA – 7.2.1 (1)B)

On a donc les ratios de calcul suivant à l'ELS selon les différents scénarii de chargement.

Élément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	w_{max}	w_3
Profilé métallique	0.85	0.43

Le profilé métallique du plancher est validé à l'ELS pour une charge d'exploitation de **4.50 kN/m²**.

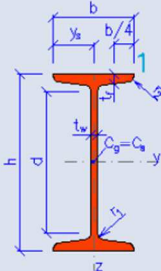
La capacité portante du plancher au droit des sondages S9.1/S9.2 est donc de 4.50 kN/m².

2.3 Eléments des sondages S10.1/S10.2 du PH R+1

2.3.1 Calculs des poutrelles

► Données d'entrée :

- Section type IPN160
- Espacement : 0.61 m à l'axe
- Portée : $L = 3$ m.

IPN 160			
IPN 160			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 160 mm		Axe y	Axe z
b = 74 mm		$I_y = 9.34E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 5.46E+5 \text{ mm}^4$
$t_f = 9.5 \text{ mm}$		$W_{y1} = 1.17E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 1.48E+4 \text{ mm}^3$
$t_w = 6.3 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 1.36E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 2.43E+4 \text{ mm}^3$
$r_1 = 6.3 \text{ mm}$		$i_y = 64 \text{ mm}$	$i_z = 15.5 \text{ mm}$
$r_2 = 3.8 \text{ mm}$		$S_y = 6.79E+4 \text{ mm}^3$	$S_z = 1.22E+4 \text{ mm}^3$
$y_s = 37 \text{ mm}$		Torsion et flambement	
d = 125.7 mm	$G = 17.9 \text{ kg.m}^{-1}$	$I_w = 2.97E+9 \text{ mm}^6$	$I_t = 6.58E+4 \text{ mm}^4$
$A_L = 0.57 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$A = 2280 \text{ mm}^2$	$i_w = 17.3 \text{ mm}$	$i_{pc} = 65.8 \text{ mm}$

► Chargements :

Les charges permanentes (g) considérées sont les suivantes :

- Parquet : $0.025 \times 3.20 = 0.08 \text{ kN/m}^2$;
- Marin de 12 cm : $0.12 \times 18 = 2.16 \text{ kN/m}^2$;
- Gros béton d'épaisseur moyenne de 17.2 cm : $0.172 \times 24 = 4.13 \text{ kN/m}^2$;
- Enduit en plâtre de 1 cm : $0.01 \times 10 = 0.10 \text{ kN/m}^2$;
- Voutains en briques creuses de 5.5 cm : $0.055 \times 18 = 1 \text{ kN/m}^2$;
- Poids du faux plafond : $= 0.10 \text{ kN/m}^2$;
- Cloisons : 0.5 kN/m^2 ;
- Poids propre IPN 160 : 0.18 kN/ml ;
- Lambourdes de section 4.5x5 cm : $0.045 \times 0.05 \times 3.20 = 0.01 \text{ kN/ml}$.

► Etat Limite Ultime

L'Eurocode 3 exige que le moment sollicitant de calcul M_{ed} peut au plus être égal au moment résistant de calcul de la poutre M_{rd} :

- $g = 0.61 \times (0.08 + 2.16 + 4.13 + 0.10 + 0.10 + 0.50 + 1.00) + (0.18 + 0.01) = 5.11 \text{ kN/m}$;
- Charges d'exploitation : $q = 7.5 \text{ kN/m}^2 = 4.60 \text{ kN/ml}$ (hypothèse) ;
- Charges à l'ELU : $P = 1.35 \times g + 1.5 \times q = 13.80 \text{ kN/ml}$.
- $M_{ed} = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{13.8 \times (3^2)}{8} = 15.53 \text{ kNm}$.
- $M_{rd} = 170 \times 1.17 \times 10^5 = 20 \text{ kNm}$
- Taux de travail : **77%**.

