

**CNED & Réseau CANOPÉ**

# **RECONNAISSANCE ET DIAGNOSTIC STRUCTUREL**

**CNED – Réseau Canopé – 3 Allée Antonio Machado, 31 051  
TOULOUSE**

STL3.P.0040 – ind 3  
lundi 29 septembre 2025



Agence Toulouse • 7 avenue Mercure 31130 QUINT-FONSEGRIVES  
Tél. 33 (0) 5 62 71 80 00 • Fax 33 (0) 5 62 71 80 05 • [cebtp.toulouse@groupeginger.com](mailto:cebtp.toulouse@groupeginger.com)

### A la demande de :

Laurence KRIMM

BET SETES

14 avenue des Tilleuls  
65000 TARBES

☎ 05 62 34 25 54

[lk.setes@setes.fr](mailto:lk.setes@setes.fr)

### Pour le compte de :

Yannis LHUILLIER  
Elodie DESHOULIERES

Réseau CANOPÉ - CNED

3 Allée Antonio Machado  
31 051 TOULOUSE

☎ 05 49 49 75 47

☎ 05 49 49 34 80

[yannis.lhuillier@reseau-canope.fr](mailto:yannis.lhuillier@reseau-canope.fr)  
[elodie.deshoulieres@ac-cned.fr](mailto:elodie.deshoulieres@ac-cned.fr)

### Affaire suivie par :

Louis COQUIN







GINGER CEBTP



7 avenue Mercure  
31 130 QUINT-FONSEGRIVES

☎ 05.62.71.80.00

☎ 07 60 10 46 23

[l.coquin@groupeginger.com](mailto:l.coquin@groupeginger.com)

<b>CNED &amp; RESEAU CANOPÉ</b> <b>CNED – RESEAU CANOPE – 3 ALLEE ANTONIO MACHADO, 31 051 TOULOUSE</b> <b>RECONNAISSANCE ET DIAGNOSTIC STRUCTUREL</b>						
Affaire : STL3.P.0040 – ind 3				Proposition : STL3.P.0062		
Indices	Date	Chargé d'affaires	VISA	Vérifié par	VISA	Contenu
Prov	13/06/25	L.COQUIN	-	R.LADEVEZE	-	45 pages + 1 annexe
0	31/07/25	L.COQUIN		J.CATTEAU		63 pages + 4 annexes
1	18/08/25	L.COQUIN		R.LADEVEZE		65 pages + 4 annexes
Modification		Ajout des tenues au feu parois intérieures files 3,7,B,H (§4.4.13 à 4.4.16)				
2	02/09/25	L.COQUIN		R.LADEVEZE		64 pages + 4 annexes

Modification		Correction suite aux commentaires de SETES				
3	25/09/25	L.COQUIN		R.LADEVEZE		70 pages + 4 annexes
Modification		Ajout des calculs du BE OTEP pour les poutres béton en « i » § 6.3 + ajout d'un tableau stabilité à chaud et à froid § 8.4				

Annule et remplace le rapport STL3.P.0040 – ind 2

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.

<b>1.</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>6</b>
1.1	Contexte de la mission .....	6
1.2	Présentation des ouvrages .....	6
1.3	Documents transmis par le client .....	7
1.4	Conditions d'intervention.....	7
<b>2.</b>	<b>Objectifs de la mission.....</b>	<b>8</b>
<b>3.</b>	<b>Méthodologie et matériels .....</b>	<b>9</b>
3.1	Sondage destructif.....	9
3.2	Appareil Ferrosan .....	10
3.3	Radar haute fréquence .....	11
<b>4.</b>	<b>Résultats des investigations in-situ.....</b>	<b>13</b>
4.1	Système constructif .....	13
4.1.1	Plancher haut RDC.....	13
4.1.2	Plancher haut R+1.....	15
4.2	Implantation des sondages .....	17
4.2.1	Plancher haut RDC.....	17
4.2.2	Plancher haut R+1.....	18
4.3	Sondages destructifs – Niveau R+1.....	19
4.3.1	Plancher haut R+1 - S1.2 – Poutre béton armé précontrainte .....	19
4.3.2	Plancher haut R+1 - S1.3 – Poutre béton armé précontrainte .....	21
4.3.3	Plancher haut R+1 - Poutrelle métallique .....	22
4.4	Sondages destructifs – Niveau RDC.....	23
4.4.1	RDC - S1.1 – Poteau béton armé.....	23
4.4.2	RDC - S1.4 – Poteau béton armé.....	25
4.4.3	RDC - S2.1 – Poteau béton armé.....	26
4.4.4	Plancher haut RDC - S2.2 / S2.4 – Poutre béton armé précontraint .....	28
4.4.5	Plancher haut RDC - S2.3 – Prédalle.....	30
4.4.6	RDC - S3.1 – Poteau béton armé.....	32
4.4.7	Plancher haut RDC - S3.2 / S3.3 – Poutre béton armé précontraint .....	34
4.4.8	Plancher haut RDC - S3.4 – Prédalle.....	36
4.4.9	Plancher haut RDC - S4.1 – Poutre béton armé précontraint.....	37
4.4.10	Plancher haut RDC - S4.2 - Prédalle.....	38
4.4.11	Plancher bas RDC - D1 (Dallage zone bureau).....	39
4.4.12	Plancher bas RDC - D2 (Dallage zone centrale) .....	40
4.4.13	R+1 - P1 (Paroi File B) .....	41
4.4.14	R+1 - P2 (Paroi File H) .....	41
4.4.15	R+1 - P3 (Paroi File 3).....	42
4.4.16	R+1 - P4 (Paroi File 7).....	42
<b>5.</b>	<b>Essais en laboratoire.....</b>	<b>43</b>
5.1	Essais de résistance à la compression sur le béton des carottages.....	43

<b>6. Vérifications calculatoires .....</b>	<b>45</b>
<b>6.1 Hypothèses – Données générales .....</b>	<b>45</b>
6.1.1 Hypothèses générales .....	45
6.1.2 Matériaux .....	45
6.1.3 Charges permanentes .....	46
6.1.4 Charges variables d'exploitation .....	46
6.1.5 Charges climatiques .....	46
6.1.6 Liaisons structurelles .....	48
6.1.7 Chargements considérés .....	48
<b>6.2 Note de calcul poutrelle métallique .....</b>	<b>49</b>
<b>6.3 Note de calculs béton précontraint .....</b>	<b>50</b>
<b>6.4 Note de calculs béton armé .....</b>	<b>51</b>
<b>7. Vérification de la stabilité et de l'isolement au feu des éléments étudiés .....</b>	<b>52</b>
<b>7.1 Règlementation .....</b>	<b>52</b>
7.1.1 Poutre béton armé .....	52
7.1.2 Plancher béton armé .....	53
7.1.3 Poteau béton armé .....	54
7.1.4 Éléments de 2 <sup>nd</sup> œuvre .....	55
7.1.5 Résultats .....	55
<b>8. Synthèse .....</b>	<b>57</b>
<b>8.1 Implantation des sondages .....</b>	<b>57</b>
8.1.1 Plancher haut RDC .....	57
8.1.2 Plancher haut R+1 .....	58
<b>8.2 Système constructif .....</b>	<b>59</b>
<b>8.3 Reconnaissances structurelles .....</b>	<b>60</b>
<b>8.4 Stabilité à chaud et à froid .....</b>	<b>67</b>
<b>9. Orientation technique de renforcement .....</b>	<b>69</b>
<b>9.1 Précontrainte additionnelle externe .....</b>	<b>69</b>
<b>9.2 PRFC (Polymère Renforcé Fibres de Carbone) .....</b>	<b>70</b>

## ANNEXES

Annexe A. Classification mission suivant le guide de l'IMGC .....	
Annexe B. Note de calcul poutrelle métallique .....	
Annexe C. Note de calcul béton précontraint .....	
Annexe D. Note de calcul béton armé .....	

## 1. INTRODUCTION

## 1.1 CONTEXTE DE LA MISSION

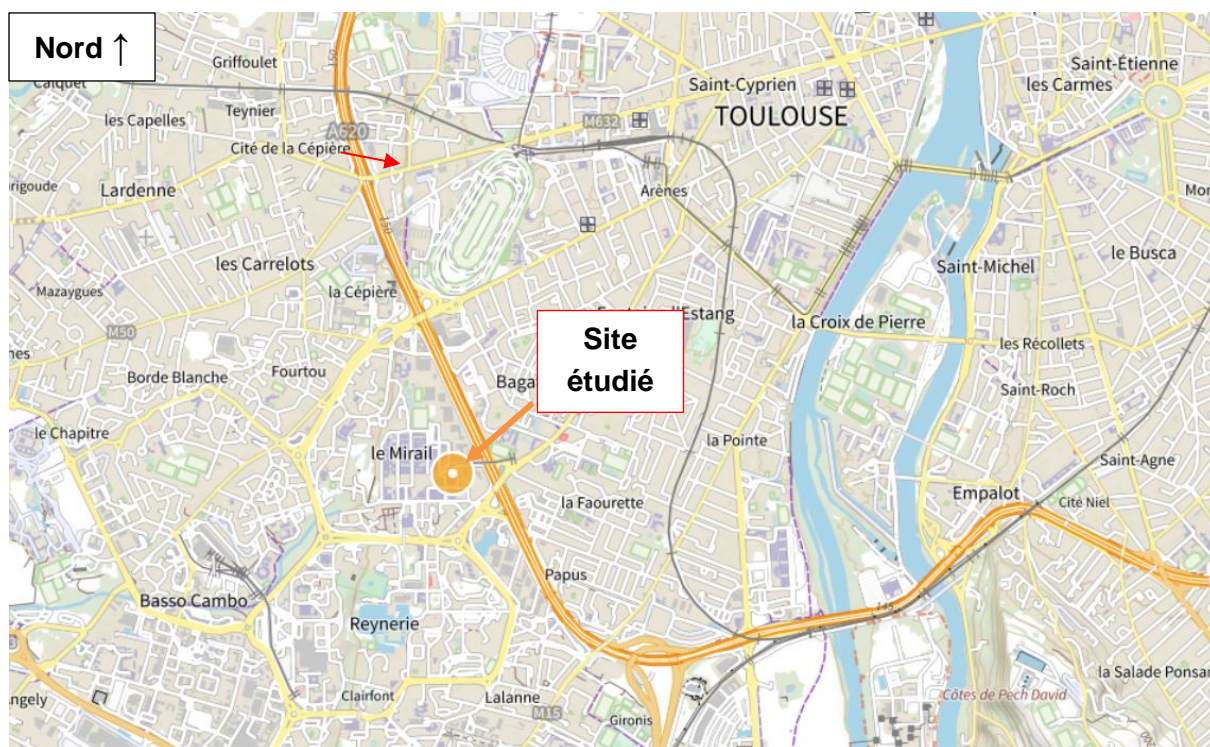
Le CNED et Réseau Canopé nous ont sollicités dans le cadre du réaménagement du bâtiment situé 3 allée Antonio Machado à Toulouse. Notre mission consistait à effectuer une reconnaissance du dallage et un diagnostic des structures porteuses afin d'évaluer la capacité portante de ces éléments ainsi que leur tenue au feu.

Nos investigations ont été réalisées le 22, 23 et 28 Avril de l'année 2025.

**Suivant le référentiel de l'ingénierie de la maintenance de l'IMGC (Annexe A), la classification de la présente mission est de niveau M14 (diagnostic).**

## 1.2 PRESENTATION DES OUVRAGES

Le CNED de Toulouse, objet de notre mission est situé au 3 allée Antonio Machado à Toulouse :



Implantation du site – Source [geoportail.gouv.fr/carte](https://geoportail.gouv.fr/carte)





Implantation – Source [geoportail.gouv.fr/carte](https://geoportail.gouv.fr/carte)

### 1.3 DOCUMENTS TRANSMIS PAR LE CLIENT

Avant notre intervention, le client nous a transmis certains documents :

- Diagnostic amiante
- Cahier des charges « CNED-CDC-STRUCTURE-IND02-Complement »
- Plan de l'existant RDC et R+1
- Note de calcul du bac acier NBAC01 Ind 0, réalisée par la société AMOCER

### 1.4 CONDITIONS D'INTERVENTION

Dans le cadre de notre intervention, nous avons pris toutes les dispositions nécessaires afin de limiter au maximum les nuisances sonores. Notamment en respectant les dates imposées par le client où le bâtiment était le moins occupé (23 et 28 Avril 2025).

La gestion des poussières a également été gérée par la création de « SAS » autour de nos sondages et l'utilisation d'un aspirateur de chantier afin de limiter la propagation de poussières.

Les sondages en façade n'ont pas pu être réalisés depuis l'intérieur vis-à-vis du second œuvre. Ils pourront être réalisés depuis l'extérieur à l'aide d'une nacelle adaptée au terrain.

## 2. OBJECTIFS DE LA MISSION

---

Conformément au devis référencé STL3.O.0062 et du cahier des charges SETES notre mission a pour objectifs de réaliser :

- Le relevé géométrique des éléments (portée, section, entraxe...),
- Le relevé des sections d'aciers longitudinaux, espacements, enrobage,
- Réalisation de prélèvements type sondage carotté sur dallage et poteaux
- La réalisation de coupes type des éléments investigués existantes,
- Essais de résistance à la compression,
- La détermination de la capacité portante et la tenue au feu des éléments porteurs.



### 3. METHODOLOGIE ET MATERIELS

---

#### 3.1 SONDAGE DESTRUCTIF

Des sondages sont effectués sur les éléments structuraux pour déterminer les caractéristiques dimensionnelles et structurelles des différents constituants des planchers, poutres, poteaux et voiles.

Les sondages sont réalisés à l'aide d'un burineur et d'une carotteuse HILTI. Les zones de sondage sont rebouchées à l'aide d'un mortier de réparation type R4.



### 3.2 APPAREIL FERROSCAN

Le système Ferroskan de HILTI permet de façon non destructive de détecter les armatures sur 10 cm de profondeur.

Les mesures sont réalisées sur une ligne et permettent de repérer les armatures perpendiculaires au sens de parcours de la mesure. Le résultat est donné sous forme de diagramme où l'on peut voir les enrobages des armatures et leurs espacements.

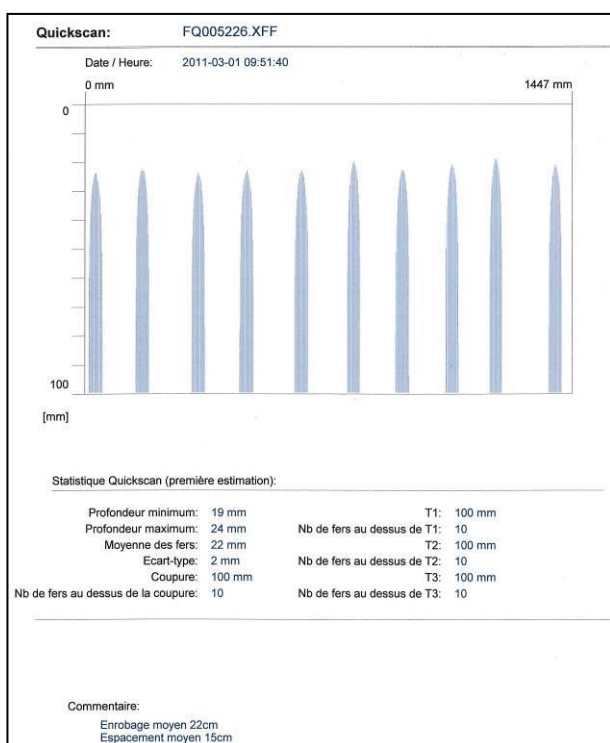
Les mesures peuvent également être réalisées sur plusieurs lignes de façon croisée et permettent d'obtenir une image en deux dimensions.



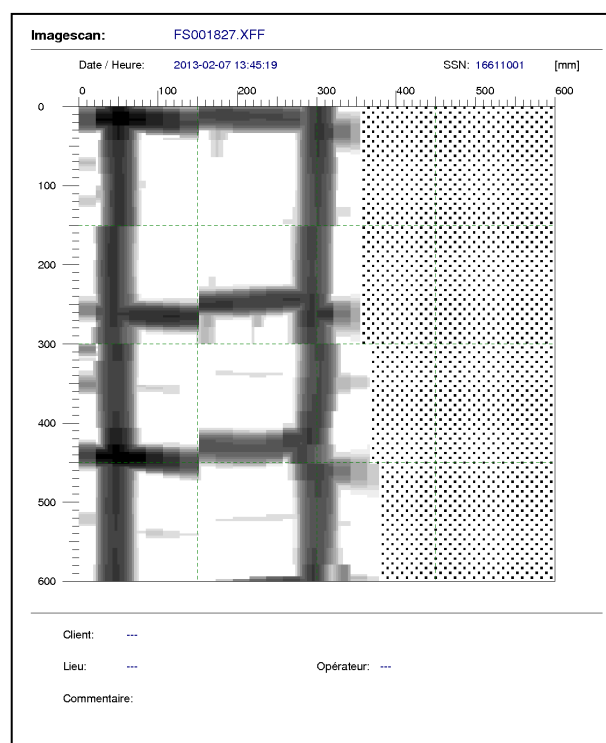
Moniteur



Scanner



Résultat d'une ligne de mesure



Résultat d'une image

### 3.3 RADAR HAUTE FREQUENCE

Les reconnaissances non destructives sont menées à l'aide d'un radar haute fréquence afin d'avoir une vision plus globale des différents éléments de structure. Les détections permettent de connaître la position d'armatures ou de vides dans le béton.

Une impulsion sous la forme d'une onde électromagnétique de très courte durée (quelques nanosecondes) est envoyée dans le milieu considéré où elle se propage.

Théoriquement à chaque interface, c'est-à-dire à chaque plan de séparation entre deux milieux de caractéristiques électriques différentes (constante diélectrique), cette onde va subir une réflexion vers la surface où elle sera captée par l'antenne émettrice réceptrice.

Le document ainsi obtenu est une coupe temps comportant en abscisse des distances et en ordonnée des temps, ces temps exprimés en nanosecondes correspondent aux trajets allers et retours de l'impulsion.

#### Objectifs :

**Localisation d'armatures, de câbles ou de conduits**

**Mesure des épaisseurs des couches structurales**

**Détection de vides**

#### Caractéristiques :

**Limite de détection d'au moins 400 mm de profondeur**

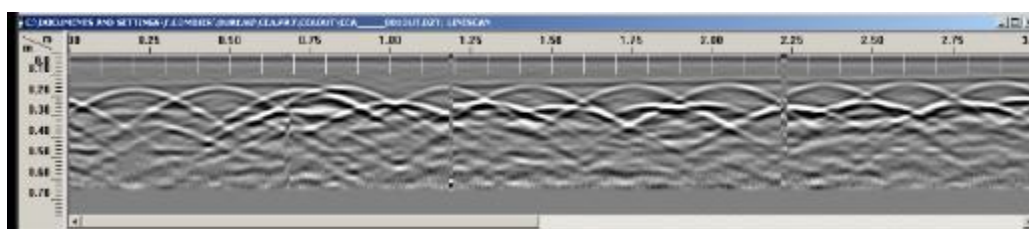
**Antenne 2,6 GHz**



Un radar Haute fréquence permet la localisation et la mesure de l'enrobage des armatures situées à une profondeur ne dépassant pas 40 cm, de manière totalement non destructive. Cet appareillage permet également de vérifier l'espacement des armatures.

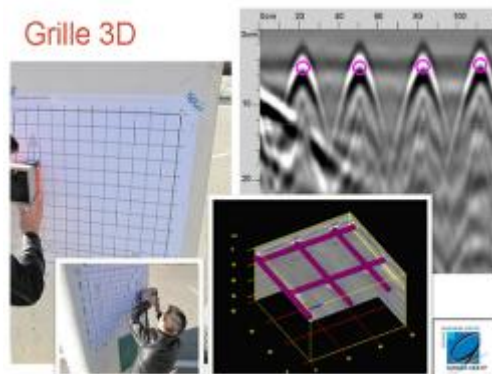
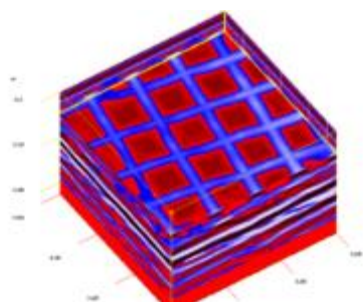
Il peut être utilisé pour déterminer les épaisseurs des dallages, chapes et autres revêtements afin de limiter le nombre de sondages.

A titre indicatif, deux images radar définissant les armatures et une image définissant les entrevous sont données ci-dessous :



Au niveau de l'image, les abscisses définissent l'espacement des armatures détectées et les ordonnées définissent la profondeur des aciers (enrobage).

Grâce à cet appareil, il peut également être réalisé des feuilles 3D qui permettent de définir avec précision le positionnement des armatures dans l'espace comme le montre les schémas ci-dessous :

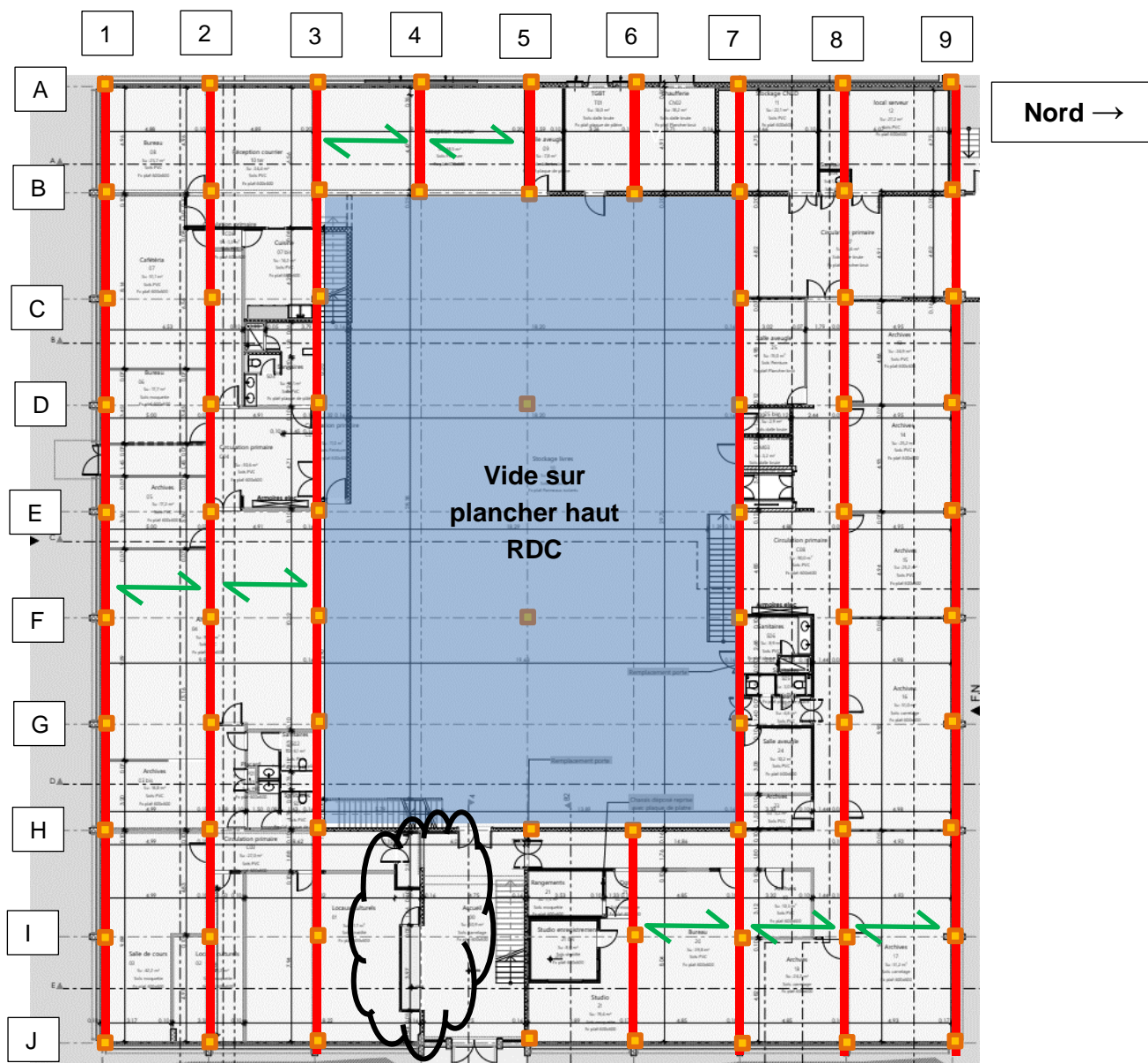


## 4. RESULTATS DES INVESTIGATIONS IN-SITU

### 4.1 SYSTEME CONSTRUCTIF






#### 4.1.1 Plancher haut RDC

La poutraison du niveau RDC a été identifiée sur le plan ci-dessous :



*Fond de plan du plancher haut RDC – fourni par le client*

Légende :

-  Sens de portée des prédalles en béton précontraint
-  Poutre en béton précontraint
-  Poteaux en béton armé /  Zone de vide sur plancher haut RDC
-  Zone non accessible



Le bâtiment ayant un maillage de 5.00 m, les poutres ainsi que les prédalles ont une portée de 5.00 m.

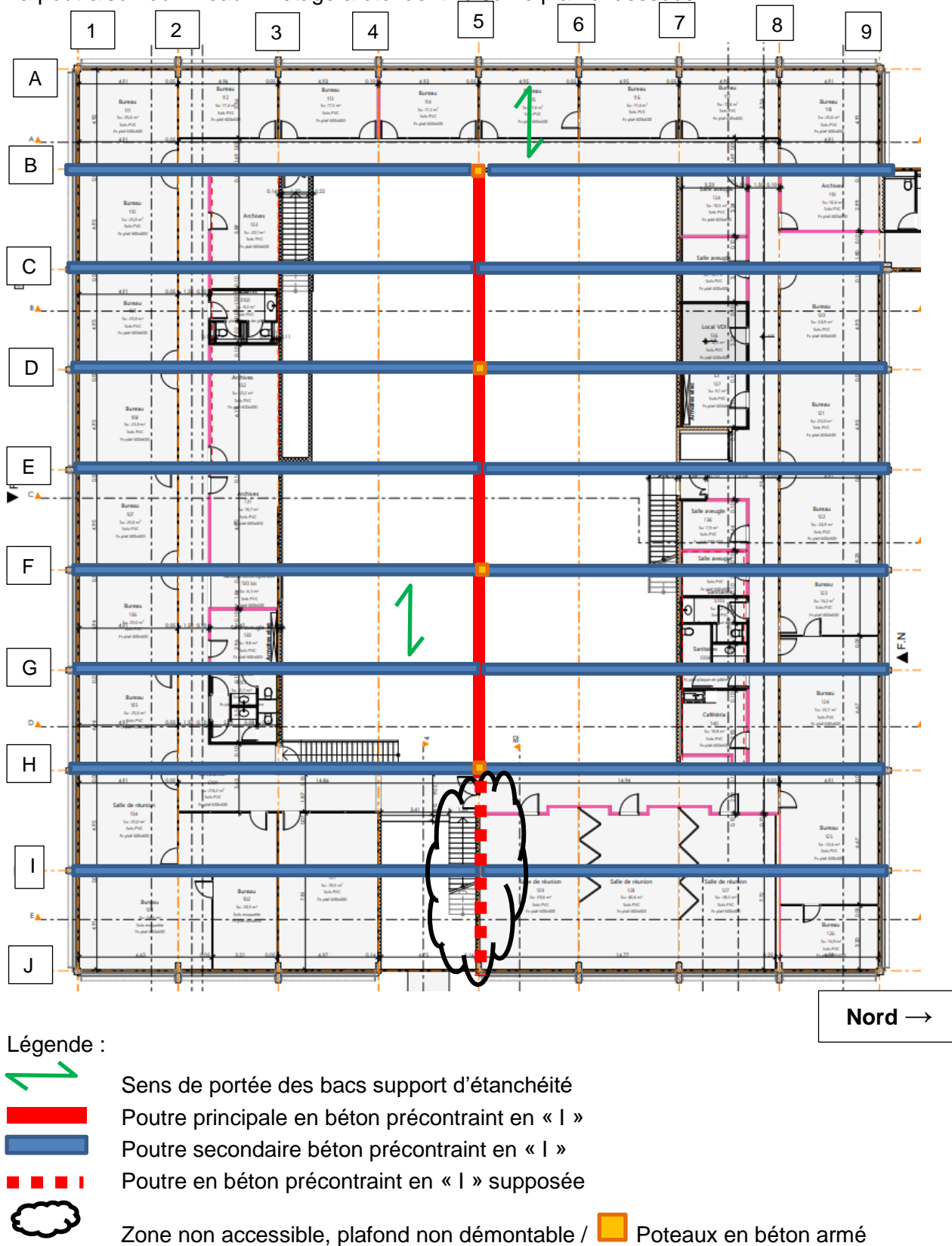
La photographie ci-dessous illustre une trame courante du plancher haut RDC.



