

COMPTE RENDU D'INTERVENTION

Du 21 au 29 Juillet 2021

CROUS LORRAINE



Diagnostic de structure

Site Monbois Nouveau à Nancy (54)

N° dossier : D2101.089				Réf commande :		
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu
1	01/09/2021	L.BOUR		V.HOUBET		34 pages 4 annexes

SOMMAIRE

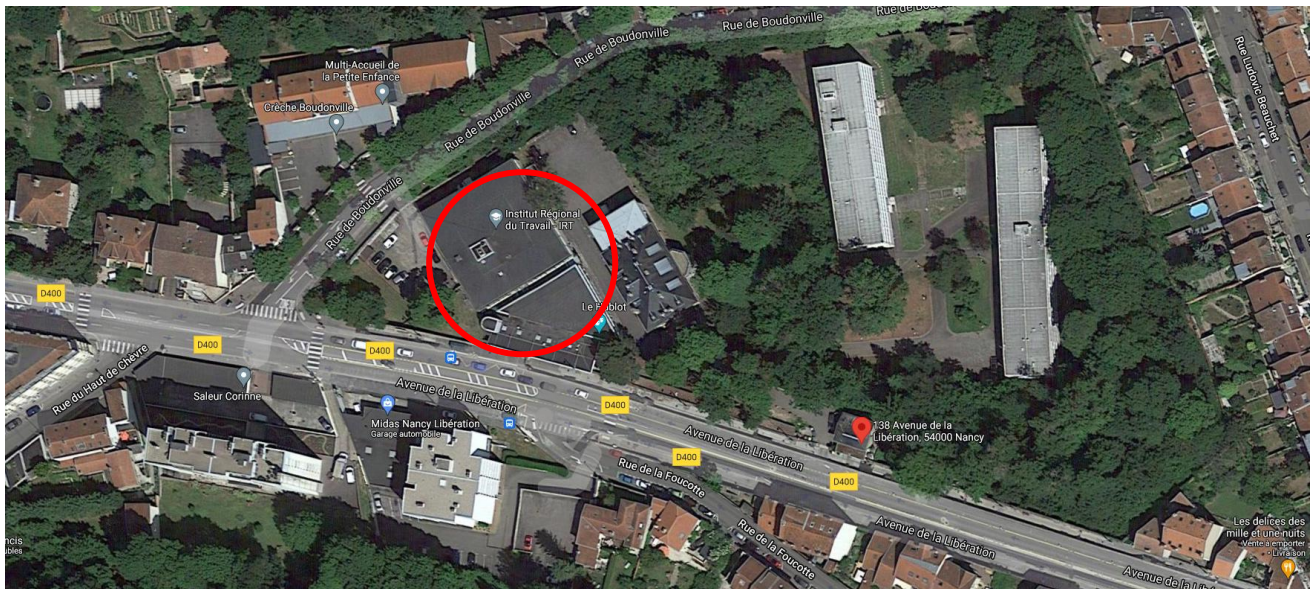
I. BUT DE L'INTERVENTION :	3
II. METHODOLOGIE DE L'INTERVENTION	4
III. RESULTATS DES INVESTIGATIONS	5
A. Repérage des bâtiments	5
B. Reconnaissances du niveau R-1 du bâtiment A	8
C. Reconnaissances du niveau RDC du bâtiment A	13
D. Reconnaissances du niveau RDC du bâtiment B	24
E. Identification de la charpente du bâtiment A	28
F. Qualité du béton	31
IV. CALCULS DES PORTANCES DE PLANCHER	32
V. CONCLUSIONS	32
VI. RECAPITULATIF DES ANNEXES	34

I. BUT DE L'INTERVENTION :

Dans le cadre de la restructuration du restaurant Universitaire et de la salle de concert Le Hublot à Nancy (54), un diagnostic de structure est nécessaire.

La mission de diagnostic doit permettre aux concepteurs et au maître d'ouvrage d'envisager la restructuration du bâtiment avec une connaissance fiable du bâtiment, en particulier sur :

- *Epaisseur et composition des différents planchers, murs porteurs et poteaux vis-à-vis de la stabilité au feu et du degré coupe-feu*
- *La capacité portante des planchers (charge d'exploitation)*



138 avenue de la libération, objet de l'intervention, à Nancy (54)

L'objectif de l'intervention est donc de diagnostiquer les structures existantes et de fournir les éléments techniques à la maîtrise d'œuvre afin qu'elle puisse se prononcer sur la faisabilité de l'opération.

II. METHODOLOGIE DE L'INTERVENTION

Afin de procéder au diagnostic, nous avons réalisé l'intervention suivante :

- **INTERVENTION SUR SITE**

- *Cartographie des désordres,*
- *Identification, localisation et relevés géométriques des structures porteuses horizontales et verticales (planchers, murs, poteaux, poutres etc) sur les 3 niveaux (R-1, RdC, R+1),*
- *Reconnaissances de ferrailage des différents planchers identifiés. Ces mesures ont été réalisées à l'aide d'un pachomètre électronique à acquisition de type FERROSCAN et d'un marteau piqueur. Le but étant de préciser la section, l'espacement, l'enrobage des armatures des poutres et dalles en travées, la portée et le sens de portée,*
- *4 carottages en PB R+1 afin de définir l'épaisseur et la constitution des planchers (ep chape, dimension des alvéoles, ep dalle),*
- *2 carottages en PB RDC sur la partie sous sol afin de définir l'épaisseur et la constitution des planchers (ep chape, dimension des alvéoles, ep dalle),*
- *2 carottages en PB RDC dans la salle Le Hublot pour identification des caractéristiques du dallage,*
- *Relevé schématique de la charpente treillis métallique,*
- *Photographies,*
- *Rebouchage des sondages au mortier à faible retrait.*

- **ESSAIS ET ANALYSES EN LABORATOIRE :**

- *Essais de compression simple sur béton,*
- *Rédaction d'un compte rendu d'intervention avec coupe des structures,*
- *Vérification des capacités portantes des planchers.*

III. RESULTATS DES INVESTIGATIONS

A. Repérage des bâtiments

Le site de Monbois Nouveau à Nancy est situé entre la rue de Boudonville et l'avenue de la Libération, il est constitué de plusieurs bâtiments, dont un bâtiment historique dit « Le Château » qui ne fait pas partie de la présente étude.



Repérage des bâtiments

Le bâtiment A est constitué d'un sous sol dont les structures sont en béton armé avec un ensemble de voiles et de poteaux/poutres. Il servait notamment de stockage de denrées, et de locaux divers dont la chaufferie. Le rez-de-chaussée est également régulièrement trépané avec des structures BA et des dalles de près de 7,00m de portée portant sur 4 côtés. La majorité de la surface de ce niveau servait pour les cuisines, le reste accueillait une salle de restauration pizzeria. Le 1^{er} étage est un grand plateau qui faisait office de salle de restauration, avec des murs rideaux sur toute la périphérie, et dont quatre gros poteaux BA formaient la seule structure apparente, qui reprenaient une charpente en treillis métallique complexe.



Vue du RDC et R+1 du bâtiment A



Vue du R-1 du bâtiment A



Vue du RDC du bâtiment A



Vue du R+1 du bâtiment A

Le bâtiment B est constitué au RDC d'une salle de concert « Le Hublot » dont les structures sont en béton précontraint : des prédalles précontraintes par fil adhérent reposent sur des files de poutres précontraintes par torons. Au sol, un dallage BA sur terre plein. Au R+1, un grand plateau faisait également office de salle de restauration pour le restaurant universitaire, on y trouve également la ligne de self. Au dessus, on note la présence d'une charpente treillis métallique.



