

**83 – LA SEYNE SUR MER**  
**Rue Professeur Raphaël Dubois**  
**INSTITUT DE BIOLOGIE MARINE**



## Diagnostic structurel

### UNIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON 1

5 Bâtiment Atlas  
 43 Boulevard du 11 Novembre 1918  
 69622 VILLEURBANNE

#### Votre interlocuteur privilégié :

Clément VALETTE  
 Téléphone : 06 30 49 23 75  
 Email : clement.valette@qcsservices.fr

#### Agence QCS SERVICES Sud-Est

494 rue Maurice Schumann  
 30 000 NÎMES  
 Téléphone : 04 66 70 96 58  
 Email : divsudest@qcsservices.fr

0	31.11.2018	C. VALETTE		Version initiale
Révision	Date	Rédaction	Vérification	Description

# SOMMAIRE

<b>1. PRESENTATION ET OBJECTIF DU DIAGNOSTIC</b>	<b>4</b>
<b>2. REFERENTIEL</b>	<b>4</b>
<b>3. DOCUMENTS TRANSMIS</b>	<b>5</b>
<b>4. GÉNÉRALITÉS</b>	<b>5</b>
4.1 – IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE	5
4.2 – LOCALISATION	5
4.3 – INTERVENTION	6
4.4 – DESCRIPTION DU SITE	7
4.5 – PERIMETRE D'INTERVENTION	8
4.6 – SONDAGES ET INVESTIGATIONS	8
<b>5. BÂTIMENT DUBOIS</b>	<b>9</b>
5.1 INSPECTION VISUELLE	9
5.2 DESORDRES CONSTATES – MURS PORTEURS	10
5.3 ANALYSE DE LA STRUCTURE EXISTANTE	11
5.3.1 PLANCHERS	11
5.3.2 FONDATIONS	26
<b>6. BÂTIMENT PERES</b>	<b>28</b>
6.1 INSPECTION VISUELLE	28
6.2 DESORDRES CONSTATES – MURS PORTEURS	29
6.3 DESORDRES CONSTATES – TOITURE TERRASSE	30
6.4 ANALYSE DE LA STRUCTURE EXISTANTE	31
6.4.1 PLANCHERS	31
6.4.2 DALLAGE	42
6.4.3 FONDATIONS	43
<b>7. BÂTIMENT ATELIER</b>	<b>47</b>
7.1 INSPECTION VISUELLE	47
7.2 DESORDRES CONSTATES – COUVERTURE	48
7.3 FONDATIONS	49

<b>8.</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>50</b>
<b>9.</b>	<b>ANNEXE 1 : VERIFICATION POUTRES BOIS</b>	<b>52</b>
<b>10.</b>	<b>ANNEXE 2 : REPERAGE RECHERCHES FONDATIONS</b>	<b>66</b>

## **1. PRESENTATION ET OBJECTIF DU DIAGNOSTIC**

Dans le cadre de la réhabilitation et de la remise aux normes de l'ensemble des bâtiments du site de l'Institut de biologie marine à LA SEYNE SUR MER (83), l'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD de LYON a souhaité connaître l'état structurel des bâtiments. Dans ce contexte, une mission de diagnostic des structures des bâtiments a été confiée à QCS SERVICES.

La présente mission porte sur les ouvrages suivants :

- Le bâtiment Dubois
- Le bâtiment Peres
- Le bâtiment Atelier

Ce diagnostic comprend notamment :

- Un relevé d'état des lieux :
  - Relevé des ouvrages existants ;
  - Relevé des désordres apparents ;
  - Expertise technique avec investigations, sondages destructifs et ouverture des fondations.
- Une analyse technique et réglementaire :
  - Résultats des investigations et sondages ;
  - Vérification de la capacité portante des planchers et relevé des fondations des bâtiments.

## **2. REFERENTIEL**

- Norme NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale : actions sur les structures, charges permanentes, charges d'exploitation ;
- Norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale : règles de calcul des structures en béton ;
- Norme NF EN 1993-1-1 et son annexe nationale : règles de calcul des structures en acier ;
- Norme NF EN 1995-1-1 et son annexe nationale : règles de calcul des structures en bois ;

### 3. DOCUMENTS TRANSMIS

Les documents suivants nous ont été transmis :

- Plan Bâtiment Dubois RDC
- Plan Bâtiment Dubois R+1
- Plan Bâtiment Dubois toiture
- Plan Bâtiment Peres RDC
- Plan Bâtiment Peres R+1
- Plan Bâtiment Peres toiture

Date :

09.2016  
09.2016  
09.2016  
09.2016  
09.2016  
09.2016

### 4. GÉNÉRALITÉS

#### 4.1 – Identification de l'ouvrage

Nom de l'ouvrage : Institut de biologie marine  
Adresse : Rue Raphael Dubois  
Ville : 83500LA SEYNE SUR MER

#### 4.2 – Localisation



Bâtiments étudiés

### 4.3 – Intervention

Date de visite : 8, 9, 22, 23 et 26 Octobre 2018

Nous avons été accompagnés de la société LD contrôle pour la réalisation de sondages destructifs les 22 et 23 Octobre 2018.

Nous avons été accompagnés de la société ESIRIS pour la réalisation de recherche des fondations le 26 Octobre 2018.

#### 4.4 – Description du site

Le présent rapport a pour objet le diagnostic structurel du patrimoine bâti de l'Institut de Biologie Marine dit « Tamaris », situé rue Raphaël Dubois à la Seyne-sur-mer (83500), en vue de la restructuration et de la requalification du site afin d'y créer le « Centre international de séminaire Michel Pacha ».

Ce site de Tamaris accueillait jusqu'à récemment l'institut de biologie marine de l'université Claude Bernard Lyon 1. L'université envisage la rénovation du bâtiment à valeur patrimoniale « Raphaël Dubois », et la restructuration profonde des autres bâtiments qui pourront être partiellement réhabilités, démolis et reconstruits.

La vue ci-après représente les différents bâtiments du site :

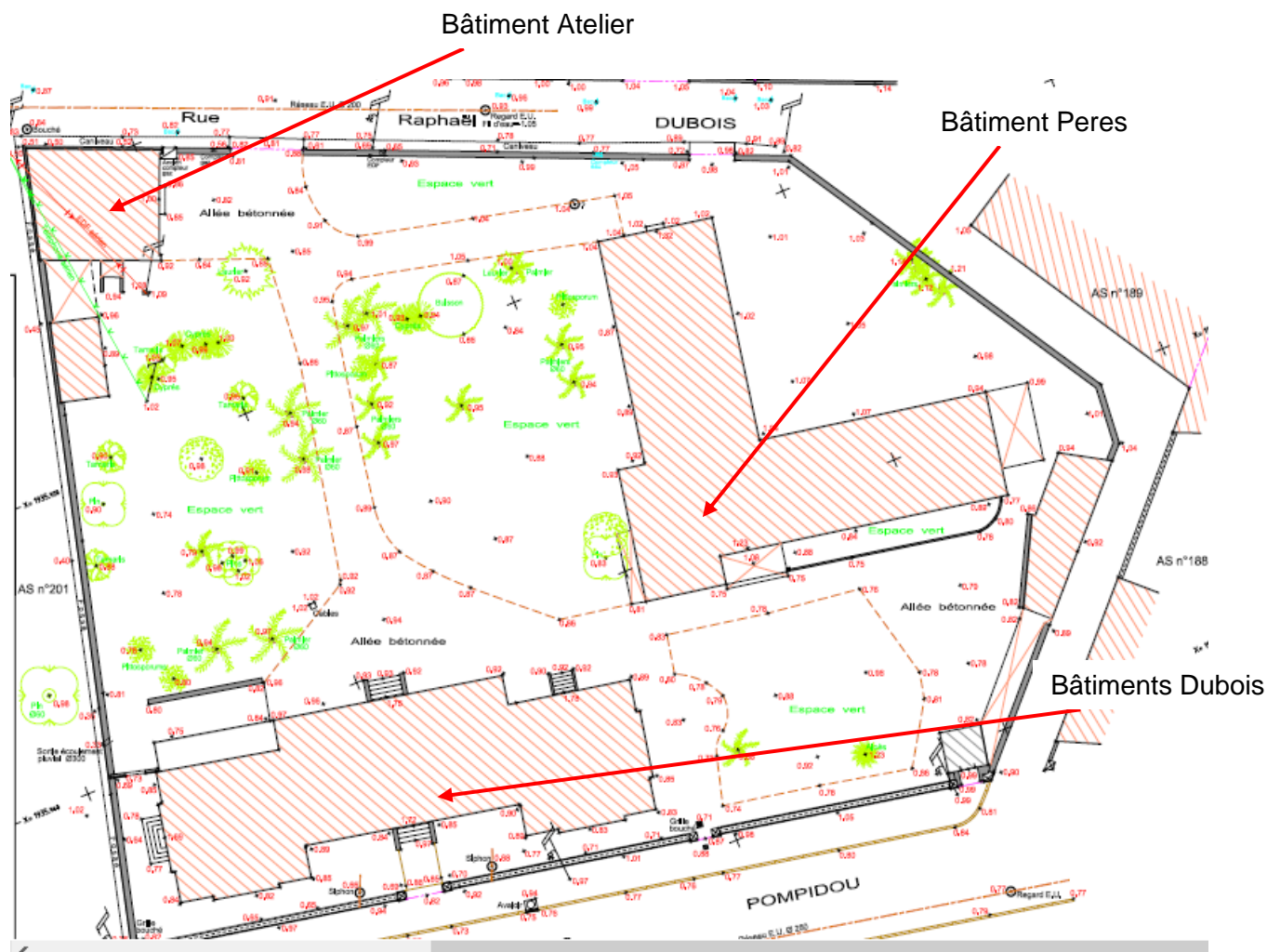


Image 1 : Vue représentative du site

#### 4.5 – Périmètre d'intervention

Notre mission est réalisée sur la base d'une inspection visuelle, d'auscultations non destructives, de sondages destructifs et de relevés nécessaires pour la modélisation et la vérification des capacités portantes des structures.

Nos avis ne portent pas sur la vérification de la capacité portante du sol d'assise des fondations.

#### 4.6 – Sondages et investigations

Les sondages destructifs ont été complétés par des investigations non destructives réalisées avec les matériels suivants :

- Radar XScan de marque Hilti réf. PS1000 ;
- Ferroskan de marque Hilti réf. PS200



[Radar XScan PS1000](#)



[Ferroskan PS 200](#)

## 5. BÂTIMENT DUBOIS

### 5.1 Inspection visuelle

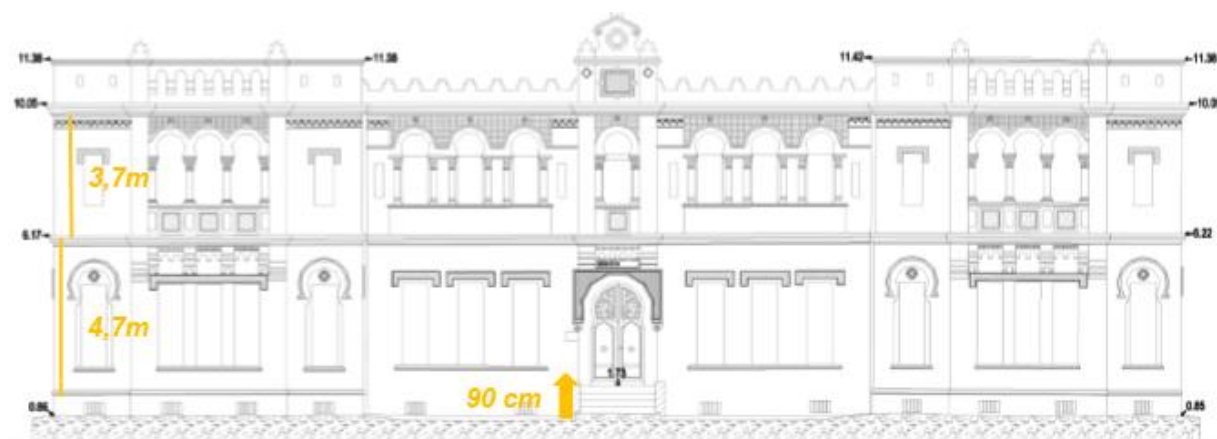
Le Bâtiment DUBOIS, situé en front de mer, est un bâtiment historique construit entre 1891 et 1900.

Il se compose de 2 niveaux construits sur un vide sanitaire ventilé et son emprise au sol est de 333m<sup>2</sup>.

Les murs sont en pierre, les enduits sont effectués à la chaux, les planchers sont en bois recoupé avec des profilés métalliques, les charpentes, huisseries et escaliers intérieurs sont aussi en bois et on retrouve des sols d'origine en carreaux de ciment et/ou en tomates.

La toiture à double pans en tuile mécanique est en bon état et l'étanchéité des corniches de toiture a été reprise lors de travaux récents en 2014.

La modénature est en ciment mouluré (particulièrement utilisé dans le patrimoine dès le XIXe siècle), les colonnes et balustrades sont en pierres demi-dures de l'Estailade.

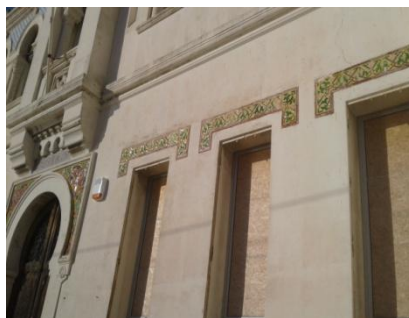


**Image 2 : Bâtiment Dubois**



**Image 3 : Bâtiment Dubois**

## 5.2 Désordres constatés – murs porteurs



### Définition de l'évaluation :

Évaluation de l'état de dégradation de l'élément porteur : fissuration, déformation, gonflement, éclatement, etc.

### Description typologique :

Les murs porteurs de ce bâtiment (façades et refends) sont en pierre, enduit à la chaux d'une épaisseur de 25 à 30mm.

L'épaisseur des murs de façade est comprise entre 0.65m et 0.80m. Celle des murs de refend varie entre 0.50m et 0.70m.

Etat de dégradation :

**PS**

Globalement les murs porteurs ne présentent pas de désordre majeur. Les enduits sur l'ensemble des parois du bâtiment se décolle. Par endroits l'enduit est même tombé. L'enduit est vétuste et est arrivé en fin de vie. Présence de fortes remontées d'humidité.

Travaux à envisager :

Les enduits de toutes les façades devront être réalisés. Mise en place d'un système d'isolation thermique.

### Légende :

- Code **TS** : constituant en bon état, fonction parfaitement remplie.
- Code **S** : constituant dans un état moyen, fonction correctement remplie.
- Code **PS** : constituant dans un état médiocre, dégradation partielle et/ou fonction mal remplie
- Code **M** : constituant en mauvais état, dégradation générale et/ou fonction non remplie

Conclusion : L'état des murs porteurs du bâtiment est correct au regard de son âge et de son exposition, le bâtiment ne témoigne pas d'usure particulière mais ne bénéficie pas d'isolation thermique, et n'est pas exploitable en l'état. Les murs porteurs sont dans un bon état général d'un point de vue structurel mais présentent de fortes dégradations esthétiques. Les enduits de toutes les façades devront être réalisés.

L'analyse des désordres montrent que le bâtiment subi de forts chocs thermiques.

Dans le cadre des travaux de réhabilitation, quelque soit la solution retenue pour le traitement des façades, il sera nécessaire de prévoir le décroûtage complet de l'enduit existant.

## 5.3 Analyse de la structure existante

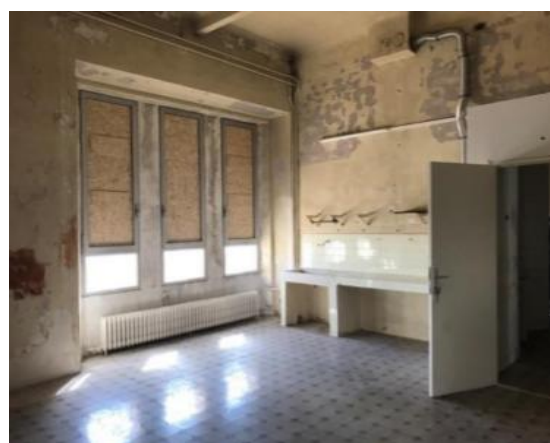
### 5.3.1 Planchers

Le plancher haut du vide sanitaire et le plancher haut du RDC reposent sur le même principe structurel :

- Les éléments porteurs des planchers sont en bois massif et en acier.
- Les murs porteurs sont en pierres.