Photographie annotée d'une trame courante du plancher haut RDC

#### 4.1.2 Plancher haut R+1

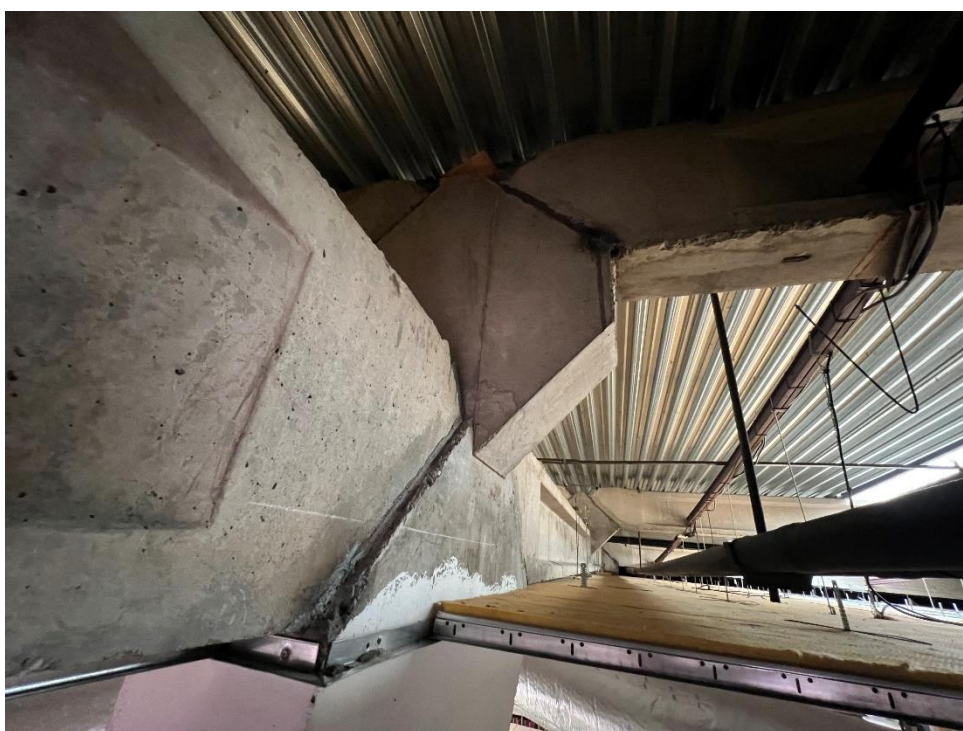
La poutraison du niveau 1<sup>er</sup> étage a été identifiée sur le plan ci-dessous :



La photographie ci-dessous illustre une trame courante du plancher haut R+1.



Photographie annotée d'une trame courante du plancher haut R+1

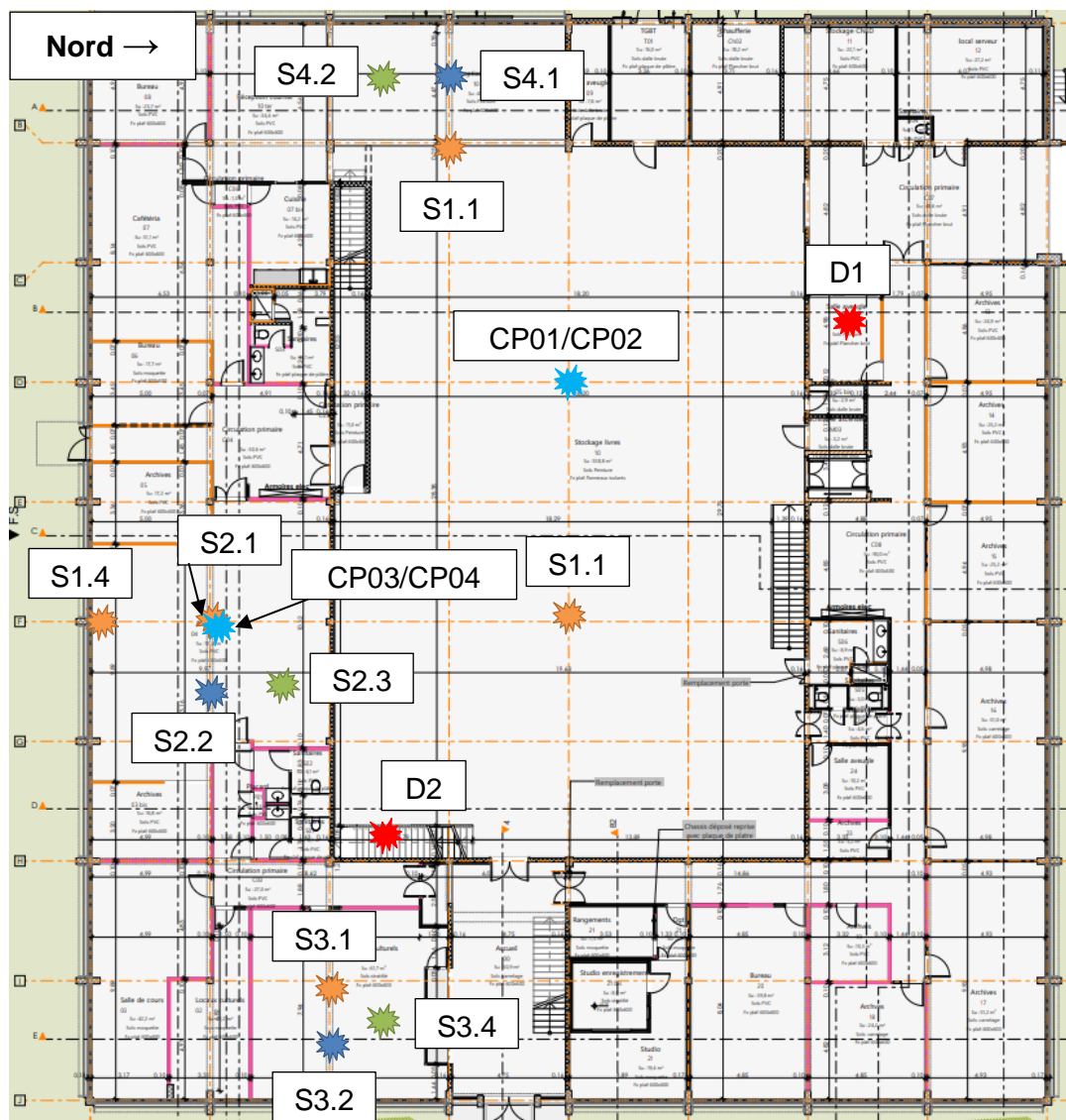


Photographie non-annotée d'une trame courante du plancher haut R+1

## 4.2 IMPLANTATION DES SONDAGES





#### 4.2.1 Plancher haut RDC

Les sondages réalisés sont implantés sur le plan suivant :



Plan existant plancher haut RDC – Plan transmis par le client

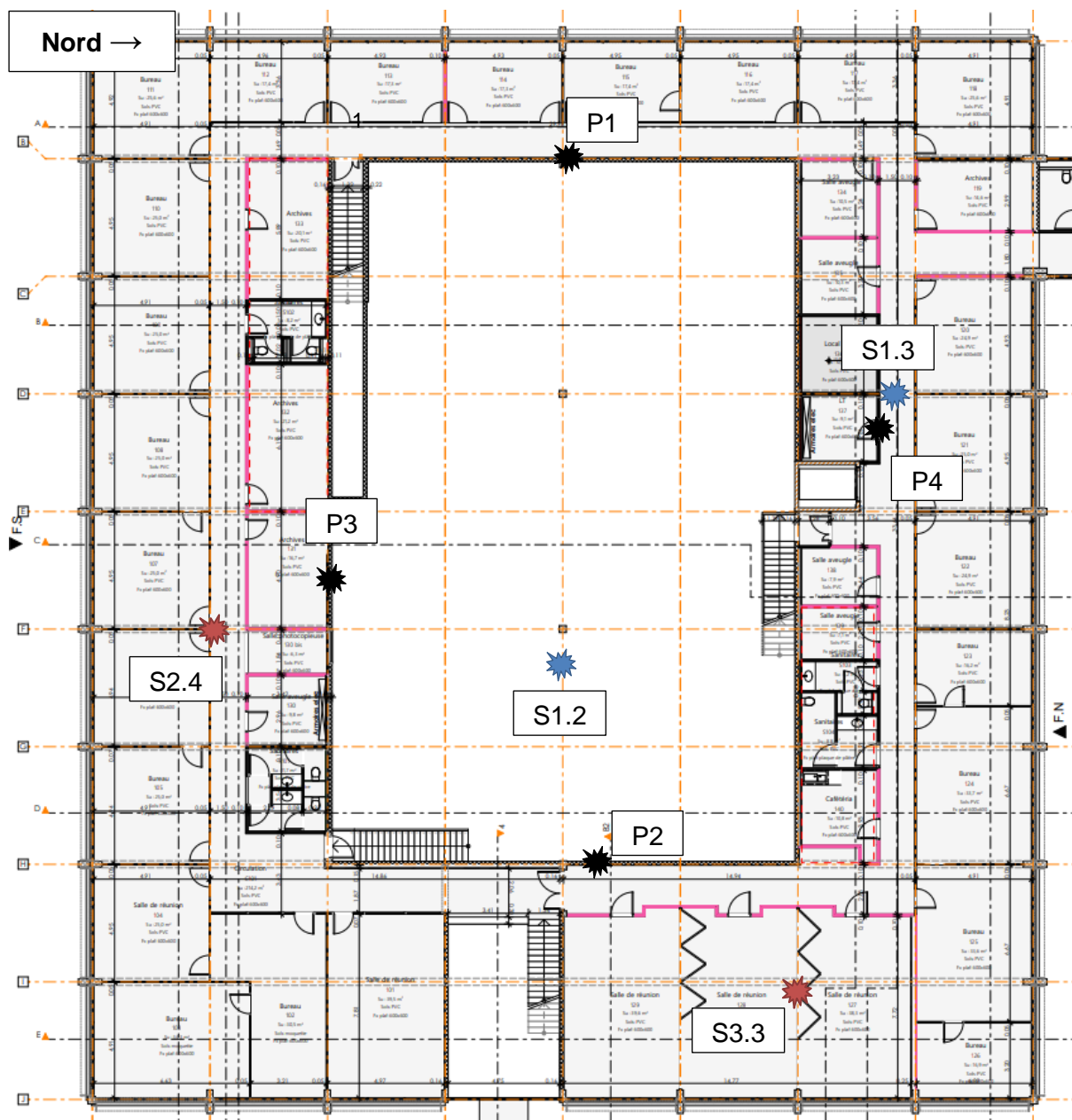
Légende :

-  Sondages poteaux
-  Sondage poutre
-  Sondage prédalle
-  Carottage poteau



## 4.2.2 Plancher haut R+1

Les sondages réalisés sont implantés sur le plan suivant :



Plan existant plancher haut R+1 – Plan transmis par le client

Nota : Le détails et charges du complexe en toiture nous est transmis par la maîtrise d'ouvrage.

Légende :

- ★ Sondage poutre
- ★ Sondage paroi intérieure
- ★ Sondage poutre sur appui en plancher bas R+1

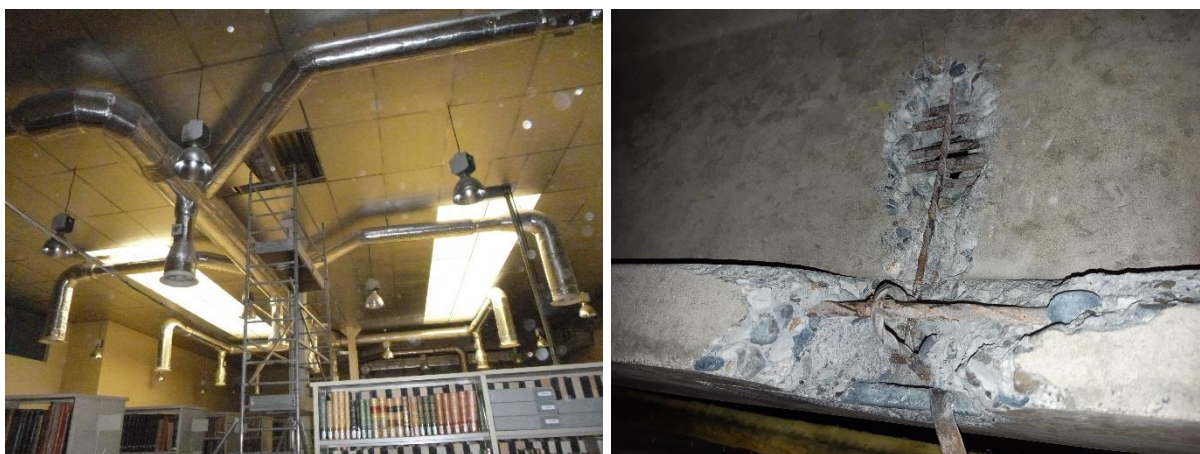


### 4.3 SONDAGES DESTRUCTIFS – NIVEAU R+1

Les différents sondages réalisés sont illustrés via les photographies et commentaires ci-après.

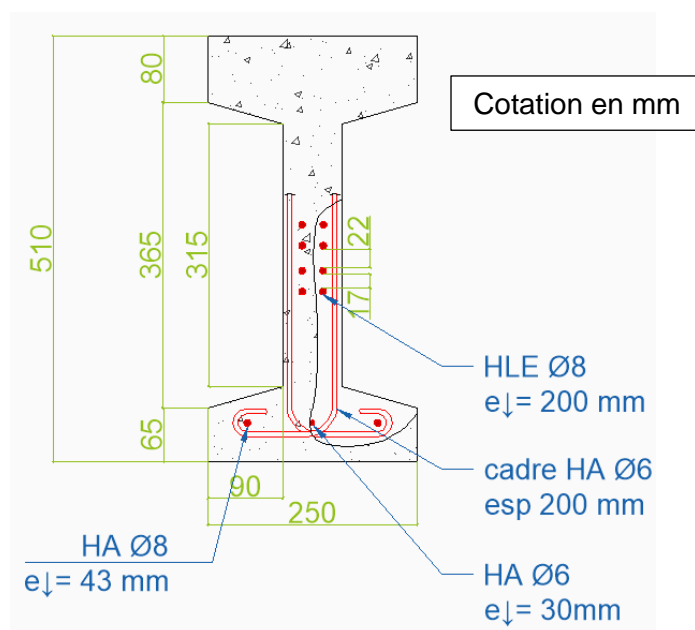
#### 4.3.1 *Plancher haut R+1 - S1.2 – Poutre béton armé précontrainte*

Un sondage destructif de la poutre S1.2 situé à 2m de l'appui a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



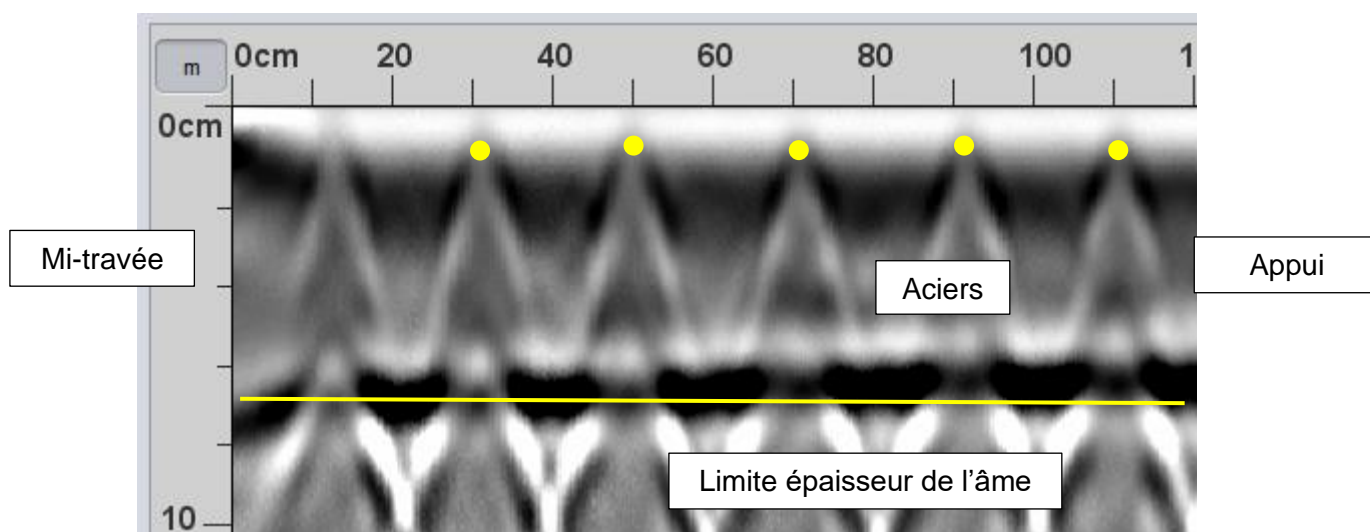
Visualisation du sondage destructif réalisé – S1.2

Les sondages ont permis d'établir et généraliser la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S1.2

Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des cadres, elle est présentée ci-dessous :



Visualisation des cadres – S1.2

Un espacement moyen des cadres de 200mm a pu être constaté.

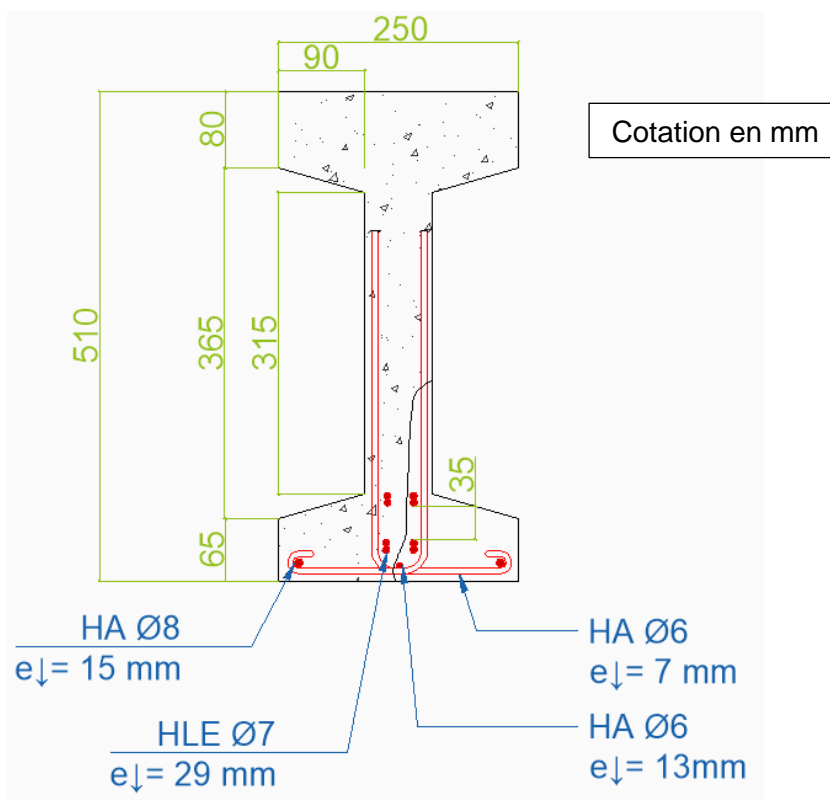
#### 4.3.2 Plancher haut R+1 - S1.3 – Poutre béton armé précontrainte

Un sondage destructif à mi-travée de la poutre S1.3 a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S1.3

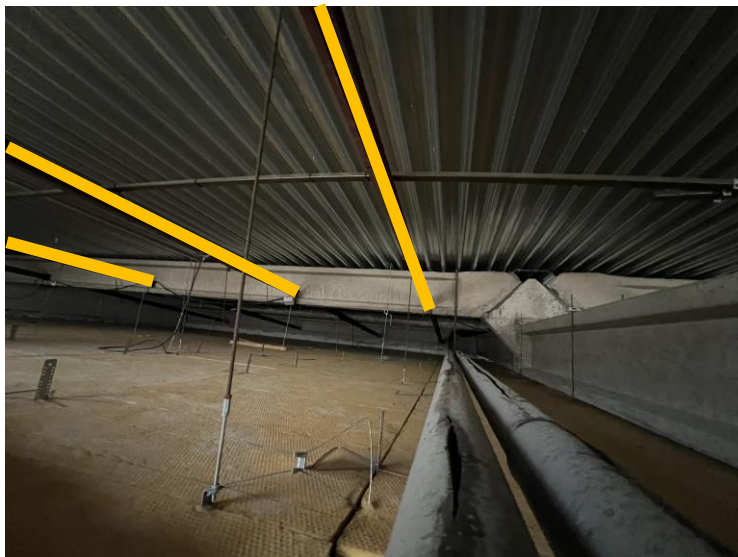
Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S1.3

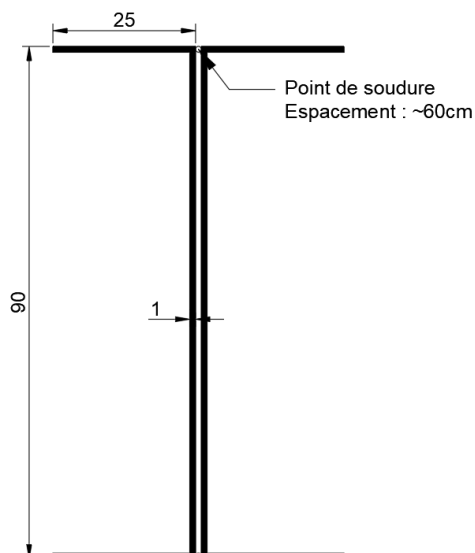
#### 4.3.3 Plancher haut R+1 - Poutrelle métallique

Un relevé des poutrelles métallique supportant les faux plafonds du R+1 a été effectué, des photographies sont présentés ci-dessous :



Photographie des poutrelles métallique

Les relevés ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe d'une poutrelle métallique support de faux-plafonds

La poutrelle est composée de 2 « U » dos à dos non trouvée dans les profilés standard. Les deux « U » sont assemblés à l'aide de point de soudure tous les 60cm.

#### 4.4 SONDAGES DESTRUCTIFS – NIVEAU RDC

Les différents sondages réalisés sont illustrés via les photographies et commentaires ci-après.

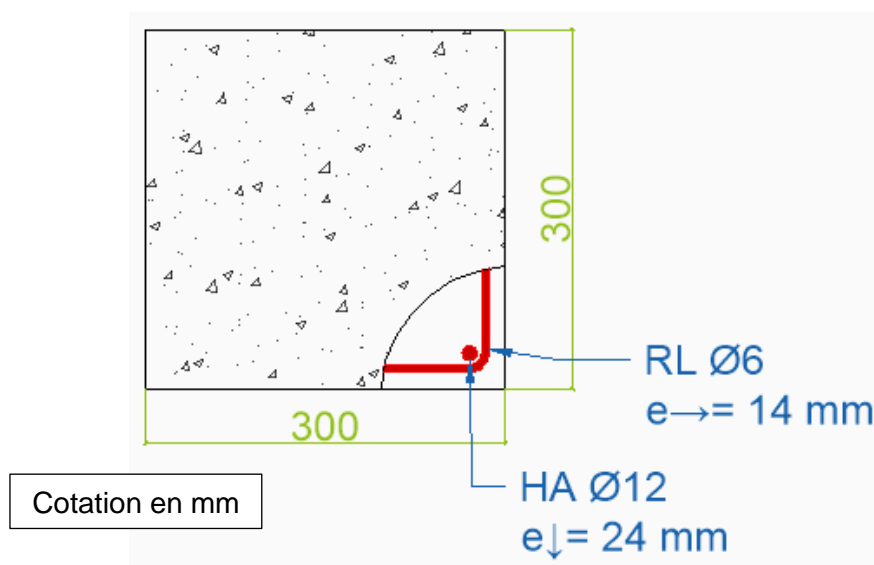
##### 4.4.1 *RDC - S1.1 – Poteau béton armé*

Un sondage destructif du poteau S1.1 a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S1.1

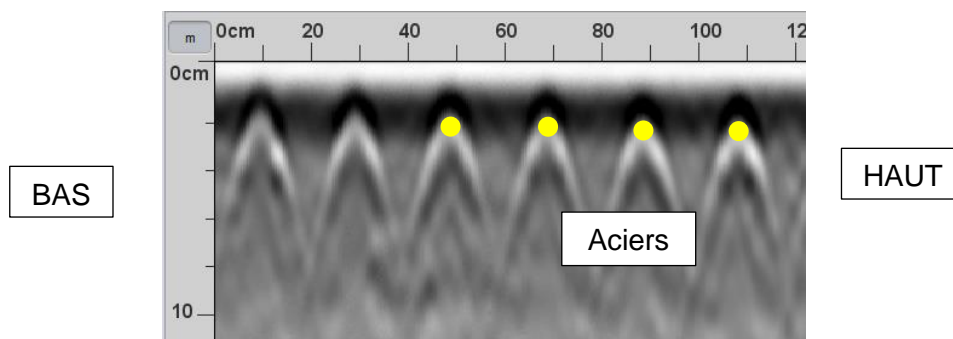
Les sondages ont permis d'établir et généraliser la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S1.1



Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des cadres, elle est présentée ci-dessous :



Visualisation des cadres – S1.1

Un espacement moyen des cadres de 200mm a pu être constaté.