Vue du RDC et R+1 du bâtiment B



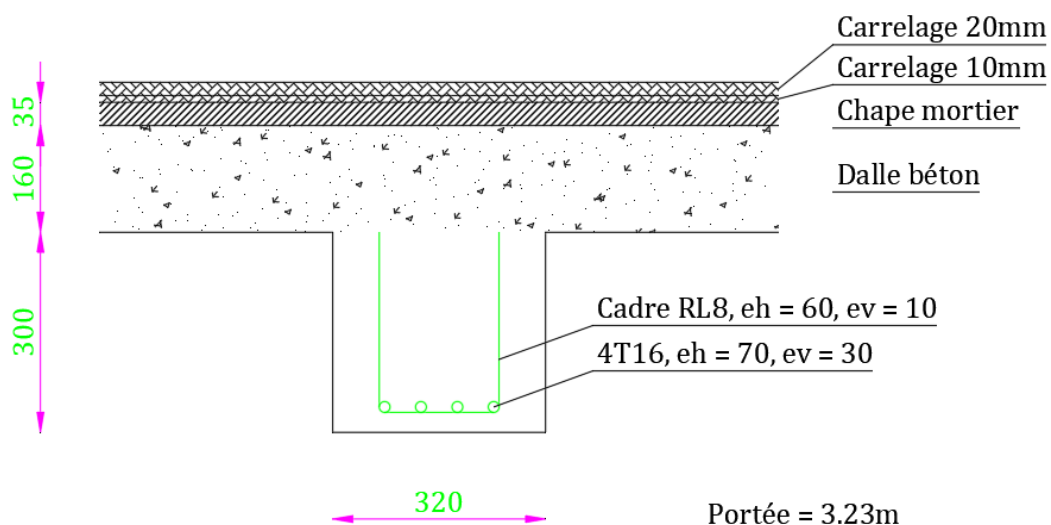
Vue du RDC du bâtiment B



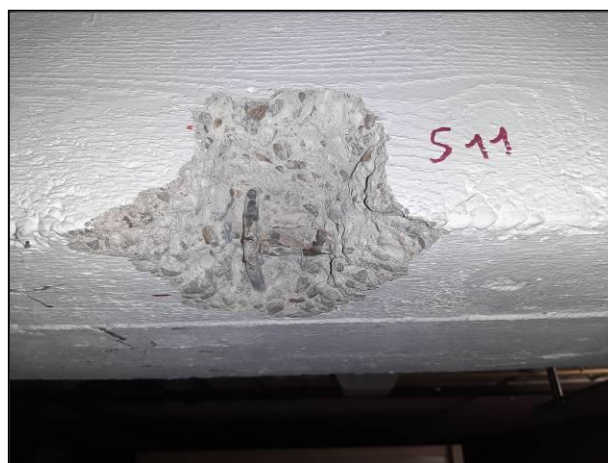
Vue du R+1 du bâtiment B

B. Reconnaitances du niveau R-1 du bâtiment A

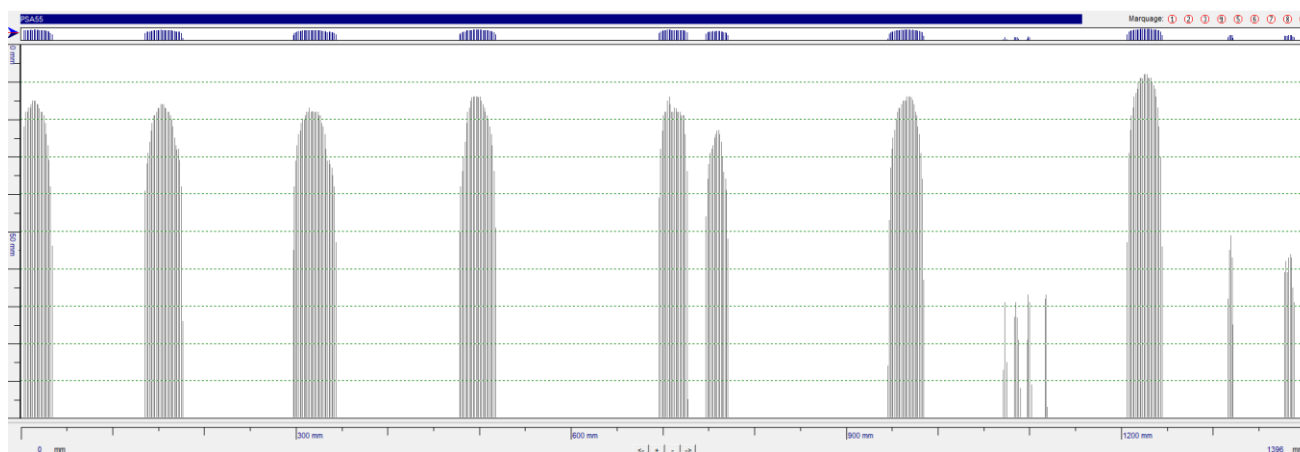
Sondage S11 : poutre BA



Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S11

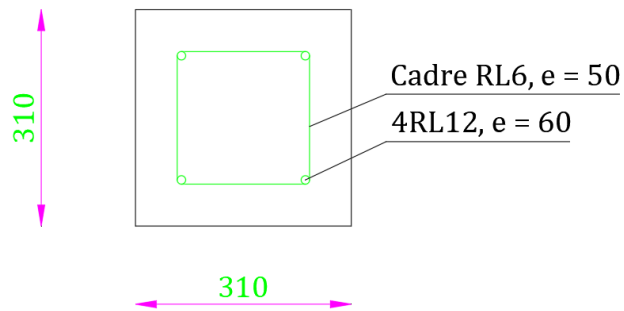


Photographie du sondage S11



Espacements des cadres de l'appui vers la mi travée de la poutre S11

Sondage S12 : poteau BA

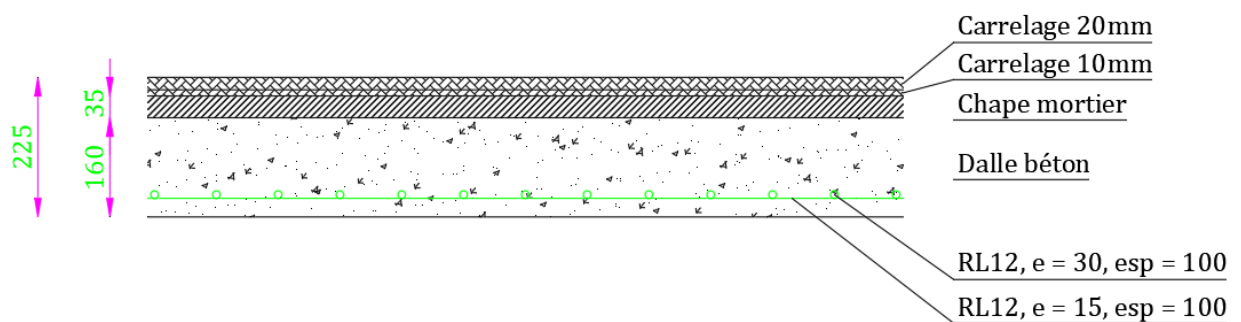


Coupe schématique du poteau au droit du sondage S12



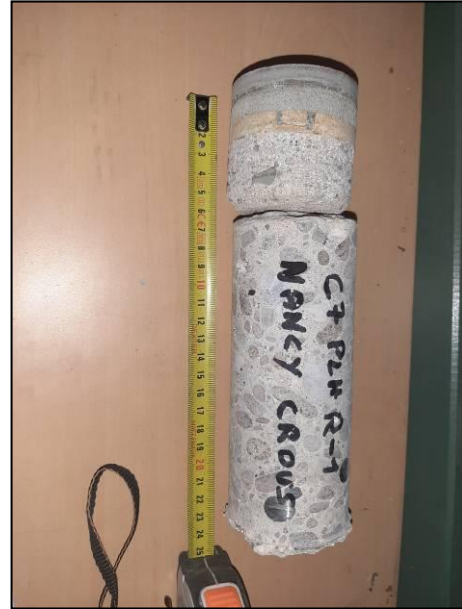