**Image 3 : Plancher haut du vide sanitaire**

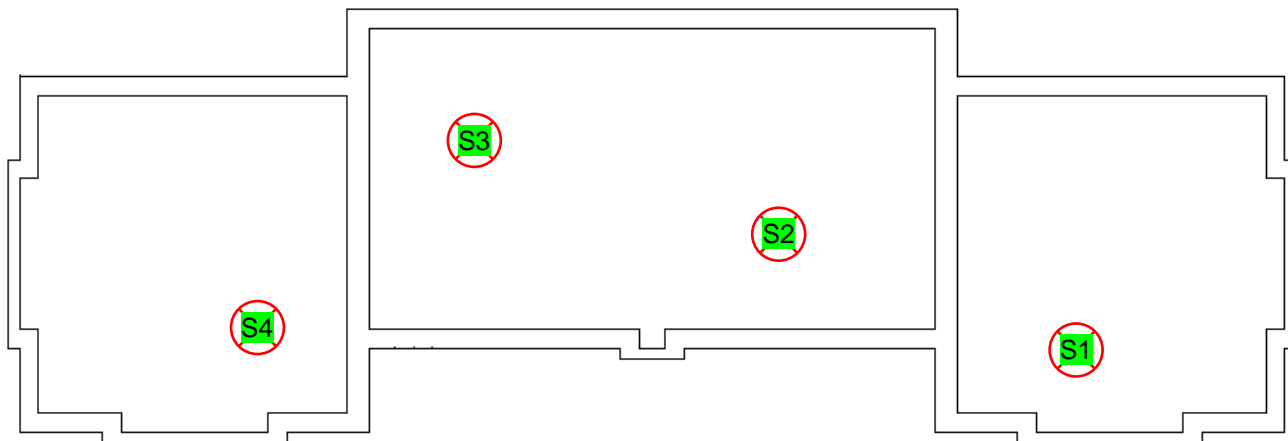


**Image 4 : Plancher haut du RDC**

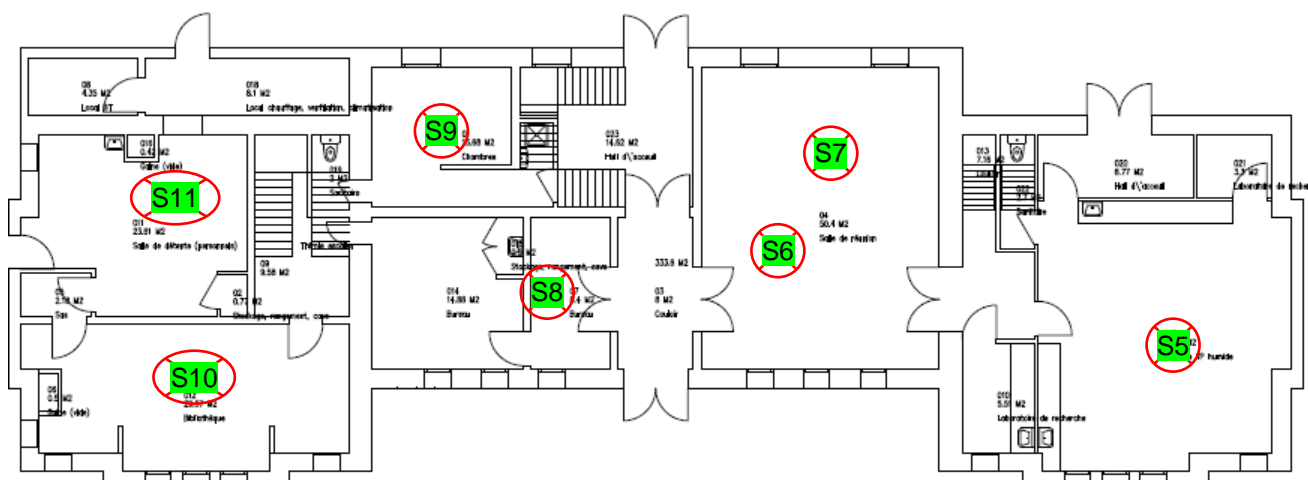
Nous avons réalisé une campagne de sondages destructifs afin de déterminer la composition des planchers.

#### 5.3.1.1 Implantation des sondages

L'implantation des sondages est donnée ci-dessous :



### Image 5 : Sondages plancher haut du vide sanitaire

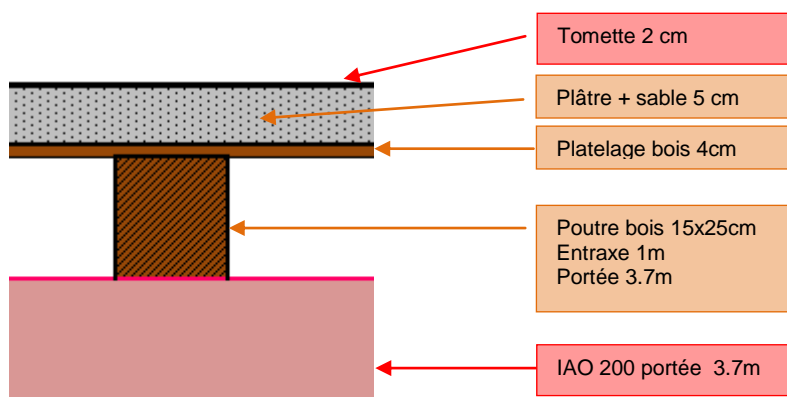


**Image 6 : Sondages plancher haut du RDC**

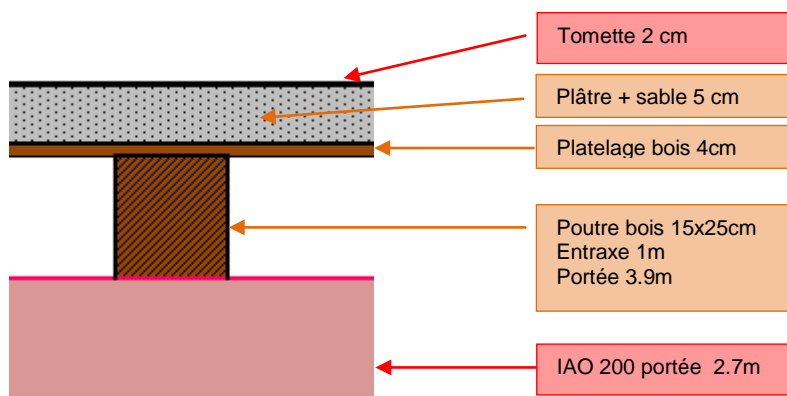
### 5.3.1.2 Résultats des sondages

La coupe au droit de chaque sondage est la suivante :

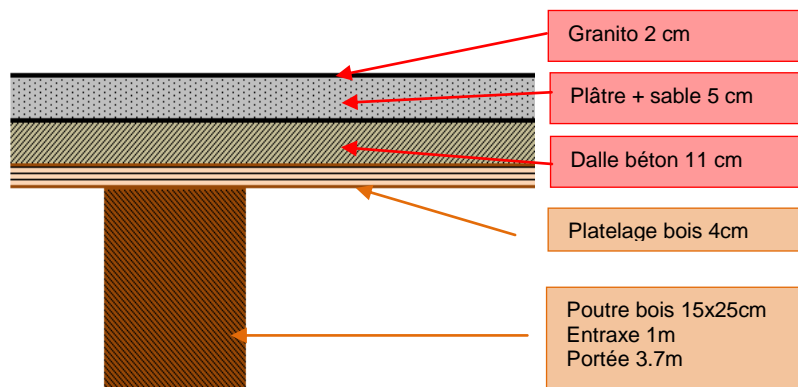
➡ Sondage S1 : Plancher haut du vide sanitaire



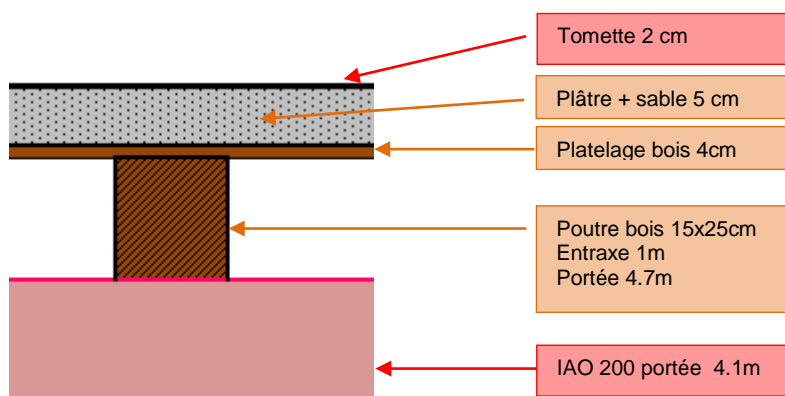
➡ Sondage S2 : Plancher haut du vide sanitaire



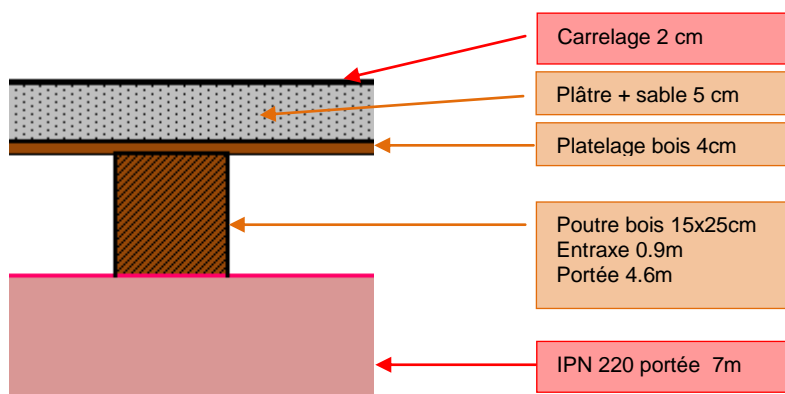
➡ Sondage S3 : Plancher haut du vide sanitaire



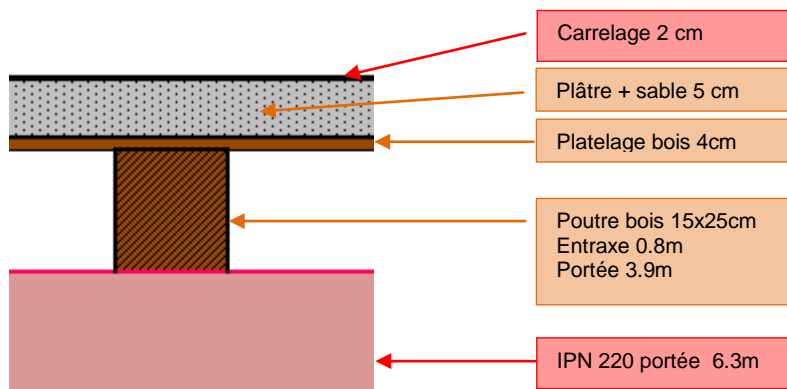
➡ Sondage S4 : Plancher haut du vide sanitaire



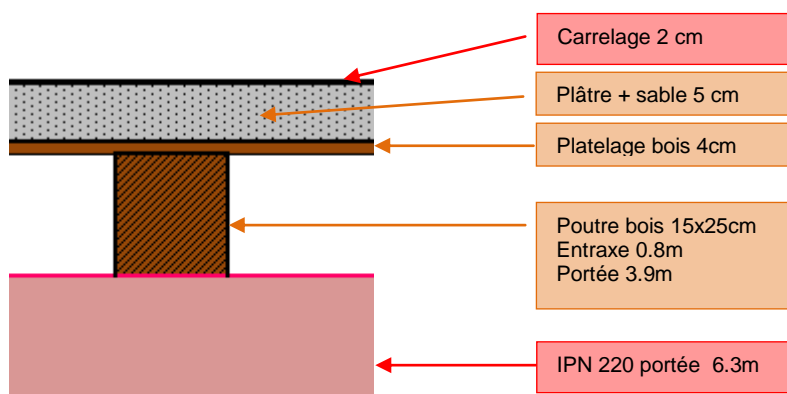
➡ Sondage S5 : Plancher haut du RDC



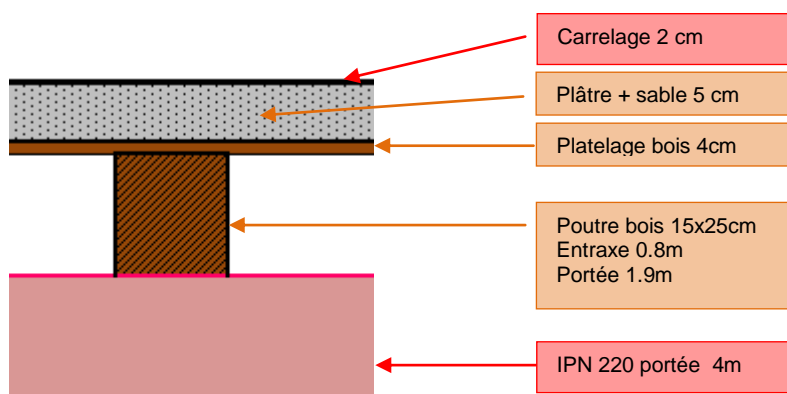
➡ Sondage S6 : Plancher haut du RDC



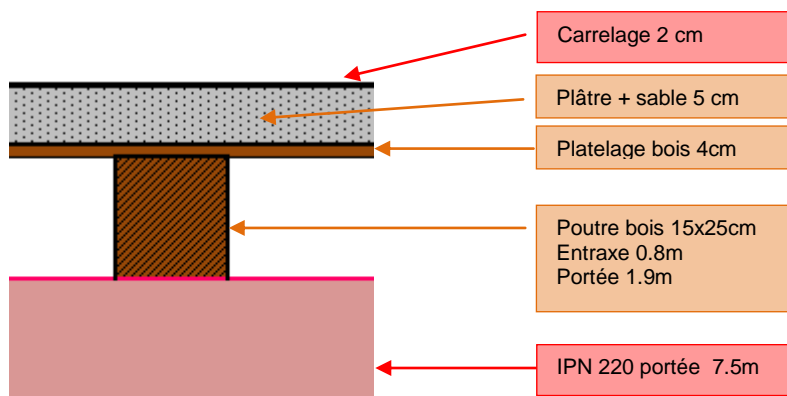
➡ Sondage S7 : Plancher haut du RDC



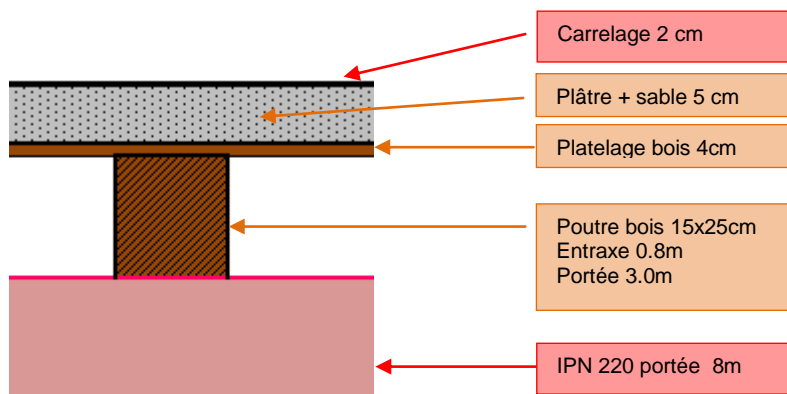
➡ Sondage S8 : Plancher haut du RDC



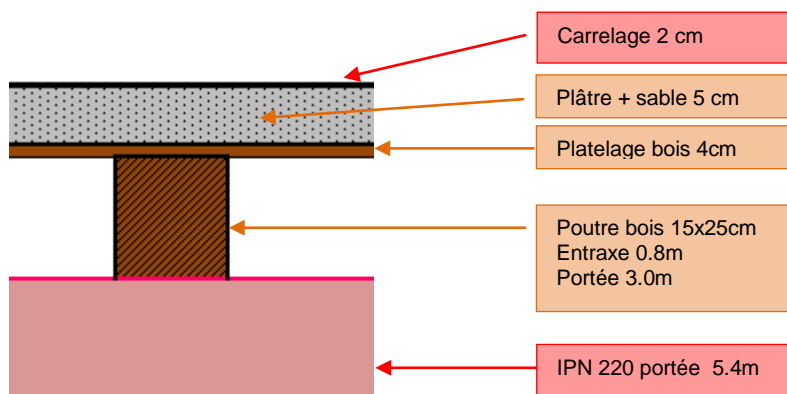
➡ Sondage S9 : Plancher haut du RDC



➡ Sondage S10 : Plancher haut du RDC



➡ Sondage S11 : Plancher haut du RDC



Les poutres bois ont une largeur de 15 cm et une hauteur de 25 cm. Dans la détermination de la capacité portante des planchers, nous adopterons une section de 15cm x 25cm.

L'entraxe maximal entre les poutres est de :

- 1.0 m pour le plancher haut du vide sanitaire ;
- 0.8 m pour le plancher haut du RDC.

La portée maximale des poutres est de :

- 4.7 m pour le plancher haut du vide sanitaire ;
- 4.6 m pour le plancher haut du RDC.



**Image 7 : Plancher haut du vide sanitaire**



**Image 8 : Plancher haut du RDC**

Les profilés métalliques reprenant le plancher haut du vide sanitaire sont du type IAO 200 et ceux reprenant le plancher haut du RDC sont du type IPN 220.

Les caractéristiques dimensionnelles nous ont permis de déterminer la section, le module d'inertie et le moment d'inertie des profilés mis en œuvre. On a donc :

- IAO 200 :
  - $A = 26 \text{ cm}^2$
  - $I_y = 1450 \text{ cm}^4$
  - $W_{el,y} = 145 \text{ cm}^3$
- IPN 220 :
  - $A = 39.5 \text{ cm}^2$
  - $I_y = 3054 \text{ cm}^4$
  - $W_{el,y} = 277 \text{ cm}^3$

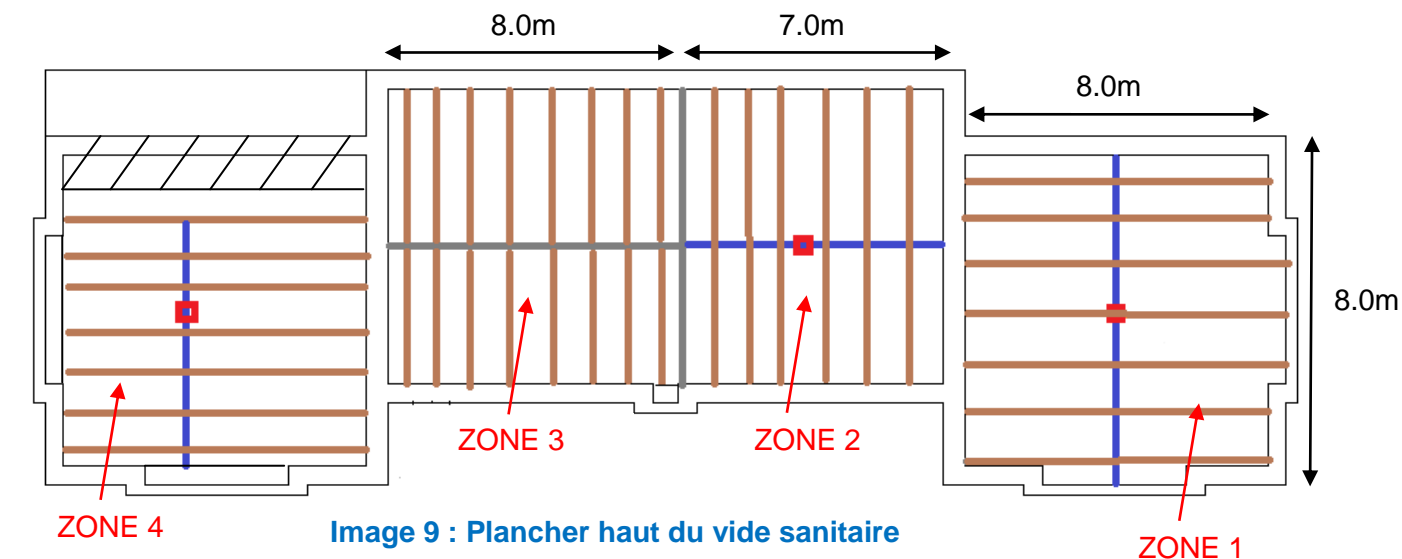
Ces valeurs ainsi que le relevé métrique in situ vont nous permettre de vérifier les profilés.