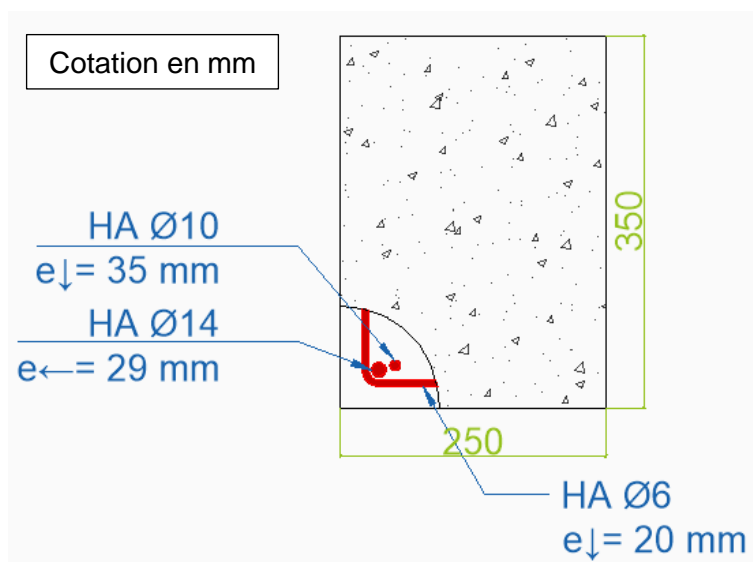
#### 4.4.2 RDC - S1.4 – Poteau béton armé

Un sondage destructif du poteau situé en façade S1.4 a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S1.4

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S1.4

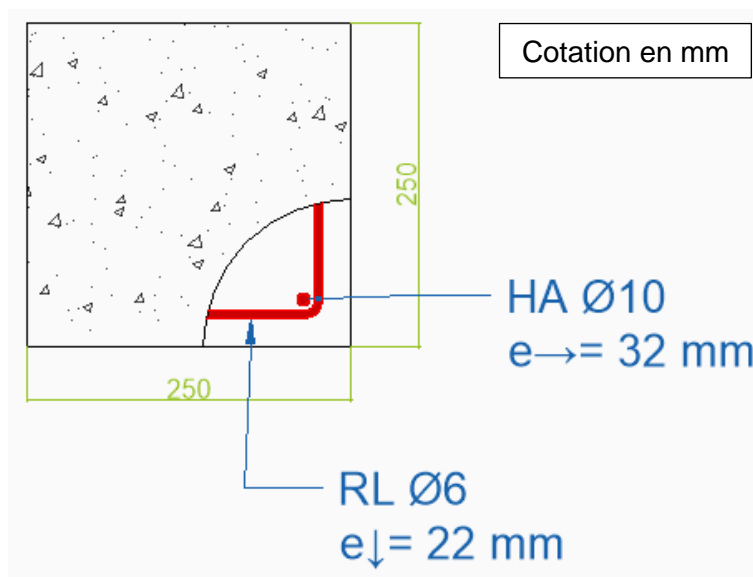
#### 4.4.3 RDC - S2.1 – Poteau béton armé

Un sondage destructif du poteau S2.1 a été réalisé, des photographies sont présentés ci-dessous :



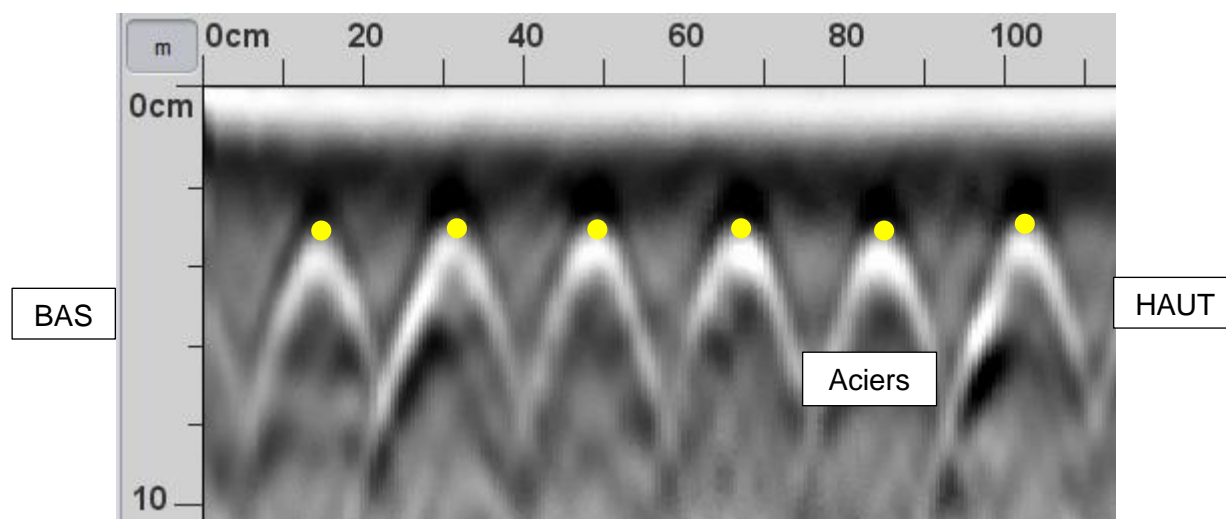
Visualisation du sondage destructif réalisé – S2.1

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S2.1

Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des cadres, elle est présentée ci-dessous :



Visualisation des cadres – S2.1

Un espacement moyen des cadres de 180 mm a pu être constaté.

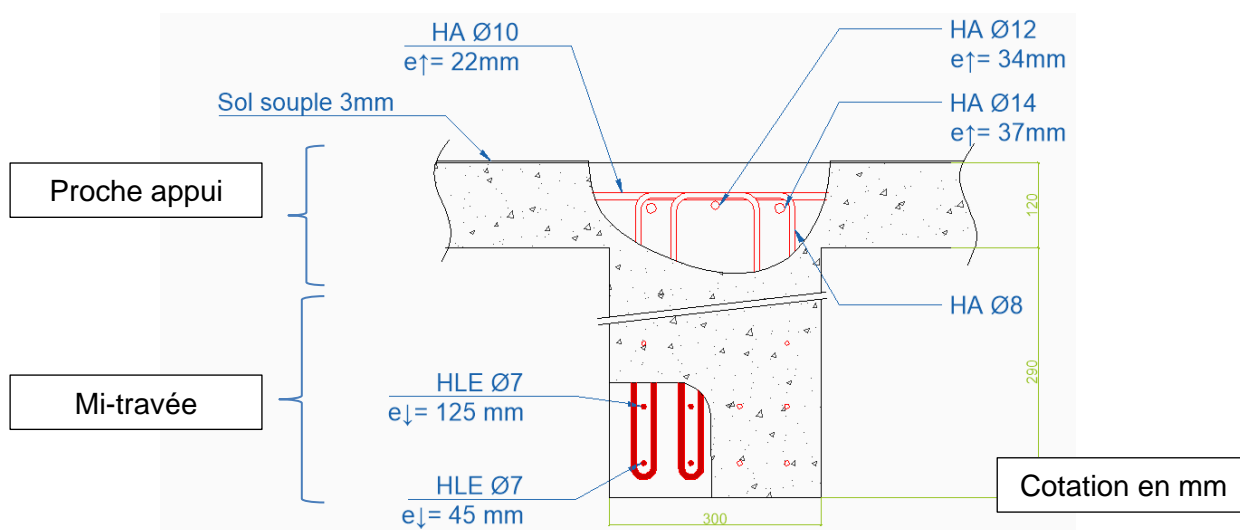
#### 4.4.4 Plancher haut RDC - S2.2 / S2.4 – Poutre béton armé précontraint

Un sondage destructif de la poutre S2.2 à mi travée de la poutre ainsi que le S2.4 au niveau de l'appui ont été réalisés, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S2.2 / 2.4

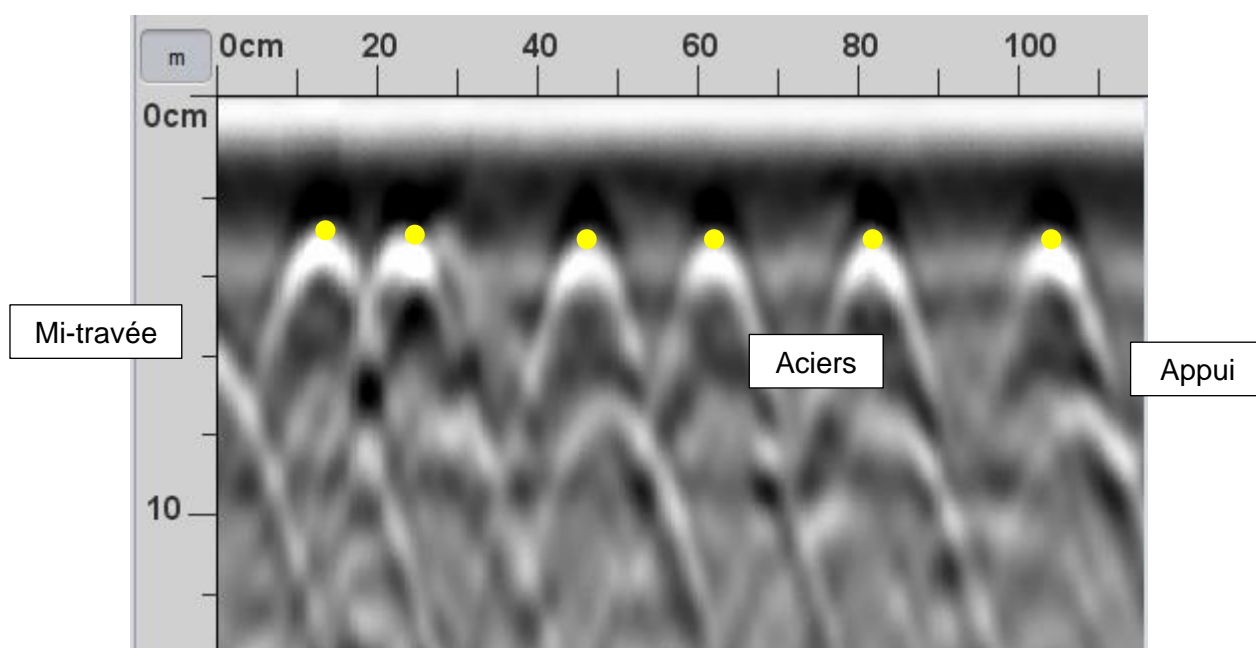
Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S2.2 / S2.4



Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des cadres, elle est présentée ci-dessous :



Visualisation des cadres – S2.2

Un espacement proche de l'appui de 200 mm a pu être constaté.

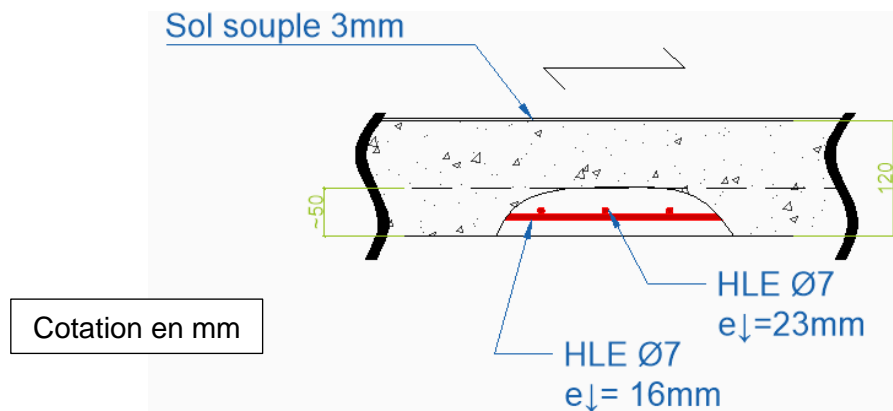
#### 4.4.5 Plancher haut RDC - S2.3 – Prédalle

Un sondage destructif du plancher haut RDC S2.3 a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S2.3

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



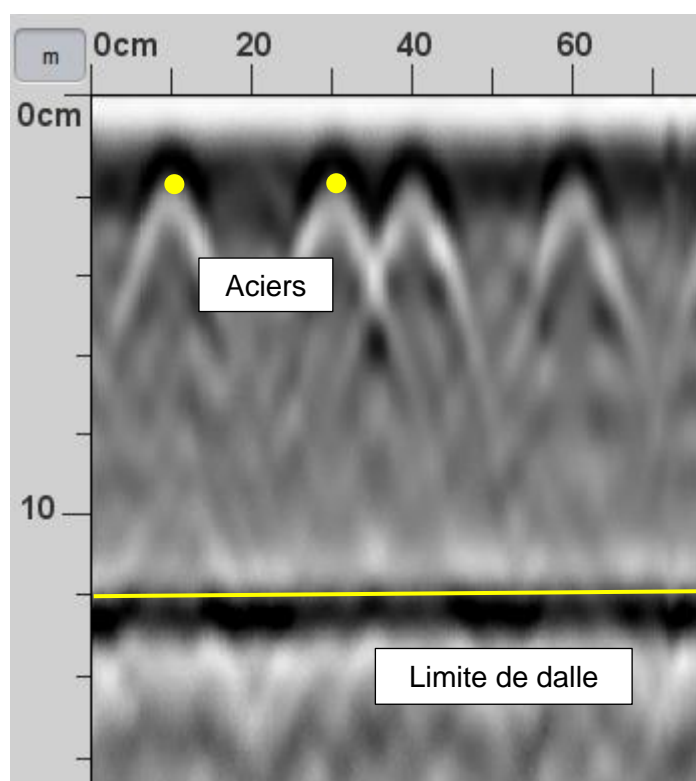
Coupe du sondage destructif réalisé – S2.3

La portée mesurée du plancher est de 5.0m.

Le sondage destructif a permis de mettre en évidence la présence d'aciers de précontrainte de diamètre Ø7 pour les aciers porteurs.

Il n'a pas été prélevé de matériaux au droit de cette zone.

Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des aciers porteurs, elle est présentée ci-dessous :

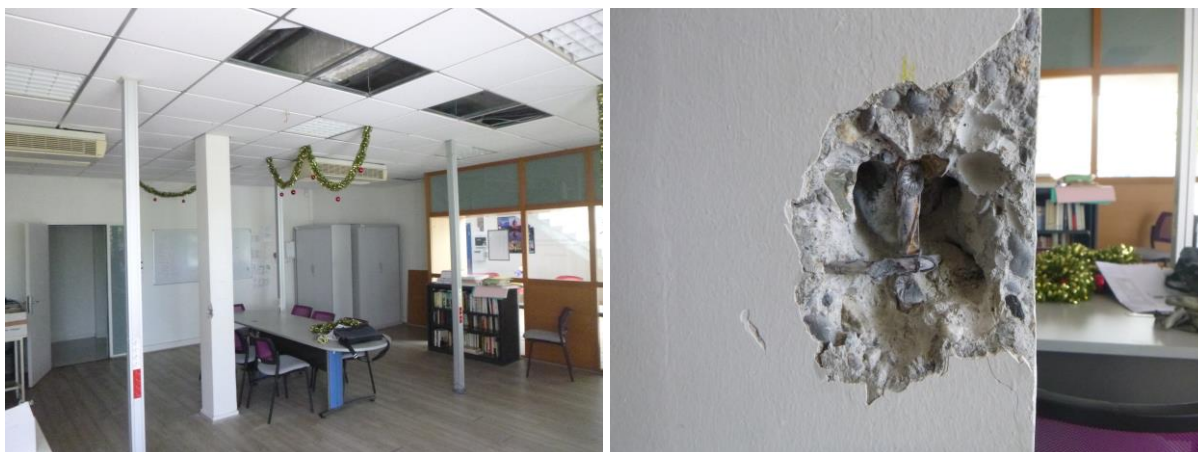


Visualisation des acier longitudinaux – S3.2

Un espacement moyen des aciers porteurs de 200 mm a pu être constaté.

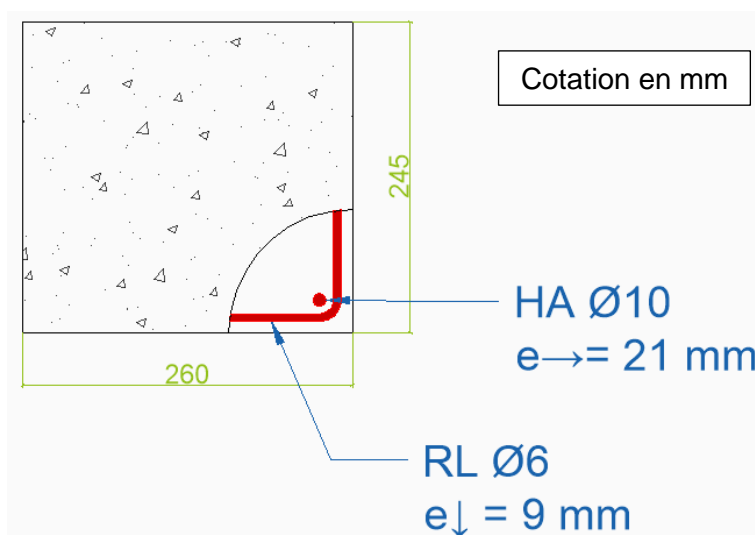
#### 4.4.6 RDC - S3.1 – Poteau béton armé

Un sondage destructif du poteau S3.1 a été réalisé, des photographies sont présentés ci-dessous :



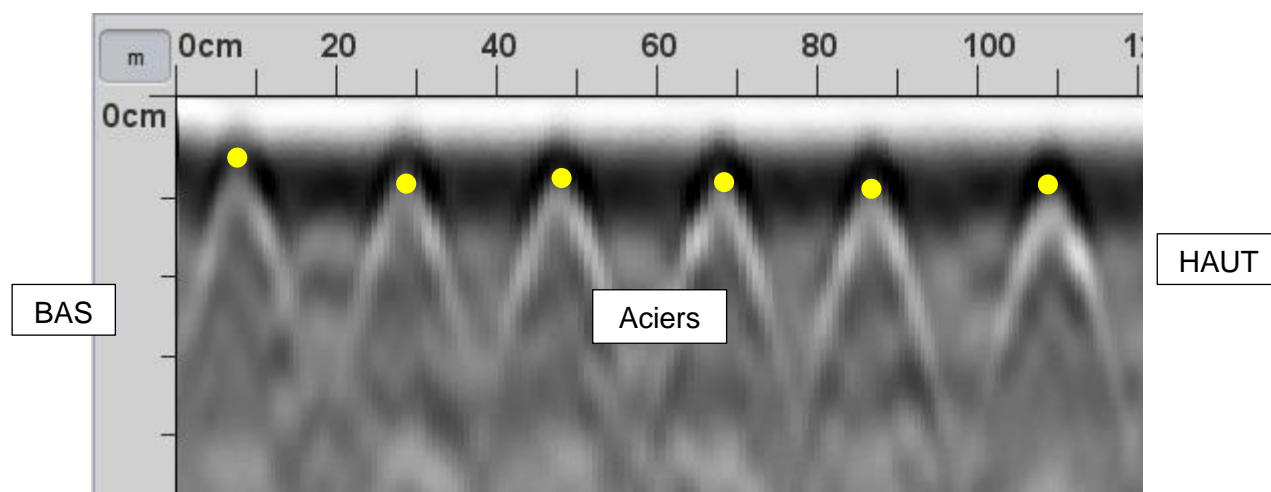
Visualisation du sondage destructif réalisé – S3.1

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S3.1

Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des cadres, elle est présentée ci-dessous :



Visualisation des cadres – S3.1

Un espacement moyen des cadres de 200 mm a pu être constaté.



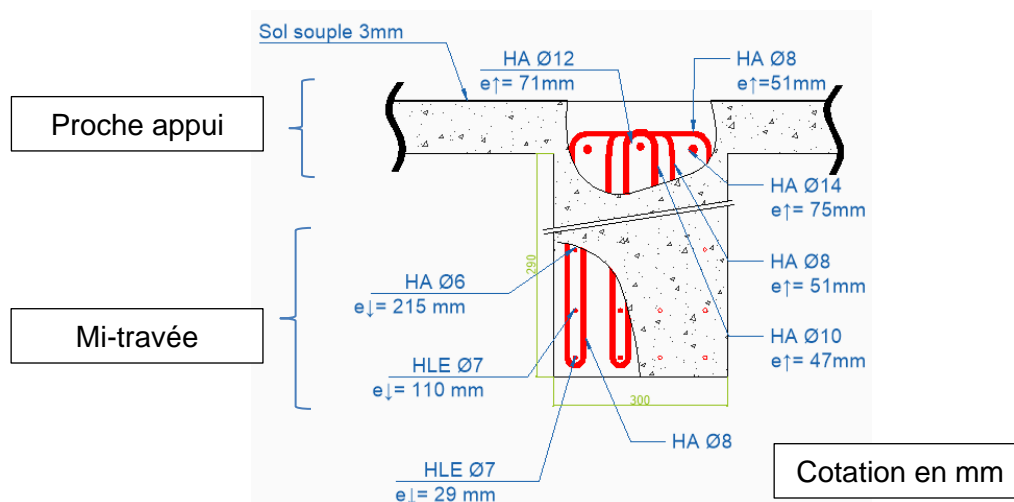
#### 4.4.7 Plancher haut RDC - S3.2 / S3.3 – Poutre béton armé précontraint

Un sondage destructif de la poutre S3.2 à mi travée de la poutre ainsi que le S3.3 au niveau de l'appui ont été réalisés, des photographies sont présentées ci-dessous :



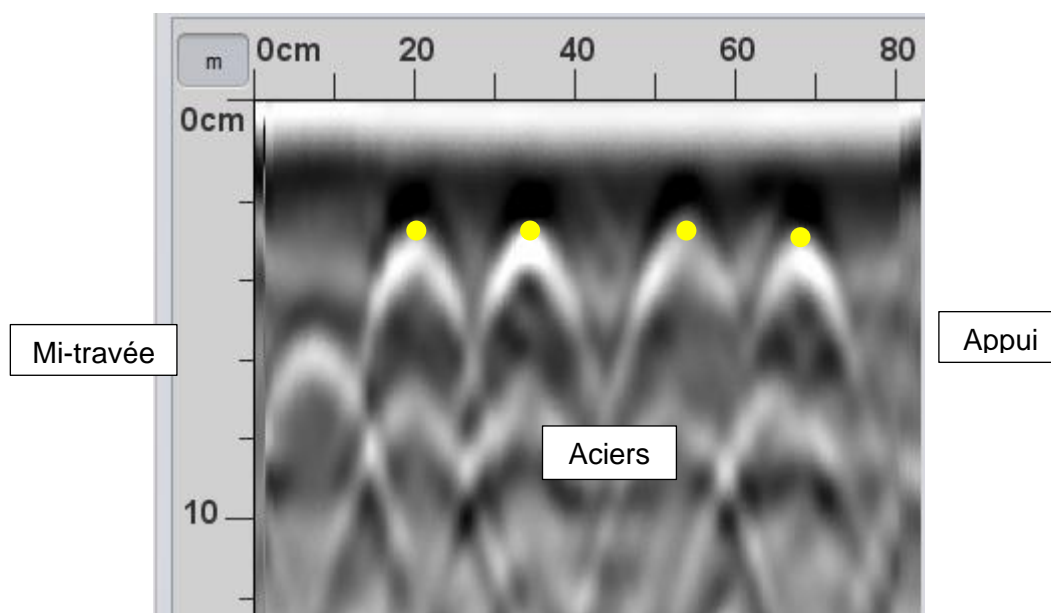
Visualisation du sondage destructif réalisé – S3.2 / S3.3

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S3.2 / S3.3

Une ligne de détection a été effectuée afin de connaître l'espacement des cadres, elle est présentée ci-dessous :



Visualisation des cadres – S3.2

Un espacement moyen des cadres de 160 mm a pu être constaté.

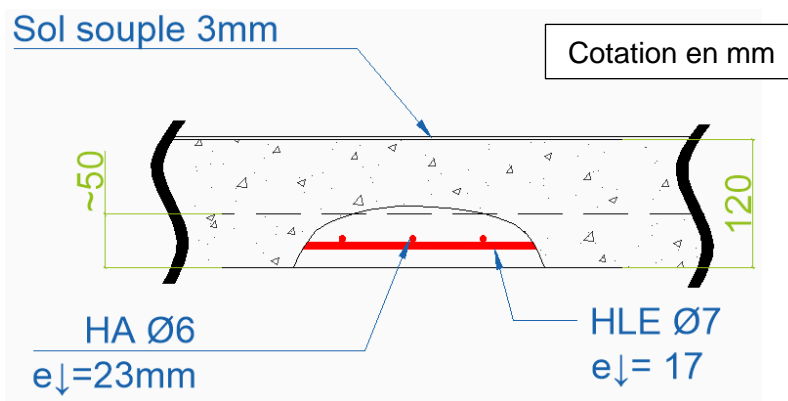
#### 4.4.8 Plancher haut RDC - S3.4 – Prédalle

Un sondage destructif du plancher haut RDC S3.4 a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S3.4

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S3.4

La portée mesurée du plancher est de 5.0m.

Le sondage destructif a permis de mettre en évidence la présence d'aciers de précontrainte de diamètre Ø7 pour les aciers porteurs.

Il n'a pas été prélevé de matériaux au droit de cette zone.

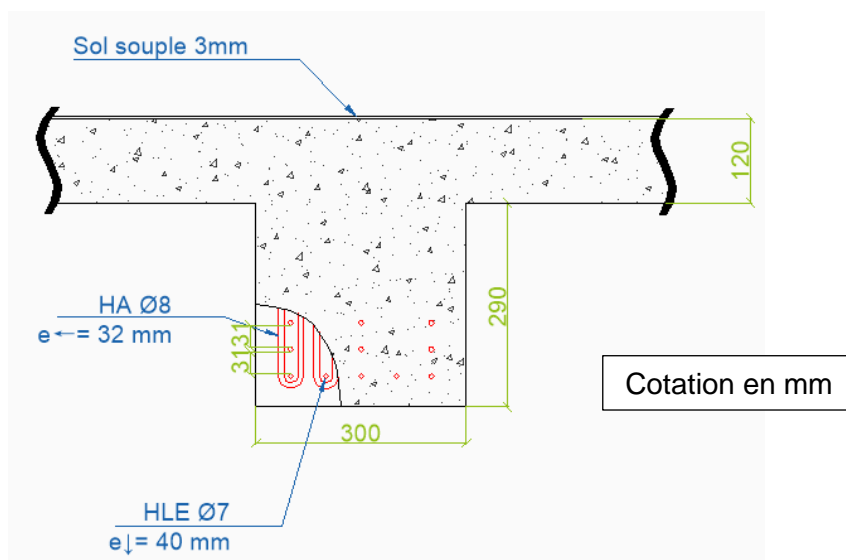
#### 4.4.9 Plancher haut RDC - S4.1 – Poutre béton armé précontraint

Un sondage destructif de la poutre S4.1 à mi-travée a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S4.1

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S3.2 / S3.3

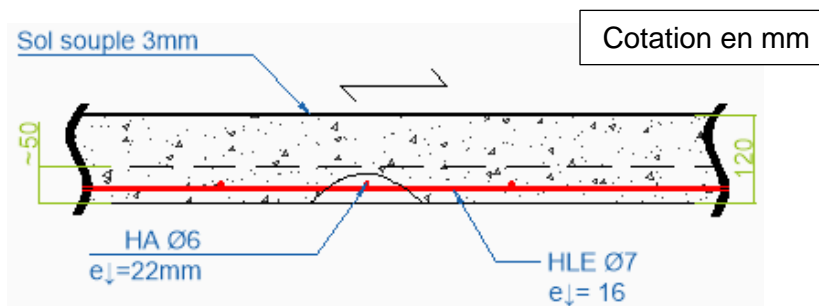
#### 4.4.10 Plancher haut RDC - S4.2 - Prédalle

Un sondage destructif du plancher haut RDC S4.2 a été réalisé, des photographies sont présentées ci-dessous :



Visualisation du sondage destructif réalisé – S4.2

Les sondages ont permis d'établir la coupe suivante :



Coupe du sondage destructif réalisé – S4.2

La portée mesurée du plancher est de 5.0m.

Le sondage destructif a permis de mettre en évidence la présence d'aciers de précontrainte de diamètre Ø7 pour les aciers porteurs.

Il n'a pas été prélevé de matériaux au droit de cette zone.