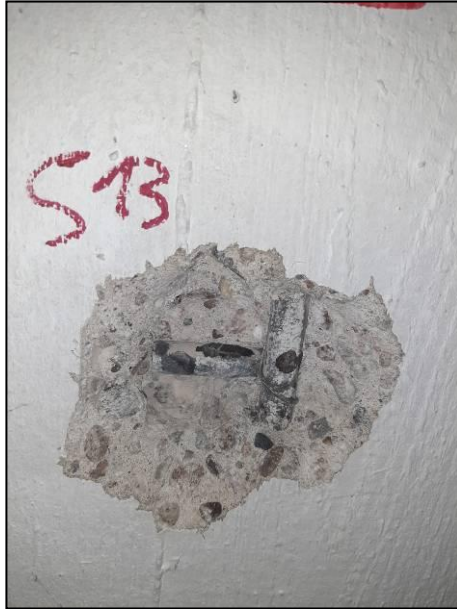
Photographies du sondage S12

Sondage S13 : dalle BA



Portée = 6.95m

Coupe schématique de la dalle au droit du sondage S13



Photographies du sondage S13 et du carottage C7

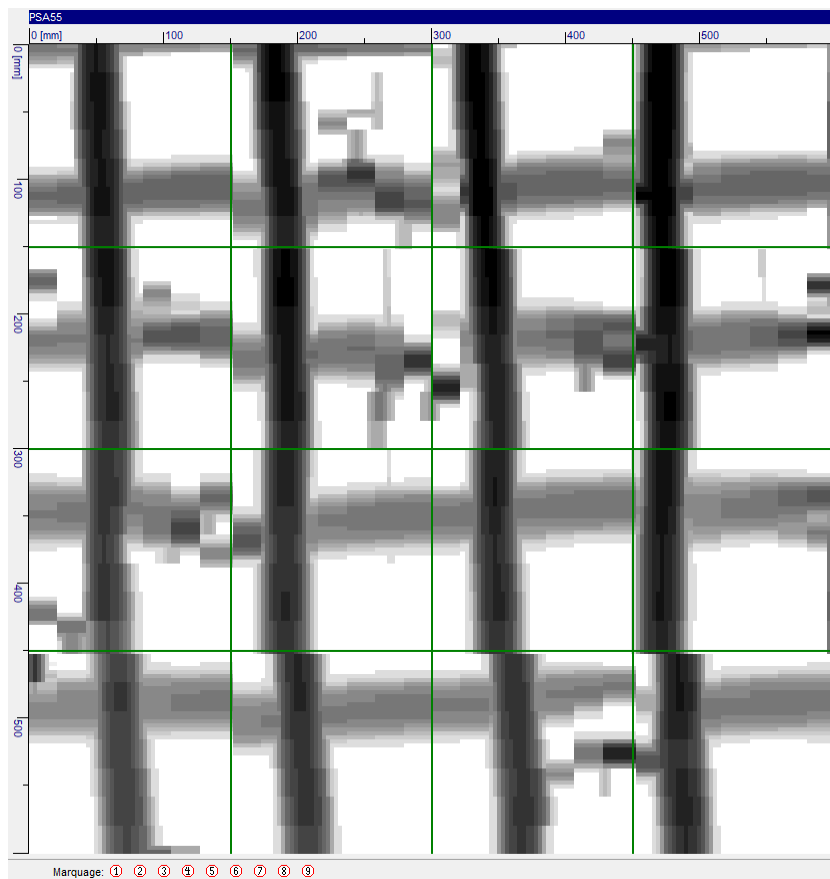
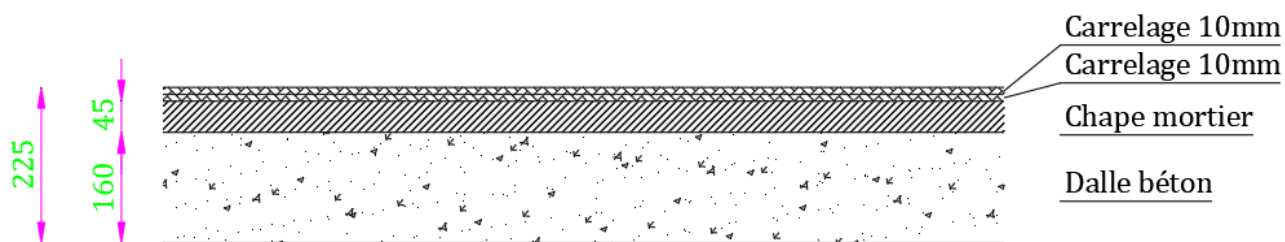


Image ferroskan du maillage des armatures en sous face de la dalle S13

Carottage C8 : dalle BA



Coupe schématique de la dalle au droit du carottage C8



Photographie du carottage C8

Il a été identifié une zone du sous sol présentant des épaufrures importantes dont la corrosion des armatures due à des infiltrations notamment, entraîne la chute des enrobages béton.