► Etat Limite de Service – Justifications réglementaires EC3

A l'ELS, on a sur le profilé en acier IPN160 les charges suivantes :

Elément	G	Q	G + Q
Poutre acier	5.11 kN/ml	4.60 kN/ml	9.71 kN/ml

- Flèche totale

La flèche totale sous combinaison de charges caractéristiques vaut $w_{max} = \frac{5}{384} \frac{P_{ELS} \cdot L^4}{E \cdot I_y}$

- Flèche sous charges variables

La flèche sous l'influence des charges variables vaut $w_3 = \frac{5}{384} \frac{Q \cdot L^4}{E \cdot I_y}$

Le moment quadratique du profilé IPN160 vaut $I = 934 \text{ cm}^4$

Le module de Young de l'acier vaut $E = 210\,000 \text{ MPa}$

On a donc les flèches calculées suivantes :

Élément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	$G + Q$	Q
Profilé métallique	10.44 mm	5 mm

Une limite réglementaire pour les planchers courants est $w_{max} = L/250 = 12 \text{ mm}$ (EC3-1-1/NA – 7.2.1 (1)B)

Une limite réglementaire pour les planchers courants est $w_3 = L/300 = 10 \text{ mm}$ (EC3-1-1/NA – 7.2.1 (1)B)

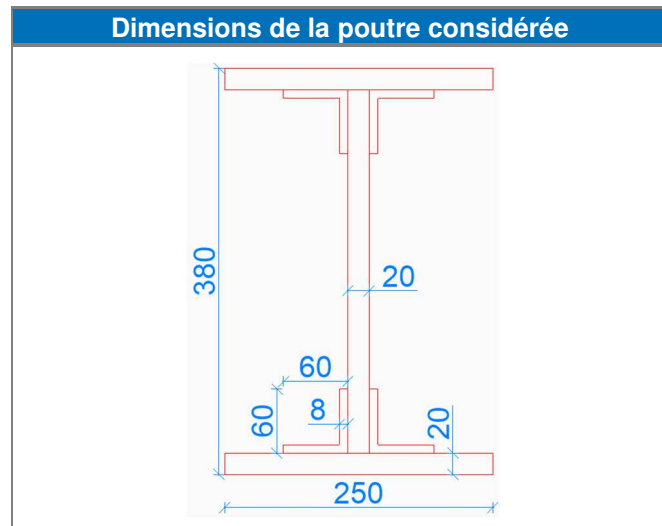
On a donc les ratios de calcul suivant à l'ELS selon les différents scénarii de chargement.

Élément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	w_{max}	w_3
Profilé métallique	0.87	0.50

Le profilé métallique du plancher est validé à l'ELS pour une charge d'exploitation de **7.50 kN/m²**.

2.3.2 Calculs des poutres

Il s'agit d'une poutre reconstituée rivetée dont l'âme et les semelles sont liaisonnées à l'aide de cornières à ailes égales. Les dimensions considérées sont les suivantes :



► Données d'entrée :

- Section type : Section composée
- Espacement : 3 m à l'axe
- Portée : $L = 7.45$ m.

Les caractéristiques mécaniques de la poutre, calculées à l'aide du logiciel Robot, sont les suivantes :