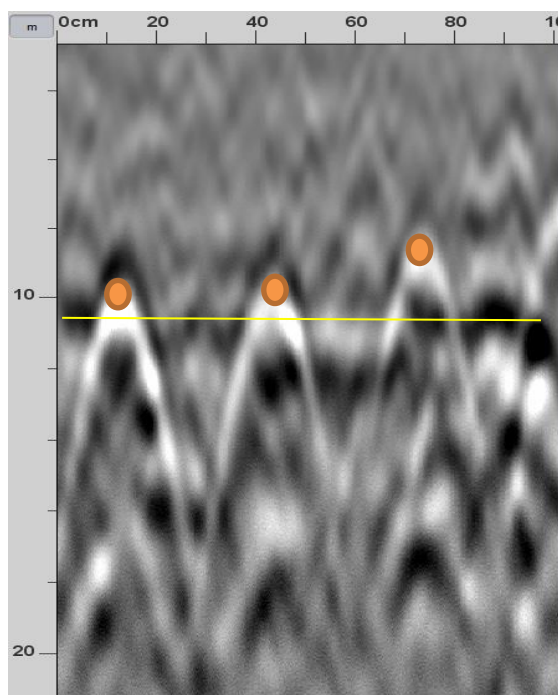
#### 4.4.11 Plancher bas RDC - D1 (Dallage zone bureau)

Un carottage en partie centrale a été réalisé, une photographie est présentée ci-dessous :



Sondage carotté dallage partie

Une ligne de détection a également été réalisée :



Sondage carotté dallage – zone bureaux

Une épaisseur d'environ 10cm de béton a été constaté ainsi que des aciers en partie basse du dallage avec un espacement de 200mm.

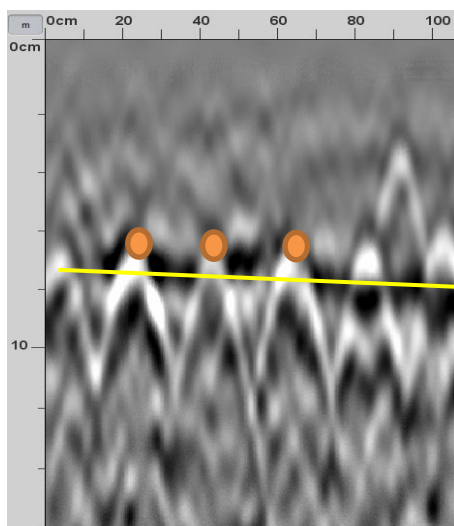
#### 4.4.12 Plancher bas RDC - D2 (Dallage zone centrale)

Un carottage en partie centrale a été réalisé, une photographie est présentée ci-dessous :



Sondage carotté dallage – zone centrale

Une ligne de détection a également été réalisée :



Sondage carotté dallage – zone bureaux

Une épaisseur d'environ 7cm de béton a été constaté ainsi que des aciers en partie basse du dallage avec un espacement de 200mm.

#### **4.4.13 R+1 - P1 (Paroi File B)**

Au niveau de la file B, il a été observé une paroi en carreau de plâtre plein sur toute la hauteur, jusqu'à la sous-face des poutres béton. Une photographie est présentée ci-dessous :



Paroi en carreau de plâtre – File B

#### **4.4.14 R+1 - P2 (Paroi File H)**

Au niveau de la file H, il a été observé une paroi en carreau de plâtre plein sur toute la hauteur jusqu'à la poutre en « I ». Une photographie est présentée ci-dessous :



Paroi en carreau de plâtre – File H

#### 4.4.15 R+1 - P3 (Paroi File 3)

Au niveau de la file 3, il a été observé une paroi en carreau de plâtre plein sur toute la hauteur. Une photographie est présentée ci-dessous :



Paroi en carreau de plâtre – File 3

#### 4.4.16 R+1 - P4 (Paroi File 7)

Au niveau de la file 7, il a été constaté une paroi intérieure en carreau de plâtre plein sur toute la hauteur. Une photographie est présentée ci-après :



Paroi en carreau de plâtre – File 7



## 5. ESSAIS EN LABORATOIRE


### 5.1 ESSAIS DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LE BETON DES CAROTTAGES

Les échantillons de béton prélevés in situ, après rectification des faces, ont fait l'objet d'un essai de résistance à la compression.

Voici les résultats des essais en compression du béton (essai suivant NF EN 12 504-1) :

Echantillon	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Masse (kg)	Charge de rupture (kN)	Contrainte de rupture (MPa)	Photographies
CP01	74	146	1498	73.9	17.19	
CP02	74	135	1384	72.8	16.94	
CP03	74	142	1477	94.5	21.99	



Echantillon	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Masse (kg)	Charge de rupture (kN)	Contrainte de rupture (MPa)	Photographies
CP04	74	145	1505	62.2	14.47	
Moyenne					17.65	
Ecart-type					3.14	

La dispersion des résultats étant supérieur à 15% de la moyenne, une analyse suivant la norme NF EN 13-791 n'est pas envisageable. Pour la suite du rapport et de façon arbitraire il sera retenu une classe C 20 pour la suite des analyses.

## 6. VERIFICATIONS CALCULATOIRES

### 6.1 HYPOTHESES – DONNEES GENERALES

#### 6.1.1 Hypothèses générales

Les différents calculs menés consistent à évaluer, aux Eurocodes, à l'ELU, à l'ELS (vérification des flèches et des contraintes dans les matériaux) et en flexion simple, le comportement de l'élément sous une charge surfacique.

#### 6.1.2 Matériaux

Les hypothèses considérées pour la réalisation des calculs sont données ci-dessous :

Matériau	Type	Résistance
Acier de construction	S235	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Armature passive	HA et TS	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Armatures de précontrainte	1670 TBR	$f_n = 1670 \text{ MPa}$
Béton poutre préfabriqué*	C45/55	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Béton prédalle préfabriqué*	C35/45	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Béton prédalle chantier*	C25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Béton armé**	C20/25	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Résistance des matériaux

NOTA : la classe de béton pour les éléments préfabriqués, le bureau d'étude OTEP prends comme hypothèse les valeurs minimales utilisées dans leurs usines.

\* Hypothèses prises à l'initiative du bureau d'étude OTEP

\*\* Classe de béton retenue après essais à la compression sur carottes et analyse suivant la norme NF EN 13-791

### 6.1.3 Charges permanentes

Les charges permanentes appliquées sur la structure, déterminées par sondages, sont données ci-dessous :

Matériau	Charge apportée
Béton armé	2500 daN / m <sup>3</sup>
Poutre béton en « I »	155 daN/m
Isolant laine de verre (160mm)	5 daN/ m <sup>2</sup>
Fluides*	5 daN / m <sup>2</sup>
Faux-plafond démontable + suspentes*	5 daN / m <sup>2</sup>
Revêtement de sol*	20 daN / m <sup>2</sup>
Cloisons*	50 daN / m <sup>2</sup>
Complexe en toiture**	20 daN / m <sup>2</sup>

#### Charges permanentes

\* Valeurs imposées par SETES

\*\* Valeur issue de la note de calcul AMOCER

### 6.1.4 Charges variables d'exploitation

- Charges d'exploitation, pour mémoire, en catégorie B (Bureaux) : **250 daN/m<sup>2</sup>** ;
- La charge des cloisons est considérée à 50 daN/m<sup>2</sup> lorsque que le poids propre est ≤ 1,0 kN/m linéaire (cf EC1 § 6.3.1.2 (8)). Cette valeur est imposée par SETES.

### 6.1.5 Charges climatiques

#### **Action de la neige :**

Altitude : < 200 m

Coefficient de forme : toiture à 1 versant d'une pente d'environ ~5°

Charge de neige au sol : Zone A2

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,45 = \mathbf{36 \text{ daN/m}^2}$$

### Action du vent :

Région : 1

Hauteur du bâtiment : ~ 7m

Catégorie du terrain : IIIb (bocage dense)

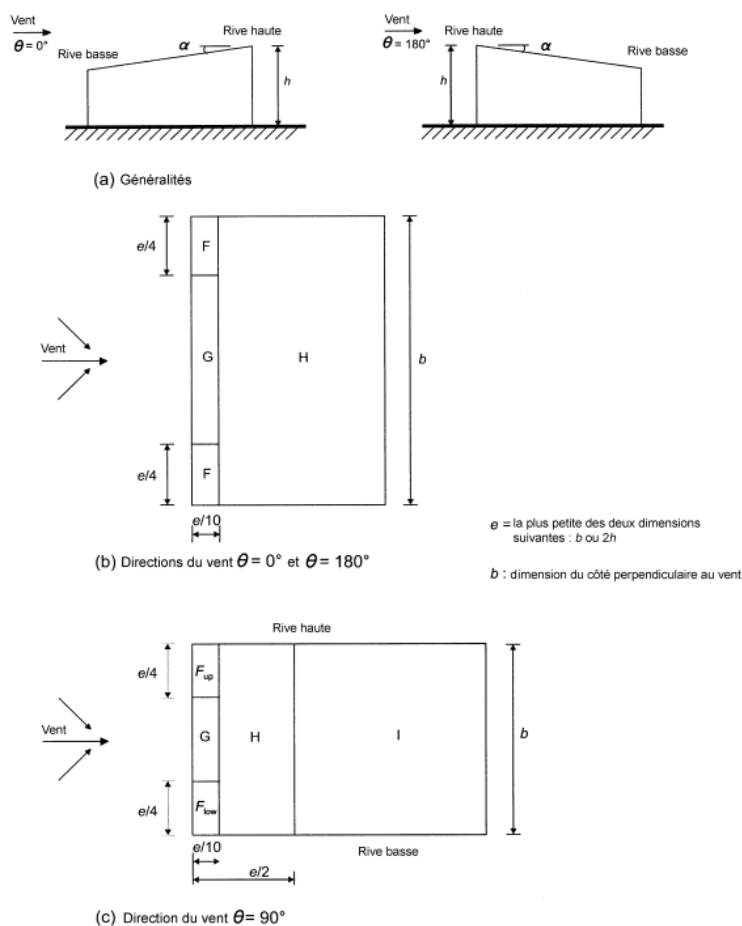
Pression dynamique de pointe :

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1.3 \times \frac{1}{2} \times 1,225 \times 22^2 = 385 \text{ Pa}$$

*L'objectif étant de charger la structure, il n'a pas été considéré de vérification au soulèvement.*

### Actions sur la toiture :

Toiture à 1 versants, pente ~5° :



Les valeurs d'actions du vent sont détaillées ci-dessous, en prenant la formule :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

➤ Cas le plus défavorable en surpression : vent à  $0^\circ$

- $C_{pi} = -0.6$
- $C_{pe} = 0.0 \rightarrow w_e = 23 \text{ daN/m}^2$

### 6.1.6 Liaisons structurelles

Les capacités portantes sont données en admettant des liaisons saines et en bon état entre les différents éléments de structure. On retiendra des travées isostatiques pour les poutres précontraintes.

### 6.1.7 Chargements considérés

Les chargements appliqués sur les différents éléments sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

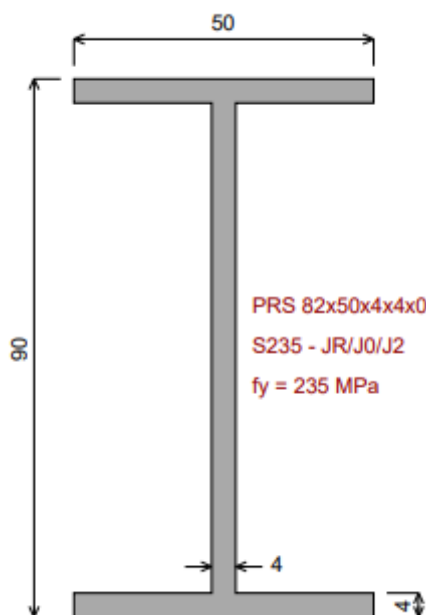
Elément	Chargement appliqué
<b>Sondage S3.2 et 4.1</b>  Poutre principale	<u>Charges permanentes :</u> Plancher : 300 daN/m <sup>2</sup> Poids propre poutre : 217.5 daN/m <sup>2</sup>  <u>Charges variables :</u> Exploitation : 250 daN/m <sup>2</sup>
<b>Sondage S2.3 et 4.2</b>  Prédalle	<u>Charges permanentes :</u> Poids propre plancher : 288 daN/m <sup>2</sup>  <u>Charges variables :</u> Exploitation : 250 daN/m <sup>2</sup>



## 6.2 NOTE DE CALCUL POUTRELLE METALLIQUE

La note de calculs de l'éléments étudié est fournie en **Annexe B**. Les résultats obtenus, compte tenu des hypothèses posées, sont rassemblés ci-après.

La section considérée pour le calcul est présentée ci-dessous :



Section considérée dans le logiciel A3C

La synthèse des critères vérifier est présenté dans le tableau ci-dessous :

Critères de résistance	Taux de travail (%)
Résistance de section à l'effort normal	0
Résistance de section à l'effort tranchant	8.6
Résistance de section au moment fléchissant	101.8

Vérification déversement	Coefficient
Coefficient d'amplification des charges de calculs $\alpha_{ult,k,min}$	0.983

La résistance au moment fléchissant de 101.8% est toléré en phase diagnostic. La section est vérifiée mais le critère du flambement/déversement est non satisfaisant. La poutrelle métallique n'est donc pas apte à recevoir de nouvelles charges

### 6.3 NOTE DE CALCULS BETON PRECONTRAINTE

Les notes de calculs des éléments étudiés, réalisé par le bureau d'étude spécialisé en structure précontrainte OTEP, sont fournies en **Annexe C**. Les résultats obtenus, compte tenu des hypothèses posées, sont rassemblés ci-dessous.

Le tableau présente le comportement des éléments préfabriquée sous les charges ponctuelles projetées.

Élément	Surcharge permanente (daN/m <sup>2</sup> )	Moment (daN.m)		Contrainte (MPa)		Taux de travail (%)
		M <sub>ed</sub>	M <sub>rd</sub>	σ <sub>n</sub>	σ <sub>ip</sub>	
<b>Poutre 3.2</b>	+20	13 527	13 581	6	10.3	<b>100</b>
<b>Poutre 4.1</b>	+230	17 957	18 033	8.9	13.5	<b>100</b>
<b>Prédalle 2.3</b>	+0	2387	2534	-7	-6.5	<b>108*</b>
<b>Prédalle 4.2</b>	+0	2387	2534	-7	-6.5	<b>108*</b>
<b>Poutre en « i » principale</b>	+0	37610	28 225	-132	-50	<b>264%**</b>
<b>Poutre en « i » secondaire</b>	+0	38 813	35 531	-152	-50	<b>304%**</b>

\* Valeur dépassée mais acceptable en phase diagnostic.

\*\* Valeur vis-à-vis des contraintes dans le matériau

#### 6.4 NOTE DE CALCULS BETON ARME

Les notes de calculs des éléments étudiés sont fournies en **Annexe D**. Les résultats obtenus, compte tenu des hypothèses posées, sont rassemblés ci-dessous.

Elément	Surcharge permanente (daN/m²)	Section d'acier (mm²)			Effort normal (daN)		Taux de travail (%)
		A <sub>s,min</sub>	A <sub>s,max</sub>	A <sub>s</sub>	N <sub>ed</sub>	N <sub>rd</sub>	
<b>Poteau courant 2.1</b>	+0	125	2500	314	24 231	47 488	51
	+650	128	2500	314	46 169	47 488	97
<b>Poteau central 1.1</b>	+0	180	3600	452	36 732	42 119	87
	+25	180	3600	452	43 482	42 119	103*
<b>Poteau façade 1.4</b>	+0	175	3500	465	23 820	70 760	34
	+750	175	3500	465	36 477	70 760	52

\* Valeur dépassée mais acceptable en phase diagnostic.

## 7. VERIFICATION DE LA STABILITE ET DE L'ISOLEMENT AU FEU DES ELEMENTS ETUDIES

### 7.1 REGLEMENTATION

#### 7.1.1 Poutre béton armé

Le calcul du comportement au feu de ces éléments sera réalisé suivant la section 5 de la partie 1-2 de l'Eurocode 2.

La stabilité au feu d'un élément de type poutre dépend de 2 paramètres :

- L'enrobage moyen de aciers («  $a$  » dans le tableau),
- La base de l'élément («  $b_{min}$  » dans le tableau).

**Tableau 5.5 : Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres sur appuis simples sans moment sur appuis en béton armé et précontraint**

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
$a_{sd} = a + 10$ 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><math>a_{sd}</math> 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 <math>b_{min}</math> supérieures à celles données dans la colonne 4, aucune augmentation de la valeur de <math>a_{sd}</math> n'est requise.</p> <p>* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.</p>							

### 7.1.2 Plancher béton armé

La stabilité au feu d'un élément de type plancher-dalle dépend de 2 paramètres :

- La distance «  $a$  » représente la distance de l'axe de l'armature du lit inférieur à la sous-face.
- La hauteur de l'élément («  $h_s$  » dans le tableau).

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)	
	Épaisseur de la dalle $h_s$	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50
* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.		



### 7.1.3 Poteau béton armé

La stabilité au feu d'un élément de type poutre dépend de 2 paramètres :

- L'enrobage moyen de aciers (« a » dans le tableau),
- La base de l'élément («  $b_{min}$  » dans le tableau).

(3) Un facteur de réduction  $\mu_{fi}$ , pour le niveau de chargement de calcul en situation d'incendie, a été introduit. Il prend en compte les combinaisons de charge, et la résistance à la compression et à la flexion du poteau, y compris les effets du second ordre.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad \dots (5.6)$$

où :

$N_{Ed,fi}$  est la charge axiale de calcul en situation d'incendie,

$N_{Rd}$  est la résistance de calcul du poteau à température normale,

**Tableau 5.2a : Dimensions et distances minimales de l'axe des armatures au parement pour les poteaux de section rectangulaire ou circulaire**

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)			
	Largeur des poteaux $b_{min}$ /distance axe-parement a des barres principales			
	Poteau exposé sur plus d'un côté			Poteau exposé sur un seul côté
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70
** Minimum 8 barres Pour les poteaux en béton précontraint, il convient de noter l'augmentation de la distance de l'axe au parement selon 4.2.2. (4).				

**Note :** Le Tableau 5.2.a est basé sur la valeur recommandée  $\alpha_{cc} = 1,0$ .

Ne connaissant pas l'effort agissant en situation d'incendie sur les poteaux ainsi que l'effort résistant des poteaux à température normale, nous considérerons de façon sécuritaire que :  $\mu_{fi} = 0,7$

### 7.1.4 Éléments de 2<sup>nd</sup> œuvre

L'analyse du degré de tenue au feu des éléments de second œuvre est réalisée suivant les fiches techniques de produits équivalents.

### 7.1.5 Résultats

La stabilité au feu des différents éléments est présentée dans le tableau ci-dessous :

Référence	Élément	Dimension	Enrobage (e)	Stabilité au feu de l'élément
S1.1	Poteau	a = 30mm b = 300mm	e= 30mm	R 30
S1.4	Poteau	a = 36mm b = 250mm	e= 36mm	R 30
S2.1	Poteau	a = 37mm b = 250mm	e= 37mm	R 30
S3.1	Poteau	a = 26mm b = 245mm	e= 26mm	R 30
S1.2	Poutre béton précontraint en « I »	a = 19mm b = 250mm	e= 29mm	R 120
S1.3	Poutre béton précontrainte en « I »	a = 190mm b = 250mm	e= 200mm	R 30
S2.2	Poutre béton précontrainte	a = 38mm b = 300mm	e= 45mm	R 60
S3.2	Poutre béton précontrainte	a = 26mm b = 300mm	e= 36mm	R 60
S4.1	Poutre béton précontrainte	a = 30mm b = 300mm	e= 40mm	R 60
S2.3	Dalle	hs= 120mm a= 6mm	e= 16mm	REI 30*
S3.4	Dalle	hs=120mm a= 7mm	e= 17mm	REI 30*
S4.2	Dalle	hs=120mm a= 6mm	e=16mm	REI 30*
P1	Paroi en carreau de plâtre	ep= 60mm	Sans enduit	EI 60*
P2	Paroi en carreau de plâtre	ep = 60mm	Sans enduit	EI 60*

Référence	Elément	Dimension	Enrobage (e)	Stabilité au feu de l'élément
P3	Paroi en carreau de plâtre	ep = 60mm	Sans enduit	EI 60*
P4	Paroi en carreau de plâtre	ep = 60mm	Sans enduit	EI 60*

\* Il conviendra de s'assurer que l'ensemble des trémies et passages de réseaux sont traités à l'aide d'un produit pare flamme de degré équivalent.

## 8. SYNTHÈSE

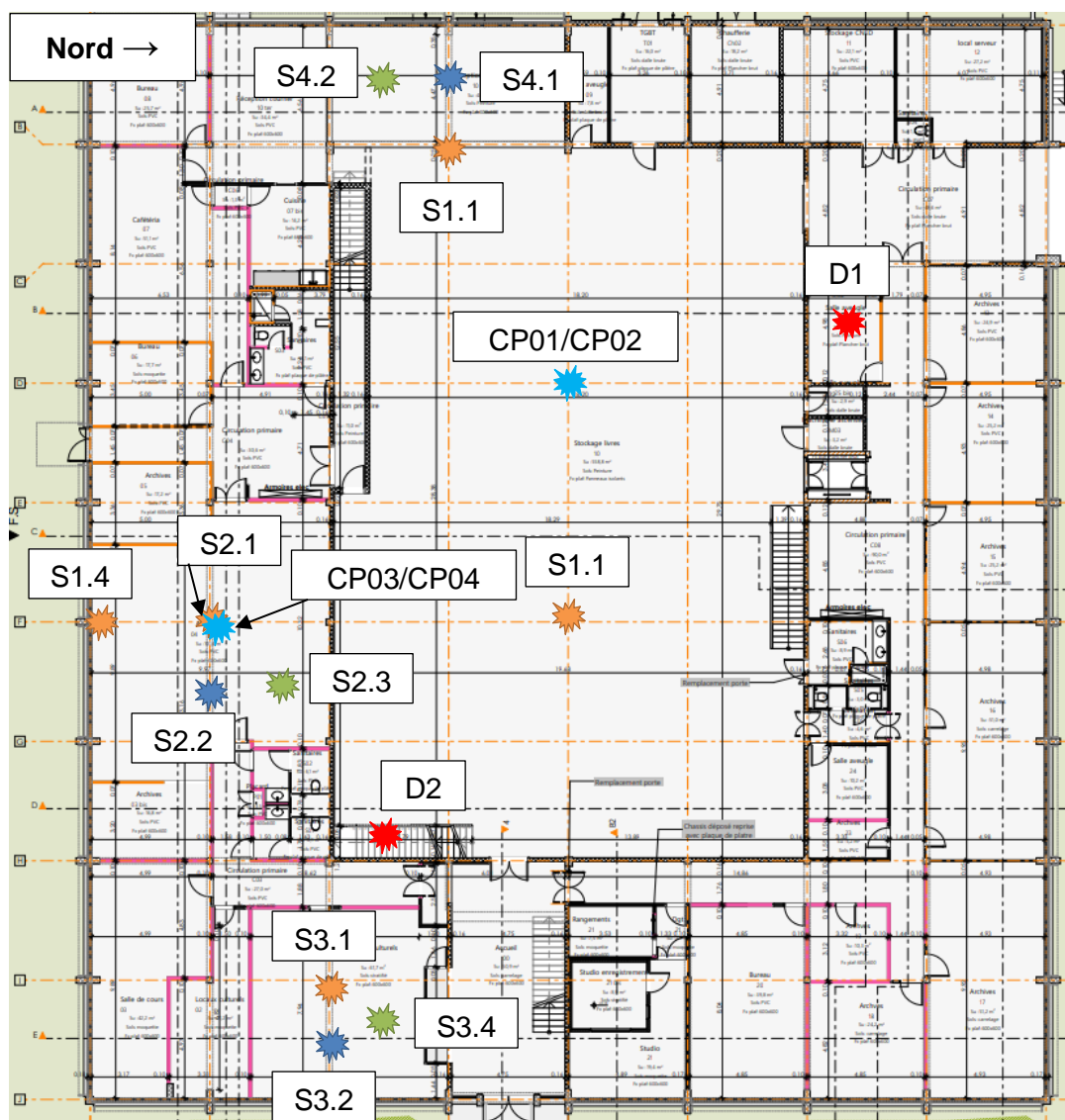
Le CNED et Réseau Canopé nous ont sollicités dans le cadre du réaménagement d'une de leur bâtiment. Notre mission consistait à effectuer un diagnostic des structures porteuses et du dallage afin d'évaluer la capacité portante de ces éléments ainsi que leur tenue au feu.