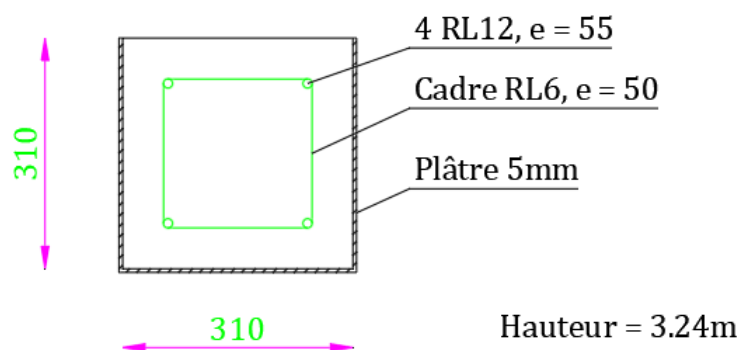
Epaufrures en PH du R-1



Epaufures en PH du R-1

C. Reconnaitances du niveau RDC du bâtiment A

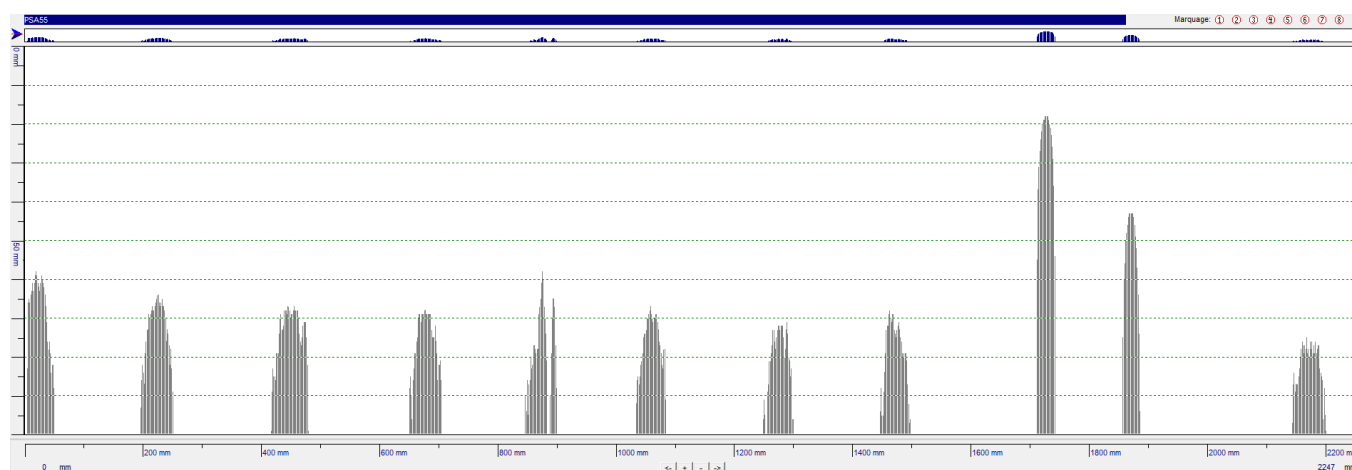
Sondage S1 : poteau BA



Coupe schématique du poteau au droit du sondage S1

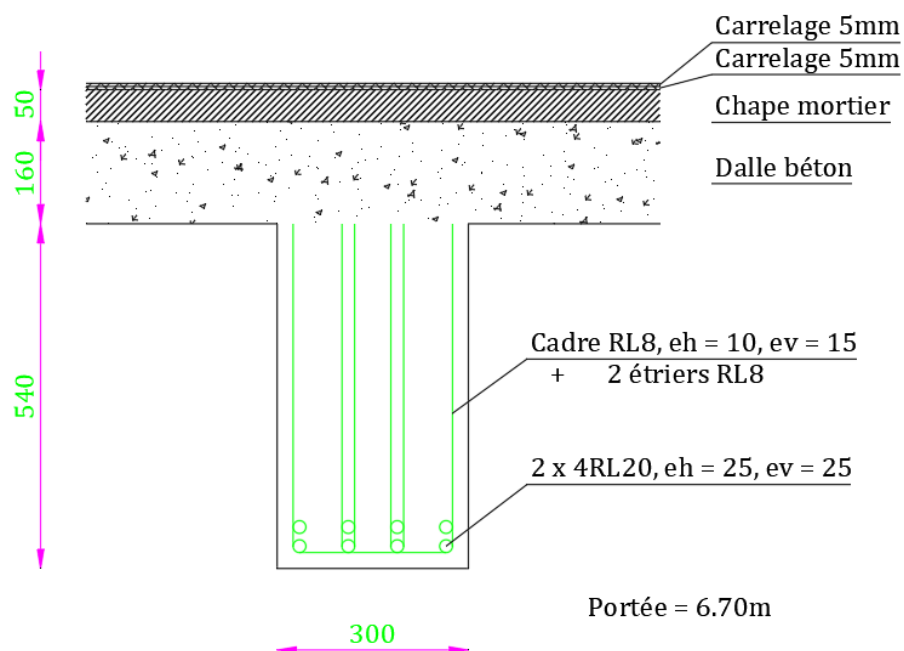


Photographies du sondage S1



Espacements des cadres du poteau S1 (esp \approx 20 cm)