La portée maximale des profilés est de :

- 4.1 m pour le plancher haut du vide sanitaire ;
- 8.0 m pour le plancher haut du RDC.

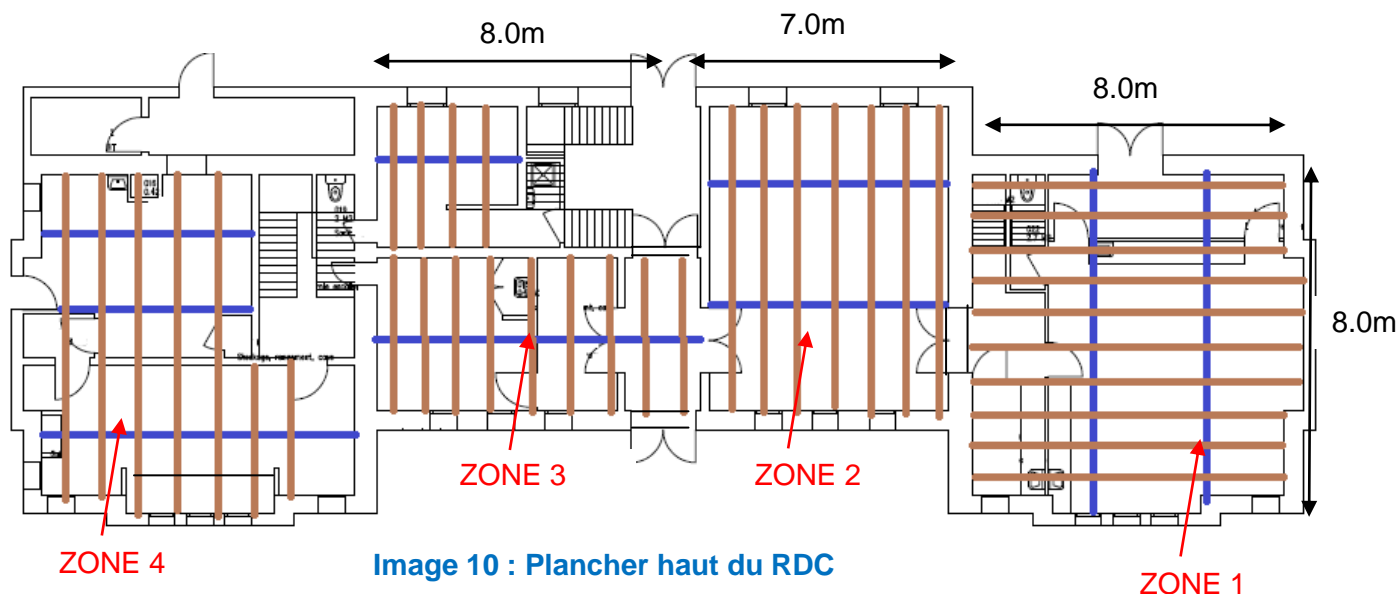
### Conclusion :

L'ensemble des investigations sur les planchers permet d'établir les plans schématiques représentant les planchers suivants :





### Légende :

- Profilé métallique IAO 200
- Poteau en pierre 80x80cm
- Poutre bois 15x25cm
- Murs en pierre ep 50cm



Légende :

-  Profilé métallique IAO 200
-  Poutre bois 15x25cm

### 5.3.1.3 Désordres constatés

Lors du sondage destructif nous avons pu constater un état de corrosion avancé. Les profilés métalliques ne peuvent donc pas être conservés.



Image 11 : Corrosion profilés

#### Etat de dégradation :

**PS**

Globalement les profilés métalliques des planchers présentent de fortes traces de corrosion. Notamment les profilés du plancher haut du vide sanitaire et au niveau des appuis.

**Travaux à envisager :**  
Remplacement des profilés métalliques

Remplacement des profilés métalliques

Légende :

- Code **TS** : constituant en bon état, fonction parfaitement remplie.
- Code **S** : constituant dans un état moyen, fonction correctement remplie.
- Code **PS** : constituant dans un état médiocre, dégradation partielle et/ou fonction mal remplie
- Code **M** : constituant en mauvais état, dégradation générale et/ou fonction non remplie

#### 5.3.1.4 Hypothèses pour l'évaluation de la capacité portante

L'évaluation de la capacité portante des planchers est conduite en considérant les hypothèses suivantes :

a) *Charges permanentes*

Poids propre des éléments en bois ou en métal	
Poids des revêtements de sol, mortier de pose et matériau de remplissage	: 2 000 daN/m <sup>3</sup>
Cloisons	: 50 daN/m <sup>2</sup>

b) *Charge d'exploitation*

Nous considérons des charges d'exploitation de catégorie B (bureaux) et C (réunions) au sens de la norme NF EN 1991-1-1 (Eurocode 1).

c) *Critères de vérification*

- Nos vérifications sont conduites selon les règles EN 1995-1-1 (Eurocode 5) pour les structures en bois en considérant une classe de service 1 (bois situés à l'intérieur de locaux chauffés).

Pour la vérification des contraintes, nous considérons que les bois des poutres sont des résineux de la classe de qualité C20 et que les bois des platelages sont des résineux de la classe de qualité C14.

La résistance caractéristique prise en compte en flexion est donc de :

- 20 MPa pour les poutres porteuses ;
- 14 MPa pour le platelage bois.

Pour la vérification des critères de flèches, nous adoptons les valeurs admissibles suivantes :

- Flèche nette finale : 1/200° de la portée
- Flèche sous charge instantanée : 1/300° de la portée

- Nos vérifications sont conduites selon les règles EN 1993-1-1 (Eurocode 3) pour les structures en acier.

Pour la vérification des contraintes des profilés métalliques, compte tenu de la date de construction du bâtiment la contrainte dans l'acier sous charges non pondérées est limitée à 120 MPa.

Pour la vérification des critères de flèches, nous adoptons les valeurs admissibles suivantes:

- Flèche nette finale : 1/250° de la portée
- Flèche sous charge instantanée : 1/350° de la portée

### 5.3.1.5 Capacité portante du plancher bois

➤ Les résultats obtenus pour le platelage sont les suivants :

	<b>G</b>	<b>Q</b>	$\Gamma_{ELU}$	$\Gamma_{ELS}$	$\Gamma_{FEU}$	<b>Stabilité au feu</b>
	<b>[KN/m²]</b>	<b>[KN/m²]</b>				
Platelage zone 1 plancher haut VS	1.55	2.50	0.10	0.18	0.15	R15
Platelage zone 2 plancher haut VS	1.55	2.50	0.10	0.18	0.15	R15
Platelage zone 3 plancher haut VS	4.20	2.50	0.15	0.30	0.27	R15
Platelage zone 4 plancher haut VS	1.55	2.50	0.10	0.18	0.15	R15
Platelage zone 1 plancher haut RDC	1.55	2.50	0.08	0.14	0.13	R15
Platelage zone 2 plancher haut RDC	1.55	2.50	0.08	0.14	0.13	R15
Platelage zone 3 plancher haut RDC	1.55	2.50	0.08	0.14	0.13	R15
Platelage zone 4 plancher haut RDC	1.55	2.50	0.08	0.14	0.13	R15

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

#### Légende :

$\Gamma_{ELU}$	=	Ratio relatif à la résistance de l'élément
$\Gamma_{ELS}$	=	Ratio relatif à la déformation de l'élément
$\Gamma_{Feu}$	=	Ratio relatif à la résistance au feu de l'élément
Stabilité feu	=	R15 correspond à une stabilité au feu de 15 minutes

#### Commentaires :

Nous avons vérifié le platelage avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m². Le platelage est correctement dimensionné. Les détails des calculs se trouvent en Annexe.

➤ Les résultats obtenus pour les poutres bois sont les suivants :

	<b>G</b>	<b>Q</b>	$\Gamma_{ELU}$	$\Gamma_{ELS}$	$\Gamma_{FEU}$	<b>Stabilité au feu</b>
	<b>[KN/m²]</b>	<b>[KN/m²]</b>				
Poutre zone 1 plancher haut VS	2.5	2.50	0.59	0.48	0.36	R30
Poutre zone 2 plancher haut VS	2.5	2.50	0.65	0.56	0.40	R30
Poutre zone 3 plancher haut VS	5.2	2.50	0.94	0.81	0.64	R30
Poutre zone 4 plancher haut VS	2.5	2.50	0.95	0.98	0.58	R30
Poutre zone 1 plancher haut RDC	2.5	2.50	0.59	0.48	0.36	R30
Poutre zone 2 plancher haut RDC	2.5	2.50	0.65	0.55	0.40	R30
Poutre zone 3 plancher haut RDC	2.5	2.50	0.16	0.06	0.10	R30
Poutre zone 4 plancher haut RDC	2.5	2.50	0.39	0.25	0.24	R30

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

#### Légende :

$\Gamma_{ELU}$	=	Ratio relatif à la résistance de l'élément
$\Gamma_{ELS}$	=	Ratio relatif à la déformation de l'élément
$\Gamma_{Feu}$	=	Ratio relatif à la résistance au feu de l'élément
Stabilité feu	=	R30 correspond à une stabilité au feu de 30 minutes

#### Commentaires :

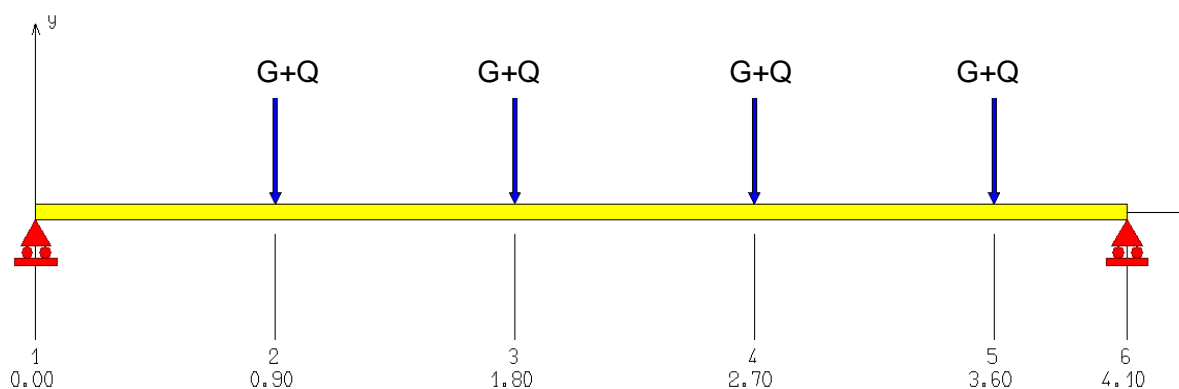
Nous avons vérifié les poutres bois avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m². Les poutres bois sont correctement dimensionnées. Les détails des calculs se trouvent en Annexe.

### 5.3.1.6 Vérification des profilés métalliques

Les profilés métalliques des planchers haut du vide sanitaire et du RDC permettent de recouper la portée des poutres bois.

Nous avons distingué deux cas : la vérification du profilé type IAO 200 du plancher haut du vide sanitaire et la vérification du profilé type IPN 220 du plancher haut du RDC.

- Les résultats obtenus pour l'IAO 200 sont les suivants :  
Nous avons pris comme donnée, le cas le plus défavorable soit :
  - une portée entre mur/poteau de 4.1m
  - l'IAO reprend quatre poutres bois



**Image 12 : Vérification IAO 200**

	<b>G [KN]</b>	<b>Q [KN]</b>	<b>G + Q [KN]</b>	<b><math>\Gamma_{ELS (1)} :</math> G + Q</b>	<b>Fleche nette finale admissible <math>\Gamma_{ELS (2)}: G+Q</math></b>
IAO 200 zone 1	6.8	10.2	17.0	1.67	0.95
IAO 200 zone 2	7.2	10.7	17.9	1.08	0.45
IAO 200 zone 4	8.7	12.9	21.6	2.5	1.58

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

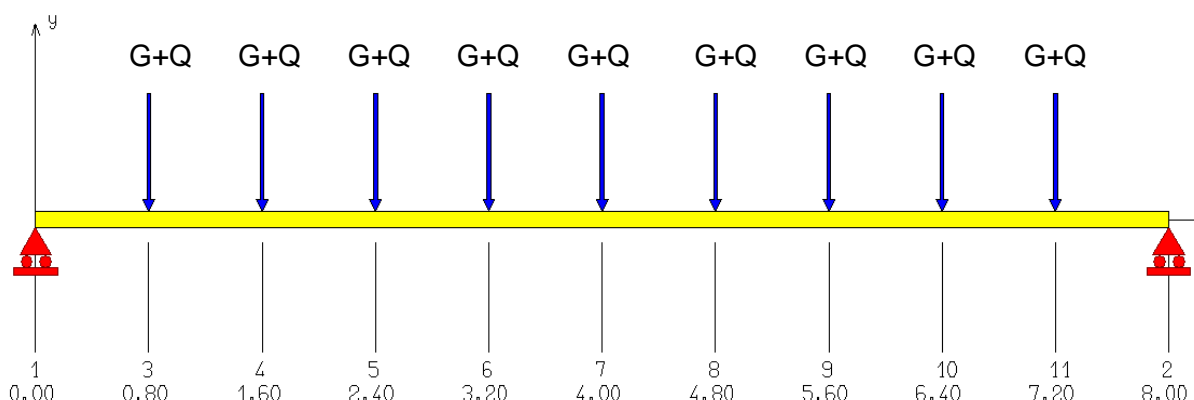
#### Légende :

$\Gamma_{ELS (1)}$  = Ratio relatif à la résistance de l'élément. Contrainte admissible 120 MPa  
 $\Gamma_{ELS (2)}$  = Ratio relatif à la déformation de l'élément

### Commentaires :

Nous avons vérifié les profilés métalliques avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>. Les profilés métalliques sont sous dimensionnés. De plus compte tenu de la corrosion avancée des profilés, ceux-ci ne peuvent pas être conservés.

- Les résultats obtenus pour l'IPN 220 sont les suivants :
- Nous avons pris comme donnée, le cas le plus défavorable soit :
- une portée entre murs de 8m
  - l'IPN reprend les poutres bois d'un entraxe de 0.8m



**Image 13 : Vérification IPN 220**

	<b>G [KN]</b>	<b>Q [KN]</b>	<b>G + Q [KN]</b>	<b><math>\Gamma_{ELS (1)} :</math> G + Q</b>	<b>Fleche nette finale admissible <math>\Gamma_{ELS (2)}: G+Q</math></b>
IPN 220 zone 1	6.4	9.2	15.6	2.7	2.0
IPN 220 zone 2	5.4	7.8	13.2	2.5	2.1
IPN 220 zone 3	2.6	3.8	6.4	2.0	2.0
IPN 220 zone 4	4.2	6.0	10.2	2.5	2.2

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

### Légende :

$\Gamma_{ELS (1)}$  = Ratio relatif à la résistance de l'élément. Contrainte admissible 120 MPa  
 $\Gamma_{ELS (2)}$  = Ratio relatif à la déformation de l'élément

### Commentaires :

Nous avons vérifié les profilés métalliques avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>. Les profilés métalliques sont sous dimensionnés et ne peuvent pas être conservés.

#### **5.3.1.7 Préconisations de travaux**

Les paragraphes précédents nous ont permis de constater que les poutres bois et le platelage sont correctement dimensionnés. Cependant les profilés métalliques sont sous dimensionnés et présentent un état de corrosion avancé.

Les planchers doivent donc être renforcés. Cela implique le changement des profilés métalliques en sous face. La dépose complète du lattis plâtre en sous face du plancher est à prévoir.

Les profilés métalliques en sous face sont en trop mauvais état pour être conservés. Il convient donc les remplacer. Un étalement préalable du plancher bois devra être mis en place.

Nous avons dimensionné de nouveaux profilés suivant les portées actuelles. Les profilés ont été calculés en prenant en compte les charges permanentes et les charges d'exploitation précédemment utilisées.

	<b>G [KN]</b>	<b>Q [KN]</b>	<b>1.35G + 1.5Q [KN]</b>	<b><math>\Gamma_{ELU}</math>:</b>	<b>Fleche nette finale admissible <math>\Gamma_{ELS: G+Q}</math></b>
IPE 240 zone 1	6.8	10.2	24.5	0.60	0.48
IPE 240 zone 2	7.2	10.7	25.8	0.31	0.21
IPE 240 zone 4	8.7	12.9	31.1	0.95	0.91
IPE 360 zone 1	6.4	9.2	22.4	0.82	0.90
IPE 360 zone 2	5.4	7.8	19.0	0.57	0.56
IPE 360 zone 3	2.6	3.8	9.2	0.45	0.51
IPE 360 zone 4	4.2	6.0	14.7	0.78	0.85

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

### Légende :

$\Gamma_{ELU}$  = Ratio relatif à la résistance de l'élément  
 $\Gamma_{ELS}$  = Ratio relatif à la déformation de l'élément

Après dimensionnement il est envisageable de :

- Remplacer les IAO 200 par des IPE 240 pour le plancher haut du VS.
- Remplacer les IPN 220 par des IPE 360 pour le plancher haut du RDC.