### 8.1 IMPLANTATION DES SONDAGES

Pour mémoire un plan d'implantation des sondages est donné ci-dessous :

#### 8.1.1 Plancher haut RDC

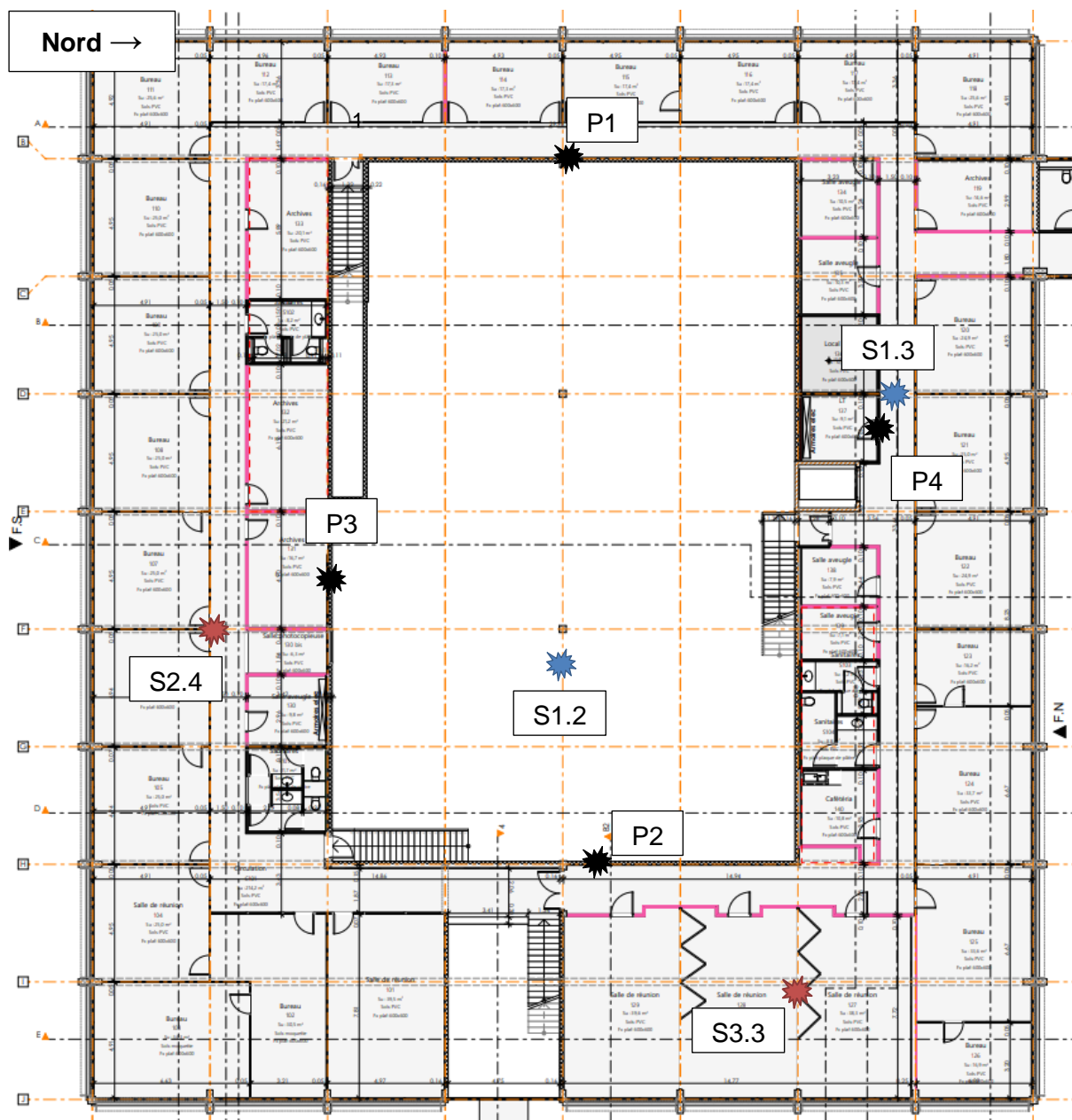
Les sondages réalisés sont implantés sur le plan suivant :



*Plan existant plancher haut RDC – Plan transmis par le client*







## 8.1.2 Plancher haut R+1

Les sondages réalisés sont implantés sur le plan suivant :



Plan existant plancher haut R+1 – Plan transmis par le client

Légende :

-  Sondages poteaux
-  Sondage poutre
-  Sondage prédalle
-  Carottage poteau
-  Sondage paroi intérieure
-  Sondage poutre sur appui en plancher bas R+1



## 8.2 SYSTEME CONSTRUCTIF

Le système constructif du bâtiment a été identifié pour chaque niveau :

Au niveau plancher haut RDC :

- Poteaux d'entraxe 5m,
- Poutre en béton armé précontraint d'une portée de 5m sur les files 1 à 9 sauf en zone centrale,
- Prédalle en béton précontraint d'une portée de 5m sur les A à J sauf en zone centrale,

Au niveau plancher haut R+1 :

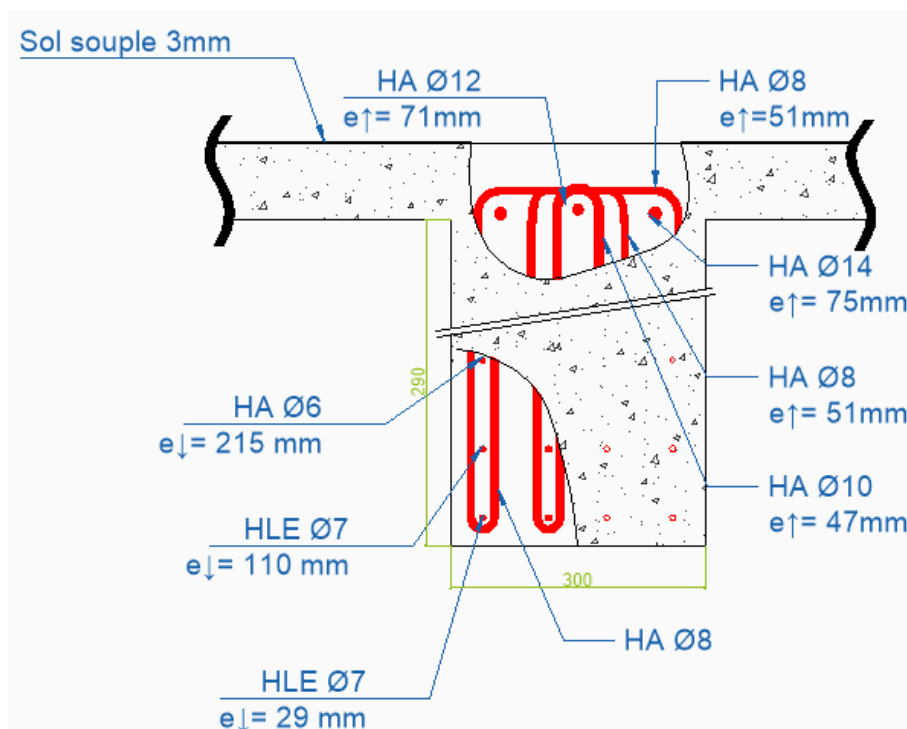
- Poutres principales en béton armé précontraint en « I » de la file B5 à J5 avec des portées de 10m,
- Poutre secondaire en béton armé précontraint en « I » de la file B à J d'une portée de 20m depuis les poutres principales file 5 jusqu'en façade,

L'ensemble des éléments porteurs est en béton armé précontraint à l'exception des poteaux

### 8.3 RECONNAISSANCES STRUCTURELLES

Les investigations appellent les commentaires suivants :

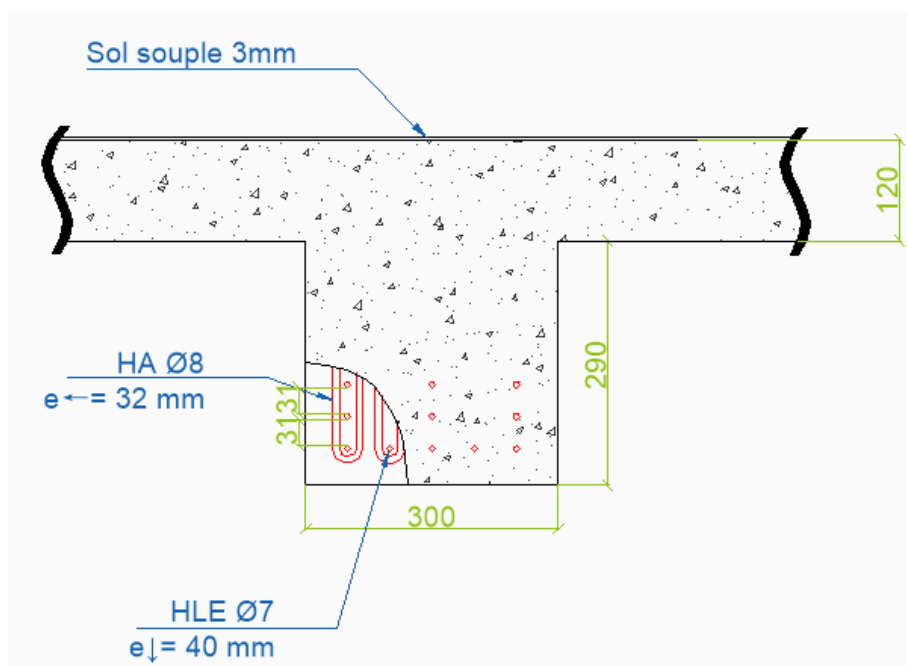
➤ Poutres précontraintes type 3.2 (Plancher haut RDC)



- L'espacement moyen des cadres à l'appui est de 16cm. La poutre est considérée continu sur au moins 2 travées
- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- La poutre obtient un taux de travail de **99%** vis-à-vis des sollicitations (cf. NDC OTEP en Annexe C)

**Par conséquent, la poutre est apte à supporter une nouvelle surcharge permanente de 20 daN/m<sup>2</sup>**

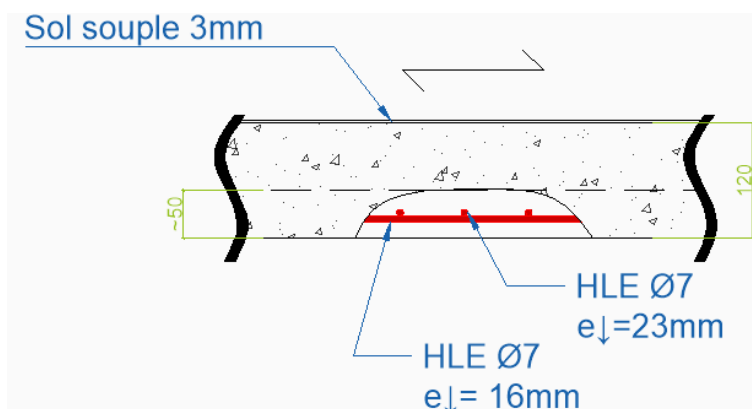
➤ Poutres précontraintes type 4.1 (plancher haut RDC)



- La poutre précontrainte 4.1 est considérée isostatique.
- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- La poutre obtient un taux de travail de **99%** vis-à-vis des sollicitations (cf. NDC OTEP en Annexe C)

**Par conséquent, la poutre est apte à supporter une nouvelle surcharge permanente de 230 daN/m².**

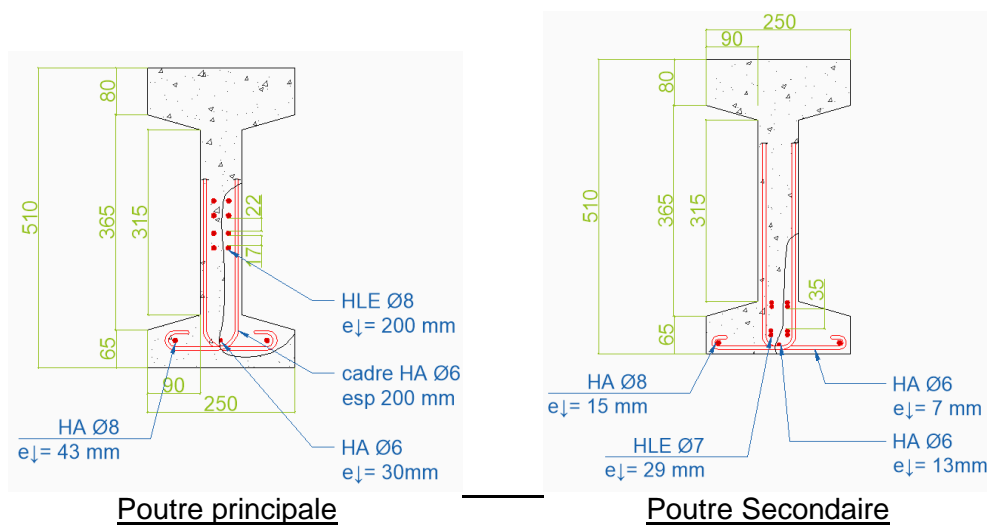
➤ Prédalles précontraintes



- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- La poutre obtient un taux de travail de **108%** vis-à-vis des contraintes dans le béton. (cf. NDC OTEP Annexe C).

**Par conséquent, les prédalles ne sont pas aptes à supporter une nouvelle surcharge permanente.**

➤ Poutre principale en « I » en béton précontraint

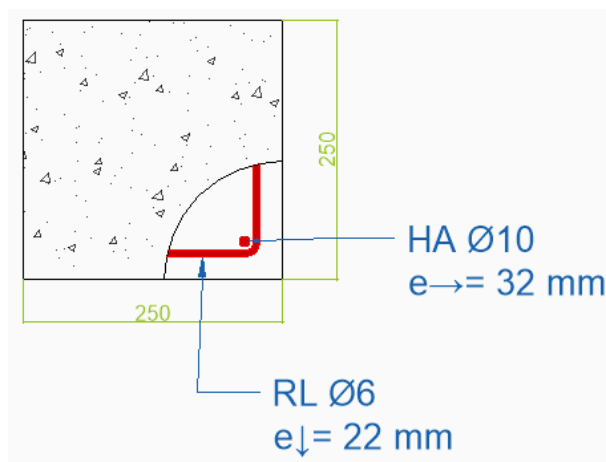


- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- La poutre principale obtient un taux de travail de **133%** vis-à-vis des sollicitations et **264%** vis-à-vis des contraintes dans le matériau.
- La poutre secondaire obtient un taux de travail de **157%** vis-à-vis des sollicitations et **304%** vis-à-vis des contraintes dans le matériau.

Par conséquent, les poutres ne sont pas aptes à reprendre de nouvelles charges



➤ Poteaux courant en béton armé (2.1)

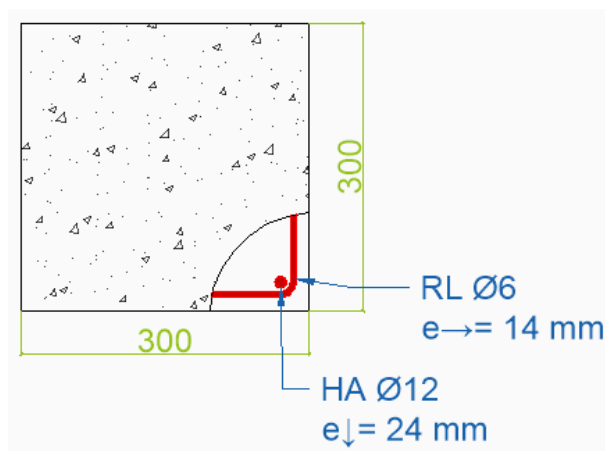


- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- Le poteau obtient un taux de travail de **51%** vis-à-vis des sollicitations (cf. NDC Annexe D)

Par conséquent, le poteau est apte à supporter une surcharge de 650 daN/m<sup>2</sup> pour un taux de travail de 97%

**Cependant cette valeur est limitée à 0 daN/m<sup>2</sup> par la prédalle, qui n'est pas apte à reprendre une nouvelle surcharge.**

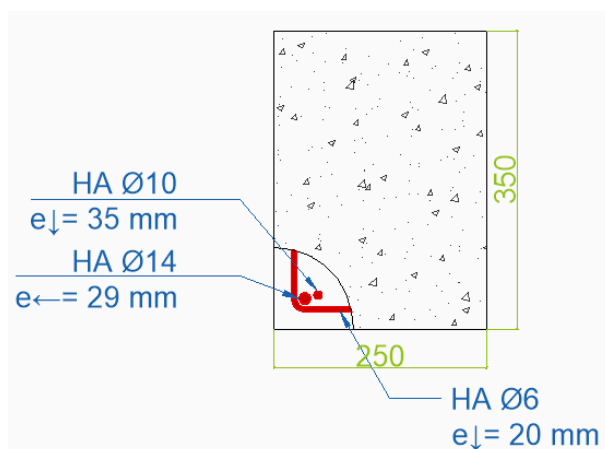
➤ Poteaux béton armé en zone centrale (1.1)



- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- Le poteau obtient un taux de travail de **87%** vis-à-vis des sollicitations (cf. NDC Annexe D)

**Par conséquent, le poteau est apte à supporter une surcharge de 25 daN/m<sup>2</sup> pour un taux de travail de 103%. Cette valeur est acceptable en phase diagnostic**

➤ Poteaux béton armé en façade (1.4)



- L'objectif de la mission est de déterminer les surcharges permanentes admissibles. Les calculs menés, selon les hypothèses posées, ont permis de déterminer :
- Le poteau obtient un taux de travail de **34%** vis-à-vis des sollicitations

Par conséquent, le poteau est apte à supporter une surcharge de 750 daN/m<sup>2</sup> pour un taux de travail de 52%.

**Cependant cette valeur est limitée à 0 daN/m<sup>2</sup> par la prédalle, qui n'est pas apte à reprendre une nouvelle surcharge.**

#### 8.4 STABILITE A CHAUD ET A FROID

Les résultats des vérifications calculatoires de l'ensemble des éléments horizontaux (poutres, dalles et pannes) sont présentés dans le tableau ci-dessous :

N° Sondage	Type d'élément	Niveau	Charges (daN/m²)		Taux de travail (%)	Stabilité au feu
			Poids propre (G) + Exploitations (Q)	Surcharges Permanentes (S <sub>add</sub> )		
S2.3	Dalle	PH RDC	G : 288 Q : 250	S <sub>add</sub> : 0	108	REI 30***
S3.4	Dalle	PH RDC	G : 288 Q : 250	S <sub>add</sub> : 0	108	REI 30***
S4.2	Dalle	PH RDC	G : 288 Q : 250	S <sub>add</sub> : 0	108	REI 30***
S2.2	Poutre béton précontrainte	PH RDC	G : 517 Q : 250	S <sub>add</sub> : 20	100	R 60
S3.2	Poutre béton précontrainte	PH RDC	G : 517 Q : 250	S <sub>add</sub> : 20	100	R 60
S4.1	Poutre béton précontrainte	PH RDC	G : 517 Q : 250	S <sub>add</sub> : 230	100	R 60
S1.2	Poutre précontrainte en « I » principale	PH R+1	G : PP 20 Q : 45	S <sub>add</sub> : 0	264**	-
S1.3	Poutre précontrainte en « I » secondaire	PH R+1	G : PP + 20 Q : 45	S <sub>add</sub> : 0	304**	-
-	Poutrelle métallique	PH R+1	G : 5.7 daN/m Q : 12	S <sub>add</sub> : 0	102*	-

\* Valeur dépassée mais acceptable en phase diagnostic.

\*\* Valeur vis-à-vis des contraintes dans le matériau

\*\*\* Il conviendra de s'assurer que l'ensemble des trémies et passages de réseaux sont traités à l'aide d'un produit pare flamme de degré équivalent.

Les résultats des vérifications calculatoires de l'ensemble des éléments verticaux (poteaux) sont présentés dans le tableau ci-dessous :

N° Sondage	Type d'élément	Niveau	Charges (daN/m²)		Taux de travail (%)	Stabilité au feu
			Poids propre (G) + Exploitations (Q)	Surcharges Permanentes		
S1.1	Poteau (Bibliothèque)	PH R+1	G : 20 Q <sub>Climatique</sub> : N :36 / V :23 Q <sub>Entretien</sub> : 80	S <sub>add</sub> : 25	103*	R 30
S1.4	Poteau (façade)	PH RDC	G : 300 Q :250 Q <sub>Climatique</sub> : N :36 / V :23 Q <sub>Entretien</sub> : 80	S <sub>add</sub> : 750	52	R 30
S2.1	Poteau (courant)	PH RDC	G : 300 Q : 250	S <sub>add</sub> : 650	97	R 30
S3.1	Poteau (courant)	PH RDC	G : 300 Q : 250	S <sub>add</sub> : 650	97	R 30

Les résultats des vérifications de stabilité au feu de l'ensemble des éléments de type parois intérieures sont présentés dans le tableau ci-dessous :

N° Sondage	Type d'élément	Niveau	Stabilité au feu
P1	Carreau de plâtre	R+1	EI 60***
P2	Carreau de plâtre	R+1	EI 60***
P3	Carreau de plâtre	R+1	EI 60***
P4	Carreau de plâtre	R+1	EI 60***

\*\*\* Il conviendra de s'assurer que l'ensemble des trémies et passages de réseaux sont traités à l'aide d'un produit pare flamme de degré équivalent.



## 9. ORIENTATION TECHNIQUE DE RENFORCEMENT

---

### 9.1 PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE EXTERNE

Dans le cadre du renforcement des structures en béton précontraint, la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle externe apparaît comme une solution technique particulièrement adaptée et efficace. Cette méthode consiste à installer à l'extérieur de la structure des câbles ou torons à haute résistance, tendus suivant un tracé défini, généralement parabolique, afin de générer des efforts favorables qui compensent les sollicitations.

La précontrainte externe permet d'augmenter la capacité portante de l'élément concerné, tout en réduisant la fissuration et les déformations.

Par ailleurs, cette solution présente l'avantage majeur de ne pas nécessiter d'intervention invasive dans la masse du béton, ce qui limite les travaux et préserve l'intégrité de l'ouvrage pendant la phase de renforcement. Le dispositif comprend l'installation de câbles d'acier haute résistance, ancrés aux extrémités à l'aide de blocs spécifiques, permettant une mise en tension contrôlée par vérins hydrauliques.

Cette solution est à dimensionner par une entreprise spécialisée.

## 9.2 PRFC (POLYMERE RENFORCE FIBRES DE CARBONE)

Le renforcement par fibres de carbone, ou PRFC (Polymère Renforcé Fibres de Carbone), constitue une solution technique performante pour améliorer les capacités mécaniques des structures en béton armé ou précontraint. Cette méthode repose sur le collage, sur les surfaces extérieures de l'élément à renforcer, de bandes ou tissus composites constitués de fibres de carbone imprégnées d'une résine époxy.

Les fibres de carbone offrent une résistance en traction très élevée, supérieure à celle de l'acier, tout en présentant un poids extrêmement faible. Leur inertie chimique confère également une excellente résistance à la corrosion, ce qui assure une durabilité notable du système de renforcement. Ces caractéristiques font du CFRP un matériau particulièrement adapté pour renforcer des éléments soumis à des sollicitations en flexion, cisaillement.

La mise en œuvre de ce type de renforcement exige une préparation minutieuse des surfaces : celles-ci doivent être propres, saines et suffisamment rugueuses afin d'assurer une adhérence optimale du composite. Après application d'une couche de résine époxy, les bandes ou tissus de fibres de carbone sont collés et imprégnés d'une seconde couche de résine, puis laissés à durcir selon les conditions préconisées par le fabricant.

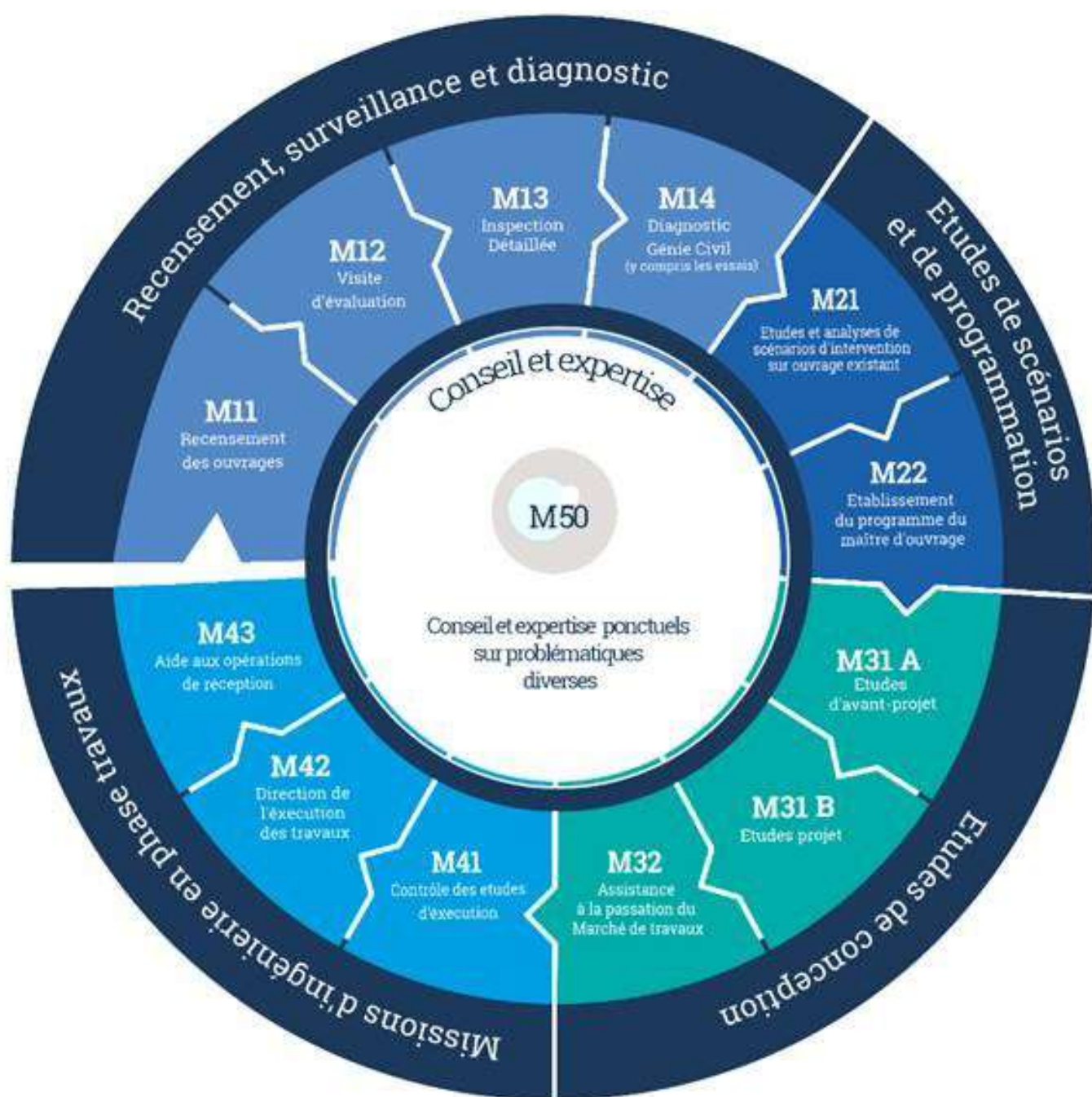
Cette technique permet d'augmenter la capacité portante des éléments renforcés, de limiter la fissuration et de réduire les déformations, tout en étant légère et peu encombrante. Elle est également compatible avec des ouvrages en exploitation, permettant des interventions rapides et peu invasives.

Cependant, l'efficacité du renforcement par fibres de carbone dépend fortement de la qualité de la préparation des surfaces et du respect des conditions de mise en œuvre. De plus, les fibres de carbone sont sensibles aux rayons ultraviolets et à certaines agressions thermiques, nécessitant parfois une protection complémentaire. Enfin, le coût des matériaux et la nécessité d'une pose spécialisée sont des facteurs à considérer dans le choix de cette solution.

Cette solution est à dimensionner par une entreprise spécialisée.

# ANNEXES

## **Annexe A. Classification mission suivant le guide de l'IMGC**



## Objectifs des missions

Recensement, surveillance et diagnostic			
	Code	Intitulé	Objectif
1	M11	Recensement des ouvrages	Rechercher, localiser, identifier et caractériser succinctement toutes les structures se trouvant sur un itinéraire ou dans un périmètre donné.
	M12	Visite d'évaluation	Sur la base d'une visite réalisée sans moyen d'accès particulier, donner un avis sur l'état d'un ouvrage et lui attribuer une note ou une cotation.
	M13	Inspection Détaillée	Donner un avis argumenté sur l'état d'un ouvrage et des préconisations pour le maintien de son niveau de service et de sécurité à partir d'une analyse technique complète comprenant a minima une analyse documentaire, un relevé visuel exhaustif et des mesures simples.
	M14	Diagnostic Génie Civil (y compris les essais)	Établir, sur la base de l'analyse des résultats d'un programme d'investigations défini et réalisé dans le cadre de la mission, les performances d'une structure et / ou les causes, la gravité et les conséquences de défauts existants, en vue d'une étude de réparation, de réhabilitation, de changement de destination ou de prolongation de durée de vie. Le programme d'investigations peut comporter tout ou partie des éléments suivants : mesures, auscultation, topométrie, prélèvements et analyses de matériaux, essais de chargement, modélisation et étude de conformité. Cette fiche décrit globalement la mission de diagnostic. Le cas échéant, le chef de projet assure le pilotage et la coordination technique entre les prestataires chargés de réaliser des investigations spécialisées.

Etudes de scénarios et de programmation			
	Code	Intitulé	Objectif
2	M21	Etudes et analyse de scénarios d'intervention sur ouvrage existant	Sur la base des résultats du diagnostic, réaliser des études de scénarios permettant d'aboutir au choix d'une ou de plusieurs solutions qui seront soumises à la validation du Maître d'ouvrage. Les scénarios permettent de tester diverses options d'intervention, sans exclusion a priori, ni analyse préférentielle, telles que : réparation, réhabilitation, changement de destination, prolongation de durée de vie... Les scénarios tiennent compte des objectifs du Maître d'ouvrage, de ses contraintes et de ses obligations. Ces scénarios doivent être réalistes et doivent permettre d'évaluer les risques, les délais d'intervention et les coûts associés. La mise au point de scénarios peut nécessiter la réalisation d'études complémentaires ou d'investigations spécifiques, non décrites en détail dans cette fiche. À l'issue de cette étude, le Maître d'ouvrage est en mesure d'effectuer un choix de scénario(s) à partir de critères qu'il aura défini.
	M22	Etablissement du programme du maître d'ouvrage	Sur la base des études de scénarios, de l'analyse et du choix effectué à l'étape précédente, établir le programme d'intervention sur un ouvrage existant. Sur la base du scénario choisi, l'objectif est d'établir un programme général d'intervention qui porte sur tous les aspects de celle-ci (organisationnels, délais, financiers, techniques...).