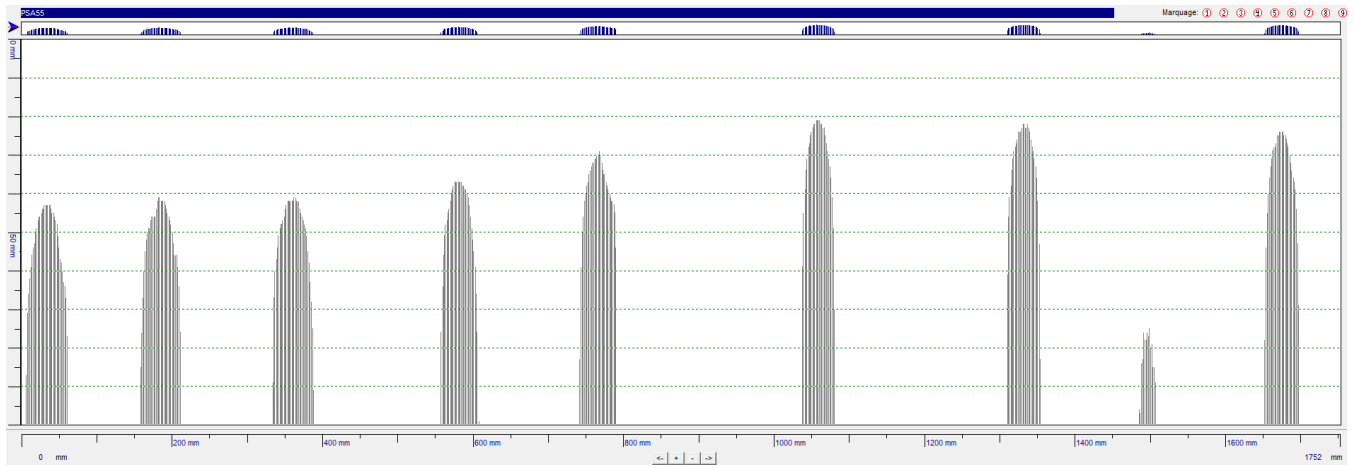
Sondage S2 : poutre BA



Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S2

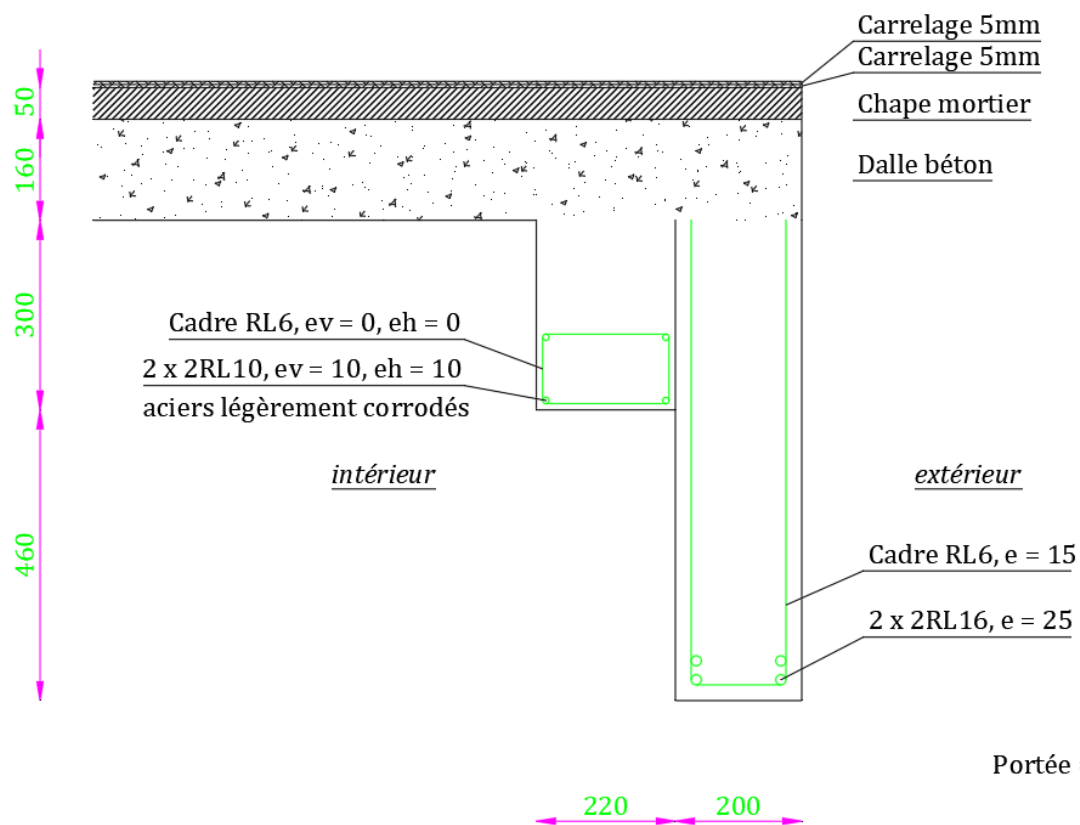


Photographies du sondage S2

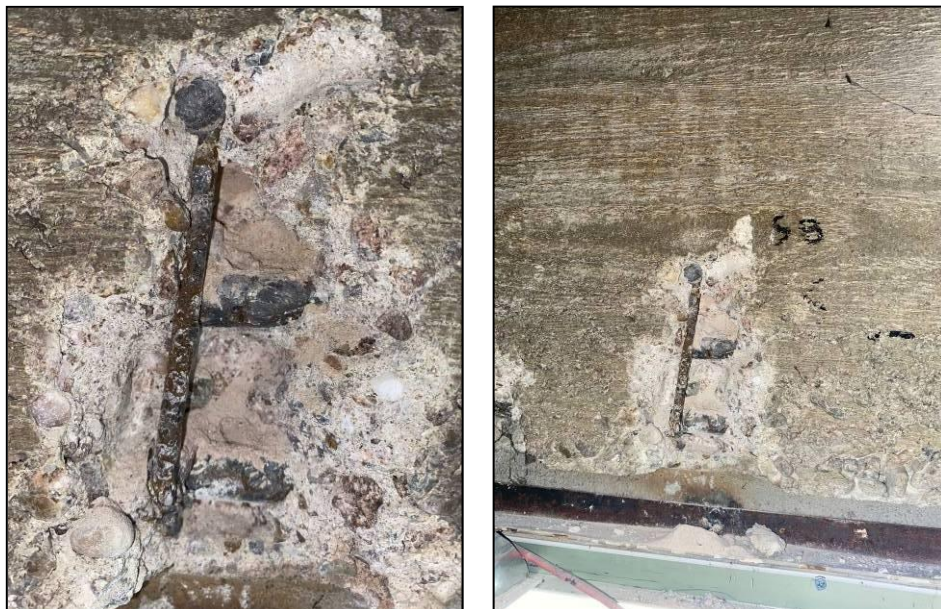


Espacements des cadres de l'appui vers la mi travée de la poutre S2

Sondage S3 : poutre BA



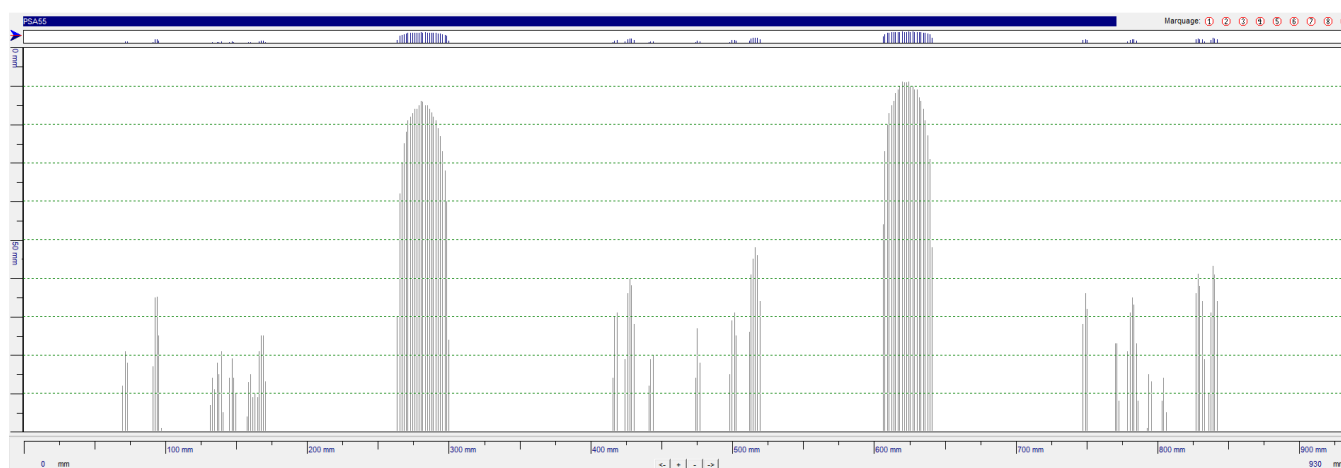
Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S3