Données mécaniques de la poutre composée			
	Valeurs géométriques Surface $A = 203.84 \text{ cm}^2$ Centre de gravité $Y_c = 426.7 \text{ cm}$ $Z_c = 341.8 \text{ cm}$ Dimensions max H = 38.0 cm max L = 25.0 cm périm. = 172.0 cm Matériau de base $E = 210000.00 \text{ MPa}$ dens = 7852.83 kg/m ³ p.un. = 160.07 kg/m	Valeurs pondérées $A^* = 203.84 \text{ cm}^2$ $Y_c^* = 426.7 \text{ cm}$ $Z_c^* = 341.8 \text{ cm}$	Valeurs géométriques Moments d'inertie $I_x = I_x ()$ $I_y = 47391.01 \text{ cm}^4$ $I_z = 5629.30 \text{ cm}^4$ Autres $\alpha = 0.0 \text{ Deg}$ $i_y = 15.2 \text{ cm}$ $i_z = 5.3 \text{ cm}$ $A_y = A_y ()$ $A_z = A_z ()$
	Calculs supplémentaires <input type="checkbox"/> Moment d'inertie en torsion (I_x) <input type="checkbox"/> Coefficients de rigidité en cisaillement (A_y, A_z) <input type="checkbox"/> Facteurs de résistance au cisaillement (W_y, W_z) <input type="checkbox"/> Facteurs de résistance plastique (W_{ply}, W_{plz})		Valeurs pondérées $I_y^* = 47391.01 \text{ cm}^4$ $I_z^* = 5629.30 \text{ cm}^4$ $\alpha^* = 0.0 \text{ Deg}$ $i_y^* = 15.2 \text{ cm}$ $i_z^* = 5.3 \text{ cm}$ $A_y^* = A_y ()$ $A_z^* = A_z ()$
			Facteurs $W_{ely} = 2494.26 \text{ cm}^3$ $W_{elz} = 450.34 \text{ cm}^3$ $W_y = W_y ()$ $W_z = W_z ()$ $W_{ply} = W_{ply} ()$ $W_{plz} = W_{plz} ()$
			Distances extrêmes $V_y = 12.5 \text{ cm}$ $V_{py} = 12.5 \text{ cm}$ $V_z = 19.0 \text{ cm}$ $V_{pz} = 19.0 \text{ cm}$

► Chargements :

Les charges permanentes (g) considérées sont les suivantes :

- Parquet : $0.025 \times 3.20 = 0.08 \text{ kN/m}^2$;
- Marin de 12 cm : $0.12 \times 18 = 2.16 \text{ kN/m}^2$;
- Gros béton d'épaisseur moyenne de 17.2 cm : $0.172 \times 24 = 4.13 \text{ kN/m}^2$;
- Enduit en plâtre de 1 cm : $0.01 \times 10 = 0.10 \text{ kN/m}^2$;
- Voutains en briques creuses de 5.5 cm : $0.055 \times 18 = 1 \text{ kN/m}^2$;
- Poids du faux plafond : $= 0.10 \text{ kN/m}^2$;
- Cloisons : 0.5 kN/m^2 ;
- Poids propre IPN 160 : 0.18 kN/ml ;
- Poids propre la poutre : 1.60 kN/ml ;
- Lambourdes de section 4.5x5 cm : $0.045 \times 0.05 \times 3.20 = 0.01 \text{ kN/ml}$.

► Etat Limite Ultime

L'Eurocode 3 exige que le moment sollicitant de calcul M_{ed} peut au plus être égal au moment résistant de calcul de la poutre $M_{y,rd}$:

- $g = 3 \times (0.08 + 2.16 + 4.13 + 0.10 + 0.10 + 0.50 + 1) + (0.18 + 0.01 + 1.6) = 26 \text{ kN/m}$
- Charges à l'ELU : $P = 1.35xg + 1.5xq$
- Charges d'exploitation : $q = 5.50 \text{ kN/m}^2 = 16.50 \text{ kN/ml}$ (hypothèses) ;
- Charges à l'ELU : $P = 1.35xg + 1.5xq = 59.85 \text{ kN/ml}$.
- $M_{ed} = \frac{PxL^2}{8} = \frac{69 \times (7.45^2)}{8} = 415.23 \text{ kNm}$.
- $M_{rd} = 170 \times 2.49 \times 10^6 = 423.30 \text{ kNm}$.
- Taux de travail : 98%.