### 5.3.2 Fondations

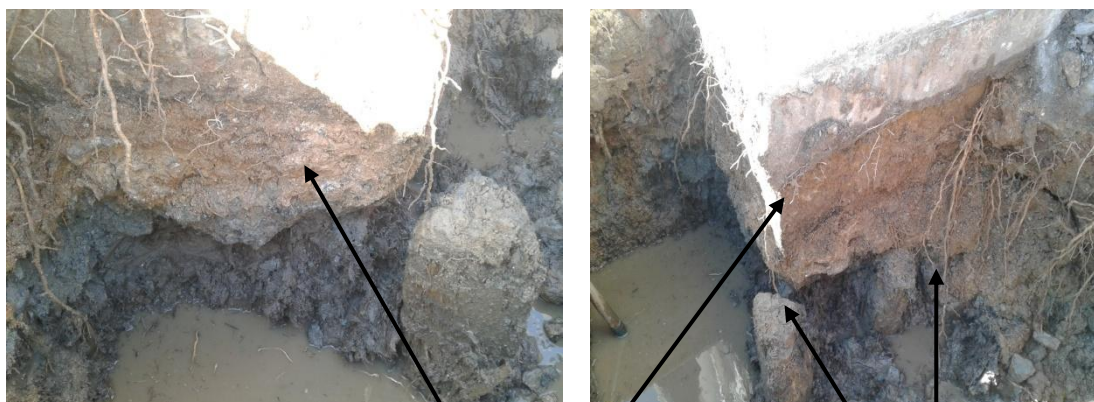
Une reconnaissance des fondations existantes a été réalisée permettant d'identifier le type de fondation, les débords et caractéristiques dimensionnelles des fondations.



**Image 14: Murs porteurs**

Comme détaillé précédemment, les murs porteurs en pierre ont une épaisseur moyenne de 70cm.

Le principe des fondations est détaillé ci-dessous :



**Image 15: Fondations**

Murs de fondations

Micro pieux bois

Une reconnaissance des fondations des murs (débords, niveau d'assise), ont permis d'établir le principe suivant :

- Hauteur des murs de fondations en pierre (niveau d'assise) :  $h = 1.2\text{m}$
- Epaisseur des murs de fondations :  $E_p = 0.7\text{m}$
- Débords :  $2 \times 0.3\text{m} \Rightarrow$  Epaisseur totale  $E_{pt} = 0.7 + 2 \times 0.3 = 1.3\text{m}$
- Hauteur micro pieux bois :  $H_b = 3\text{m}$

Les micro-pieux sont employés pour consolider les fondations du bâtiment en empêchant son glissement. Les micro-pieux agissent ainsi sur la surface qu'ils exposent au frottement dans le sol (anti-glissement et anti-arrachement).

Commentaires : Des sondages de reconnaissances géotechniques devront être réalisés (essais au pénétromètre dynamique) pour déterminer les contraintes admissibles du sol, la nature du sol d'assise et la classification GTR des sols. Lors de la phase conception du projet de requalification, la capacité portante du sol devra être vérifiée avec les descentes de charges du projet.

## 6. BÂTIMENT PERES

### 6.1 Inspection visuelle

La partie principale du bâtiment PERES, situé sur la partie sud-est du site, date de 1968 et se compose de 2 niveaux.

Les murs sont en briques, les planchers sont en de type poutrelles et hourdis, et on retrouve la présence d'une toiture terrasse.

La partie à l'arrière du bâtiment a été rajoutée dans les années 1980 sur un seul niveau. Il a été construit avec des matériaux simples type parpaings, charpente bois et couverture en tuiles.

L'emprise au sol du bâtiment est de 331m<sup>2</sup>.

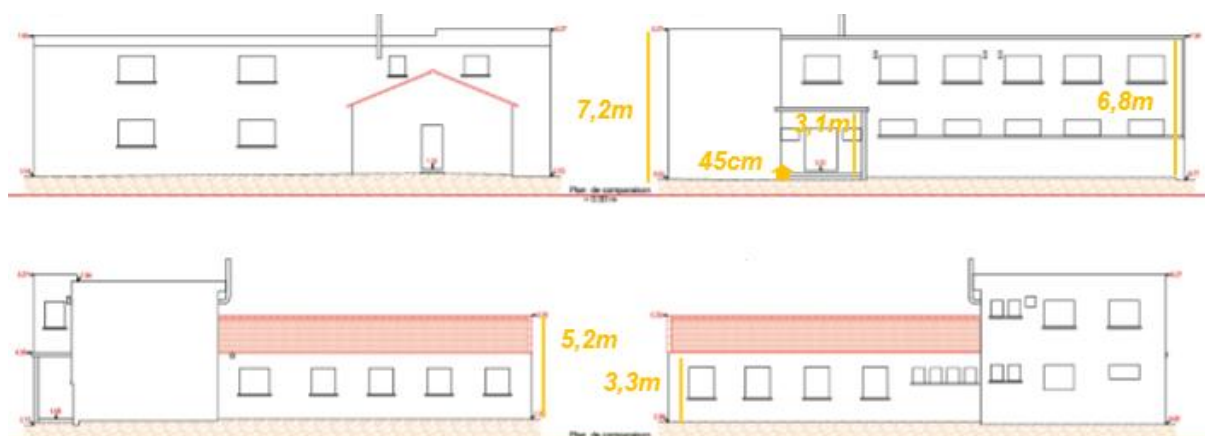


Image 16 : Bâtiment Peres



Image 17 : Bâtiment Peres

## 6.2 Désordres constatés – murs porteurs



### Définition de l'évaluation :

Évaluation de l'état de dégradation de l'élément porteur : fissuration, déformation, gonflement, éclatement, etc.

### Description typologique :

Les murs porteurs de ce bâtiment (façades et refends) sont en brique et parpaing, d'une épaisseur de 25 à 30mm.

L'épaisseur des murs de façade en brique est comprise entre 25 cm et 30 cm. Celle des murs en parpaing est de 20 cm.

**Etat de dégradation :**

**PS**

Les façades présentent des dégradations importantes des enduits. Les enduits sur l'ensemble des parois du bâtiment se décollent. Par endroits l'enduit est même tombé. Présence de fortes remontées d'humidité. Présence d'épaufrures au niveau des poteaux en béton.

**Travaux à envisager :**

Les enduits de toutes les façades devront être réalisés.  
Mise en place d'un système d'isolation thermique.  
Traitement des épaufrures.

### Légende :

- Code **TS** : constituant en bon état, fonction parfaitement remplie.
- Code **S** : constituant dans un état moyen, fonction correctement remplie.
- Code **PS** : constituant dans un état médiocre, dégradation partielle et/ou fonction mal remplie
- Code **M** : constituant en mauvais état, dégradation générale et/ou fonction non remplie

Conclusion : L'état des murs porteurs du bâtiment est correct au regard de son âge et de son exposition, le bâtiment ne témoigne pas d'usure particulière mais ne bénéficie pas d'isolation thermique, et n'est pas exploitable en l'état. Les murs porteurs sont dans un bon état général d'un point de vue structurel mais présentent de fortes dégradations esthétiques. Les enduits de toutes les façades devront être réalisés.

Dans le cadre des travaux de réhabilitation, quelque soit la solution retenue pour le traitement des façades, il sera nécessaire de prévoir le décroûtage complet de l'enduit existant. Pour traiter les épaufrures des poteaux, les armatures apparentes devront faire l'objet d'un traitement par passivation (type SIKA MONOTOP 910) et le béton devra être traité au moyen d'un mortier de réparation.

### 6.3 Désordres constatés – toiture terrasse



#### **Définition de l'évaluation :**

Évaluation de l'état de la couverture : traces de mousse, porosité, glissement de tuiles, éléments fêlés ou cassés, état des noues, émergences, points singuliers, etc.

#### **Description typologique :**

Le complexe d'étanchéité est constitué de feuilles d'étanchéité en élastomère. Ce revêtement est protégé par une protection meuble en graviers. Les relevés d'étanchéité sont protégés par feuille d'aluminium.

**Etat de dégradation :**

**M**

*La terrasse étanchée présente de fortes traces d'infiltrations. La sous face du plancher haut du R+1 est dégradé avec des entrées d'eaux dans le bâtiment. Ce point nécessite une rénovation complète de la toiture.*

**Travaux à envisager :**

*À notre avis le revêtement d'étanchéité des toitures terrasses est à remplacer dans son intégralité*

#### **Légende :**

- Code **TS** : constituant en bon état, fonction parfaitement remplie.
- Code **S** : constituant dans un état moyen, fonction correctement remplie.
- Code **PS** : constituant dans un état médiocre, dégradation partielle et/ou fonction mal remplie
- Code **M** : constituant en mauvais état, dégradation générale et/ou fonction non remplie

## 6.4 Analyse de la structure existante

### 6.4.1 Planchers

Le plancher haut du RDC et le plancher haut du R+1 reposent sur le même principe structurel :

- Système de poutrelles et hourdis;
- Poteaux et poutres en béton armé.



**Image 18 : Plancher haut du RDC**

Nous avons réalisé une campagne de sondages destructifs et de sondages non destructifs afin de déterminer la composition des planchers.

### 6.3.1.1 Implantation des sondages

L'implantation des sondages est donnée ci-dessous :



Image 20 : Sondages plancher haut du RDC

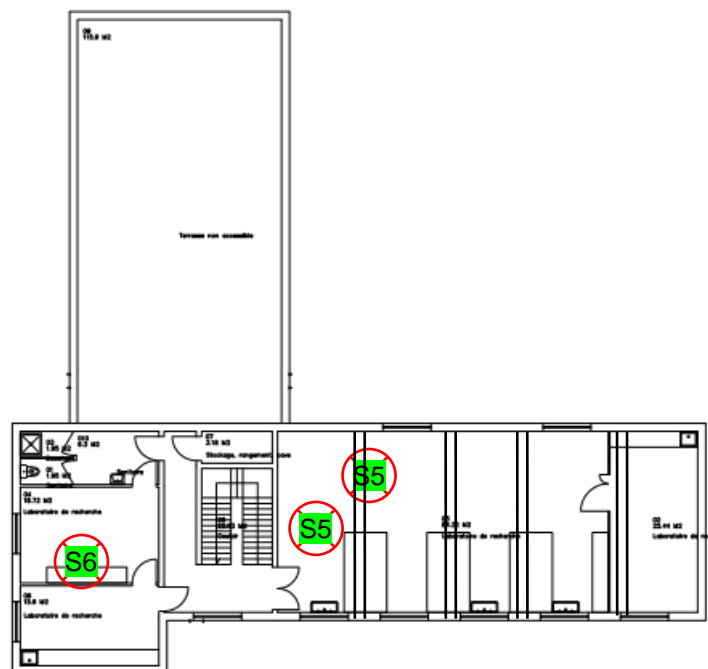
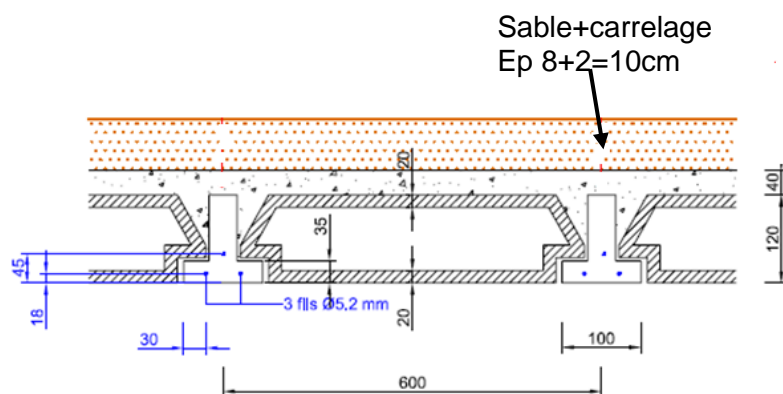


Image 21 : Sondages plancher haut du R+1

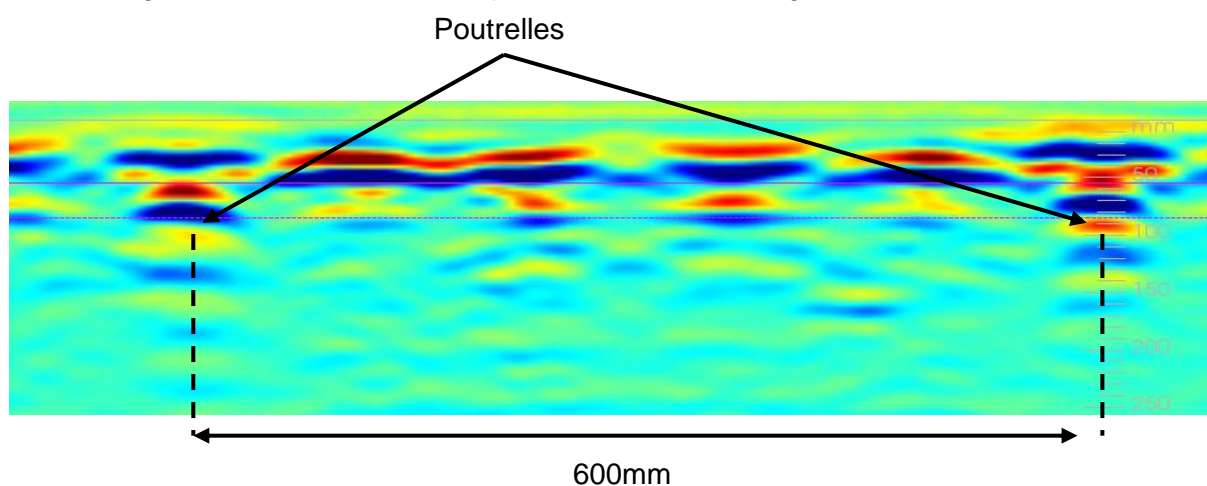
### 6.3.1.2 Résultats des sondages

La coupe au droit de chaque sondage est la suivante :

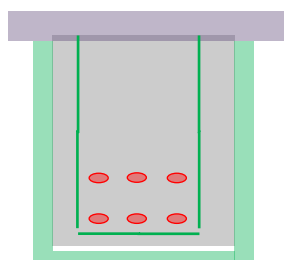
➡ Sondage S1 : Plancher haut du RDC



Les sondages destructifs ont été complétés avec des investigations non destructives :



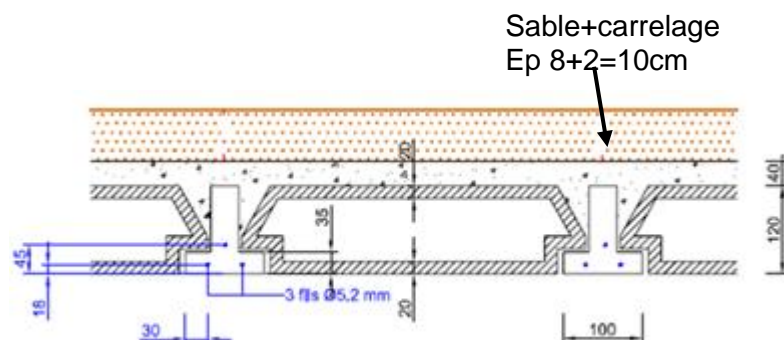
➡ Sondage S2: Poutre plancher haut du RDC



23x42<sup>cm</sup>  
Enrobage : e=5cm  
Tor 16 cm  
Cadres : HA8, espacement : 8cm

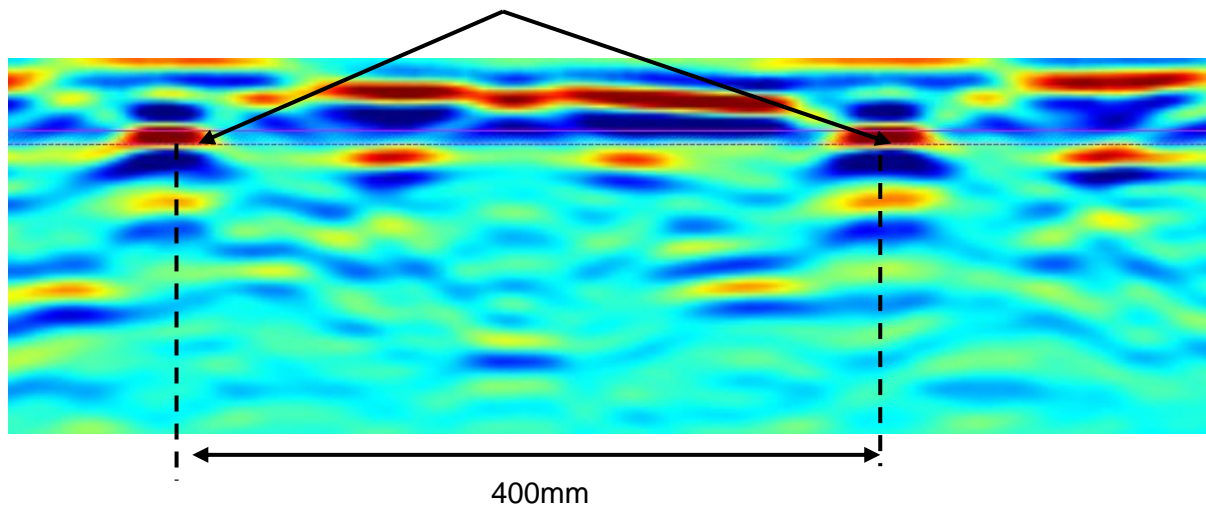


➡ Sondage S3 : Plancher haut du RDC

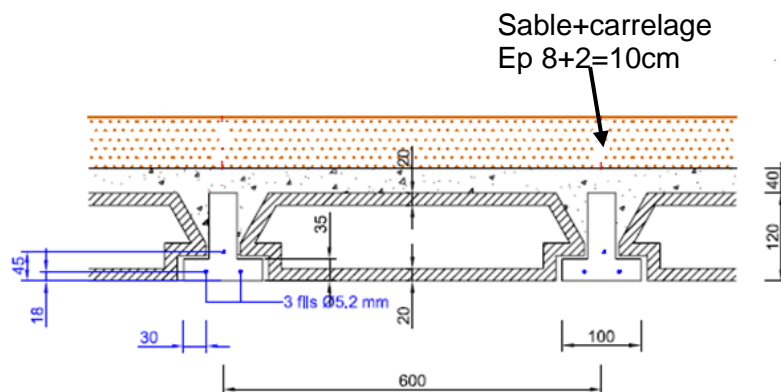


Les sondages destructifs ont été complétés avec des investigations non destructives :