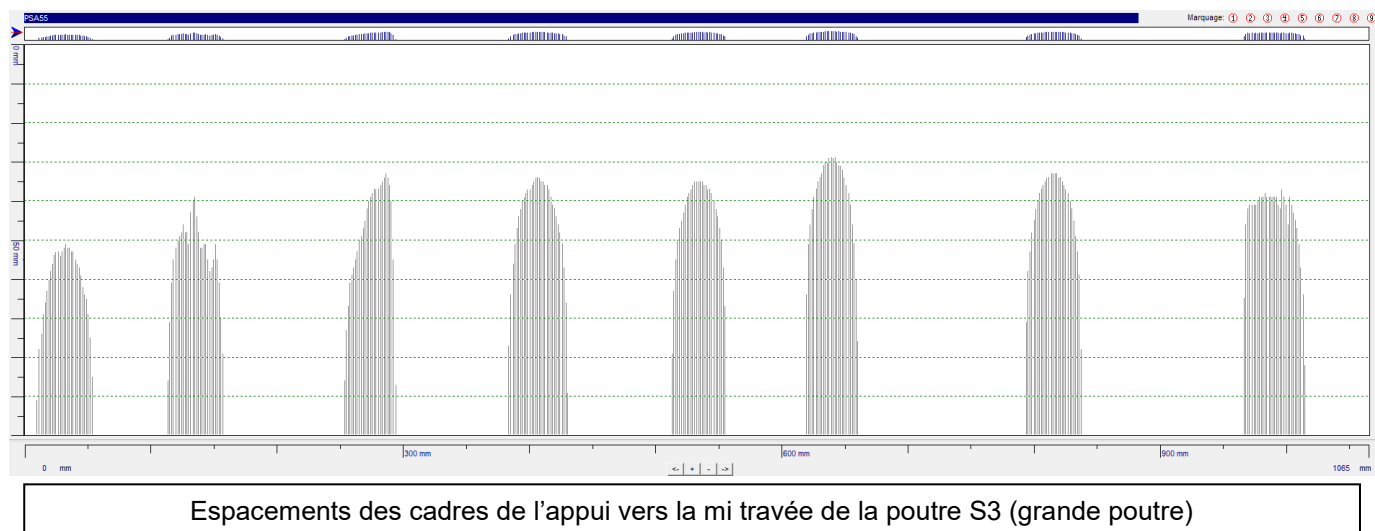
Photographies du sondage S3



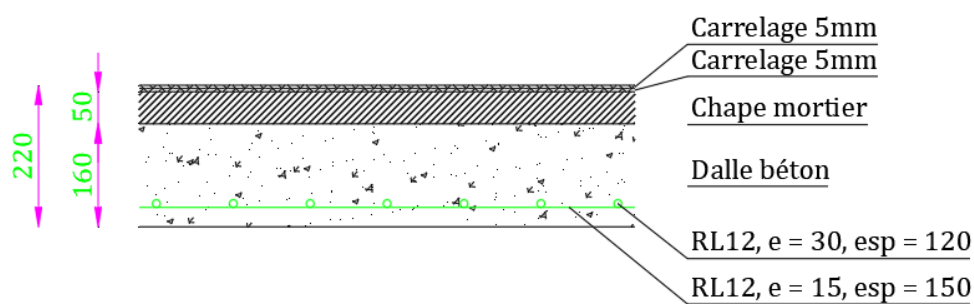
Photographies du sondage S3



Espaces des cadres de l'appui vers la mi travée de la poutre S3 (petite poutre)



Sondage S4 : dalle BA



Portée = 6.94m

Coupe schématique de la dalle au droit du sondage S4



Photographies du sondage S4 + carottage C1

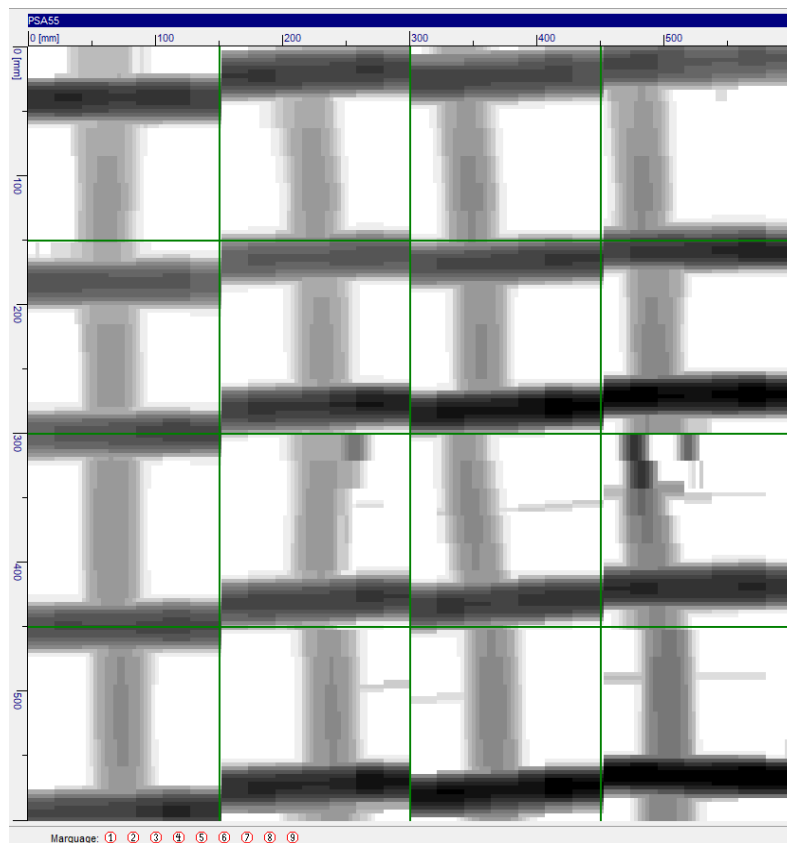
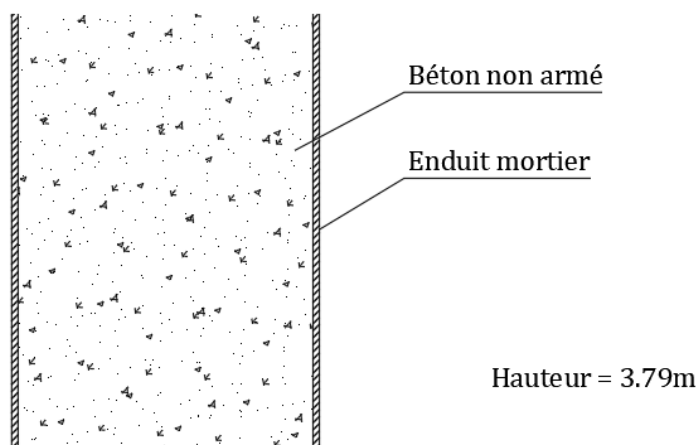


Image ferroskan du maillage des armatures en sous face de la dalle S4

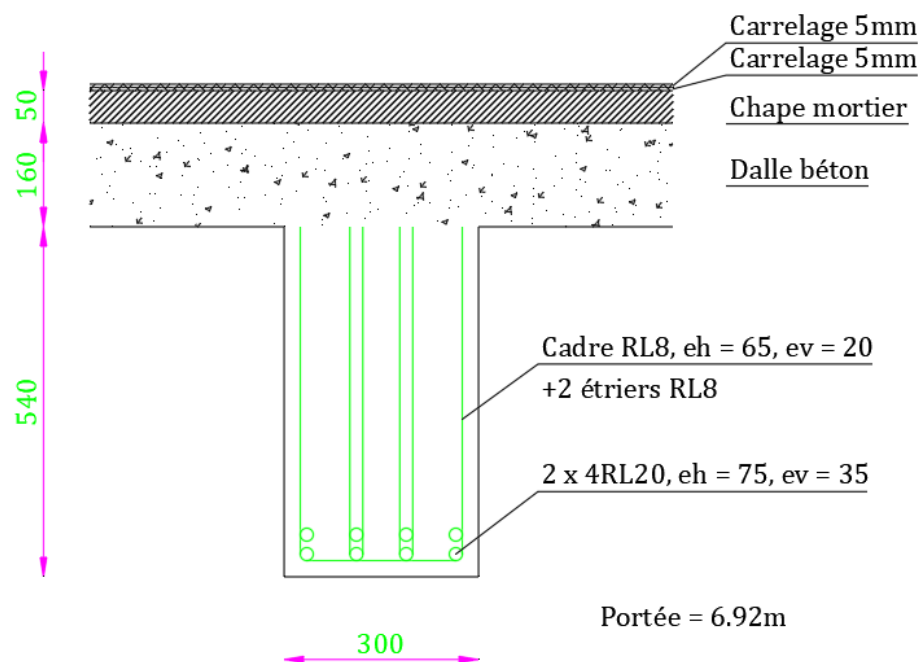
Sondage S5 : mur béton



10 460 10

Coupe schématique du mur au droit du sondage S5

Sondage S6 : poutre BA



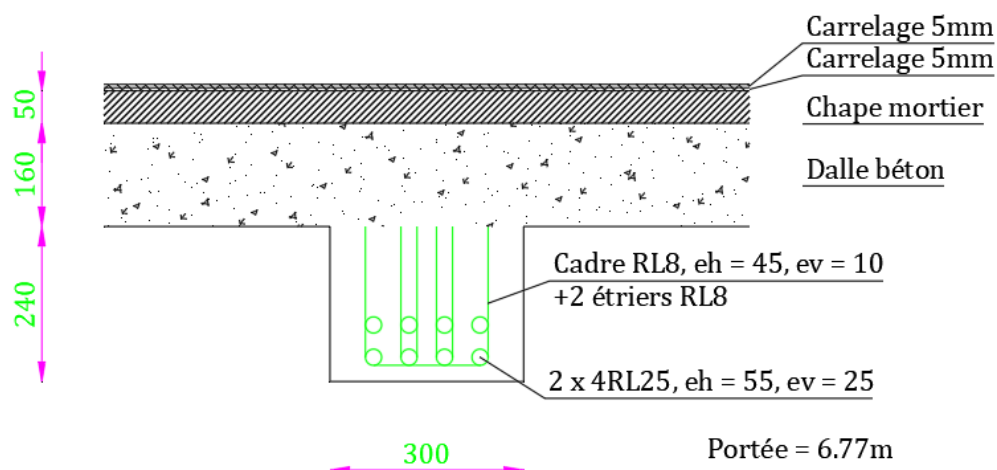
Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S6



Photographies du sondage S6

Le quickscan permettant l'enregistrement des espacements des cadres n'a pas été réalisable.