► Etat Limite de Service – Justifications réglementaires EC3

A l'ELS, on a sur le profilé en acier les charges suivantes :

Elément	G	Q	G + Q
Poutre acier	26 kN/ml	16.50 kN/ml	42.50 kN/ml

- Flèche totale

La flèche totale sous combinaison de charges caractéristiques vaut $w_{max} = \frac{5}{384} \frac{P_{ELS}.L^4}{E.I_y}$

- Flèche sous charges variables

La flèche sous l'influence des charges variables vaut $w_3 = \frac{5}{384} \frac{Q.L^4}{E.I_y}$

Le moment quadratique du profilé reconstitué riveté vaut $I = 47391 \text{ cm}^4$

Le module de Young de l'acier vaut $E = 210\,000\text{ MPa}$

On a donc les flèches calculées suivantes :

Elément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	$G + Q$	Q
Profilé métallique	17.13 mm	6.65 mm

Une limite réglementaire pour les planchers courants est $w_{max} = L/250 = 30\text{ mm}$ (EC3-1-1/NA – 7.2.1 (1)B)

Une limite réglementaire pour les planchers courants est $w_3 = L/300 = 25\text{ mm}$ (EC3-1-1/NA – 7.2.1 (1)B)

On a donc les ratios de calcul suivant à l'ELS selon les différents scénarii de chargement.

Elément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	w_{max}	w_3
Profilé métallique	0.57	0.27

La poutre métallique du plancher est validée à l'ELS pour une charge d'exploitation de **5.50 kN/m²**.

Le plancher, au niveau des sondages S10.1/S10.2, est donc capable de supporter des charges d'exploitation réparties de 5,50 kN/m².

2.4 Eléments des sondages S11.1/S11.2 du PH R+1

Le plancher de cette zone est en bois et constitué de solives aux sections variables (voir les coupes des sondages). Les calculs seront réalisés en prenant en compte les solives de plus petite section, correspondant au cas le plus défavorable.

► Données d'entrée des solives

- Section $b * h = 90 * 350 \text{ mm} \rightarrow I = b \frac{h^3}{12} = 32156.30 \text{ cm}^4$ - $A = b * h = 315 \text{ cm}^2$
- Espacement : 0.38 m à l'axe ;
- Portée L : 5.70 m ;

► Charges permanentes actuelles :

Les charges permanentes considérées sont les suivantes :

- Lino + colle : **0.01 kN/m² ;**
- Parquet bois : $0.03 * 3.20 = \mathbf{0.10 \text{ kN/m}^2}$;
- Lambourdes : $0.07 * 0.05 * 3.20 = \mathbf{0.01 \text{ kN/ml}}$.
- Marin : $0.07 * 18 = \mathbf{1.26 \text{ kN/m}^2}$;
- Platelage bois de 2.5 cm : $0.025 * 3.20 = \mathbf{0.10 \text{ kN/m}^2}$;
- Cloisons : **0.5 kN/m² ;**
- Lattis plâtre : $0.025 * 3.20 = \mathbf{0.10 \text{ kN/m}^2}$;
- Faux plafond : **0.10 kN/m² ;**
- Poids propre des solives : $0.09 * 0.35 * 3.20 = \mathbf{0.10 \text{ kN/m}^2}$;

Les charges permanentes totales sont :

- $g = 0.38 * (0.01 + 0.10 + 1.26 + 0.10 + 0.5 + 0.10 + 0.10) + (0.01 + 0.10) = \mathbf{0.94 \text{ kN/ml}}$.

► Charges d'exploitation admissibles

Pour un taux de travail de la contrainte en flexion de 1, la charge d'exploitation admissible supplémentaire est : **6.50 kN/m²**.

Les charges sur solives sont les suivantes :

Elément	G .totale +PP	Q
Solive	0.94 kN/ml	2.47 kN/ml

Avec :

- G. totale = charge permanente actuelle ;
- PP = Poids propre de la solive.

► Etat Limite Ultime

A l'ELU, on a sur chaque solive la charge $P_u = 1.35 * G + 1.50 * Q$:

Elément	Charge ELU
Solive	4.97 kN/ml

Le moment ELU vaut $M_{Ed} = P_u \frac{L^2}{8}$. La contrainte normale de flexion dans le bois vaut $\sigma = 6 \frac{M_{Ed}}{bh^2}$

L'effort tranchant ELU vaut $V_{Ed} = P_u \frac{L}{2}$. La contrainte tangentielle de cisaillement dans le bois vaut $\tau = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{bh}$

On a donc les contraintes suivantes :

Elément	Contraintes	
	σ	τ
Solive	11.49 MPa	0.71 MPa

Le bois est situé en classe de service 1, chargé par une classe de chargement de moyen-terme (exploitation). On a donc $k_{mod} = 0.80$.