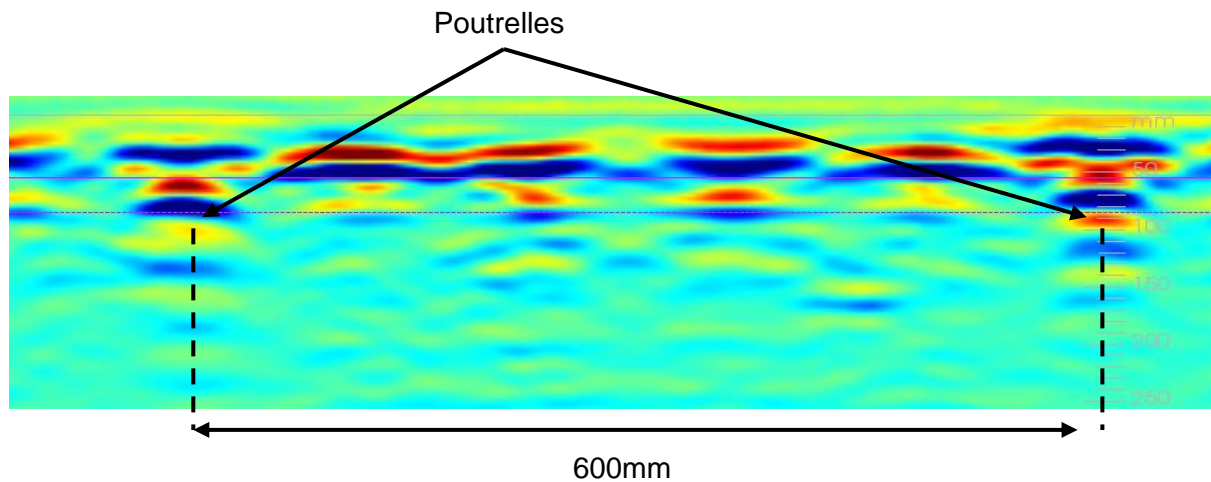
Poutrelles



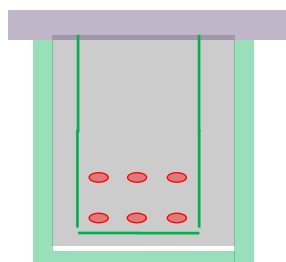
➡ Sondage S4: Plancher haut du R+1



Les sondages destructifs ont été complétés avec des investigations non destructives :



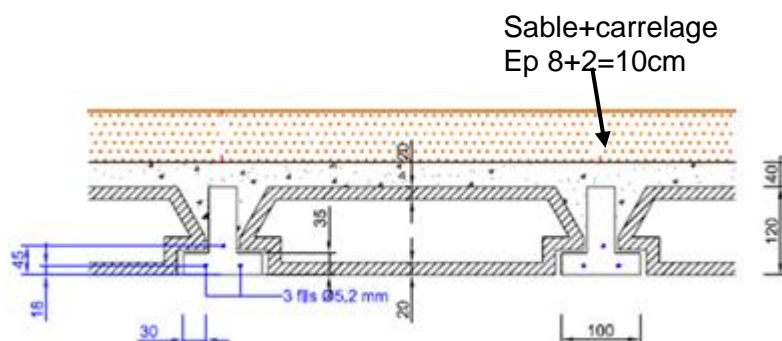
➡ Sondage S5: Poutre plancher haut du R+1



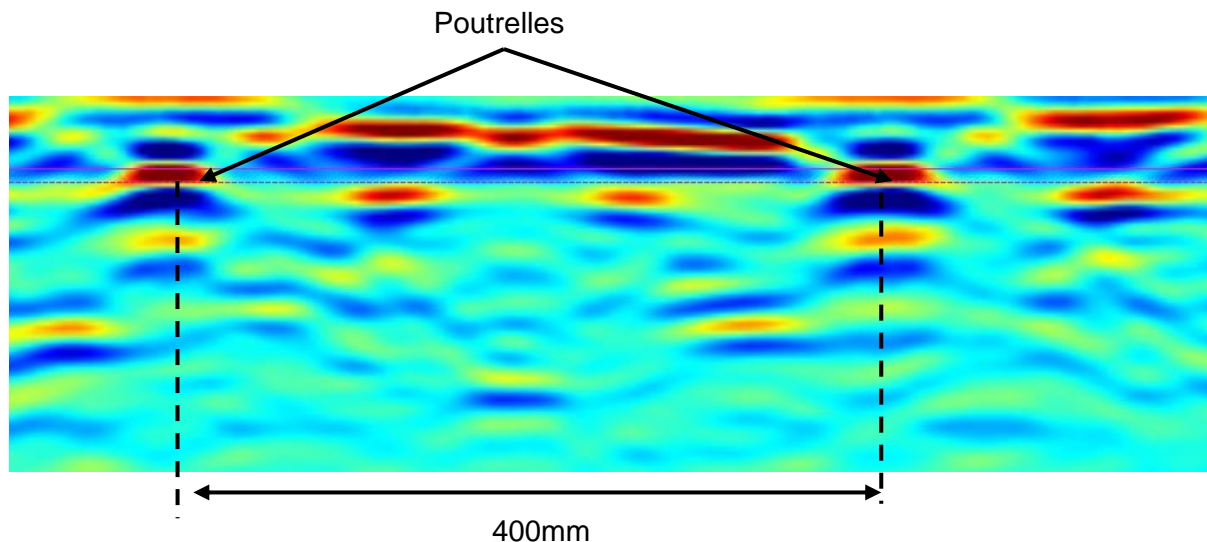
23x42<sup>cm</sup>  
Enrobage : e=5cm  
Tor 16 cm  
Cadres : HA8, espacement : 8cm



➡ Sondage S6 : Plancher haut du R+1

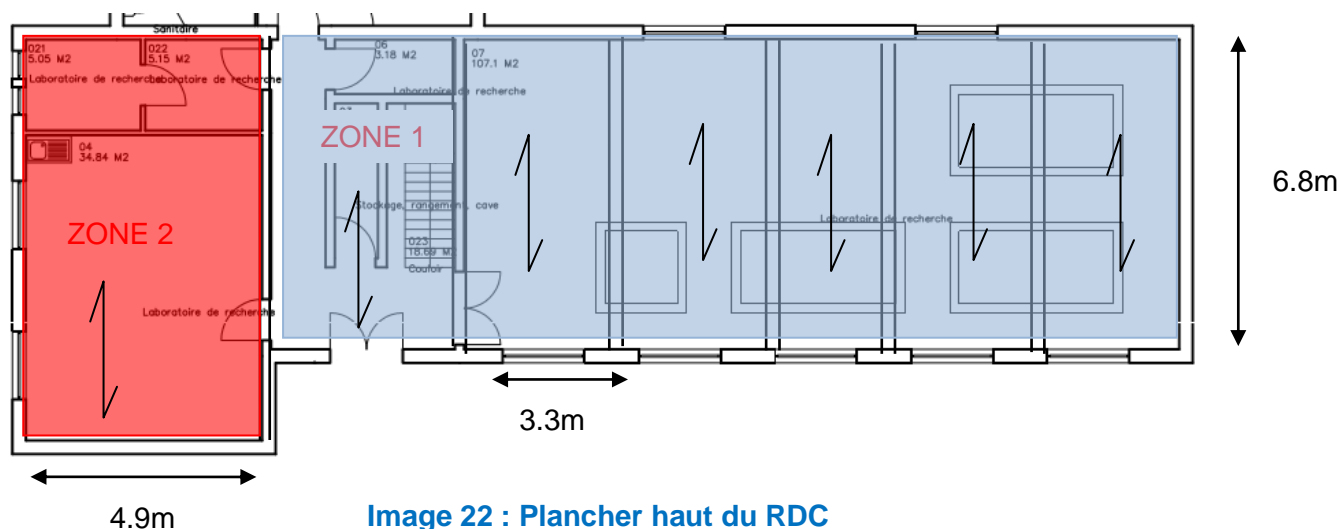


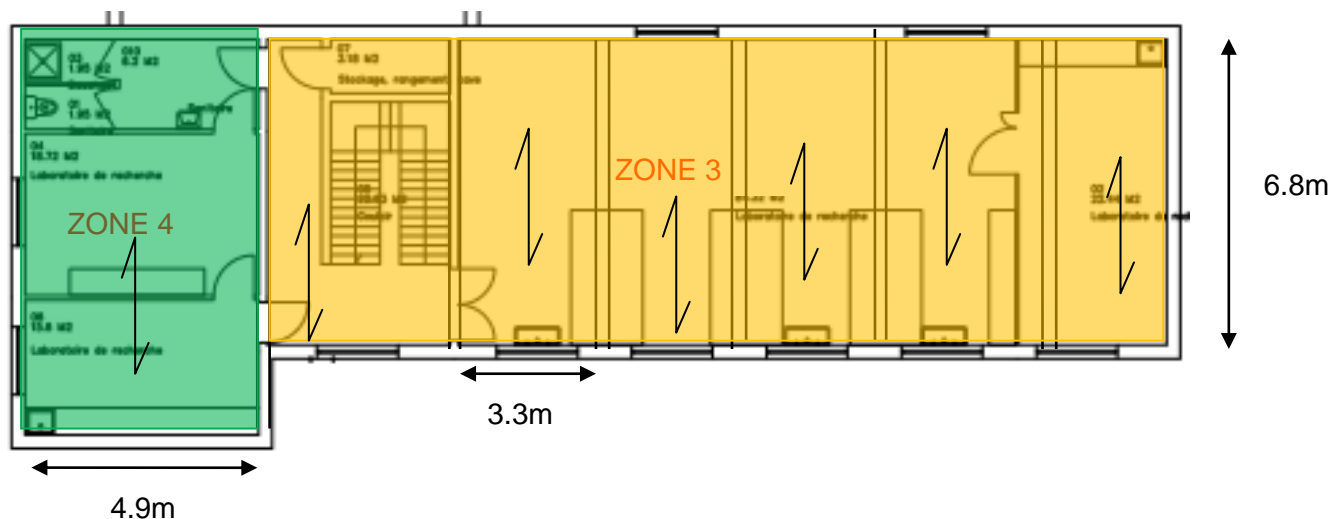
Les sondages destructifs ont été complétés avec des investigations non destructives :



Conclusion :

L'ensemble des investigations sur les planchers permet d'établir les plans schématiques représentant les planchers suivants :





**Image 23 : Plancher haut du R+1**

La portée maximale des poutrelles est de :

- 4.9 m pour les zones 2 et 4 ;
- 3.3 m pour les zones 1 et 3.

La portée maximale des poutres est 6.8m.

#### 6.3.1.1 Désordres constatés



**Image 24 : Désordres plancher**

**Etat de dégradation :**

**PS**

Lors des sondages destructifs nous avons pu constater un état de corrosion avancé des aciers au niveau des poutres. De plus, nous avons relevé une dégradation avancée du béton (épaufrure).

**Travaux à envisager :** les armatures apparentes devront faire l'objet d'un traitement par passivation (type SIKAMONOTOP 910) et le béton devra être traité au moyen d'un mortier de réparation.

**TS** : constituant en bon état, fonction parfaitement remplie.

**S** : constituant dans un état moyen, fonction correctement remplie.

**PS** : constituant dans un état médiocre, dégradation partielle et/ou fonction mal remplie

**M** : constituant en mauvais état, dégradation générale et/ou fonction non remplie

### **6.3.1.2 Hypothèses pour l'évaluation de la capacité portante**

L'évaluation de la capacité portante des planchers est conduite en considérant les hypothèses suivantes :

*d) Charges permanentes*

Poids propre des éléments en béton	
Poids des revêtements de sol, mortier de pose et matériau de remplissage	: 2 000 daN/m <sup>3</sup>
Cloisons	: 50 daN/m <sup>2</sup>

*e) Charge d'exploitation*

Nous considérons des charges d'exploitation de catégorie B (bureaux) et C (réunions) au sens de la norme NF EN 1991-1-1 (Eurocode 1).

*f) Critères de vérification*

Nos vérifications sont conduites selon la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe française pour le calcul des structures en béton.

Nous considérerons :

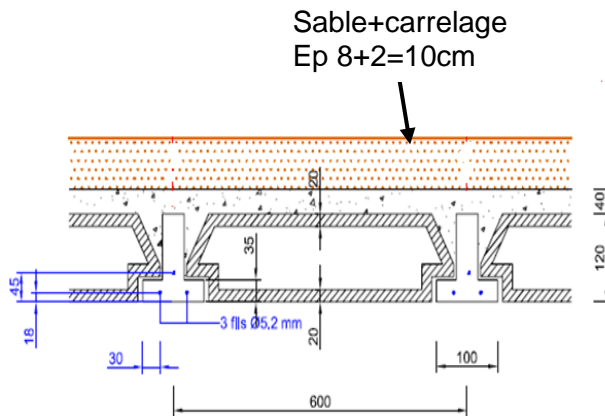
- Une résistance caractéristique en compression du béton égale à :  $f_{ck} = 25$  MPa ;
- Une limite d'élasticité de l'acier :  $f_y = 500$  MPa.

### 6.3.1.3 Capacité portante des planchers

➤ Calcul des moments résistant des poutrelles

Comme détaillé dans la partie sur les résultats des sondages, nous avons les types de poutrelles suivantes :

- Zone 1 et 3 :

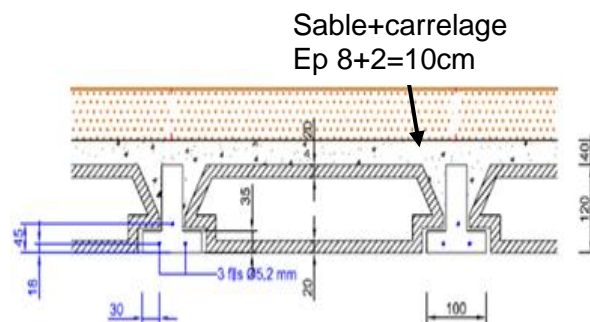


$A_{T\ 5.2}$	= 13.6 mm <sup>2</sup>
$f_{prg\ T5.2}$	= 1960 Mpa
$\gamma_r$	= 1.1
$f_{c28}$	= 25 Mpa
$b_{eff}$	= 60 cm
$\gamma_b$	= 1.5

$$M_{RT} = \frac{n \times F_{prg}}{\gamma_r} \times \left( d - \frac{1}{2} \frac{n \times F_{prg}}{b_{eff} \times f_{cd}} \right)$$

$$M_{RT} = 9.3\ kN.m$$

- Zone 2 et 4 :



$A_{T\ 5.2}$	= 13.6 mm <sup>2</sup>
$f_{prg\ T5.2}$	= 1960 Mpa
$\gamma_r$	= 1.1
$f_{c28}$	= 25 Mpa
$b_{eff}$	= 40 cm
$\gamma_b$	= 1.5

$$M_{RT} = \frac{n \times F_{prg}}{\gamma_r} \times \left( d - \frac{1}{2} \frac{n \times F_{prg}}{b_{eff} \times f_{cd}} \right)$$

$$M_{RT} = 8.5\ kN.m$$

➤ Calcul des moments sollicitants des poutrelles

Les résultats obtenus pour les poutrelles sont les suivants :

	<b>G</b>	<b>Q</b>	<b>1.35G + 1.5Q</b>	<b>L<sub>poutrelles</sub></b>	<b>X<sub>poutrelles</sub></b>	<b>Γ<sub>ELU</sub></b>
	<b>[KN/m²]</b>	<b>[KN/m²]</b>	<b>[KN/m²]</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	
Poutrelle zone 1 plancher haut RDC	4.4	2.50	9.7	3.3	0.60	0.85
Poutre zone 2 plancher haut R+1	4.4	2.50	9.7	4.9	0.40	1.36
Poutre zone 3 plancher haut R+1	4.4	2.50	9.7	3.3	0.60	0.85
Poutre zone 4 plancher haut R+1	4.4	2.50	9.7	4.9	0.40	1.36

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

Légende :

$\Gamma_{ELU}$  = Ratio relatif à la résistance de l'élément

Commentaires :

Nous avons vérifié les poutrelles du plancher avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m². Les poutrelles des zones 2 et 4 sont sous dimensionnés.

➤ Vérification des poutres

Les résultats obtenus pour les poutres sont les suivants :

	<b>G</b>	<b>Q</b>	<b>1.35G + 1.5Q</b>	<b>L<sub>poutres</sub></b>	<b>X<sub>poutres</sub></b>	<b>M<sub>Résistant</sub></b>	<b>Γ<sub>ELU</sub></b>
	<b>[KN/m²]</b>	<b>[KN/m²]</b>	<b>[KN/m²]</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>[KN/m]</b>	
Poutre plancher haut RDC	6.8	2.50	12.9	8.8	4.9	160	1.5
Poutre plancher haut R+1	6.8	2.50	12.9	8.8	4.9	160	1.5

\* Ratio = rapport entre la valeur obtenue et la valeur admissible. Ce rapport doit être inférieur à 1

Légende :

$\Gamma_{ELU}$  = Ratio relatif à la résistance de l'élément

Commentaires :

Nous avons vérifié les poutres du plancher avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>. L'ensemble des poutres sont sous dimensionnés.

Conclusion:

Nous avons vérifié les planchers haut du RDC et du R+1 avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>. Nous avons constaté que les planchers étaient sous dimensionnés. De plus vu l'état de corrosion des aciers et la possibilité de créer un roof top sur le plancher haut du R+1, les planchers ne peuvent pas être conservés en l'état.

### 6.4.2 Dallage

Lors de nos investigations du site, il nous avait été précisé qu'il était envisagé d'installer un amphithéâtre au RDC du bâtiment.