Sondage S7 : poutre BA



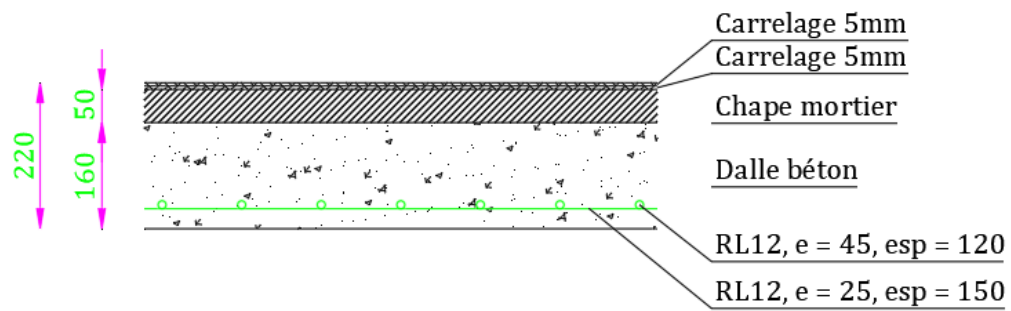
Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S7



Photographies du sondage S7

Le quickscan permettant l'enregistrement des espacements des cadres n'a pas été réalisable.

Sondage S8 : dalle BA



Portée = 6.94m

Coupe schématique de la dalle au droit du sondage S8

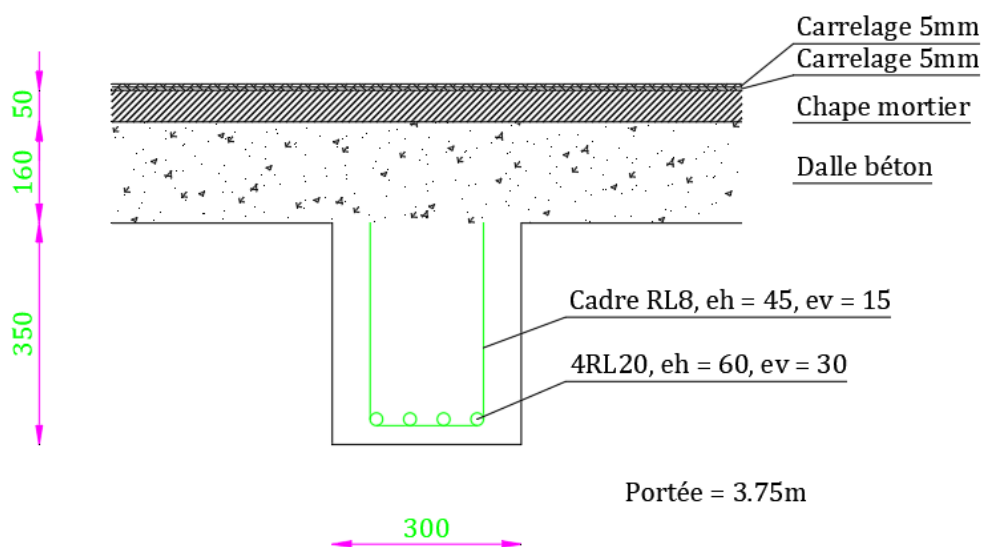


Photographies du sondage S8



Carottage C3

Sondage S9 : poutre BA



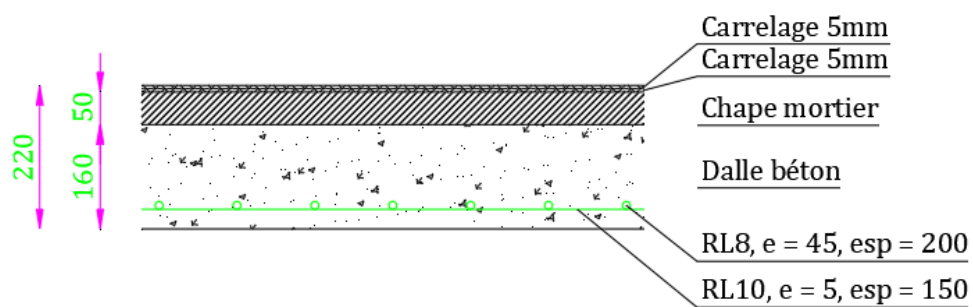
Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S9



Photographies du sondage S9

Le quickscan permettant l'enregistrement des espacements des cadres n'a pas été réalisable.

Sondage S10 : dalle BA



Portée = 3.75m

Coupe schématique de la dalle au droit du sondage S10



Photographies du sondage S10

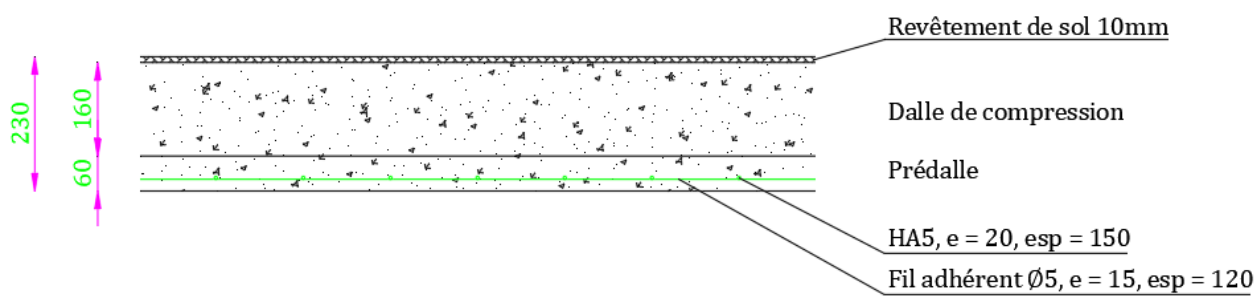
Carottage C2 :