L'élément n'est pas isolé et appartient à un système de poutraison. On a donc $k_{sys} = 1.10$.

Les solives présentent une hauteur de section supérieure à 150mm. On a donc $k_h = 1.00$.

En présence de bois massif, le coefficient de sécurité vaut $\gamma_M = 1.30$.

Le bois C18 présente une résistance caractéristique à la flexion $f_{m,k} = 18 \text{ MPa}$.

La contrainte normale admissible par le bois vaut $f_{m,d} = k_{sys} * k_h * k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 12.18 \text{ MPa}$

Le bois C18 présente une résistance caractéristique au cisaillement $f_{v,k} = 3.6 \text{ MPa}$

La contrainte tangentielle admissible par le bois vaut $f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 2.22 \text{ MPa}$

On a donc les ratios de calcul suivant à l'ELU :

Elément	Ratios de travail	
	σ	τ
Solive courante	1	0.32

L'ensemble des solives du plancher est validé à l'ELU en situation actuelle.

► Etat Limite de Service

A l'ELS, on limite la flèche des solives.

Le calcul de la flèche est réalisé selon $w = 5P \frac{L^4}{384 EI}$

Le calcul de la flèche est appliqué sur l'élément :

- Sous charge d'exploitation instantanée,
- Sous charges combinées avec prises en compte du fluage : $w_{tot} = (1 + k_{def}) * w_G + w_Q$

Le module de Young du bois C18 vaut $E = 10\,000\text{ MPa}$

Le coefficient de fluage d'un bois massif en classe de service 1 vaut $k_{def} = 0.60$

On a donc les flèches calculées suivantes :

Elément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	$G + Q$	Q
Solive courante	30 mm	20 mm

Les limites de flèche sont les suivantes, conformément au tableau 7.2 de l'Annexe Nationale de l'Eurocode 5 partie 1 :

- Flèche instantanée sous charges variables : $w_3 = L/300$
- Flèche différée sous combinaisons d'actions : $w_{net,fin} = L/200$

On a donc les limites de flèches suivantes pour chaque type de solive :

Elément	$w_{net,fin}$	w_3
Solive courante	25.70 mm	14.40 mm

On a donc les ratios de calcul suivant à l'ELS.

Elément	Combinaison de charges	Exploitation seule
	$w_{net,fin}$	w_3
Solive courante	0.86	0.72

La solive est donc validée à l'ELS et à l'ELU pour une charge d'exploitation surfacique de **6.50 kN/m² en plus des charges permanentes actuelles.**

3. Calculs de la tenue au feu des éléments de structure des PH

3.1 Eléments des sondages S8.1/S8.2 du PH RDC

3.1.1 Calculs de la poutrelle en béton armé

Les poutrelles présentent une base moyenne de 7 cm.

L'enrobage mesuré est : $c_{nom} = 25 \text{ mm}$.

La distance du parement béton à l'axe des armatures longitudinales vaut $a = c_{nom} + 0.5\phi = 31 \text{ mm}$.

Il est considéré une continuité sur appui.

D'après le tableau 5.6 de l'Eurocode 2 partie 1-2, la poutrelle du plancher haut RDC (considéré isostatique) valide un critère de résistance au feu normalisé **nul**.

EC2 partie 1-2 – Tableau 5.6							
Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)						
	Combinaisons possibles de a et de b_{min} , a étant la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{min} étant la largeur de la poutre				Epaisseur d'âme b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min}=80$ $a=15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min}=120$ $a=25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min}=150$ $a=35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{min}=200$ $a=45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{min}=240$ $a=60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{min}=280$ $a=75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (voir note ci-dessous)							
<p>Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).</p> <p>a_{sd} est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de b_{min} supérieures à celles données dans la colonne 3, aucune augmentation de la valeur de a_{sd} n'est requise.</p> <p>* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.</p>							
<p align="center">Tableau 5.6 Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres continues en béton armé et précontraint</p>							

Remarque : Pour ces calculs, les lattis en roseaux et les faux plafonds situés sous les éléments de structure n'ont pas été pris en compte, bien qu'ils puissent jouer un rôle considérable dans la résistance au feu.