Un sondage destructif avec prélèvement a été réalisé afin d'examiner la constitution de la dalle basse du rez-de-chaussée.



Dalle béton – épaisseur = 8cm

**Image 25 : Carottage dallage**

Le plancher bas du rez-de-chaussée est constitué d'un dallage en béton de 8cm d'épaisseur.

Un essai de fendage selon la norme NF EN 12390-6 a été réalisé sur l'éprouvette prélevée. Cet essai permet de déterminer la résistance à la traction du béton constituant le dallage.

La résistance à la traction obtenue est de : 3.15 MPa.

Commentaire : La résistance à la traction du béton du dallage est acceptable. L'épaisseur du dallage ne respecte pas les valeurs minimales prescrites par le DTU n°13.3. Compte tenu de l'installation souhaitée d'un amphithéâtre, le dallage devrait avoir une épaisseur d'au moins 13cm selon le DTU n°13.3. A notre avis, ce dallage n'est pas apte à recevoir la mise en place d'un amphithéâtre.

### 6.4.3 Fondations

Une reconnaissance des fondations existantes a été réalisée permettant d'identifier le type de fondation, les débords et caractéristiques dimensionnelles des fondations.

Les fondations de la partie en R+1 du bâtiment sont les suivantes :



Semelle isolée ep 30cm



Mur en brique ep 25cm

**Image 26: Semelles isolées**

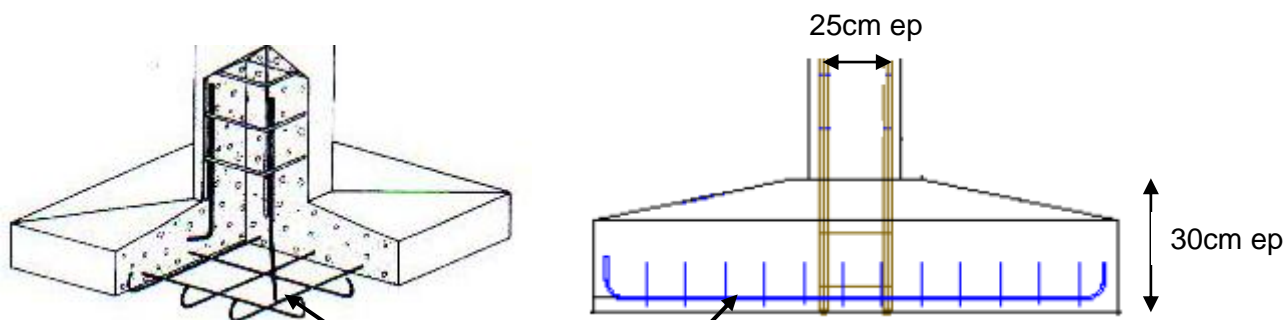


**Image 27: Semelles isolées**

Armatures dia 8mm

Une reconnaissance des fondations des murs (débords, niveau d'assise), ont permis d'établir le principe suivant :

- Longueur des semelles :  $L = 1.7\text{m}$
- Epaisseur des semelles :  $E_p = 0.3\text{m}$
- Débords :  $2 \times 0.65\text{m} \Rightarrow$  Largeur totale  $l = 0.25 + 2 \times 0.65 = 1.7\text{m}$



**Image 28: Semelles isolées**

Armatures dia 8mm  
Entraxe 15 mm

Les fondations de la partie en RDC du bâtiment sont les suivantes :



**Image 29: Semelles filantes**

Semelle filante



**Image 30: Semelles filantes**

Mur parpaing 20 cm ep

Armatures dia 10mm

Une reconnaissance des fondations des murs (débords, niveau d'assise), ont permis d'établir le principe suivant :

- Epaisseur des semelles :  $E_p = 18\text{cm}$
- Débords :  $2 \times 0.15\text{m} \Rightarrow \text{Largeur totale } l = 0.20 + 2 \times 0.15 = 0.5\text{m}$

**Conclusion :** Le bâtiment Peres étant en deux parties, nous avons trouvés deux types de fondations.

Sur la partie en R+1, nous avons des semelles isolées et sur la partie en RDC nous avons des semelles filantes.

Compte tenu du souhait d'installer un amphithéâtre sur la partie en RDC et de créer un roof top sur la partie en R+1 et des caractéristiques dimensionnelles des fondations détaillées ci-dessus, il sera nécessaire de créer un renforcement des fondations ou bien de créer une structure porteuse indépendante de celle existante.

**Commentaires :** *Des sondages de reconnaissances géotechniques devront être réalisés (essais au pénétromètre dynamique) pour déterminer les contraintes admissibles du sol, la nature du sol d'assise et la classification GTR des sols. Lors de la phase conception du projet de requalification, la capacité portante du sol devra être vérifiée avec les descentes de charges du projet.*

## 7. BÂTIMENT ATELIER

### 7.1 Inspection visuelle

A l'entrée du site par la rue Raphael DUBOIS on trouve les Ateliers ou Services Techniques construits entre 1891 et 1900, sur un seul niveau. Les murs sont en pierre, les murs extérieurs s'intègrent au mur d'enceinte, les charpentes en bois sont visibles et les couvertures sont en tuile mécanique.



Image 31: Bâtiment Atelier

Une démolition complète et reconstruction de ce petit bâtiment de faible emprise (65m<sup>2</sup>) n'est pas possible réglementairement et il est envisagé de se servir de la base pour créer éventuellement un R+1. En ce sens, les investigations sur ce bâtiment portent uniquement sur la recherche de fondations et l'analyse de la couverture de la toiture.

## 7.2 Désordres constatés – couverture



### **Définition de l'évaluation :**

Évaluation de l'état de la couverture : traces de mousse, porosité, glissement de tuiles, éléments fêlés ou cassés, état des noues, émergences, points singuliers, etc

### **Description typologique :**

Le couvert du bâtiment est assuré par une couverture en tuiles canal.

La toiture est à deux versants.

**Etat de dégradation :**

**PS**

Les différentes zones de couverture tuiles présentent des désordres ponctuels. Nous avons relevé des glissements de tuiles, et des défauts d'étanchéité.

**Travaux à envisager :**

À notre avis une rénovation de la couverture doit être envisagée.

### **Légende :**

- Code **TS** : constituant en bon état, fonction parfaitement remplie.
- Code **S** : constituant dans un état moyen, fonction correctement remplie.
- Code **PS** : constituant dans un état médiocre, dégradation partielle et/ou fonction mal remplie
- Code **M** : constituant en mauvais état, dégradation générale et/ou fonction non remplie

### 7.3 Fondations

Les fondations du bâtiment sont les suivantes :



**Image 32: Fondations**

Longrine

Massif de poteau

Une reconnaissance des fondations des murs (débords, niveau d'assise), ont permis d'établir le principe suivant :

- Hauteur des massifs :  $H=30\text{cm}$
- Hauteur longrine :  $H=15\text{cm}$
- Débords :  $2 \times 0.10\text{m} \Rightarrow \text{Largeur totale } l=0.25+2 \times 0.10=0.45\text{m}$

#### Conclusion :

Compte tenu du souhait d'éventuellement réaliser un R+1 et des caractéristiques dimensionnelles des fondations détaillées ci-dessus, il sera nécessaire de créer un renforcement des fondations ou bien de créer une structure porteuse indépendante de celle existante.

*Commentaires : Des sondages de reconnaissances géotechniques devront être réalisés (essais au pénétromètre dynamique) pour déterminer les contraintes admissibles du sol, la nature du sol d'assise et la classification GTR des sols. Lors de la phase conception du projet de requalification, la capacité portante du sol devra être vérifiée avec les descentes de charges du projet.*

## 8. CONCLUSION

Le diagnostic technique réalisé pour le compte du de l'Institut de biologie marine de Lyon en vue de rénover le site de la Seyne sur Mer (83) permet de conclure sur les orientations suivantes :

### **Bâtiment Dubois :**

- Murs porteurs :

D'une manière générale, les murs du site ne présentent pas de désordres structurels. Cependant, il conviendra de réaliser les enduits de toutes les façades.

- Planchers :

Les poutres bois et le platelage qui constituent le plancher sont correctement dimensionnés. Cependant les profilés métalliques sont sous dimensionnés et présentent un état de corrosion avancé.

Les planchers doivent donc être renforcés. Cela implique le changement des profilés métalliques en sous face. La dépose complète du latis plâtre en sous face du plancher est à prévoir. Un étalement préalable du plancher bois devra être mis en place.

Nous avons dimensionné de nouveaux profilés suivant les portées actuelles. Les profilés ont été calculés en prenant en compte les charges permanentes et 250kg/m<sup>2</sup> de charges d'exploitation.

- Fondations :

Une reconnaissance des fondations des murs (débords, niveau d'assise), ont permis d'établir le principe suivant :

- Hauteur des murs de fondations en pierre (niveau d'assise) :  $h = 1.2\text{m}$
- Epaisseur des murs de fondations :  $E_p = 0.7\text{m}$
- Débords :  $2 \times 0.3\text{m} \Rightarrow$  Epaisseur totale  $E_{pt} = 0.7 + 2 \times 0.3 = 1.3\text{m}$
- Hauteur micro pieux bois :  $H_b = 3\text{m}$

Les micro-pieux sont employés pour consolider les fondations du bâtiment en empêchant son glissement. Les micro-pieux agissent ainsi sur la surface qu'ils exposent au frottement dans le sol (anti-glissement et anti-arrachement).

*Commentaires : Des sondages de reconnaissances géotechniques devront être réalisés (essais au pénétromètre dynamique) pour déterminer les contraintes admissibles du sol, la nature du sol d'assise et la classification GTR des sols. Lors de la phase conception du projet de requalification, la capacité portante du sol devra être vérifiée avec les descentes de charges du projet.*

### **Bâtiment Peres :**

- Murs porteurs :

D'une manière générale, les murs du site ne présentent pas de désordres structurels. Cependant, il conviendra de réaliser les enduits de toutes les façades.

- Planchers :

Nous avons vérifié les planchers haut du RDC et du R+1 avec les charges permanentes et une charge d'exploitation de 2.5 KN/m<sup>2</sup>. Nous avons constaté que les planchers étaient sous dimensionnés. De plus vu l'état de corrosion des aciers et la possibilité de créer un roof top sur le plancher haut du R+1, les planchers ne peuvent pas être conservés en l'état. Les planchers doivent donc être renforcés ou alors de nouveaux planchers doivent être créés. De plus, étant donné qu'il est envisagé d'installer un ascenseur, une fois que celui-ci sera sélectionné (taille, dimension, poids, ect), une étude complémentaire en phase conception devra être réalisée pour déterminer la trémie.

- Dallage

L'épaisseur de 8 cm est insuffisante notamment s'il est envisagé d'installer un amphithéâtre dans la zone RDC du bâtiment.

- Fondations :

Le bâtiment Peres étant en deux parties, nous avons trouvés deux types de fondations.

Sur la partie en R+1, nous avons des semelles isolées et sur la partie en RDC nous avons des semelles filantes.

Compte tenu du souhait d'installer un amphithéâtre sur la partie en RDC et de créer un roof top sur la partie en R+1 et des caractéristiques dimensionnelles des fondations il sera nécessaire de créer un renforcement des fondations ou bien de créer une structure porteuse indépendante de celle existante.

*Commentaires : Des sondages de reconnaissances géotechniques devront être réalisés (essais au pénétromètre dynamique) pour déterminer les contraintes admissibles du sol, la nature du sol d'assise et la classification GTR des sols. Lors de la phase conception du projet de requalification, la capacité portante du sol devra être vérifiée avec les descentes de charges du projet.*


### **Bâtiment Atelier :**

- Fondations :

Compte tenu du souhait d'éventuellement réaliser un R+1 et des caractéristiques dimensionnelles des fondations, il sera nécessaire de créer un renforcement des fondations ou bien de créer une structure porteuse indépendante de celle existante.

*Commentaires : Des sondages de reconnaissances géotechniques devront être réalisés (essais au pénétromètre dynamique) pour déterminer les contraintes admissibles du sol, la nature du sol d'assise et la classification GTR des sols. Lors de la phase conception du projet de requalification, la capacité portante du sol devra être vérifiée avec les descentes de charges du projet.*

## 9. ANNEXE 1 : VERIFICATION POUTRES BOIS

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018 Affaire : 83 - LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie Plafond zone 1 plancher haut RDC Bat Dubois	Auteur : CVA Client : S.A.T
---	--	--------------------------------

### Section :

$b = 10,0$  [cm] Largeur de la section  
 $h = 4,0$  [cm] Hauteur de la section

### Section réduite

b<sub>cal</sub> = 10,0 [cm] Largeur de calcul  
 h<sub>cal</sub> = 4,0 [cm] Hauteur de calcul  
 Prise en compte de la réduction des sections à H<sub>bois</sub> = 12% [AN 3.2]

### Géométrie

Portée = 1,00 [m] Portée de la solive  
 Entraxe = 0,03 [m] Distance entre solives  
 Pose : NON Prise en compte de la solidarisation transversale  $k_{sp}$   
 NON Prise en compte du déversement

Etat :	Vérifié
Taux de travail :	0,14
$\Gamma_{RLI}$ =	0,08
$\Gamma_{RLA}$ =	0,14
$\Gamma_{FRU}$ =	0,13

Matériau : Bois Massif Classe : C14

Classe de service : 1 Résistance au feu : R15 Faces Exposées : BGD

### Chargement :

$G_k = 1,40$  [kN/m²] Charges permanentes  
 $Q_k = 2,55$  [kN/m²] Charges d'exploitation  
 Cat. C : Lieux de réunions Catégorie de bâtiment Moyen Terme

### Paramètres pour la flèche :

$W_c = 0$  [mm] Contre-flèche  
 $W_{int} = L / 300 = 3,3$  [mm] Flèche limite instantanée [AN 7.2]  
 $W_{fin} = L / 125 = 8,0$  [mm] Flèche limite finale [AN 7.2]  
 $W_{net,fin} = L / 200 = 5,0$  [mm] Flèche limite nette finale [AN 7.2]

### Valeurs caractéristiques du matériau :

$f_{b,k} = 14,0$  [Mpa] Contrainte de flexion caractéristique  
 $f_{v,k} = 3,0$  [Mpa] Contrainte de cisaillement caractéristique  
 $E_{0,mean} = 7000$  [Mpa] Module d'élasticité moyen  
 $E_{0,05} = 4700$  [Mpa] Module d'élasticité au 5<sup>e</sup> percentile  
 $\rho_{mean} = 350$  [kg/m³] Masse volumique moyenne

### Coefficients réglementaires :

$k_{sys} = 1,00$  Coefficient d'effet système  
 $k_{mod} = 0,80$  Coefficient de modification de résistance du matériau [Tableau 3.1]  
 $k_h = 1,30$  Coefficient de hauteur [3.3]  
 $k_{def} = 0,60$  Coefficient de déformation lié au fluage [Tableau 3.2]  
 $\gamma_M = 1,30$  Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau [Tableau 2.3]  
 $\psi_y = 0,60$  Coefficient pour les charges quasi-permanentes

### Valeurs de calcul du matériau :

$f_{b,d} = 11,20$  [Mpa] Contrainte de flexion admissible  
 $f_{v,d} = 1,85$  [Mpa] Contrainte de cisaillement admissible

$$f_{b,d} = f_{b,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

1/2

1/11

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_{y,d}$	=	0,02	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy	
$W_{el,y}$	=	27	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy	
$\sigma_{m,y,d}$	=	0,89	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$
Ratio	=	0,08	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_z$	=	0,10	[KN]	Effort tranchant	
$\tau_{v,d}$	=	0,04	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation	$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$
Ratio	=	0,02	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites de Service (ELS) :**

$W_{y,instat}$	=	0,3	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	Vérifié : 0,08
$W_{y,fin}$	=	0,7	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{sur}) + Q_k(1 + k_{sur} \cdot \Psi_2)$	Vérifié : 0,08
$W_{y,netto}$	=	0,7	[mm]	Flèche nette finale	Vérifié : 0,14

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	=	0,98	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9 \cdot \text{portée} + 2h$
$\sigma_{m,crit}$	=	935,20	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot E_{0,05} \cdot b^2 / h \cdot L_d$
$\lambda_{m,rel}$	=	0,12		Elancement relatif	$\lambda_{m,rel} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$
$k_{crit}$	=	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}}$	=	0,08	<=	1	Vérifié


**Réactions d'appui de la solive :**

$G_k$	=	0,03	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	=	0,04	[KN]	Charges d'exploitation

**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite

$t =$	15	[minutes]	Temps d'exposition au feu	
$\dot{D}_n =$	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion	
$d_{char} =$	1,20	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive	
$d_{ef} =$	1,73	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite	
$h_s =$	2,28	[cm]	Hauteur de la section réduite	
$b_s =$	6,55	[cm]	Largeur de la section réduite	
$I_{y,s} =$	6,43	[cm4]	Inertie Gy de la section réduite	
$W_{y,s} =$	5,65	[cm3]	module de résistance de la section réduite	
$\psi_2 =$	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes	
$k_{mod,s} =$	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau	
$\gamma_{M,s} =$	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau	
$k_s =$	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%	
$f_{m,y,d,s} =$	17,50	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie	
$M_{y,s} =$	0,01	[KN.m]	Moment y sous G + $\psi_1 Q$	
$\sigma_{m,y,d,s} =$	2,23	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	
Ratio =	0.13	<=	1	Vérifié

2/2

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018	Auteur : CVA
	Affaire : 83 - LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie	
	Plateau zone 3 plancher haut RDC Bat Dubois	
	Client : S.A.T	