Etudes de conception			
	Code	Intitulé	Objectif
3	M31 A	Etudes d'avant-projet	Sur la base du programme des études et analyse de scénarios d'intervention sur ouvrage existant (M21) et du programme du Maître d'ouvrage (M22), l'étude d'Avant-Projet définit les solutions techniques de réparation, de réhabilitation ou de reconstruction et délimite le cadre du projet (étapes, budget prévisionnel, acteurs, échéances).
	M31 B	Etudes projet	Description détaillée de la solution retenue. Établissement de toutes données permettant de constituer les Dossiers de Consultation des Entreprises.
	M32	Assistance à la passation du Marché de travaux	La fiche M32 a pour objectif d'établir le Dossier de Consultation des Entreprises sur la base du projet validé par le maître d'ouvrage, d'analyser les offres remises et de proposer un candidat à retenir auprès de la maîtrise d'ouvrage.

Missions d'ingénierie en phase travaux			
	Code	Intitulé	Objectif
4	M41	Contrôle des études d'exécution	Assurer le contrôle de la totalité des études d'exécution réalisées par le Titulaire
	M42	Direction de l'exécution des travaux	Vérification de la bonne réalisation du contrat de travaux passé entre la maîtrise d'ouvrage et le titulaire
	M43	Aide aux opérations de réception	Assistance au maître d'ouvrage lors des opérations de réception et pendant la période de garantie de parfait achèvement (1 an à compter de la réception des travaux).

Mission hors enchaînement			
	Code	Intitulé	Objectif
	M50	Conseil et expertise ponctuels sur problématiques diverses	Cette mission apporte un conseil ponctuel ou une expertise à la maîtrise d'ouvrage ou à un tiers (maître d'œuvre, entreprise...) sur une problématique donnée. Il s'agit par exemple d'une mission déclenchée à la suite de sinistres (incendies, accidents, chocs, inondation, pollution...) ou au constat d'anomalies a priori préoccupantes vis à vis de la sécurité, de la solidité de la structure, de la continuité de l'exploitation, de la conformité réglementaire et / ou contractuelle. Cette mission est, par nature, de courte durée ; elle se situe hors enchaînement des missions détaillées au sein du présent guide qui sont adaptées à une opération déjà identifiée. Cette mission permet, par exemple, à un maître d'ouvrage de comprendre le problème posé et de cadrer ses besoins en termes de conseils et d'interventions pour le traiter (nature de l'opération, enchaînement des missions, etc.). Le cas échéant, cette mission peut constituer un élément de dossier sur demande d'un expert judiciaire assermenté dans le cadre d'un référé préventif ou d'une expertise judiciaire.



Missions complémentaires aux missions d'enchaînement		
Code	Intitulé	Objectif
RBD	Renseignement de la base de données du gestionnaire	Renseignement / mise à jour de la base de données du gestionnaire.
EVA	Evaluation de l'ouvrage selon l'échelle de cotation du gestionnaire	Cotation de l'ouvrage selon le référentiel du gestionnaire.
CMF	Estimation financière des actions proposées, à l'exclusion des réparations impliquant des études spécifiques et la rédaction d'un projet de réparation ou de réhabilitation	Proposer une enveloppe budgétaire au gestionnaire (hors actions nécessitant des études spécifiques).
REC	Reconstitution des caractéristiques géométriques de l'ouvrage	En cas d'absence de données ou d'informations incomplètes dans le dossier d'ouvrage.
ARC	Étude architecturale	Prise en compte d'exigences architecturales spécifiques et instruction administrative éventuelle.
CC	Contre-Calcul	Vérification des notes de calcul fournies par l'entreprise au moyen d'un contre calcul spécifique visant à vérifier les éléments structurels principaux ou singuliers.
ENV	Étude environnementale	Prise en compte de contraintes spécifiques environnementales en phase Etudes.
HYD	Etude hydraulique	Prise en compte de contraintes spécifiques hydrauliques en phase Études.
IDS	Inspection détaillée spécifique de partie d'ouvrage	Ouvrages comportant des fondations et / ou des éléments de structure immergés. Inspection spécifique de certains éléments de structure.
GES	Assistance au maître d'ouvrage pour l'établissement d'une politique de gestion adaptée à son patrimoine	Maintenance préventive organisée.
		Optimisation des budgets de maintenance.
ATAV	Analyse Technique de Variante	Définition d'indicateurs techniques pertinents et adaptés pour le suivi de l'ensemble du patrimoine (indicateurs fonctionnels, stratégiques, risques, sécurité, exploitation...).
		Vérification de la compatibilité de la solution variante avec les besoins et contraintes du maître d'ouvrage. Fourniture d'un avis technique sur la faisabilité de la solution proposée. Analyse des conséquences et risques contractuels.
SCO	Suivi de comportement des ouvrages	Définition des impacts sur les conditions de circulation en fonction des différentes phases de chantier.
DESC	Dossier Exploitation Sous Chantier	Conception, installation et exploitation d'un dispositif destiné à évaluer le comportement d'un ouvrage pathologique ou non, en complément aux actions de surveillance visuelle. Le dispositif doit notamment délivrer, en continu ou périodiquement, les valeurs de paramètres identifiés comme des indicateurs de bon fonctionnement de l'ouvrage.
COPCET	Contractualisation du programme de contrôle extérieur des travaux	Définition de la consultation et choix du ou des prestataire (s) en charge du contrôle extérieur en phase travaux.
PILCET	Pilotage du contrôle extérieur des travaux	Suivi du contrôle extérieur en phase travaux.
VNCR	Visa de niveau contrôle renforcé	Contrôle détaillé (pas à pas) des notes de calcul. Contrôle exhaustif des plans avec notamment la vérification par pointage des éléments de ferrailage, de précontrainte ou de renforts spécifiques.
PMT	Pièces administratives du marché de travaux (AAPC, RC, AE, CCAP)	Établissement des pièces administratives du marché travaux (Avis d'Appel à la Concurrence, Règlement de Consultation, Acte d'Engagement.

## **Annexe B. Note de calcul poutrelle métallique**

# *Logiciel* **A3C** v 2.89

## NOTE DE CALCUL

## I - PARAMETRES

### I.1 - Paramètres généraux

Type d'élément :	Elément en acier
Longueur de l'élément :	$L = 5 \text{ m}$
Longueur de flambement :	$L_{cr,y} = 5 \text{ m}$
Orientation :	Horizontale
Appuis :	Sur appuis simples
Axe de flexion :	y-y

### I.2 - Position de l'élément

L'élément considéré est un élément intermédiaire.

Extrases de l'élément considéré :

- Avec l'élément gauche :  $D_1 = 2 \text{ m}$
- Avec l'élément droit :  $D_2 = 2 \text{ m}$

### I.3 - Section droite

Profilé :	PRS 82x50x4x4x0
Nuance :	S235 - JR/J0/J2
Norme :	EC3

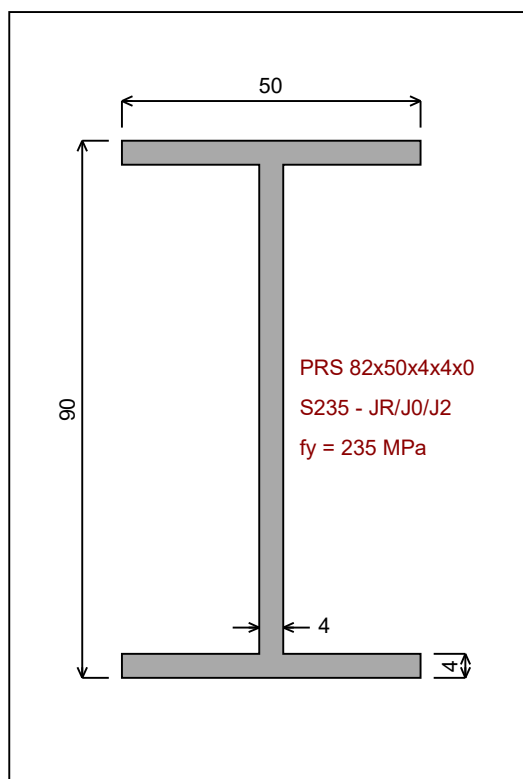


Figure 1 : Section droite

### - Propriétés du profilé :

$A = 7.28 \text{ cm}^2$   
 $A_{v,y} = 4 \text{ cm}^2$   
 $I_y = 92.39 \text{ cm}^4$   
 $W_{el,y} = 20.53 \text{ cm}^3$   
 $W_{pl,y} = 23.92 \text{ cm}^3$   
 $I_t = 0.38 \text{ cm}^4$   
 $I_w = 154.08 \text{ cm}^6$

$m = 5.715 \text{ kg/m}$   
 $A_{v,z} = 3.94 \text{ cm}^2$   
 $I_z = 8.38 \text{ cm}^4$   
 $W_{el,z} = 3.35 \text{ cm}^3$   
 $W_{pl,z} = 5.33 \text{ cm}^3$

**- Propriétés de l'acier structural :**

Nuance : S235 - JR/J0/J2  
 Norme : EN 10025-2 : 2004  
 Semelle :  $f_y = 235 \text{ MPa}$   
 Âme :  $f_y = 235 \text{ MPa}$   
 Section droite :  $f_y = 235 \text{ MPa}$   
 $\varepsilon = 1.00$

**I.4 - Maintiens latéraux**

Maintiens latéraux de la barre :

Maintien No.	$x^{(*)} \text{ (m)}$	Semelle supérieure maintenue	Semelle inférieure maintenue
1	0	X	X
2	2.5	X	
3	5	X	X

(\*) : Position par rapport à l'extrémité gauche

**I.5 - Cas de charge**

**- Cas de charge 1 : Charges permanentes (G)**

Poids propre de l'élément : 0.056 kN/m

Charge uniforme :  $p = 0.15 \text{ kN/m}^2$   
 Soit :  $q = p(D_1 + D_2)/2 = 0.3 \text{ kN/m}$

Charges réparties :

No.	$x_1 \text{ (m)}^*$	$q_{1,z} \text{ (kN/m)}$	$x_2 \text{ (m)}^*$	$q_{2,z} \text{ (kN/m)}$	Position
1	0	1	5	1	Haut

(\*) par rapport à l'extrémité gauche

**I.6 - Paramètres de calcul**

Coefficients partiels sur les charges :  $\gamma_{G,sup} = 1.35$   
 $\gamma_{G,inf} = 1.00$   
 $\gamma_Q = 1.50$

Coefficients partiels sur la résistance :  $\gamma_{M0} = 1.00$   
 $\gamma_{M1} = 1.00$

Génération des combinaisons selon EN 1990 : maximum 2 actions variables

Annexes Nationales:

Aucune

Résistance plastique de section sous sollicitations combinées (M-N ou M-N-V): Calcul exact

La résistance au déversement de la barre en flexion est calculée selon Clause 6.3.2.2 (EN 1993-1-1)

Les coefficients d'interaction  $k_{ij}$  sont calculés selon: Annexe A

Coefficient pour la résistance à l'effort tranchant:  $\eta = 1.20$

Les flèches limites ne seront pas vérifiées

Les fréquences propres limites ne seront pas vérifiées



## II - EFFORTS INTERNES SOUS LES COMBINAISONS ELU

- ELU01 (Auto) = 1.35G

Effort normal :  $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$   
 Effort tranchant maximal :  $|V_{z,Ed}|_{\max} = 4.577 \text{ kN (x = 0 m)}$   
 Moment fléchissant maximal :  $|M_{y,Ed}|_{\max} = 5.721 \text{ kNm (x = 2.5 m)}$

Réactions verticales aux appuis : Appui gauche  $R_{z,L} = 4.577 \text{ kN}$   
 Appui droit  $R_{z,R} = 4.577 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M (kN.m)
1	0	-	4.577	0
2	0.1	4.394	4.394	0.449
3	0.2	4.211	4.211	0.879
4	0.3	4.028	4.028	1.291
5	0.4	3.844	3.844	1.684
6	0.5	3.661	3.661	2.06
7	0.6	3.478	3.478	2.417
8	0.7	3.295	3.295	2.755
9	0.8	3.112	3.112	3.076
10	0.9	2.929	2.929	3.378
11	1	2.746	2.746	3.661
12	1.1	2.563	2.563	3.927
13	1.2	2.38	2.38	4.174
14	1.3	2.197	2.197	4.403
15	1.4	2.014	2.014	4.613
16	1.5	1.831	1.831	4.806
17	1.6	1.648	1.648	4.979
18	1.7	1.465	1.465	5.135
19	1.8	1.281	1.281	5.272
20	1.9	1.098	1.098	5.391
21	2	0.915	0.915	5.492
22	2.1	0.732	0.732	5.574
23	2.2	0.549	0.549	5.639
24	2.3	0.366	0.366	5.684
25	2.4	0.183	0.183	5.712
26	2.5	0	0	5.721
27	2.6	-0.183	-0.183	5.712
28	2.7	-0.366	-0.366	5.684
29	2.8	-0.549	-0.549	5.639
30	2.9	-0.732	-0.732	5.574
31	3	-0.915	-0.915	5.492
32	3.1	-1.098	-1.098	5.391

Section No.	x (m)	V <sub>z,L</sub> (kN)	V <sub>z,R</sub> (kN)	M (kN.m)
33	3.2	-1.281	-1.281	5.272
34	3.3	-1.465	-1.465	5.135
35	3.4	-1.648	-1.648	4.979
36	3.5	-1.831	-1.831	4.806
37	3.6	-2.014	-2.014	4.613
38	3.7	-2.197	-2.197	4.403
39	3.8	-2.38	-2.38	4.174
40	3.9	-2.563	-2.563	3.927
41	4	-2.746	-2.746	3.661
42	4.1	-2.929	-2.929	3.378
43	4.2	-3.112	-3.112	3.076
44	4.3	-3.295	-3.295	2.755
45	4.4	-3.478	-3.478	2.417
46	4.5	-3.661	-3.661	2.06
47	4.6	-3.844	-3.844	1.684
48	4.7	-4.028	-4.028	1.291
49	4.8	-4.211	-4.211	0.879
50	4.9	-4.394	-4.394	0.449
51	5	-4.577	-	0

**- ELU02 (Auto) = G**

Effort normal :  $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$   
 Effort tranchant maximal :  $|V_{z,Ed}|_{\max} = 3.39 \text{ kN (x = 0 m)}$   
 Moment fléchissant maximal :  $|M_{y,Ed}|_{\max} = 4.238 \text{ kNm (x = 2.5 m)}$

Réactions verticales aux appuis : Appui gauche  $R_{z,L} = 3.39 \text{ kN}$   
 Appui droit  $R_{z,R} = 3.39 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M (kN.m)
1	0	-	3.39	0
2	0.1	3.255	3.255	0.332
3	0.2	3.119	3.119	0.651
4	0.3	2.983	2.983	0.956
5	0.4	2.848	2.848	1.248
6	0.5	2.712	2.712	1.526
7	0.6	2.577	2.577	1.79
8	0.7	2.441	2.441	2.041
9	0.8	2.305	2.305	2.278
10	0.9	2.17	2.17	2.502
11	1	2.034	2.034	2.712
12	1.1	1.898	1.898	2.909
13	1.2	1.763	1.763	3.092
14	1.3	1.627	1.627	3.261
15	1.4	1.492	1.492	3.417
16	1.5	1.356	1.356	3.56
17	1.6	1.22	1.22	3.688
18	1.7	1.085	1.085	3.804
19	1.8	0.949	0.949	3.905
20	1.9	0.814	0.814	3.994
21	2	0.678	0.678	4.068
22	2.1	0.542	0.542	4.129
23	2.2	0.407	0.407	4.177
24	2.3	0.271	0.271	4.211
25	2.4	0.136	0.136	4.231
26	2.5	0	0	4.238
27	2.6	-0.136	-0.136	4.231
28	2.7	-0.271	-0.271	4.211
29	2.8	-0.407	-0.407	4.177
30	2.9	-0.542	-0.542	4.129
31	3	-0.678	-0.678	4.068
32	3.1	-0.814	-0.814	3.994
33	3.2	-0.949	-0.949	3.905
34	3.3	-1.085	-1.085	3.804

Section No.	x (m)	V <sub>z,L</sub> (kN)	V <sub>z,R</sub> (kN)	M (kN.m)
35	3.4	-1.22	-1.22	3.688
36	3.5	-1.356	-1.356	3.56
37	3.6	-1.492	-1.492	3.417
38	3.7	-1.627	-1.627	3.261
39	3.8	-1.763	-1.763	3.092
40	3.9	-1.898	-1.898	2.909
41	4	-2.034	-2.034	2.712
42	4.1	-2.17	-2.17	2.502
43	4.2	-2.305	-2.305	2.278
44	4.3	-2.441	-2.441	2.041
45	4.4	-2.577	-2.577	1.79
46	4.5	-2.712	-2.712	1.526
47	4.6	-2.848	-2.848	1.248
48	4.7	-2.983	-2.983	0.956
49	4.8	-3.119	-3.119	0.651
50	4.9	-3.255	-3.255	0.332
51	5	-3.39	-	0

### III - ETATS LIMITES ULTIMES (ELU)

#### III.1 - Vérifications selon ELU

- COMBINAISON: ELU01 (Auto) = 1.35G

#### - Résistance des sections

Classe de la section :

1

Résistance de section à l'effort normal :

$$\Gamma_{N,\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section à l'effort tranchant

en  $x = 0$  m :

$$\Gamma_{Vz,\max} = 0.086 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section au moment fléchissant

en  $x = 2.5$  m :

$$\Gamma_{My,\max} = 1.018 > 1 \Rightarrow \text{Non satisfaisant}$$

Résistance de section aux actions combinées M-N

$M_y$ -N : Aucune vérification requise parce que  $\Gamma_{My,\max} > 1$

Résistance de section aux actions combinées M-V

$M_y$ - $V_z$  : Aucune vérification requise parce que  $\Gamma_{My,\max} > 1$

Résistance de section aux actions combinées M-N-V

$M_y$ -N- $V_z$  : Aucune vérification requise parce que  $\Gamma_{My,\max} > 1$

Section No.	$\Gamma_N$	$\Gamma_{Vz}$	$\Gamma_{My}$	$\Gamma_{MyN}$	$\Gamma_{MyV}$	$\Gamma_{MyNV}$
1	0	0.086	0	0	0	0
2	0	0.082	0.08	0.08	0.08	0.08
3	0	0.079	0.156	0.156	0.156	0.156
4	0	0.075	0.23	0.23	0.23	0.23
5	0	0.072	0.3	0.3	0.3	0.3
6	0	0.069	0.366	0.366	0.366	0.366
7	0	0.065	0.43	0.43	0.43	0.43
8	0	0.062	0.49	0.49	0.49	0.49
9	0	0.058	0.547	0.547	0.547	0.547
10	0	0.055	0.601	0.601	0.601	0.601
11	0	0.051	0.651	0.651	0.651	0.651
12	0	0.048	0.698	0.698	0.698	0.698
13	0	0.045	0.742	0.742	0.742	0.742
14	0	0.041	0.783	0.783	0.783	0.783
15	0	0.038	0.821	0.821	0.821	0.821
16	0	0.034	0.855	0.855	0.855	0.855
17	0	0.031	0.886	0.886	0.886	0.886
18	0	0.027	0.913	0.913	0.913	0.913
19	0	0.024	0.938	0.938	0.938	0.938
20	0	0.021	0.959	0.959	0.959	0.959
21	0	0.017	0.977	0.977	0.977	0.977
22	0	0.014	0.992	0.992	0.992	0.992

Section No.	$\Gamma_N$	$\Gamma_{Vz}$	$\Gamma_{My}$	$\Gamma_{MyN}$	$\Gamma_{MyV}$	$\Gamma_{MyNV}$
23	0	0.01	<b>1.003</b>	-	-	(1)
24	0	0.007	<b>1.011</b>	-	-	(1)
25	0	0.003	<b>1.016</b>	-	-	(1)
26	0	0	<b>1.018</b>	-	-	(1)
27	0	0.003	<b>1.016</b>	-	-	(1)
28	0	0.007	<b>1.011</b>	-	-	(1)
29	0	0.01	<b>1.003</b>	-	-	(1)
30	0	0.014	0.992	0.992	0.992	0.992
31	0	0.017	0.977	0.977	0.977	0.977
32	0	0.021	0.959	0.959	0.959	0.959
33	0	0.024	0.938	0.938	0.938	0.938
34	0	0.027	0.913	0.913	0.913	0.913
35	0	0.031	0.886	0.886	0.886	0.886
36	0	0.034	0.855	0.855	0.855	0.855
37	0	0.038	0.821	0.821	0.821	0.821
38	0	0.041	0.783	0.783	0.783	0.783
39	0	0.045	0.742	0.742	0.742	0.742
40	0	0.048	0.698	0.698	0.698	0.698
41	0	0.051	0.651	0.651	0.651	0.651
42	0	0.055	0.601	0.601	0.601	0.601
43	0	0.058	0.547	0.547	0.547	0.547
44	0	0.062	0.49	0.49	0.49	0.49
45	0	0.065	0.43	0.43	0.43	0.43
46	0	0.069	0.366	0.366	0.366	0.366
47	0	0.072	0.3	0.3	0.3	0.3
48	0	0.075	0.23	0.23	0.23	0.23
49	0	0.079	0.156	0.156	0.156	0.156
50	0	0.082	0.08	0.08	0.08	0.08
51	0	0.086	0	0	0	0

(1) Aucune vérification requise

**- Résistance de l'âme**

Aucune vérification requise parce que:  $h_w / t_w < 72\epsilon / \eta$  ( $\eta = 1.2$ )

**- Résistance de la barre - Méthode générale (§6.3.4 NF EN 1993-1-1)**

Classe de la section : 1

Courbe de flambement selon l'axe fort: b

L'imperfection locale et les effets du 2nd ordre locaux ne sont pas pris en compte

Section la plus critique :

$x = 2.5 \text{ m}$   
 $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$



$M_{Ed} = 5.721 \text{ kNm}$   
 $\alpha_{ult,k} = 0.983 < 1 \Rightarrow \text{Barre instable}$

**- COMBINAISON: ELU02 (Auto) = G**

**- Résistance des sections**

Classe de la section :

1

Résistance de section à l'effort normal :

$$\Gamma_{N,\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section à l'effort tranchant

en x = 0 m :

$$\Gamma_{Vz,\max} = 0.063 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section au moment fléchissant

en x = 2.5 m :

$$\Gamma_{My,\max} = 0.754 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section aux actions combinées M-N

en x = 2.5 m :

$$\Gamma_{MyN,\max} = 0.754 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section aux actions combinées M-V

en x = 2.5 m :

$$\Gamma_{MyVz,\max} = 0.754 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Résistance de section aux actions combinées M-N-V

en x = 2.5 m :

$$\Gamma_{MyNVz,\max} = 0.754 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$$

Section No.	$\Gamma_N$	$\Gamma_{Vz}$	$\Gamma_{My}$	$\Gamma_{MyN}$	$\Gamma_{MyV}$	$\Gamma_{MyNV}$
1	0	0.063	0	0	0	0
2	0	0.061	0.059	0.059	0.059	0.059
3	0	0.058	0.116	0.116	0.116	0.116
4	0	0.056	0.17	0.17	0.17	0.17
5	0	0.053	0.222	0.222	0.222	0.222
6	0	0.051	0.271	0.271	0.271	0.271
7	0	0.048	0.318	0.318	0.318	0.318
8	0	0.046	0.363	0.363	0.363	0.363
9	0	0.043	0.405	0.405	0.405	0.405
10	0	0.041	0.445	0.445	0.445	0.445
11	0	0.038	0.482	0.482	0.482	0.482
12	0	0.036	0.517	0.517	0.517	0.517
13	0	0.033	0.55	0.55	0.55	0.55
14	0	0.03	0.58	0.58	0.58	0.58
15	0	0.028	0.608	0.608	0.608	0.608
16	0	0.025	0.633	0.633	0.633	0.633
17	0	0.023	0.656	0.656	0.656	0.656
18	0	0.02	0.677	0.677	0.677	0.677
19	0	0.018	0.695	0.695	0.695	0.695
20	0	0.015	0.71	0.71	0.71	0.71
21	0	0.013	0.724	0.724	0.724	0.724
22	0	0.01	0.734	0.734	0.734	0.734
23	0	0.008	0.743	0.743	0.743	0.743
24	0	0.005	0.749	0.749	0.749	0.749
25	0	0.003	0.753	0.753	0.753	0.753
26	0	0	0.754	0.754	0.754	0.754

Section No.	$\Gamma_N$	$\Gamma_{Vz}$	$\Gamma_{My}$	$\Gamma_{MyN}$	$\Gamma_{MyV}$	$\Gamma_{MyNV}$
27	0	0.003	0.753	0.753	0.753	0.753
28	0	0.005	0.749	0.749	0.749	0.749
29	0	0.008	0.743	0.743	0.743	0.743
30	0	0.01	0.734	0.734	0.734	0.734
31	0	0.013	0.724	0.724	0.724	0.724
32	0	0.015	0.71	0.71	0.71	0.71
33	0	0.018	0.695	0.695	0.695	0.695
34	0	0.02	0.677	0.677	0.677	0.677
35	0	0.023	0.656	0.656	0.656	0.656
36	0	0.025	0.633	0.633	0.633	0.633
37	0	0.028	0.608	0.608	0.608	0.608
38	0	0.03	0.58	0.58	0.58	0.58
39	0	0.033	0.55	0.55	0.55	0.55
40	0	0.036	0.517	0.517	0.517	0.517
41	0	0.038	0.482	0.482	0.482	0.482
42	0	0.041	0.445	0.445	0.445	0.445
43	0	0.043	0.405	0.405	0.405	0.405
44	0	0.046	0.363	0.363	0.363	0.363
45	0	0.048	0.318	0.318	0.318	0.318
46	0	0.051	0.271	0.271	0.271	0.271
47	0	0.053	0.222	0.222	0.222	0.222
48	0	0.056	0.17	0.17	0.17	0.17
49	0	0.058	0.116	0.116	0.116	0.116
50	0	0.061	0.059	0.059	0.059	0.059
51	0	0.063	0	0	0	0

**- Résistance de l'âme**

Aucune vérification requise parce que:  $h_w / t_w < 72\varepsilon / \eta$  ( $\eta = 1.2$ )

**- Résistance de la barre - Méthode générale (§6.3.4 NF EN 1993-1-1)**

Classe de la section : 1

Courbe de flambement selon l'axe fort: b

L'imperfection locale et les effets du 2nd ordre locaux ne sont pas pris en compte

Section la plus critique :

$x = 2.5$  m

$N_{Ed} = 0$  kN

$M_{Ed} = 4.238$  kNm

$\alpha_{ult,k} = 1.327 > 1$

Facteur critique de chargement:

$\alpha_{cr,op} = 0.946 < 1 \Rightarrow$  Barre instable

### III.2 - Synthèse des vérifications

#### - Résistance des sections

Résistance de section à l'effort normal (Comb. ELU01 (Auto)):  $\Gamma_{N,max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$

Résistance de section à l'effort tranchant  
en  $x = 0$  m, Comb. ELU01 (Auto):  $\Gamma_{Vz,max} = 0.086 < 1 \Rightarrow \text{Satisfaisant}$

Résistance de section au moment fléchissant  
en  $x = 2.5$  m, Comb. ELU01 (Auto):  $\Gamma_{My,max} = 1.018 > 1 \Rightarrow \text{Non satisfaisant}$

Résistance de section aux actions combinées M-N  
 $M_y$ -N : Aucune vérification requise parce que  $\Gamma_{My,max} > 1$

Résistance de section aux actions combinées M-V  
Aucune vérification requise parce que  $\Gamma_{My,max} > 1$

Résistance de section aux actions combinées M-N-V  
Aucune vérification requise parce que  $\Gamma_{My,max} > 1$

#### - Résistance de l'âme

Voilement par cisaillement: Aucune vérification requise

#### - Résistance de la barre

La méthode générale (§6.3.4 NF EN 1993-1-1) est utilisée pour vérifier la stabilité hors plan  
 $\alpha_{ult,k,min} = 0.983 \Rightarrow \text{Barre instable}$

## AVERTISSEMENT !

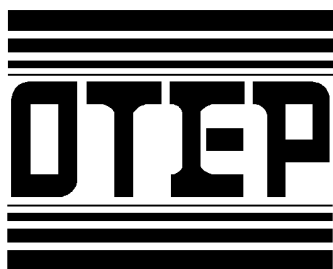
Le présent logiciel facilite les travaux d'études préliminaires dans le cadre de la conception de constructions métalliques.