3.1.2 Calculs de la poutre en béton armé

Les poutres principales présentent une base de 30 cm.

L'enrobage mesuré est : $c_{nom} = 30 \text{ mm}$.

La distance du parement béton à l'axe des armatures longitudinales vaut $a = c_{nom} + 0.5\phi = 40 \text{ mm}$.

Il n'est pas considéré une continuité sur appui.

D'après le tableau 5.5 de l'Eurocode 2 partie 1-2, la poutre principale du plancher haut RDC (considéré isostatique) valide un critère de résistance au feu normalisé **R60**. Toutefois, étant donné que la poutre n'est pas capable de reprendre des charges d'exploitation, la stabilité de la poutre au feu est, défaite, pas assurée.

EC2 partie 1-2 – Tableau 5.5							
Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)						
	Combinaisons possibles de a et de b_{min} , a étant la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{min} étant la largeur de la poutre				Épaisseur d'âme b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min}= 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{min}= 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{min}= 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{min}= 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{min}= 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{min}= 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (voir note ci-dessous)							
<p>Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).</p> <p>a_{sd} est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de b_{min} supérieures à celles données dans la colonne 4, aucune augmentation de la valeur de a_{sd} n'est requise.</p> <p>* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.</p>							

Remarque : Pour ces calculs, les lattis en roseaux et les faux plafonds situés sous les éléments de structure n'ont pas été pris en compte, bien qu'ils puissent jouer un rôle considérable dans la résistance au feu.

3.2 Eléments des sondages S9.1/S9.2 du PH RDC et S10.1/S10.2 du PH R+1

Les planchers situés au niveau de ces sondages sont composés de poutrelles et de poutres métalliques.

Les poutrelles mises en évidence lors des sondages sont enrobées de béton. Sous les poutrelles des sondages S9.1/S9.2, on trouve du lattis plâtre ainsi que des plafonds. De plus, des faux plafonds sont présents sous les poutres principales des sondages S10.1/S10.2.

En l'absence de prise en compte des faux plafonds et des lattis plâtrés, la tenue au feu des éléments métalliques de ces planchers est considérée comme nulle.

3.3 Eléments des sondages S11.1/S11.2 du PH R+1

On étudie la durée de tenue au feu des solives. Le calcul donne une durée de stabilité au feu du plancher $t = 20 \text{ min}$ (sans tenir compte des lattis plâtre et des faux plafond).

La vitesse de combustion du bois massif vaut $\beta_0 = 0.88 \text{ mm/min}$. On a donc $d_{char} = 0.88 * 15 = 16 \text{ mm}$.

L'épaisseur de réduction sur les faces exposées au feu vaut $d_{ef} = d_{char} + 7 = 23 \text{ mm}$.

On a donc au bout de 30 min une section résiduelle $b_{fi} * h_{fi} = 44 * 327^{ht} \text{ mm}$ soit $I_{fi} = b_{fi} \frac{h_{fi}^3}{12} = 12821 \text{ cm}^4$

On considère de façon défavorable la combinaison $G + Q$ pour la combinaison au feu. On détermine les contraintes de façon identique à l'ELU.

Elément	Contraintes	
	σ_{fi}	τ_{fi}
S11.1 / S11.2	19.55 MPa	1,07 MPa

Le périmètre de section exposée au feu vaut $P_r = b_{fi} + 2 * h_{fi} = 698 \text{ mm}$. L'aire exposée au feu vaut $A_r = b_{fi} * h_{fi} = 144 \text{ cm}^2$

On a donc $k_{mod,fi} = 1 - \frac{P_r}{200A_r} = 0.86$

On a $k_{fi} = 1.25$ pour un bois massif

En situation d'incendie, le coefficient de sécurité vaut $\gamma_{M,fi} = 1.00$.