<b>Section :</b>			<b>Etat :</b> <span style="color: green;">Vérifié</span>	
$b =$	10,0	[cm]	Largeur de la section	Taux de travail : <span style="color: green;">0,13</span>
$h =$	4,0	[cm]	Hauteur de la section	
<b>Section réduite</b>			$\Gamma_{RLU} =$	<span style="color: green;">0,08</span>
			$\Gamma_{RLS} =$	<span style="color: green;">0,13</span>
			$\Gamma_{FRU} =$	<span style="color: green;">0,13</span>
	<b>NON</b>		Prise en compte de la réduction des sections à Hbols = 12% [AN 3,2]	
$b_{cal} =$	10,0	[cm]	Largeur de calcul	
$h_{cal} =$	4,0	[cm]	Hauteur de calcul	
<b>Géométrie</b>				
Portée =	1,00	[m]	Portée de la solive	
Entraxe =	0,03	[m]	Distance entre solives	
Pose :	<b>NON</b>		Prise en compte de la solidarisation transversale $k_{sys}$	
	<b>NON</b>		Prise en compte du déversement	

<b>Matériau :</b>	Bols Massif	Classe :	C14
<b>Classe de service :</b>	1	<b>Résistance au feu :</b>	R15
		<b>Faces Exposées :</b>	BGD

<b>Chargement :</b>		
$G_k =$	1,40	[kN/m²] Charges permanentes
$Q_k =$	2,50	[kN/m²] Charges d'exploitation
	Cat. C : Lieux de réunions	Catégorie de bâtiment
		Moyen Terme

<b>Paramètres pour la flèche :</b>				
$W_c =$	0	[mm]	Contre-flèche	
$W_{inst} =$	L/ 300	=	3,3	[mm] Flèche limite instantanée [AN 7.2]
$W_{fin} =$	L/ 125	=	8,0	[mm] Flèche limite finale [AN 7.2]
$W_{net,fin} =$	L/ 200	=	5,0	[mm] Flèche limite nette finale [AN 7.2]

<b>Valeurs caractéristiques du matériau :</b>		
$f_{m,k} =$	14,0	[Mpa] Contrainte de flexion caractéristique
$f_{v,k} =$	3,0	[Mpa] Contrainte de cisaillement caractéristique
$E_{0,mean} =$	7000	[Mpa] Module d'élasticité moyen
$E_{0,05} =$	4700	[Mpa] Module d'élasticité au 5 <sup>e</sup> percentile
$\rho_{mean} =$	350	[daN/m³] Masse volumique moyenne

<b>Coefficients réglementaires :</b>		
$k_{sys} =$	1,00	Coefficient d'effet système
$k_{mod} =$	0,80	Coefficient de modification de résistance du matériau [Tableau 3.1]
$k_h =$	1,30	Coefficient de hauteur [3.3]
$k_{def} =$	0,60	Coefficient de déformation lié au fluage [Tableau 3.2]
$\gamma_M =$	1,30	Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau [Tableau 2.3]
$\psi_2 =$	0,60	Coefficient pour les charges quasi-permanentes

<b>Valeurs de calcul du matériau :</b>		
$f_{m,d} =$	11,20	[Mpa] Contrainte de flexion admissible
$f_{v,d} =$	1,85	[Mpa] Contrainte de cisaillement admissible
		$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$
		$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$

1/2

PM

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_{y,d}$	0,04	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy	
$W_{aly}$	27	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy	
$\sigma_{m,y,d}$	1,67	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	
Ratio	0,15	<=	1	Vérifié

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_z$	0,16	[KN]	Effort tranchant	
$\tau_{v,d}$	0,06	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation	
Ratio	0,03	<=	1	Vérifié

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

**Vérification aux Etats Limites de Service (ELS) :**

$W_{y,inst(0)}$	0,4	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	Vérifié : 0,10
$W_{y,fin}$	1,6	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{def}) + Q_k(1 + k_{def}, \psi_2)$	Vérifié : 0,18
$W_{y,net(0)}$	1,6	[mm]	Flèche nette finale	Vérifié : 0,30

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	1,07	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9 \cdot portée + 2h$
$\sigma_{m,crit}$	856,54	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot E_{0,05} \cdot b^2 / h \cdot L_d$
$\lambda_{rel,m}$	0,13		Elaçement relatif	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$
$k_{crit}$	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}}$	0,15	<=	1	Vérifié


**Réactions d'appui de la solive :**

$G_k$	0,07	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	0,04	[KN]	Charges d'exploitation

**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite

$t$	15	[minutes]	Temps d'exposition au feu	
$\rho_n$	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion	
$d_{char}$	1,20	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive	
$d_{ef}$	1,73	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite	
$h_R$	2,28	[cm]	Hauteur de la section réduite	
$b_R$	6,55	[cm]	Largeur de la section réduite	
$I_{y,R}$	6,43	[cm4]	Inertie Gy de la section réduite	
$W_{y,R}$	5,65	[cm3]	module de résistance de la section réduite	
$\psi_1$	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes	
$k_{mod,R}$	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau	
$\gamma_{M,R}$	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau	
$k_R$	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%	
$f_{m,y,d,R}$	17,50	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie	
$M_{y,R}$	0,03	[kN.m]	Moment y sous G + $\psi_1$ Q	
$\sigma_{m,y,d,R}$	4,79	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	
Ratio	0,27	<=	1	Vérifié

2/2

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018	Auteur : CVA
	Affaire : 83- LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie	
	Poutre zone 1 plancher haut VS Bat Dubois	
	Client : S.A.T	

#### Section :

$b =$	15,0	[cm]	Largeur de la section
$h =$	25,0	[cm]	Hauteur de la section

Etat :	Vérifié
Taux de travail :	0,59
$\Gamma_{RLU} =$	0,59
$\Gamma_{RLS} =$	0,48
$\Gamma_{RUL} =$	0,36

#### Section réduite

$b_{cal} =$	NON	Prise en compte de la réduction des sections à Hbols = 12% [AN 3,2]
$b_{cal} =$	15,0	[cm] Largeur de calcul
$h_{cal} =$	25,0	[cm] Hauteur de calcul

#### Géométrie

Portée =	3,70	[m]	Portée de la solive
Entraxe =	1,10	[m]	Distance entre solives
Pose :	NON		Prise en compte de la solidarisation transversale $k_{sys}$
	NON		Prise en compte du déversement

**Matériau :** Bois Massif **Classe :** C20

**Classe de service :** 1 **Résistance au feu :** R30 **Faces Exposées :** BGD

#### Chargement :

$G_k =$	1,55	[KN/m²]	Charges permanentes
$Q_k =$	2,50	[KN/m²]	Charges d'exploitation
Cat. C : Lieux de réunions		Catégorie de bâtiment	Moyen Terme

#### Paramètres pour la flèche :

$W_o =$	0	[mm]	Contre-flèche
$W_{inst} =$	L/ 300	=	12,3 [mm] Flèche limite instantanée [AN 7.2]
$W_{fin} =$	L/ 125	=	29,6 [mm] Flèche limite finale [AN 7.2]
$W_{net,fin} =$	L/ 200	=	18,5 [mm] Flèche limite nette finale [AN 7.2]

#### Valeurs caractéristiques du matériau :

$f_{m,k} =$	20,0	[Mpa]	Contrainte de flexion caractéristique
$f_{v,k} =$	3,6	[Mpa]	Contrainte de cisaillement caractéristique
$E_{0,mean} =$	9500	[Mpa]	Module d'élasticité moyen
$E_{0,05} =$	6400	[Mpa]	Module d'élasticité au 5 <sup>e</sup> pourcentile
$\rho_{mean} =$	390	[daN/m³]	Masse volumique moyenne

#### Coefficients réglementaires :

$k_{sys} =$	1,00	Coefficient d'effet système	
$k_{mod} =$	0,80	Coefficient de modification de résistance du matériau	[Tableau 3.1]
$k_b =$	1,00	Coefficient de hauteur	[3.3]
$k_{def} =$	0,60	Coefficient de déformation lié au fluage	[Tableau 3.2]
$\gamma_M =$	1,30	Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau	[Tableau 2.3]
$\psi_2 =$	0,60	Coefficient pour les charges quasi-permanentes	

#### Valeurs de calcul du matériau :

$f_{m,d} =$	12,31	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible	$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_b$
$f_{v,d} =$	2,22	[Mpa]	Contrainte de cisaillement admissible	$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$

F.M

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_y$	=	11,34	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy	
$W_{aly}$	=	1563	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy	
$\sigma_{my,d}$	=	7,25	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	$\frac{\sigma_{my,d}}{f_{my,d}} \leq 1$
Ratio	=	0,59	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_z$	=	12,25	[KN]	Effort tranchant	
$\tau_{v,d}$	=	0,49	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation	$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$
Ratio	=	0,22	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites de Service (ELS) :**

$W_{y,inst}$	=	3,6	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	Vérifié : 0,29
$W_{y,fin}$	=	8,8	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{def}) + Q_k(1 + k_{def} \cdot \Psi_2)$	Vérifié : 0,30
$W_{y,net,fin}$	=	8,8	[mm]	Flèche nette finale	Vérifié : 0,48

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	=	3,83	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9 \cdot portées + 2h$
$\sigma_{m,cr}$	=	117,31	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,cr} = 0,78 \cdot E_{0,05} \cdot b^2 / h \cdot L_d$
$\lambda_{rel,m}$	=	0,41		Elaancement relatif	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,cr}}$
$k_{cr}$	=	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{my,d}}{k_{cr} \cdot f_{my,d}}$	=	0,59	<=	1	Vérifié

**Réactions d'appui de la solive :**

$G_k$	=	3,42	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	=	5,09	[KN]	Charges d'exploitation


**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite

$t$	=	30	[minutes]	Temps d'exposition au feu
$\rho_n$	=	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion
$d_{char}$	=	2,40	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive
$d_{ef}$	=	3,10	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite

$h_s$	=	21,90	[cm]	Hauteur de la section réduite
$b_s$	=	8,80	[cm]	Largeur de la section réduite
$I_{y,s}$	=	7702,54	[cm <sup>4</sup> ]	Inertie Gy de la section réduite
$W_{y,s}$	=	703,43	[cm <sup>3</sup> ]	module de résistance de la section réduite

$\psi_1$	=	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes
$k_{mod}$	=	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau
$\gamma_{M,f}$	=	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau
$k_f$	=	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%

$f_{m,y,d}$	=	25,00	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie	
$M_{y,d}$	=	6,34	[KN.m]	Moment y sous G + $\psi_1 Q$	
$\sigma_{m,y,d}$	=	9,01	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	
Ratio	=	0,36	<=	1	Vérifié

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018	Auteur : CVA
	Affaire : 83- LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie	
	Poutre zone 3 plancher haut VS Bel Dubois	
	Client : S.A.T	

**Section :**

$b = 15,0$  [cm] Largeur de la section  
 $h = 25,0$  [cm] Hauteur de la section

**Section réduite**

Section réduite : **NON** Prise en compte de la réduction des sections à Hbols = 12% [AN 3,2]  
 $b_{cal} = 15,0$  [cm] Largeur de calcul  
 $h_{cal} = 25,0$  [cm] Hauteur de calcul

**Géométrie**

Portée : **3,70** [m] Portée de la solive  
 Entraxe : **1,10** [m] Distance entre solives  
 Pose : **NON** Prise en compte de la solidarisation transversale  $k_{sp}$   
**NON** Prise en compte du déversement

Matériau : **Bols Massif** Classe : **C20**

Classe de service : **1** Résistance au feu : **R30** Faces Exposées : **BGD**

**Chargement :**

$G_k = 4,20$  [kN/m²] Charges permanentes  
 $Q_k = 2,50$  [kN/m²] Charges d'exploitation  
 Cat. C : Lieux de réunions Catégorie de bâtiment Moyen Terme

**Paramètres pour la flèche :**

$W_c = 0$  [mm] Contre-flèche  
 $W_{inst} = L/300 = 12,3$  [mm] Flèche limite instantanée [AN 7.2]  
 $W_{fin} = L/125 = 29,6$  [mm] Flèche limite finale [AN 7.2]  
 $W_{net,fin} = L/200 = 18,5$  [mm] Flèche limite nette finale [AN 7.2]

**Valeurs caractéristiques du matériau :**

$f_{m,k} = 20,0$  [Mpa] Contrainte de flexion caractéristique  
 $f_{v,k} = 3,6$  [Mpa] Contrainte de cisaillement caractéristique  
 $E_{0,mean} = 9600$  [Mpa] Module d'élasticité moyen  
 $E_{0,05} = 6400$  [Mpa] Module d'élasticité au 5<sup>e</sup> percentile  
 $\rho_{mean} = 390$  [daN/m³] Masse volumique moyenne

**Coefficients réglementaires :**

$k_{sp} = 1,00$  Coefficient d'effet système  
 $k_{mod} = 0,80$  Coefficient de modification de résistance du matériau [Tableau 3.1]  
 $k_h = 1,00$  Coefficient de hauteur [3.3]  
 $k_{def} = 0,60$  Coefficient de déformation lié au fluage [Tableau 3.2]  
 $\gamma_M = 1,30$  Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau [Tableau 2.3]  
 $\psi_2 = 0,60$  Coefficient pour les charges quasi-permanentes

**Valeurs de calcul du matériau :**

$f_{m,d} = 12,31$  [Mpa] Contrainte de flexion admissible  
 $f_{v,d} = 2,22$  [Mpa] Contrainte de cisaillement admissible

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sp} \cdot k_h$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

F.M

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_{y,d}$	18,07	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy	
$W_{el,y}$	1563	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy	
$\sigma_{m,y,d}$	11,56	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$
Ratio	0,94	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_{z,d}$	19,53	[KN]	Effort tranchant	
$\tau_{v,d}$	0,78	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation	$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$
Ratio	0,35	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites de Service (ELS) :**

$W_{y,instat}$	3,6	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	Vérifié : 0,29
$W_{y,fin}$	14,9	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{def}) + Q_k(1 + k_{def}/Q_p)$	Vérifié : 0,51
$W_{y,netto,fin}$	14,9	[mm]	Flèche nette finale	Vérifié : 0,81

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	3,83	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9 \cdot \text{portée} + 2h$
$\sigma_{m,cr}$	117,31	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,cr} = 0,78 \cdot E_{0,05} \cdot b^2 / h \cdot L_d$
$\lambda_{rel,m}$	0,41		Elancement relatif	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,cr}}$
$k_{cr}$	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{cr} \cdot f_{m,y,d}}$	0,94	<=	1	Vérifié


**Réactions d'appui de la solive :**

$G_k$	8,82	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	5,09	[KN]	Charges d'exploitation

**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite

$t =$	30	[minutes]	Temps d'exposition au feu	
$\rho_n =$	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion	
$d_{char} =$	2,40	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive	
$d_{ef} =$	3,10	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite	
$h_s =$	21,90	[cm]	Hauteur de la section réduite	
$b_s =$	8,80	[cm]	Largeur de la section réduite	
$I_{y,s} =$	7702,54	[cm <sup>4</sup> ]	Inertie Gy de la section réduite	
$W_{y,s} =$	703,43	[cm <sup>3</sup> ]	module de résistance de la section réduite	
$\psi_1 =$	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes	
$k_{mod} =$	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau	
$\gamma_{M,s} =$	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau	
$k_s =$	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%	
$f_{m,y,d,s} =$	25,00	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie	
$M_{y,s} =$	11,33	[KN.m]	Moment y sous G + $\psi_1$ Q	
$\sigma_{m,y,d,s} =$	16,11	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	
Ratio =	0,64	<=	1	Vérifié

2/2

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018	Auteur : CVA
	Affaire : 83 - LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie	
	Plateau zone 1 plancher haut RDC Bat Dubois	
	Client : S.A.T	

**Section :**

$b = 10,0$  [cm] Largeur de la section  
 $h = 4,0$  [cm] Hauteur de la section

**Section réduite**

$b_{cal} = \text{NON}$  Prise en compte de la réduction des sections à Hbols = 12% [AN 3,2]  
 $h_{cal} = 10,0$  [cm] Largeur de calcul  
 $h_{cal} = 4,0$  [cm] Hauteur de calcul

**Géométrie**

$Portée = 1,00$  [m] Portée de la solive  
 $Entraxe = 0,03$  [m] Distance entre solives  
 $Pose : \text{NON}$  Prise en compte de la solidarisation transversale  $k_{sp}$   
 $\text{NON}$  Prise en compte du déversement

**Matériau :**

Bois Massif

Classe : C14

**Classe de service :**

1

Résistance au feu : R15

Faces Exposées :

BGD

**Chargement :**

$G_k = 1,40$  [kN/m²] Charges permanentes  
 $Q_k = 2,55$  [kN/m²] Charges d'exploitation  
 Cat. C : Lieux de réunions Catégorie de bâtiment Moyen Terme

**Paramètres pour la flèche :**

$W_c = 0$  [mm] Contre-flèche  
 $W_{k,inst} = L/300 = 3,3$  [mm] Flèche limite instantanée [AN 7.2]  
 $W_{k,fin} = L/125 = 8,0$  [mm] Flèche limite finale [AN 7.2]  
 $W_{net,fin} = L/200 = 5,0$  [mm] Flèche limite nette finale [AN 7.2]

**Valeurs caractéristiques du matériau :**

$f_{m,k} = 14,0$  [Mpa] Contrainte de flexion caractéristique  
 $f_{v,k} = 3,0$  [Mpa] Contrainte de cisaillement caractéristique  
 $E_{0,mean} = 7000$  [Mpa] Module d'élasticité moyen  
 $E_{0,05} = 4700$  [Mpa] Module d'élasticité au 5<sup>e</sup> percentile  
 $\rho_{mean} = 350$  [daN/m³] Masse volumique moyenne

**Coefficients réglementaires :**

$k_{sys} = 1,00$  Coefficient d'effet système  
 $k_{mod} = 0,80$  Coefficient de modification de résistance du matériau [Tableau 3.1]  
 $k_h = 1,30$  Coefficient de hauteur [3.3]  
 $k_{def} = 0,60$  Coefficient de déformation lié au fluage [Tableau 3.2]  
 $\gamma_M = 1,30$  Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau [Tableau 2.3]  
 $\psi_2 = 0,60$  Coefficient pour les charges quasi-permanentes