En raison de la complexité des méthodes de calcul, ce logiciel s'adresse exclusivement à des utilisateurs professionnels du domaine de la construction métallique et mixte (qui sont à même de se faire une idée précise de ses possibilités, de ses limites et de son adéquation aux différents cas d'applications pratiques). L'utilisateur l'utilisera donc sous sa propre responsabilité et à ses risques et périls.

Ce logiciel est mis à disposition à titre gratuit. Aucun droit n'est conféré à l'utilisateur du présent logiciel dont la propriété et tous droits intellectuels continuent à appartenir exclusivement au CTICM. L'utilisation de ce logiciel ne fait naître aucune obligation de garantie au bénéfice de l'utilisateur, qui s'engage à tenir le CTICM quitte et indemne de tout recours et de tous préjudices directs et/ou indirects découlant notamment d'une utilisation incorrecte ou inappropriée ou d'une utilisation à des fins inadéquates ou inappropriées.

## **Annexe C. Note de calcul béton précontraint**





ZI BORDEBASSE  
310800 ST- GAUDENS  
tél. 05 62 00 86 00  
fax 05 61 95 03 92

# CNED A TOULOUSE

**Version V2**

Modifications :

1. Poutre secondaire : Erreurs éditoriales Ø7 au lieu de Ø5
2. Poutre principale : Fils Ø8 1670 TNR au lieu de Ø7 1670 TBR

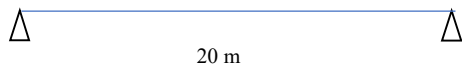
**Par Albert Seczek**

**Date : 08.09.2025 + Modification du 10.09.2025**

**Réf. OTEP :15514**

# 1. POUTRE SECODAIRE

Hypothèses :



Portée 20 m

Entraxe 5 m

Portée =	20.00	m			
Entraxe =	5	m			
Dalle collaborante=.	0	cm			
Poids=	0	daN/m <sup>2</sup>	soit	0	daN/ml
enrobage=	2.9	cm			
Section prefabriquée					
H=	51	cm			
S=	663	cm <sup>2</sup>	Poids	165.75	daN/ml
I=	216419	cm <sup>4</sup>			
I <sub>vi</sub> =	8263.4	cm <sup>3</sup>	I <sub>ve</sub> =	9292.36	cm <sup>3</sup>
I <sub>vs</sub> =	8723.1	cm <sup>3</sup>			
V <sub>i</sub> =	26.19				
a=	25	mm			
Section montage					
S=	663	cm <sup>2</sup>	Poids	165.75	daN/ml
I=	216419.0	cm <sup>4</sup>			
I <sub>vi</sub> =	8263.4	cm <sup>3</sup>	I <sub>ve</sub> =	9292.36	cm <sup>3</sup>
I <sub>vs</sub> =	8723.1	cm <sup>3</sup>			
V <sub>i</sub> =	26.19	cm			

## 1.1 Calculs avec 8 fils Ø7 1670 TBR

Précontrainte :

Fils Ø7 1670 TBR					
S=	0.385	cm <sup>2</sup>	E=	2000000	bars
Fprg=	6430	daN/toron	Tension maxi	5415	daN
Fpeg=	5700				
Fo=	5415	daN/toron			
Ff=	4332	daN/toron			
Nombre	2	à	3.25	cm	6.50
	2	à	3.95	cm	7.90
	2	à	4.65	cm	9.30
	2	à	5.35	cm	10.70
	0	à	45.65	cm	0.00
	0	à	46.35	cm	0.00
	0	à	47.05	cm	0.00
	0	à	47.75	cm	0.00
	8				34.40
		di=	4.30	cm	

Soit 8 fils Ø7 1670 TBR à di= 4.30 cm

Précontrainte					
Fibre sup.	-34.70	bars # -30.5	bars Contraintes limites de traction		
Fibre inf. Enr.	133.91	bars			
Fibre inf.	144.08	bars			

Béton préfabriqué  $f_{c28} = 45$  MPa

Béton chantier  $f_{c28} = 25$  MPa

Béton préfabriqué			Béton chantier		
fc28	450	bars	fc28	250	bars
ft28	33	bars	ft28	21	bars
Ei	391258	bars	Ei	321642	bars
Ev	130419	bars	Ev	107214	bars
Calculs de la flèche active avec E moyen=			130419	bars	

Cadres HA6 FeE500      Espacement non communiqué

Charges d'exploitation CE

Max {      Entretien :  $< 45$  daN/m<sup>2</sup>  
           Neige caractéristique :  $45$  daN/m<sup>2</sup>



CE =  $45$  daN/m<sup>2</sup>

Charges permanentes CP en daN/m <sup>2</sup>	20	daN/m <sup>2</sup>
Charges d'exploitation CE en daN/m <sup>2</sup>	45	daN/m <sup>2</sup>
$M_{poids\ propre}$	8287.5	daNm
$M_{Pmax}$	5000	daNm
$M_{Qmax}$	11250	daNm
$M_{ELS}$	24538	daNm
$M_{ELU}$	34813	daNm

### Calculs à E.L.S. Classe de vérification II

Calculs à ELS		Fibre inf. de la poutre				
	$\sigma$					
Poids propre	-100.29					
Précontrainte	144.08					
CP	-60.51					
CE	-136.14					
	-152.87	bars	<	-50	bars	non vérifié
		Fibre inf. d'enrobage				
Poids propre	-89.19					
Précontrainte	133.91					
CP	-56.80					
CE	-121.07					
	-133.14	bars	<	-33	bars	non vérifié

### Calculs à E.L.U.

Calculs à ELU					
<b>Rupture</b>					
M ELU=	34813	daNm			
ITERATION 					
Fa	Σ	Fac	Fb		
45600	45600.4	0	45600.4		
Hc=		7.153	cm		
cdg section comprimée		3.6	cm/ fibre sup.	178.825	639.6
				0	0
				0	0
Mra=	22183	daNm/poutre			
				178.825	639.6
<b>34813</b>		<b>&gt;</b>	<b>22183</b>		
<b>non vérifié</b>					

## Flèche active

Evaluation des déformations				
Stockage normal				
Flèche				
	f	k	f*k	
	[cm]		[cm]	
Poids propre	12.2	0.1	1.22	
Précontrainte	-13.4	0.1	-1.34	
Retrait gêné	0.0	0.3333	0.00	
Dalle de 5 cm	0.0	0.5	0.00	
Charges permanentes	7.4	0.6667	4.92	
Charges d'exploitation	16.6	0.3333	5.54	
				<b>10.34</b>
lim EC2=	8.00	cm	non vérifié	

## Cisaillement (âme de la poutre)

Cisaillement				
b=	7	cm	au niveau vs=	24.81 cm
200.00	800			
40.00	10.05			
100.17	1 768.50		S=	340.17 cm <sup>2</sup>
			cdg/fibre sup=	7.58 cm
340.17	2578.553			
Hstat=	5861.06	cm <sup>3</sup>		
z=	36.92	cm		
T ELU=	6962.6	daN		
τ=	26.94	bars		
τ-ft28/3=	15.94	bars		
Espacement cadres	Ø 6		S=	0.28 cm <sup>2</sup>
st<=	19.83	cm		

Espacement maxi aux about : 20 cm à vérifier

## 1.2 Ferrailage BP mini nécessaire pour justifier la capacité portante de la poutre

### Calculs avec 14 fils Ø7 1670 TBR

Précontrainte :

Fils Ø7 1670 TBR					
S=	0.385	cm²	E=	2000000	bars
Fprg=	6430	daN/toron	Tension maxi 5415 daN		
Fpeg=	5700				
Fo=	5415	daN/toron			
Ff=	4332	daN/toron			
Nombre	2	à	3.25	cm	6.50
	2	à	3.95	cm	7.90
	2	à	4.65	cm	9.30
	2	à	5.35	cm	10.70
	0	à	45.65	cm	0.00
	0	à	46.35	cm	0.00
	0	à	47.05	cm	0.00
	0	à	47.75	cm	0.00
	8				34.40
		di=	4.30	cm	
Fils Ø7 1670 TBR					
S=	0.385	cm²	E=	2000000	bars
Fprg=	6430	daN/toron	Tension maxi 5415 daN		
Fpeg=	5700				
Fo=	5415	daN/toron			
Ff=	4332	daN/toron			
Nombre	4	à	3.25	cm	13.00
	4	à	3.95	cm	15.80
	4	à	4.65	cm	18.60
	2	à	5.35	cm	10.70
	0	à	45.65	cm	0.00
	0	à	46.35	cm	0.00
	0	à	47.05	cm	0.00
	0	à	47.75	cm	0.00
	14				58.10
		di=	4.15	cm	

Soit 14 fils Ø7 1670 TBR à di= 4.15 cm

Précontrainte					
Fibre sup.	-61.76	bars # -30.5	bars Contraintes limites de traction		
		gainage obligatoire			
Fibre inf. Enr.	235.32	bars			
Fibre inf.	253.23	bars	> 210 bars Contraintes limites (compr.)		
		gainage obligatoire			

### GAINAGE OBLIGATOIRE Au MOMENT DE LA DETENSION



### Calculs à E.L.S. Classe de vérification II

Calculs à ELS		Fibre inf. de la poutre				
	$\sigma$					
Poids propre	-100.29					
Précontrainte	253.23					
CP	-60.51					
CE	-136.14					
	-43.71	bars	>	-50	bars	vérifié
		Fibre inf. d'enrobage				
Poids propre	-89.19					
Précontrainte	235.32					
CP	-53.81					
CE	-121.07					
	-28.74	bars	>	-33	bars	vérifié

## Calculs à E.L.U.

Calculs à ELU							
<b>Rupture</b>							
M ELU=	34813	daNm					25
ITERATION							
Fa	Σ	Fac	Fb				
79800	79853.3	0	79853.3				
Hc=		20.95	cm				
cdg section comprimée		7.4	cm/ fibre sup.			200	800
						40	360.6
						73.15	1150
Mra=	35531	daNm/poutre					
						313.15	2311
<b>34813</b>		<b>&lt;</b>	<b>35531</b>				
				<b>vérifié</b>			

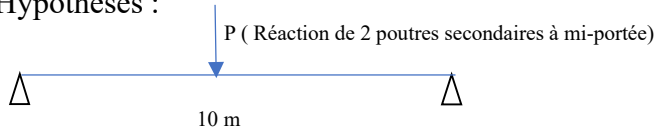
## Flèche active

Evaluation des déformations				
Stockage normal				
Flèche				
		f	k	f*k
		[cm]		[cm]
Poids propre		12.2	0.1	1.22
Précontrainte		-23.7	0.1	-2.37
Retrait gêné		0.0	0.3333	0.00
Dalle de 5 cm		0.0	0.5	0.00
Charges permanentes		7.4	0.6667	4.92
Charges d'exploitation		16.6	0.3333	5.54
				<b>9.31</b>
flim EC2=	8.00	cm	<b>non vérifié</b>	

**9.31 cm > 8 cm acceptable**

## 2. POUTRE PRINCIPALE

Hypothèses :



Portée 10 m

Portée =	10.00	m			
Entraxe =	1	m			
Dalle collaborante=.	0	cm			
Poids=	0	daN/m <sup>2</sup>	soit	0	daN/ml
enrobage=	2.9	cm			
Section prefabriquée					
H=	51	cm			
S=	663	cm <sup>2</sup>	Poids	165.75	daN/ml
I=	216419	cm <sup>4</sup>			
I/vi=	8263.4	cm <sup>3</sup>	I/ve=	9292.36	cm <sup>3</sup>
I/vs=	8723.1	cm <sup>3</sup>			
Vi=	26.19				
a=	25	mm			
Section montage					
S=	663	cm <sup>2</sup>	Poids	165.75	daN/ml
I=	216419.0	cm <sup>4</sup>			
I/vi=	8263.4	cm <sup>3</sup>	I/ve=	9292.36	cm <sup>3</sup>
I/vs=	8723.1	cm <sup>3</sup>			
Vi=	26.19	cm			

### 2.1 Calculs avec 8 fils Ø8 1670 TBR

Précontrainte :

Fils Ø8 1670 TBR					
S=	0.503	cm <sup>2</sup>	E=	2000000	bars
Fprg=	8400	daN/toron	Tension maxi	7125	daN
Fpeg=	7500				
Fo=	7125	daN/toron			
Ff=	5700	daN/toron			
Nombre	2	à	3.25	cm	6.50
	2	à	3.95	cm	7.90
	2	à	4.65	cm	9.30
	2	à	5.35	cm	10.70
	0	à	45.65	cm	0.00
	0	à	46.35	cm	0.00
	0	à	47.05	cm	0.00
	0	à	47.75	cm	0.00
	8				34.40
		di=	4.30	cm	

Soit 8 fils Ø8 1670 TBR à di= 4.30 cm

Précontrainte							
Fibre sup.	-45.65	bars	<# -30.5 bars	Contraintes limites de traction			
Fibre inf. Enr.	176.20	bars					
Fibre inf.	189.57	bars					

Prévoir le gainage aux abouts

Béton préfabriqué  $f_{c28} = 45$  MPa

Béton chantier  $f_{c28} = 25$  MPa

Béton préfabriqué			Béton chantier		
fc28	450	bars	fc28	250	bars
ft28	33	bars	ft28	21	bars
Ei	391258	bars	Ei	321642	bars
Ev	130419	bars	Ev	107214	bars
Calculs de la flèche active avec E moyen=			130419	bars	


Cadres HA6 FeE500      Espacement 20 cm

Charge ponctuelle à mi-portée			
Poids propre (2 poutres secondaires)	3315	daN	
Charges permanentes $P_{cp}$ en daN	2000	daN	
Charges d'exploitation $P_{ce}$ en daN	4500	daN	
$M_{poids\ propre}$	2071.9	daNm	
$M_{p_{max}}$	13288	daNm	
$M_{Q_{max}}$	11250	daNm	
$M_{ELS} =$	26609	daNm	
$M_{ELU} =$	37610	daNm	

### Calculs à E.L.S. Classe de vérification II

Calculs à ELS		Fibre inf. de la poutre					
	$\sigma$						
Poids propre	-25.07						
Précontrainte	189.57						
CP	-160.80						
CE	-136.14						
	-132.44	bars	<	-50	bars	non vérifié	
		Fibre inf. d'enrobage					
Poids propre	-22.30						
Précontrainte	176.20						
CP	-150.95						
CE	-121.07						
	-118.11	bars	<	-33	bars	non vérifié	

## Calculs à E.L.U.

Calculs à ELU					
<b>Rupture</b>					
M ELU=	37610	daNm			
					
	ITERATION				
Fa	Σ	Fac	Fb		
60000	60001.6	0	60001.6		
Hc=		9.972	cm		
cdg section comprimée		4.7	cm/ fibre sup.	200	800
				10.802	35.30038
				0	0
Mra=	28225	daNm/poutre			
				235.3004	1106
	<b>37610</b>	>	<b>28225</b>		
				<b>non vérifié</b>	

## Cisaillement (âme de la poutre)

	<b>Cisaillement</b>				
b=	7	cm	au niveau vs=	24.81	cm
200.00	800				
40.00	10.05				
100.17	1 768.50		S=	340.17	cm <sup>2</sup>
			cdg/fibre sup=	7.58	cm
340.17	2578.553				
Hstat=	5861.06	cm <sup>3</sup>			
z=	36.92	cm			
T ELU=	8081.4	daN			
$\tau$ =	31.27	bars			
$\sigma_{ft28/3}$ =	20.27	bars			
Espacement cadres		$\emptyset$ 6	S=	0.28	cm <sup>2</sup>
it<=	15.60	cm			

Espacement maxi aux about : 15.60 cm à vérifié

Espacement courant 20 cm # 20 cm vérifié

## Conclusion

### 1. POUTRE SECONDAIRE

La poutre ne peut pas être justifiée avec 8 fils Ø7 1670 TBR

#### Rupture (E.L.U.)

$M_{\text{elu}} = 34813 \text{ daNm} > M_{\text{lim}} = 22183 \text{ daNm}$  **non vérifié manque 57 %**

#### Contraintes (E.L.S.)

En fibre inf. de la poutre

$\sigma_i = -152.87 \text{ bars} < -50 \text{ bars}$  **non vérifié**

En fibre inf. d'enrobage

$\sigma_i = -133.14 \text{ bars} < -33 \text{ bars}$  **non vérifié**

Visiblement le ferrailage communiqué est insuffisant. En ajoutant les fils Ø7 en partie supérieure de la poutre, dans la partie comprimée, le moment résistant à la rupture n'évolue pas sensiblement. Par contre, les armatures supérieures augmentent la traction en bas de la poutre rendant la vérification à E.L.S encore plus défavorable.

Nous avons cherché la grille des armatures pour justifier la capacité portante existante de la poutre.

Exemple 14 fils Ø7

4 à 3.25 cm au lieu de 2 à 3.25

4 à 3.95 cm au lieu de 2 à 3.95

4 à 4.65 cm au lieu de 2 à 4.65

2 à 5.35 cm

Avec le gainage de 6 fils à chaque extrémité, la poutre peut être justifiée :

#### Rupture (E.L.U.)

$M_{\text{elu}} = 34813 \text{ daNm} < M_{\text{lim}} = 35531 \text{ daNm}$  vérifié

#### Contraintes (E.L.S.)

En fibre inf. de la poutre

$\sigma_i = -43.71 \text{ bars} > -50 \text{ bars}$  vérifié

En fibre inf. d'enrobage

$\sigma_i = -28.74 \text{ bars} > -33 \text{ bars}$  vérifié

Cisaillement, Armatures transversales HA6 FeE500

Espacement maxi aux abouts : 20 cm



## 2. POUTRE PRINCIPALE

La poutre ne peut pas être justifiée avec 8 fils Ø8 1670 TBR

### Rupture (E.L.U.)

$M_{\text{elu}} = 37610 \text{ daNm} > M_{\text{lim}} = 28225 \text{ daNm}$  **non vérifié manque 33 %**

### Contraintes (E.L.S.)

En fibre inf. de la poutre

$\sigma_i = -132.44 \text{ bars} < -50 \text{ bars}$  **non vérifié**

En fibre inf. d'enrobage

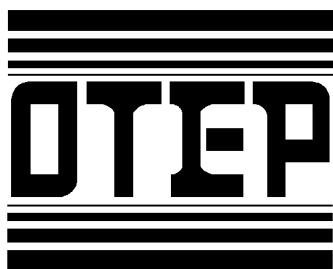
$\sigma_i = -118.11 \text{ bars} < -33 \text{ bars}$  **non vérifié**

Cisaillement, Armatures transversales HA6 FeE500

Espacement maxi aux abouts : 15.6 cm à vérifier

Espacement courant : 20 cm vérifié

Les sollicitations dans la poutre principale sont proches de la poutre secondaire.



ZI BORDEBASSE  
310800 ST- GAUDENS  
tél. 05 62 00 86 00  
fax 05 61 95 03 92

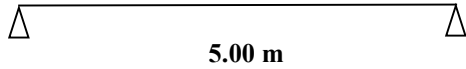
## **CNED A TOULOUSE**

Par Albert Seczek  
Date : 17.07.2025  
Réf. OTEP :15514

## 1. POUTRE PRECONTRAINTE pp3.2

**Poutre R 30 x 29 + 100 x 12**

Hypothèses :



Portée 5.00 m

Entraxe = 5.0 m

Pose avec 1 étai

### **Armatures BP Fils Ø7 1670 TBR**

Ø = 7 mm

A = 0.385 cm<sup>2</sup>

F<sub>prg</sub> = 64300 daN/fil

F<sub>eg</sub> = 5700 daN/fil

Tension initiale 5415 daN/fil

Tension finale 4330 daN/fil

Précontrainte :

4 fils Ø7 1670 TBR à di=11+0.35= 11.35 cm

4 fils Ø7 1670 TBR à di=2.9+0.35= 3.25 cm

Soit 8 fils Ø7 1670 TBR à di= 7.3 cm

Grille OTEP :

4 fils Ø7 1670 TBR à di=5 cm

4 fils Ø7 1670 TBR à di= 9 cm

Soit 8 fils Ø7 1670 TBR à di= 7.0 cm

**Cadres 4 HA8 FeE500** : espacement sur appui : 16 cm

A=4.01 cm<sup>2</sup> Calculs avec les cadres double 2HA10 A= 3.14 cm<sup>2</sup>

- Béton préfabriqué C45/55 f<sub>c28</sub>= 45 MPa
- Béton chantier C25/30 f<sub>c28</sub>= 25 MPa
- Chapeaux FeE500 2HA14+1HA12 A=4.21 cm<sup>2</sup>  
ds=(2\*(8.2)+7.7) / 3 = 8.03 cm

Poids propre de la poutre 0.30\*0.29\*2500 = 217.5daN/ml

Poids propre de la dalle 12\*25 = 300 daN/m<sup>2</sup> (pose avec 1 étai)

Charges d'exploitation **CE =250 daN/m<sup>2</sup>** (BUREAU)

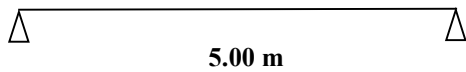
Charges permanentes **CP en daN/m<sup>2</sup>** à déterminer

**Calculs voir Annexe 1**

## 2. POUTRE PRECONTRAINTE pp4.1

**Poutre R 30 x 29 + 100 x 12**

Hypothèses :



Portée 5.00 m

Entraxe = 5.0 m

Pose avec 1 étau

### **Armatures BP Fils Ø7 1670 TBR**

$\varnothing = 7 \text{ mm}$

$A = 0.385 \text{ cm}^2$

$F_{prg} = 64300 \text{ daN/fil}$

$F_{eg} = 5700 \text{ daN/fil}$

Tension initiale 5415 daN/fil

Tension finale 4330 daN/fil

Précontrainte :

5 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 4 + 0.35 = 4.35 \text{ cm}$

3 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 4 + 0.7 + 3.1 + 0.35 = 8.15 \text{ cm}$

3 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 4 + 0.7 + 3.1 + 0.7 + 3.1 + 0.35 = 11.95 \text{ cm}$

Soit 11 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 7.43 \text{ cm}$

Grille OTEP :

5 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 5 \text{ cm}$

5 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 9 \text{ cm}$

1 fil Ø7 1670 TBR à  $d_i = 13 \text{ cm}$

Soit 11 fils Ø7 1670 TBR à  $d_i = 7.55 \text{ cm}$

**Cadres 5 HA8 FeE500** : espacement sur appui : 20 cm

$A = 5.02 \text{ cm}^2$  Calculs avec les cadres double 2HA10  $A = 3.14 \text{ cm}^2$

- Béton préfabriqué C45/55  $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$
- Béton chantier C25/30  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Chapeaux FeE500 2HA14+1HA12  $A = 4.21 \text{ cm}^2$   
 $ds = (2 \cdot (8.2) + 7.7) / 3 = 8.03 \text{ cm}$

Poids propre de la poutre  $0.30 \cdot 0.29 \cdot 2500 = 217.5 \text{ daN/ml}$

Poids propre de la dalle  $12 \cdot 25 = 300 \text{ daN/m}^2$  (pose avec 1 étau)

Charges d'exploitation **CE = 250 daN/m<sup>2</sup>** (BUREAU)

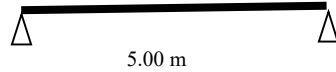
Charges permanentes **CP en daN/m<sup>2</sup>** à déterminer

**Calculs voir Annexe 1**

### 3. PLANCHER PREDALLES SONDAGE 2.3 et 4.2

Hypothèses

Calculs isostatiques



- Hauteur du plancher  $5+7=12$  cm
- Poids propre du plancher 12 cm ( $12 \times 24 = 288$  daN/m<sup>2</sup>) -
- Prédalle ép.  $h_p=5$  cm
- Béton chantier C25/30

#### - Armatures BP Fils Ø7 1670 TBR

Ø = 7 mm

A = 0.385 cm<sup>2</sup>

F<sub>prg</sub> = 64300 daN/fil

F<sub>eg</sub> = 5700 daN/fil

Tension initiale 5415 daN/fil

Tension finale 4330 daN/fil

Armatures de précontrainte :

- 5 fils Ø5 1670 TBR /ml (espacement 20 cm)
- Enrobage 16 mm

Armatures de répartition

Chutes fils précontraintes Ø7 FeE500 espacement 50 cm

**50 cm > 33 cm → espacement non conforme**

A =  $100/50 \times 0.385 = 0.77$  cm<sup>2</sup>

Charges d'exploitation **CE = 250 daN/m<sup>2</sup>** (BUREAU)

Charges permanentes **CP en daN/m<sup>2</sup>** à déterminer

**Calculs voir Annexe 2**

## **Conclusion :**

### **1. POUTRES PRECONTRAINTES pp3.2**

Calculs isostatiques

**Charges permanentes maxi = 20 daN/m<sup>2</sup>**

#### **Limite**

Rupture

$M_{\text{elu iso}} = 13527 \text{ daNm} < M_{\text{lim}} = 13581 \text{ daNm}$  vérifié

Contraintes  $\sigma_n = 60 \text{ bars} < \sigma_{ip} = 103 \text{ bars}$  (pose avec 1 étau) vérifié

Cisaillement, Armatures transversales HA8 FeE500  
1x16.5/7x33

Espacement aux abouts 16 cm < 33 cm vérifié

Ancrage : **8 fils coudés à chaque about de la poutre**

Chapeaux de rive mini 1.57 cm<sup>2</sup> FeE500/about soit 2HA10/about  
Coutures sur appui 2.01 cm<sup>2</sup> FeE500 /m table/poutre

### **2. POUTRES PRECONTRAINTES pp4.1**

**Charges permanentes maxi = 230 daN/m<sup>2</sup>**

#### **Limite**

Rupture

$M_{\text{elu iso}} = 17957 \text{ daNm} < M_{\text{lim}} = 18033 \text{ daNm}$  vérifié

Contraintes  $\sigma_n = 89 \text{ bars} < \sigma_{ip} = 135 \text{ bars}$  (pose avec 1 étau) vérifié

Cisaillement, Armatures transversales HA8 FeE500  
1x16.5/7x33

Espacement aux abouts 20 cm < 33 cm vérifié

Ancrage : **11 fils coudés à chaque about de la poutre**

Chapeaux de rive mini 1.94 cm<sup>2</sup> FeE500/about soit 2HA10/about  
Coutures sur appui 2.73 cm<sup>2</sup> FeE500 /m table/poutre

### 3. PLANCHER PEDALLES : SONDAGES 2.3 et 4.2

**Charges permanentes maxi = 0 daN/m<sup>2</sup>**

Limite :

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (pose avec 1 étai)

- $\sigma = -7.0 > \sigma_{\text{lim}} = -6.5$  **non vérifié manque 7.7%**

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME

- Rupture en travée  $M_{\text{Ed}} = 2387 \text{ daNm} < M_{\text{lim}} = 2534 \text{ daNm}$  vérifié

ARMATURES DE REPARTITION

- $0.48 \text{ cm}^2/\text{m FeE500 mini} < A = 0.77 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Chutes Ø7 e=50 cm) vérifié  
**50 cm > 33 cm → espacement non conforme**

ARMATURES SUR JOINT ENTRE LES PEDALLE0S

- **0.48 cm<sup>2</sup>/m FeE500 mini**

FLECHE ACTIVE (Revêtements non fragiles)

- $0.83 \text{ cm} < 1.21 \text{ cm}$  vérifié

CISAILLEMENT AU NIVEAU DE LA REPRISE

- $2.32 \text{ daN/cm}^2 < 4.79 \text{ daN/cm}^2$  vérifié



# **Annexe 1**

Poutre(s) N° : Pp3.2

Bâtiment : CNED

Niveau : .