Le bois C18 présente une résistance caractéristique à la flexion $f_{m,k} = 18 \text{ MPa}$.

La contrainte normale admissible par le bois vaut $f_{m,d,fi} = k_{fi} * k_{mod,fi} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} = 16.09 \text{ MPa}$

Le bois C18 présente une résistance caractéristique au cisaillement $f_{v,k} = 3.6 \text{ MPa}$

La contrainte tangentielle admissible par le bois vaut $f_{v,d} = k_{fi} * k_{mod,fi} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 3.22 \text{ MPa}$

On a donc les ratios de calcul suivant à l'ELU accidentel.

Elément	Ratios de travail	
	σ	τ
S11.1 / S11.2	1.01	0.28

Les solives des sondages S11.1 / S11.2 sont validées en situation incendie pour une durée d'exposition au feu de 20 minutes (sans prise en compte des latis plâtre et des faux plafonds).

4. Synthèse des calculs

Sur la base des données relevées sur site, les calculs effectués nous ont permis d'obtenir les résultats des capacités portantes et de la tenue au feu des planchers, comme indiqué dans le tableau ci-dessous. L'implantation des sondages est présentée en annexe 1 du rapport.

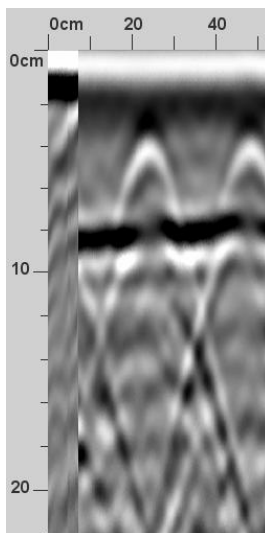
Sondages	Niveau	Capacité portante (kN/m²)	Tenue au feu (mm)
S8.1/S8.2	PH RDC	0.00	0
S9.1/S9.2	PH RDC	4.50	0
S10.1/S10.2	PH R+1	5.50	0
S11.1/S11.2	PH R+1	6.50	20

Remarque : Les calculs de la tenue au feu ont été effectués sans prendre en compte les faux plafonds, les latis plâtrés, les latis en roseau et les peintures.

Annexe 4. Détections Radar

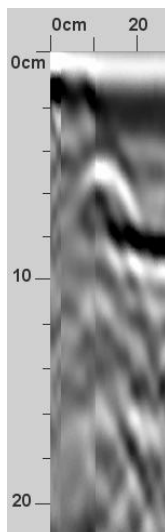
Radar 22

S8.1 - Nervure – Cadres – PH RDC



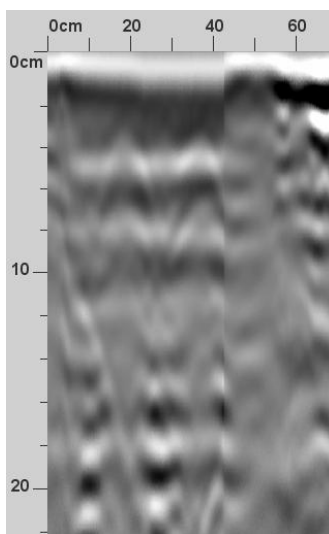
Radar 22

S8.1 - Nervure – filants (flan) – PH RDC



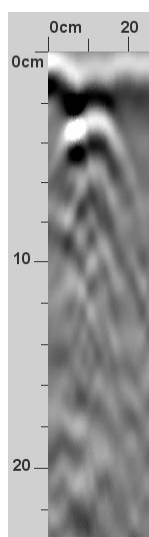
Radar04

S8.1 - Poutre – Cadres – PH RDC



Radar03

S8.1 - Poutre – filants (flan) – PH RDC



Radar02

S8.1 - Poutre – filants (sous-face) – PH RDC