**Valeurs de calcul du matériau :**

$f_{m,d} = 11,20$  [Mpa] Contrainte de flexion admissible  
 $f_{v,d} = 1,85$  [Mpa] Contrainte de cisaillement admissible

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

1 M

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_y$	0,02	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy
$W_{ely}$	27	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy
$\sigma_{my,d}$	0,89	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation
Ratio	0,08	<=	1 <b>Vérifié</b>

$$\frac{\sigma_{my,d}}{f_{my,d}} \leq 1.$$

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_z$	0,10	[KN]	Effort tranchant
$\tau_{v,d}$	0,04	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation
Ratio	0,02	<=	1 <b>Vérifié</b>

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1.$$

**Vérification aux Etats Limites de Services (ELS) :**

$W_{y,instat}$	0,3	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	<b>Vérifié : 0,08</b>
$W_{y,fin}$	0,7	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{def}) + Q_k(1 + k_{def}, \psi_2)$	<b>Vérifié : 0,08</b>
$W_{y,netto,fin}$	0,7	[mm]	Flèche nette finale	<b>Vérifié : 0,14</b>

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	0,98	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9, portées + 2h$
$\sigma_{m,crit}$	935,20	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,crit} = 0,78, E_{0,05}, b^2 / h, L_d$
$\lambda_{rel,m}$	0,12		Elaancement relatif	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$
$k_{crit}$	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{my,d}}{k_{crit}, f_{m,y,d}}$	0,08	<=	1 <b>Vérifié</b>	

**Réactions d'appui de la colive :**

$G_k$	0,03	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	0,04	[KN]	Charges d'exploitation


**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite

$t$	15	[minutes]	Temps d'exposition au feu
$\beta_n$	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion
$d_{char}$	1,20	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive
$d_{ef}$	1,73	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite

$h_s$	2,28	[cm]	Hauteur de la section réduite
$b_s$	6,55	[cm]	Largeur de la section réduite
$I_{y,s}$	6,43	[cm <sup>4</sup> ]	Inertie Gy de la section réduite
$W_{y,s}$	5,65	[cm <sup>3</sup> ]	module de résistance de la section réduite

$\psi_1$	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes
$k_{mod}$	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau
$\gamma_{M,s}$	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau
$k_s$	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%

$f_{m,y,d}$	17,50	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie
$M_{y,d}$	0,01	[KN.m]	Moment y sous $G + \psi_1 Q$
$\sigma_{m,y,d}$	2,23	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation
Ratio	0,13	<=	1 <b>Vérifié</b>

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018	Auteur : CVA
	Affaire : 83- LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie	
	Poutre zone 2 plancher haut VS Bat Dubois	
	Client : S.A.T	

#### Section :

$b =$	15,0	[cm]	Largeur de la section
$h =$	25,0	[cm]	Hauteur de la section

#### Section réduite

$b_{cal} =$	NON		Prise en compte de la réduction des sections à Hbois = 12%
$b_{cal} =$	15,0	[cm]	Largeur de calcul
$h_{cal} =$	25,0	[cm]	Hauteur de calcul

#### Géométrie

Portée =	3,90	[m]	Portée de la solive
Entraxe =	1,10	[m]	Distance entre solives
Pose :	NON		Prise en compte de la solidarisation transversale $k_{sys}$
	NON		Prise en compte du déversement

Etat :	Vérifié
Taux de travail :	0,65
$\Gamma_{BLU} =$	0,65
$\Gamma_{BLB} =$	0,56
$\Gamma_{FBU} =$	0,40

**Matériau :** Bois Massif **Classe :** C20

**Classe de service :** 1 **Résistance au feu :** R30 **Faces Exposées :** BGD

#### Chargement :

$G_k =$	1,55	[KN/m²]	Charges permanentes
$Q_k =$	2,50	[KN/m²]	Charges d'exploitation
Cat. C : Lieux de réunions			Catégorie de bâtiment
			Moyen Terme

#### Paramètres pour la flèche :

$W_c =$	0	[mm]	Contre-flèche			
$W_{inst} =$	L/ 300	=	13,0	[mm]	Flèche limite instantanée	[AN 7.2]
$W_{fin} =$	L/ 125	=	31,2	[mm]	Flèche limite finale	[AN 7.2]
$W_{inst,fin} =$	L/ 200	=	19,5	[mm]	Flèche limite nette finale	[AN 7.2]

#### Valeurs caractéristiques du matériau :

$f_{m,k} =$	20,0	[Mpa]	Contrainte de flexion caractéristique
$f_{v,k} =$	3,6	[Mpa]	Contrainte de cisaillement caractéristique
$E_{0,mean} =$	9500	[Mpa]	Module d'élasticité moyen
$E_{0,05} =$	6400	[Mpa]	Module d'élasticité au 5 <sup>e</sup> pourcentile
$\rho_{mean} =$	390	[daN/m³]	Masse volumique moyenne

#### Coefficients réglementaires :

$k_{sys} =$	1,00	Coefficient d'effet système	
$k_{mod} =$	0,80	Coefficient de modification de résistance du matériau	[Tableau 3.1]
$k_h =$	1,00	Coefficient de hauteur	[3.3]
$k_{def} =$	0,60	Coefficient de déformation lié au fluage	[Tableau 3.2]
$\gamma_M =$	1,30	Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau	[Tableau 2.3]
$\psi_2 =$	0,60	Coefficient pour les charges quasi-permanentes	

#### Valeurs de calcul du matériau :

$f_{m,d} =$	12,31	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible	$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$
$f_{v,d} =$	2,22	[Mpa]	Contrainte de cisaillement admissible	$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$

F.M

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_y$	=	12,59	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy	
$W_{ely}$	=	1563	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy	
$\sigma_{my,d}$	=	8,06	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	$\frac{\sigma_{my,d}}{f_{my,d}} \leq 1$
Ratio	=	0,65	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_z$	=	12,92	[KN]	Effort tranchant	
$\tau_{v,d}$	=	0,52	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation	$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$
Ratio	=	0,23	<=	1	Vérifié

**Vérification aux Etats Limites de Service (ELS) :**

$W_{y,instan}$	=	4,5	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	Vérifié : 0,34
$W_{y,fin}$	=	10,9	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{def}) + Q_k(1 + k_{def} \cdot \psi_2)$	Vérifié : 0,35
$W_{y,netto}$	=	10,9	[mm]	Flèche nette finale	Vérifié : 0,56

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	=	4,01	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9 \cdot portées + 2A$
$\sigma_{m,crit}$	=	112,04	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot E_{0,05} \cdot b^2 / h \cdot L_d$
$\lambda_{rel,m}$	=	0,42		Elancement relatif	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$
$k_{crit}$	=	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{my,d}}{k_{crit} \cdot f_{my,d}}$	=	0,65	<=	1	Vérifié

**Réactions d'appui de la colive :**

$G_k$	=	3,61	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	=	5,36	[KN]	Charges d'exploitation

**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite


$t$	=	30	[minutes]	Temps d'exposition au feu
$\beta_n$	=	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion
$d_{char}$	=	2,40	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive
$d_{ef}$	=	3,10	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite

$h_d$	=	21,90	[cm]	Hauteur de la section réduite
$b_d$	=	8,80	[cm]	Largeur de la section réduite
$I_{y,d}$	=	7702,64	[cm <sup>4</sup> ]	Inertie Gy de la section réduite
$W_{y,d}$	=	703,43	[cm <sup>3</sup> ]	module de résistance de la section réduite

$\psi_2$	=	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes
$k_{mod,d}$	=	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau
$\gamma_{M,d}$	=	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau
$k_d$	=	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%

$f_{m,y,d}$	=	25,00	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie	
$M_{y,d}$	=	7,04	[KN.m]	Moment y sous G + $\psi_1$ Q	
$\sigma_{m,y,d}$	=	10,01	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation	
Ratio	=	0,40	<=	1	Vérifié

2/2

 <b>Calcul d'une solive de plancher - Section Rectangulaire</b> Norme : EN 1995 - Parties 1-1 et 1-2 Version : 1.2	Date : 14.11.2018	Auteur : CVA
	Affaire : 83- LA SEYNE SUR MER - Institut de biologie	
	Poutre zone 3 plancher haut VS Bat Dubois	
	Client : S.A.T	

#### Section :

$b =$	15,0	[cm]	Largeur de la section
$h =$	25,0	[cm]	Hauteur de la section

#### Section réduite

$b_{cal} =$	NON		Prise en compte de la réduction des sections à Hbois = 12% [AN 3,2]
$b_{cal} =$	15,0	[cm]	Largeur de calcul
$h_{cal} =$	25,0	[cm]	Hauteur de calcul

#### Géométrie

Portée =	1,90	[m]	Portée de la solive
Entraxe =	0,80	[m]	Distance entre solives
Pose :	NON		Prise en compte de la solidarisation transversale $k_{sys}$
	NON		Prise en compte du déversement

**Matériau :** Bois Massif **Classe :** C20

**Classe de service :** 1 **Résistance au feu :** R30 **Faces Exposées :** BGD

#### Chargement :

$G_k =$	1,55	[KN/m²]	Charges permanentes
$Q_k =$	2,50	[KN/m²]	Charges d'exploitation
Cat. C : Lieux de réunions		Catégorie de bâtiment	Moyen Terme

#### Paramètres pour la flèche :

$W_o =$	0	[mm]	Contre-flèche
$W_{inst} =$	L/ 300	=	6,3 [mm] Flèche limite instantanée [AN 7.2]
$W_{fin} =$	L/ 125	=	15,2 [mm] Flèche limite finale [AN 7.2]
$W_{net,fin} =$	L/ 200	=	9,5 [mm] Flèche limite nette finale [AN 7.2]

#### Valeurs caractéristiques du matériau :

$f_{m,k} =$	20,0	[Mpa]	Contrainte de flexion caractéristique
$f_{v,k} =$	3,6	[Mpa]	Contrainte de cisaillement caractéristique
$E_{0,mean} =$	9500	[Mpa]	Module d'élasticité moyen
$E_{0,05} =$	6400	[Mpa]	Module d'élasticité au 5 <sup>e</sup> pourcentile
$\rho_{mean} =$	390	[daN/m³]	Masse volumique moyenne

#### Coefficients réglementaires :

$k_{sys} =$	1,00	Coefficient d'effet système	
$k_{mod} =$	0,80	Coefficient de modification de résistance du matériau	[Tableau 3.1]
$k_h =$	1,00	Coefficient de hauteur	[3.3]
$k_{def} =$	0,60	Coefficient de déformation lié au fluage	[Tableau 3.2]
$\gamma_M =$	1,30	Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau	[Tableau 2.3]
$\psi_2 =$	0,60	Coefficient pour les charges quasi-permanentes	

#### Valeurs de calcul du matériau :

$f_{m,d} =$	12,31	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible	$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$
$f_{v,d} =$	2,22	[Mpa]	Contrainte de cisaillement admissible	$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$

F.M

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion :**

$M_y$	=	2,20	[KN.m]	Moment de flexion autour de Gy
$W_{aly}$	=	1563	[cm <sup>3</sup> ]	Module de résistance par rapport à Gy
$\sigma_{my,d}$	=	1,41	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation
Ratio	=	0,11	<=	1 <b>Vérifié</b>

$$\frac{\sigma_{my,d}}{f_{my,d}} \leq 1$$

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de cisaillement :**

$V_z$	=	4,63	[KN]	Effort tranchant
$\tau_{yz}$	=	0,19	[Mpa]	Contrainte de cisaillement sous sollicitation
Ratio	=	0,08	<=	1 <b>Vérifié</b>

$$\frac{\tau_{yz}}{f_{yz}} \leq 1$$

**Vérification aux Etats Limites de Service (ELS) :**

$W_{y,inst(n)}$	=	0,2	[mm]	Flèche instantanée sous charge d'exploitation	Vérifié : 0,03
$W_{y,fin}$	=	0,5	[mm]	Flèche finale sous $G_k(1 + k_{def}) + Q_k(1 + k_{def}, \psi_2)$	Vérifié : 0,03
$W_{y,net,fin}$	=	0,5	[mm]	Flèche nette finale	Vérifié : 0,05

**Vérification aux Etats Limites Ultimes (ELU) de flexion / déversement :**

$L_d$	=	2,21	[m]	Longueur de déversement	$L_d = 0,9, portées + 2h$
$\sigma_{m,cr}$	=	203,29	[Mpa]	Contrainte critique de flexion	$\sigma_{m,cr} = 0,78 \cdot E_{0,05} \cdot b^3 / h \cdot L_d$
$\lambda_{rel,m}$	=	0,31		Elancement relatif	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,cr}}$
$k_{def}$	=	1,00		Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
$\frac{\sigma_{my,d}}{k_{def} \cdot f_{my,d}}$	=	0,11	<=	1 <b>Vérifié</b>	

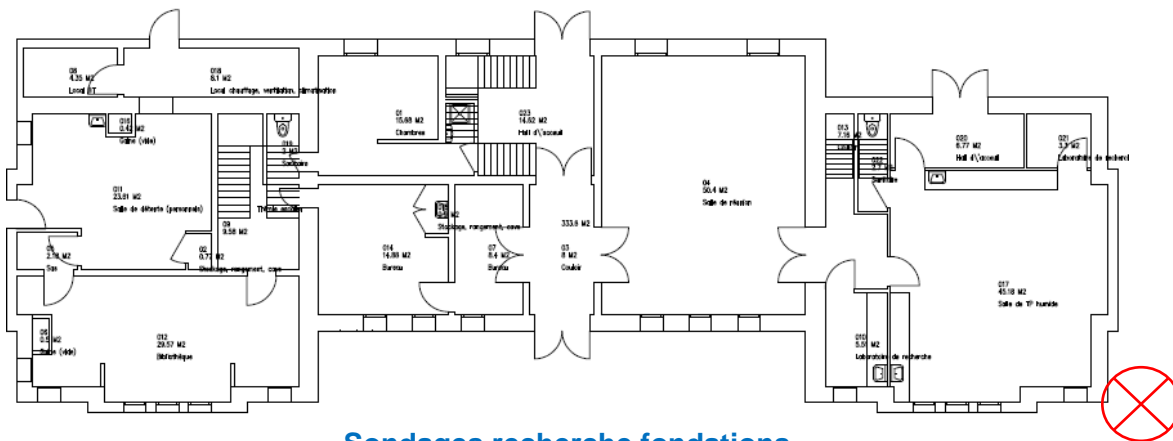
**Réactions d'appui de la solive :**

$G_k$	=	1,32	[KN]	Charges permanentes
$Q_k$	=	1,90	[KN]	Charges d'exploitation

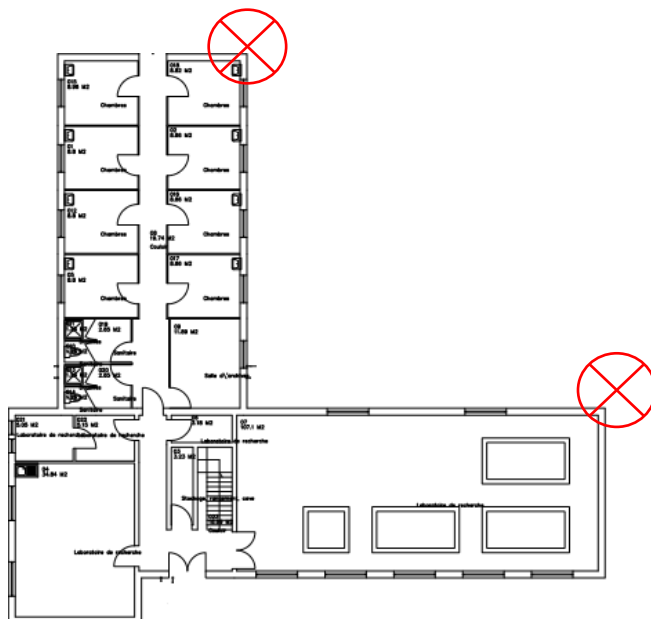
**Résistance au feu :** Méthode de la section réduite

$t$	=	30	[minutes]	Temps d'exposition au feu
$\beta_n$	=	0,80	[mm/min]	Vitesse de combustion
$d_{char}$	=	2,40	[cm]	Profondeur de carbonisation fictive
$d_{ef}$	=	3,10	[cm]	profondeur de carbonisation - méthode section réduite
$h_s$	=	21,90	[cm]	Hauteur de la section réduite
$b_s$	=	8,80	[cm]	Largeur de la section réduite
$I_{y,s}$	=	7702,54	[cm <sup>4</sup> ]	Inertie Gy de la section réduite
$W_{y,s}$	=	703,43	[cm <sup>3</sup> ]	module de résistance de la section réduite
$\psi_1$	=	0,70		Coefficient pour les charges fréquentes
$k_{mod}$	=	1,00		Coefficient de modification de résistance du matériau
$\gamma_{M,d}$	=	1,00		Coefficient de sécurité lié à la dispersion du matériau
$k_d$	=	1,25		Coefficient de passage au fractile 20%
$f_{m,y,d}$	=	25,00	[Mpa]	Contrainte de flexion admissible en situation d'incendie
$M_{y,d}$	=	1,23	[KN.m]	Moment y sous $G + \psi_1 Q$
$\sigma_{m,y,d}$	=	1,74	[Mpa]	Contrainte de flexion sous sollicitation
Ratio	=	0,07	<=	1 <b>Vérifié</b>

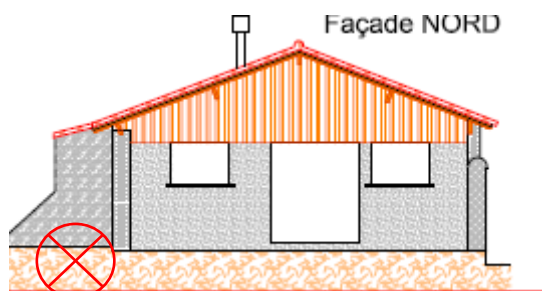
## 10. ANNEXE 2 : REPERAGE RECHERCHES FONDATIONS



Sondages recherche fondations



Sondages recherche fondations



Sondages recherche fondations