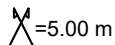
BILAN de FERRAILLAGE : R 30 x 29 Sans rehausse Table : 100 x 12

HYPOTHESES

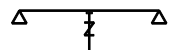
Classe Expo : XC1 (Bâtiments de catégories A à D)

Poutre CENTRALE associée à un plancher DALLE

Portée = 5.000 m

=5.00 m

Pose avec 1 étai



R étai = 2344 daN

σ étai = -20.0 bars

Plancher = 300 daN/m²

(p1=150 + p2=150)

Cloisons = 0 daN/m²

Revêtement = 20 daN/m²

SL = 250 daN/m²

## BILAN DE FLEXION

σ n = 60 bars σ ip = 103 bars σ sp = -22 bars σ sm = 48 bars

Mels = 9586 DaNm

Mor = 13527 DaNm MraO = 13581 DaNm Mra = 13581 DaNm

## BILAN DE L'EFFORT TRANCHANT

τ p = 10 bars τ m = 11 bars τ r = 8 bars τ c = 7 bars

Tels = 7669 DaN

Ancrage à gauche = 10822 DaN Ancrage à droite = 10822 DaN

Cisaillements calculés avec tranchant réduit sur une hauteur de 41.0 cm

## ARMATURES LONGITUDINALES :

· Fils Ø7 1670 TBR : 8 torons à di = 7.00 cm

=&gt; · 4 fils à Di = 5 cm

=&gt; · 4 fils à Di = 9 cm

· ACIERS PASSIFS LONGITUDINAUX FILANTS HA 6 Fe500 :

supérieurs: 3 inférieurs: 3 à mi hauteur: 0

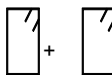
## KILOTAGE

1.33 kg/ml

ARMATURES TRANSVERSALES : (nuance FeE 500)

· CADRES DOUBLES DIAMETRE 10 mm (répartition symétrique)

Ni x Sti : 1 x 16.5 / 7 x 33 / reste : 2.5 cm



Longueur = 1.25 m

Nombre = 2 x 16 = 32

4.88 kg/ml

· ARMATURES D'ECLATEMENT ET D'EQUILIBRE SUR ABOUT DIAMETRE 8 mm

- 0.94 cm² d'acier d'équilibre sur 31 cm dont 0.60 cm² sur 13 cm pour éclatement

Longueur = 1.15 m

Nombre = 2

0.18 kg/ml

DISPOSITIF DE MANUTENTION : Acier de levage : Ø = 10 mm en FeE235

Longueur = 1.25 m

0.31 kg/ml

## ANCRAGE DE L'EFFORT TRANCHANT :

	A gauche (Ag= 3 Dg= 10 en cm)	A droite (Ad= 3 Dd= 10 en cm)	
Scellement droit seul	5512 DaN	5512 DaN	
Nombre de fils coudés	8	8	
Complément d'ancrage Fe500	0.2 cm² (2 HA8 As= 1.01 cm² L= 0.75 m)	0.2 cm² (2 HA8 As= 1.01 cm² L= 0.75 m)	0.23 kg/ml

TOTAL = 6.93 kg/ml

AUTRES CARACTERISTIQUES : (acier FeE 500 )

· Chapeaux (ds=5.0 cm : -Gauche(0.15 Mo)=1.32 cm² &lt;=&gt; 2HA10 = 1.57 cm² -Droite(0.45 Mo)=4.13 cm² &lt;=&gt; 3HA14 = 4.62 cm²

· Coutures: -section maxi : 2.01 cm² par ml section à L/2 : 0.79 cm² par ml

· Flèche en stockage court : 0.33 cm

- Béton de Chantier : C25/30 - Béton préfabriqué : C45/55 (350 bars à la détension) - Classe Exposition : XC1

Poutre(s) N° : Pp3.2

Bâtiment : CNED

Niveau : .

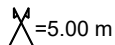
BILAN de FERRAILLAGE : R 30 x 29 Sans rehausse Table : 100 x 12

HYPOTHESES

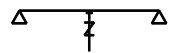
Classe Expo : XC1 (Bâtiments de catégories A à D)

Poutre CENTRALE associée à un plancher DALLE

Portée = 5.000 m

=5.00 m

Pose avec 1 étai



R étai = 2344 daN

σ étai = -20.0 bars

Plancher = 300 daN/m²

(p1=150 + p2=150)

Cloisons = 0 daN/m²

Revêtement = 5 daN/m²

SL = 250 daN/m²

## BILAN DE FLEXION

σ n = 58 bars σ ip = 103 bars σ sp = -22 bars σ sm = 47 bars

Mels = 9352 DaNm

Mor = 13211 DaNm MraO = 13581 DaNm Mra = 13581 DaNm

## BILAN DE L'EFFORT TRANCHANT

τ p = 10 bars τ m = 10 bars τ r = 8 bars τ c = 7 bars

Tels = 7481 DaN

Ancrage à gauche = 10568 DaN Ancrage à droite = 10568 DaN

Cisaillements calculés avec tranchant réduit sur une hauteur de 41.0 cm

## ARMATURES LONGITUDINALES :

· Fils Ø7 1670 TBR : 8 torons à di = 7.00 cm

=&gt; · 4 fils à Di = 5 cm

=&gt; · 4 fils à Di = 9 cm

## KILOTAGE

· ACIERS PASSIFS LONGITUDINAUX FILANTS HA 6 Fe500 :

supérieurs: 3 inférieurs: 3 à mi hauteur: 0

1.33 kg/ml

ARMATURES TRANSVERSALES : (nuance FeE 500)

· CADRES DOUBLES DIAMETRE 10 mm (répartition symétrique)



Longueur = 1.25 m

Nombre = 2 x 16 = 32

4.88 kg/ml

Ni x Sti : 1 x 16.5 / 7 x 33 / reste : 2.5 cm

· ARMATURES D'ECLATEMENT ET D'EQUILIBRE SUR ABOUT DIAMETRE 8 mm

Longueur = 1.15 m

- 0.94 cm² d'acier d'équilibre sur 31 cm dont 0.60 cm² sur 13 cm pour éclatement

Nombre = 2

0.18 kg/ml

DISPOSITIF DE MANUTENTION : Acier de levage : Ø = 10 mm en FeE235

Longueur = 1.25 m

0.31 kg/ml

## ANCRAGE DE L'EFFORT TRANCHANT :

	A gauche (Ag= 3 Dg= 10 en cm)	A droite (Ad= 3 Dd= 10 en cm)	
Scellement droit seul	5512 DaN	5512 DaN	
Nombre de fils coudés	8	8	
Complément d'ancrage Fe500	0.1 cm² (0 HA8 As= 0.00 cm² L= 0.75 m)	0.1 cm² (0 HA8 As= 0.00 cm² L= 0.75 m)	0.00 kg/ml

TOTAL = 6.70 kg/ml

## AUTRES CARACTERISTIQUES : (acier FeE 500 )

· Chapeaux (ds=5.0 cm : -Gauche(0.15 Mo)=1.29 cm² &lt;=&gt; 2HA10 = 1.57 cm² -Droite(0.45 Mo)=4.03 cm² &lt;=&gt; 2HA16 = 4.02 cm²

· Coutures: -section maxi : 1.96 cm² par ml section à L/2 : 0.79 cm² par ml

· Flèche en stockage court : 0.31 cm

- Béton de Chantier : C25/30 - Béton préfabriqué : C45/55 (350 bars à la détension) - Classe Exposition : XC1

Poutre(s) N° : Pp4.1

Bâtiment : CNED

Niveau : .

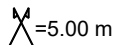
BILAN de FERRAILLAGE : R 30 x 29 Sans rehausse Table : 100 x 12

HYPOTHESES

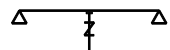
Classe Expo : XC1 (Bâtiments de catégories A à D)

Poutre CENTRALE associée à un plancher DALLE

Portée = 5.000 m

 = 5.00 m

Pose avec 1 étai



R étai = 2344 daN

σ étai = -22.0 bars

Plancher = 300 daN/m²

(p1=150 + p2=150)

Cloisons = 0 daN/m²

Revêtement = 230 daN/m²

SL = 250 daN/m²

## BILAN DE FLEXION

σ<sub>n</sub> = 89 bars σ<sub>ip</sub> = 135 bars σ<sub>sp</sub> = -24 bars σ<sub>sm</sub> = 65 bars

Mels = 12867 DaNm

Mor = 17957 DaNm MraO = 18033 DaNm Mra = 18033 DaNm

## BILAN DE L'EFFORT TRANCHANT

τ<sub>p</sub> = 13 bars τ<sub>m</sub> = 14 bars τ<sub>r</sub> = 12 bars τ<sub>c</sub> = 10 bars

Tels = 10294 DaN

Ancrage à gauche = 14365 DaN Ancrage à droite = 14365 DaN

Cisaillements calculés avec tranchant réduit sur une hauteur de 41.0 cm

## ARMATURES LONGITUDINALES :

· Fils Ø7 1670 TBR : 11 torons à di = 7.55 cm

=&gt; · 5 fils à Di = 5 cm

=&gt; · 5 fils à Di = 9 cm

=&gt; · 1 fils à Di = 13 cm

## KILOTAGE

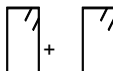
· ACIERS PASSIFS LONGITUDINAUX FILANTS HA 6 Fe500 :

supérieurs: 3 inférieurs: 3 à mi hauteur: 0

1.33 kg/ml

ARMATURES TRANSVERSALES : (nuance FeE 500)

· CADRES DOUBLES DIAMETRE 10 mm (répartition symétrique)



Longueur = 1.25 m

Nombre = 2 x 16 = 32

4.88 kg/ml

Ni x Sti : 1 x 16.5 / 7 x 33 / reste : 2.5 cm

· ARMATURES D'ECLATEMENT ET D'EQUILIBRE SUR ABOUT DIAMETRE 8 mm

Longueur = 1.15 m

- 2.06 cm² d'acier d'équilibre sur 31 cm dont 0.75 cm² sur 13 cm pour éclatement

Nombre = 4

0.36 kg/ml

DISPOSITIF DE MANUTENTION : Acier de levage : Ø = 10 mm en FeE235

Longueur = 1.25 m

0.31 kg/ml

## ANCRAGE DE L'EFFORT TRANCHANT :

	A gauche (Ag= 3 Dg= 10 en cm)	A droite (Ad= 3 Dd= 10 en cm)	
Scellement droit seul	7579 DaN	7579 DaN	
Nombre de fils coudés	11	11	
Complément d'ancrage Fe500	0.1 cm² (0 HA8 As= 0.00 cm² L= 0.75 m)	0.1 cm² (0 HA8 As= 0.00 cm² L= 0.75 m)	0.00 kg/ml

TOTAL = 6.88 kg/ml

AUTRES CARACTERISTIQUES : (acier FeE 500 )

· Chapeaux (ds=5.0 cm : -Gauche(0.15 Mo)=1.77 cm² &lt;=&gt; 2HA12 = 2.26 cm² -Droite(0.15 Mo)=1.77 cm² &lt;=&gt; 2HA12 = 2.26 cm²

· Coutures: -section maxi : 2.73 cm² par ml section à L/2 : 0.79 cm² par ml

· Flèche en stockage court : 0.54 cm

- Béton de Chantier : C25/30 - Béton préfabriqué : C45/55 (350 bars à la détension) - Classe Exposition : XC1

# **Annexe 2**

**Fichier :U:\Etudes\DOSSIERS\_ARCHIVES\_2025\15514-GINGER CEBTP-CNED À TOULOUSE\OTEP\ 15514-PI2.3.CA5**
**METHODE DE CALCULS**  
**TRAVÉE ISOSTATIQUE**
**1- HYPOTHESES DE CALCULS**

BETONS				ARMATURES													
Densité		2400 daN/m³		FILS Ø7 1670 TBR		Tension initiale		5415 daN		Longueur mini des coutures		Coutures et dépassement dissymétriques		10 cm			
Béton Préfa		C35/45		Nombre maxi		5				Charge de chantier		150 daN/m²					
fc dét. mini (cube 10 cm)		25 MPa		Nombre mini		5				Ancrage complémentaire		HA6 Fe500					
Prédalles (hp<=8)		35 MPa		Torons+chutes maxi						Tolérance de pose à déduire de l'ancrage		1.0 cm					
Prédalles (hp>8)		130000 bars		Flexion/Ancrage		36/27 barres				Type de stockage		Court					
Ev		C25/30								Zone sismique : 1 (très faible)		Cat. d'importance I					
Béton chantier										Classe structurale S4		Durée d'utilisation:50 ans					

CHARGES											FEU					mur	
travée	L	Ht hp	C. Expo sous-face	Etayage max	Appui G type	Appui D type	Clois	Rev	SF	SL	Ψ <sub>1</sub> Ψ <sub>2</sub>	C. Expo surface	CF [h]	Tolérances 1 / 2 / 3 (*)	[cm]	altitude	
n°	[m]	[cm]	c nom [mm]		a + d	a + d	<---- [ daN /m² ] ---->					c nom [mm]	c nom [mm]	[%]			
1	5.00	125	XC1 USINE 16	3 étais	type 1 2.5+10	type 1 2.5+10				250	0.5 0.3	XC1 25	0 sp.C	0 / 9 / 0	30	0	
															30		

travée	CHARGES										FEU				mur	altitude
	L	Ht hp	C. Expo sous-face c nom [mm]	Etayage max	Appui G type a + d	Appui D type a + d	Clois	Rev	SF	SL	Ψ <sub>1</sub> Ψ <sub>2</sub>	C. Expo surface c nom [mm]	CF [h] c nom [mm]	Tolérances 1 / 2 / 3 (*) [%]		
n°	[m]	[cm]					<---- [ daN /m² ] ---->								[cm]	[cm]
1	5.00	12 5	XC1 USINE 16	3 étais	type 1 2.5+10	type 1 2.5+10				250	0.5 0.3	XC1 25	0 sp.C	0 / 9 / 0	30	0
															30	

TYPE d'APPUI ( 'a+d' - appui et dépassement [cm] )	
1 - appui avec retombée	Joint de dilatation:
2 - appui sans retombée	4 - appui néoprène
3;[7]-appui avec suspentes ou	5 - appui avec goujons
barres relevées de rive [cont.]	de type ' CRET '
8 - appui avec suspentes LPPVE	6 - appui glissant

ETAYAGE	
ETAI CENTRAL "C"	TOUR CENTRALE "C"
ETAI DE RIVE "R"	TOUR DE RIVE "R"
coeff.=1.0	coeff.=1.00
Réaction maxi. 2000 daN/m	G1 : Non
sur filière	

(\*) Tolérances de calculs:

- (1) En phase provisoire
- (2) En phase finale
- (3) Pour la flèche

**2-RESULTATS DE CALCULS**

a)A froid : σ - voir tableau de contraintes

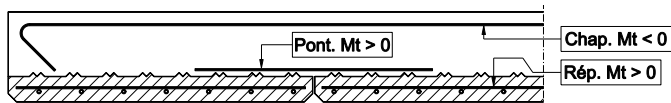
travée	Fils	Etats	M Ed	σ <sub>2</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>1</sub> *	Fl. a	MT	Rép.	Pont.	E.L.U.		
											M	Chpx	M>0
n°	Nt + Np	Tours	Mr	σ <sub>MIN</sub>	σ <sub>MIN</sub>	σ <sub>MAC</sub>	Fl. lim	daN.m	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m	daN.m	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m
1	5 + 0	1 E	2387	---	-7.0	---	0.83	0	0.48	0.48	358	0.94	
			2534	---	-6.5	---	1.21				358	0.94	

travée	Tranchant		Cisaillement		C, Surface rugueuse selon NF 396						Ancrage		Appuis	
	daN		V <sub>Rdi stat</sub> =4.79		Ø 5 pas de 8 1444z						daN			
n°	W	E	W	E	type	L	e	type	L	e	W	E	W	E
1	1910	-1910	2.32	2.32	Néant			Néant			1910	1910		

- Nota : (Les valeurs sont données par m de largeur.)

[ S ] : section des suspentes et des barres relevées en cm<sup>2</sup>/ml.[ A ] : ancrage complémentaire mis en place sur chantier en cm<sup>2</sup>/ml.

[ F ] : effort ( daN/ml ) à reprendre par des goujons de type ' CRET '.



Ht : Hauteur total du plancher en cm

Hp : hauteur de la prédalle en cm

SF (charges fixes) idem CP-charges permanentes

SL (charges libres) idem CE-charges d'exploitation

## **Annexe D. Note de calcul béton armé**

Affaire : STL3.P.0040  
Elément : Poteau 1.1

### Données

#### Caractéristiques structurelles du poteau :

Mode de fonctionnement :	Bi-articulé
Hauteur	$l = 6.30 \text{ m}$
Longueur	$h = 0.30 \text{ m}$
Largeur	$b = 0.30 \text{ m}$
Surface d'influence	$S = 200.00 \text{ m}^2$
Ep de la dalle	$e = 0.00 \text{ m}$

#### Elements repris par le poteau :

Longueur de poutre repris	$L_p = 10.00 \text{ m}$
Section des poutres repris	$S_p = 0.06 \text{ m}^2$
Nombre d'étage soutenu	$1.00 \text{ U}$

#### Hypothèse béton :

Module d'élasticité	$E_c$	$29962 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ck}$	$20 \text{ MPa}$
Classe exposition	X0	

#### Hypothèse aciers longitudinaux

Module d'élasticité	$E_{sl}$	$210000 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ykl}$	$420 \text{ MPa}$

#### Hypothèse aciers transversaux :

Module d'élasticité	$E_{st}$	$210000 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ykt}$	$200 \text{ MPa}$



Chargements		
<b>Descente de charge pour 1 étage</b>		
<b>Charges permanentes</b>		
Poids complexe toiture	20 kg/m <sup>2</sup>	4000 daN
Poids propre du poteau	2500 kg/m <sup>3</sup>	1418 daN
Poids propre poutre principale	2500 kg/m <sup>3</sup>	1545 daN
Poids propre poutre secondaire	2500 kg/m <sup>3</sup>	6180 daN
Fluides	5 kg/m <sup>2</sup>	1000 daN
Faux plafonds	5 kg/m <sup>2</sup>	1000 daN
Isolant	5 kg/m <sup>2</sup>	1000 daN
Surcharge	25 kg/m <sup>2</sup>	5000 daN
<b>G total</b>		<b>21 143 daN</b>
<b>Charges d'exploitation</b>		
Q plancher	80 kg/m <sup>2</sup>	800 daN
<b>Charges climatiques</b>		
Neige	36 kg/m <sup>2</sup>	7200 daN
Vent	23 kg/m <sup>2</sup>	4600 daN
<b>Descente de charge</b>		
<b>Combinaison ELU 1.35G + 1.5Q</b>		
	$N_{ed}$	<b>29 742 daN</b>
<b>Combinaison ELU 1.35G + 1.5W + 0.75S</b>		
	$N_{ed}$	<b>40 842 daN</b>
<b>Combinaison ELU 1.35G + 0.9W + 1.5S</b>		
	$N_{ed}$	<b>43 482 daN</b>
<b>Combinaison ELS G + Q</b>		
	$N_{ed}$	<b>21 943 daN</b>

Vérification section minimal d'acier longitudinaux		
<b>Conditions :</b>		
$A_{sl,min} < A_{sl,r\acute{e}el} < A_{sl,max}$		
	$A_{sl,min} =$	<b>180 mm<sup>2</sup></b>
	$A_{sl,r\acute{e}el} =$	<b>452 mm<sup>2</sup></b>
	$A_{sl,max} =$	<b>3600 mm<sup>2</sup></b>
<b>Condition vérifiée, section d'acier suffisante</b>		

Verification de l'effort normal au flambement		
<b>Condition :</b>		
$N_{ed,u} < N_{Rd}$		
	$N_{ed,u} =$	<b>434.82 kN</b>
	$N_{Rd} =$	<b>421.19 kN</b>
<b>Taux de travail du poteau au flambement</b>		<b>103%</b>
<b>Condition non vérifiée mais admissible vis-à-vis du risque de flambement</b>		

Affaire : STL3.P.0040  
Elément : Poteau 1.4

### Données

#### Caractéristiques structurelles du poteau :

Mode de fonctionnement :	Bi-articulé
Hauteur	$l = 3.15 \text{ m}$
Longueur	$h = 0.35 \text{ m}$
Largeur	$b = 0.25 \text{ m}$
Surface d'influence	$S = 12.50 \text{ m}^2$
Ep de la dalle	$e = 0.12 \text{ m}$

#### Elements repris par le poteau :

Longueur de poutre repris	$L_p = 5.00 \text{ m}$
Section des poutres repris	$S_p = 0.09 \text{ m}^2$
Nombre d'étage soutenu	$1.00 \text{ U}$

#### Hypothèse béton :

Module d'élasticité	$E_c$	$29962 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ck}$	$20 \text{ MPa}$
Classe exposition	X0	

#### Hypothèse aciers longitudinaux

Module d'élasticité	$E_{sl}$	$210000 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ykl}$	$420 \text{ MPa}$

#### Hypothèse aciers transversaux :

Module d'élasticité	$E_{st}$	$210000 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ykt}$	$200 \text{ MPa}$

Chargements		
<b>Descente de charge pour 1 étage</b>		
<b>Charges permanentes</b>		
Poids propre dalle	2500 kg/m3	3750 daN
Poids propre du poteau	2500 kg/m3	1378 daN
Poids propre poutre	2500 kg/m3	1088 daN
Fluides	5 kg/m2	63 daN
Faux plafonds	2 kg/m2	25 daN
Revêtement de sol	20 kg/m2	250 daN
Cloisons	50 kg/m2	625 daN
Poutre en "I"	155 kg/m	1550 daN
complexe Toiture	20 kg/m2	1000 daN
Surcharge	750 kg/m²	9375 daN
<b>G total</b>		<b>19 103 daN</b>
<b>Charges d'exploitation</b>		
Q plancher	250 kg/m²	3125 daN
Q toiture	80 kg/m²	4000 daN
<b>Charges climatiques</b>		
Neige	36 kg/m²	450 daN
Vent	23 kg/m²	288 daN
<b>Descente de charge de l'ensemble des étages</b>		
<b>Combinaison ELU 1.35G + 1.5Q</b>		
	$N_{ed}$	<b>36 477 daN</b>
<b>Combinaison ELU 1.35G + 1.5W + 0.75S</b>		
	$N_{ed}$	<b>26 558 daN</b>
<b>Combinaison ELU 1.35G + 0.9W + 1.5S</b>		
	$N_{ed}$	<b>26 723 daN</b>
<b>Combinaison ELS G + Q</b>		
	$N_{ed}$	<b>26 228 daN</b>

Vérification section minimal d'acier longitudinaux		
<b>Conditions :</b>		
$A_{sl,min} < A_{sl,réel} < A_{sl,max}$		
	$A_{sl,min} =$	<b>175 mm²</b>
	$A_{sl,réel} =$	<b>465 mm²</b>
	$A_{sl,max} =$	<b>3500 mm²</b>
<b>Condition vérifiée, section d'acier suffisante</b>		

Verification de l'effort normal au flambement		
<b>Condition :</b>		
$N_{ed,u} < N_{Rd}$		
	$N_{ed,u} =$	<b>364.77 kN</b>
	$N_{Rd} =$	<b>707.60 kN</b>
<b>Taux de travail du poteau au flambement</b>		<b>52%</b>
<b>Condition vérifiée, effort normal repris admissible</b>		

Affaire : STL3.P.0040  
Elément : Poteau 2.1

### Données

#### Caractéristiques structurelles du poteau :

Mode de fonctionnement :	Bi-articulé
Hauteur	$l = 3.15 \text{ m}$
Longueur	$h = 0.25 \text{ m}$
Largeur	$b = 0.25 \text{ m}$
Surface d'influence	$S = 25.00 \text{ m}^2$
Ep de la dalle	$e = 0.12 \text{ m}$

#### Elements repris par le poteau :

Longueur de poutre repris	$L_p = 5.00 \text{ m}$
Section des poutres repris	$S_p = 0.09 \text{ m}^2$
Nombre d'étage soutenu	$1.00 \text{ U}$

#### Hypothèse béton :

Module d'élasticité	$E_c$	$29962 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ck}$	$20 \text{ MPa}$
Classe exposition	X0	

#### Hypothèse aciers longitudinaux

Module d'élasticité	$E_{sl}$	$210000 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ykl}$	$420 \text{ MPa}$

#### Hypothèse aciers transversaux :

Module d'élasticité	$E_{st}$	$210000 \text{ MPa}$
Résistance mécanique	$f_{ykt}$	$200 \text{ MPa}$

Chargements		
<b>Descente de charge pour 1 étage</b>		
<b>Charges permanentes</b>		
Poids propre dalle	2500 kg/m3	7500 daN
Poids propre du poteau	2500 kg/m3	492 daN
Poids propre poutre	2500 kg/m3	1088 daN
Fluides	5 kg/m2	125 daN
Faux plafonds	2 kg/m2	50 daN
Revêtement de sol	20 kg/m2	500 daN
Cloisons	50 kg/m2	1250 daN
Surcharge	650 kg/m <sup>2</sup>	16250 daN
<b>G total</b>		<b>27 255 daN</b>
<b>Charges d'exploitation</b>		
Q plancher	250 kg/m <sup>2</sup>	6250 daN
<b>Combinaison ELU 1.35G + 1.5Q</b>		
	$N_{ed}$	<b>46 169 daN</b>
<b>Combinaison ELS G + Q</b>		
	$N_{ed}$	<b>33 505 daN</b>

Vérification section minimal d'acier longitudinaux		
<b>Conditions :</b>		
$A_{sl,min} < A_{sl,r\acute{e}el} < A_{sl,max}$		
	$A_{sl,min} =$	<b>125 mm<sup>2</sup></b>
	$A_{sl,r\acute{e}el} =$	<b>314 mm<sup>2</sup></b>
	$A_{sl,max} =$	<b>2500 mm<sup>2</sup></b>
<b>Condition vérifiée, section d'acier suffisante</b>		

Verification de l'effort normal au flambement		
<b>Condition :</b>		
$N_{ed,u} < N_{Rd}$		
	$N_{ed,u} =$	<b>461.69 kN</b>
	$N_{Rd} =$	<b>474.88 kN</b>
<b>Taux de travail du poteau au flambement</b>		<b>97%</b>
<b>Condition vérifiée, effort normal repris admissible</b>		