Carottage C2

D. Reconnaitances du niveau RDC du bâtiment B

Sondage S14 : dalle précontrainte



Portée = 7m

Coupe schématique de la dalle au droit du sondage S14



Photographie du sondage S14



Photographie du carottage C4

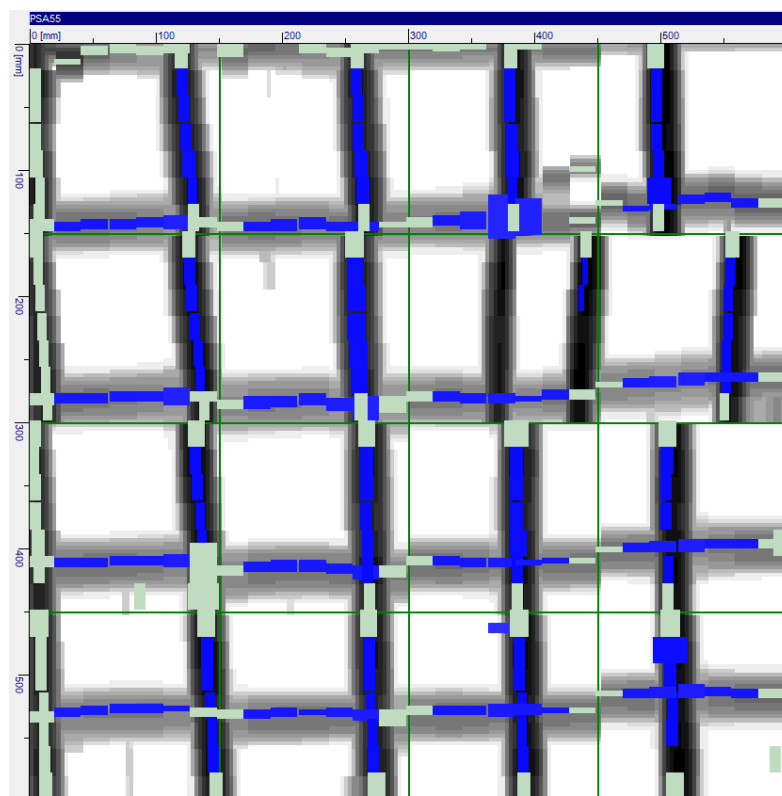
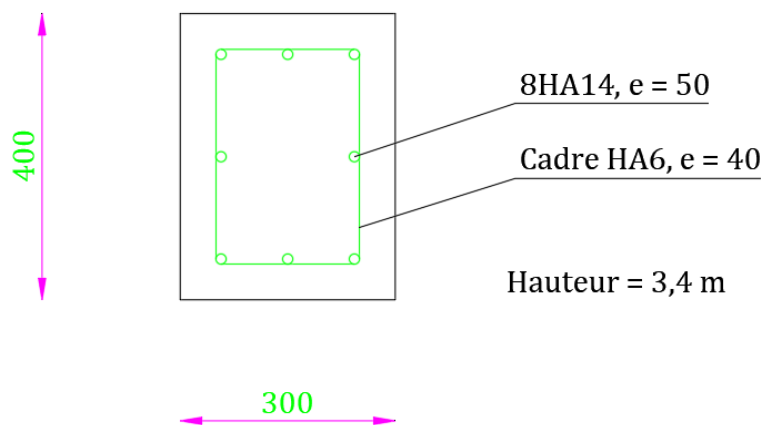


Image ferroskan du maillage des armatures en sous face de la dalle S14

Sondage S15 : poteau BA

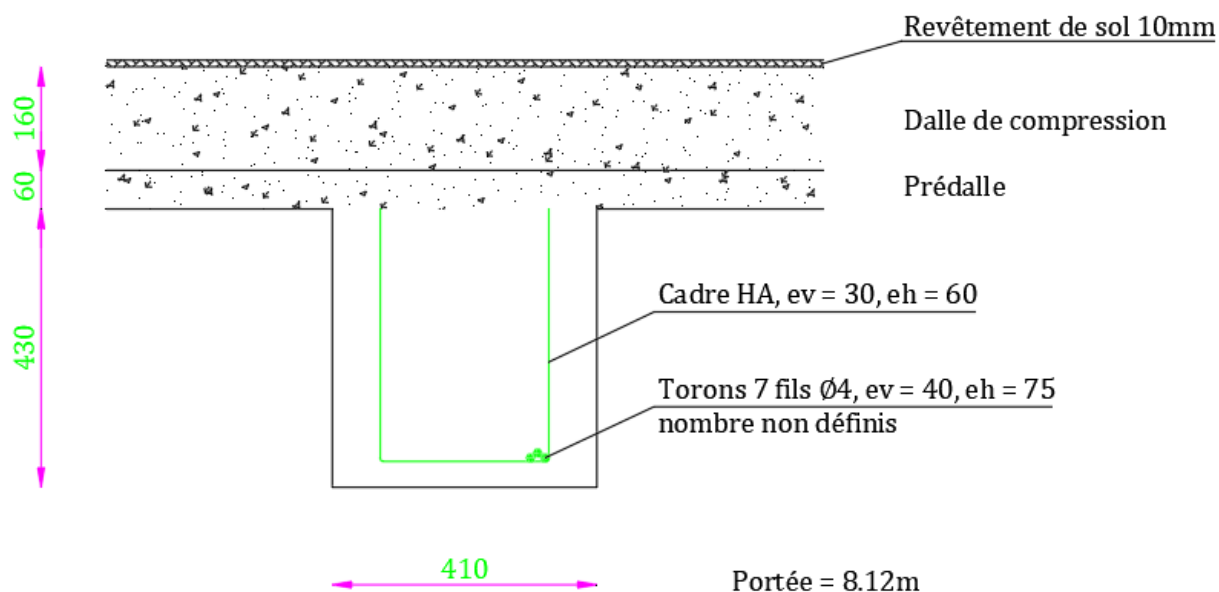


Coupe schématique du poteau au droit du sondage S15

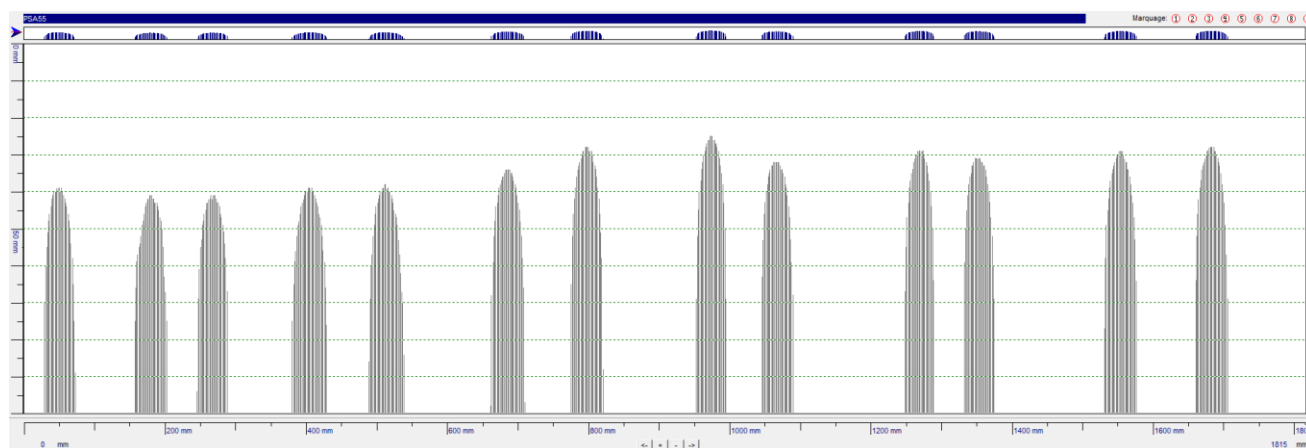


Photographie du sondage S15

Sondage S16 : poutre précontrainte



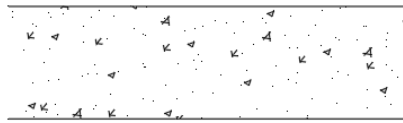
Coupe schématique de la poutre au droit du sondage S16



Espaces des cadres de l'appui vers la mi travée de la poutre S16

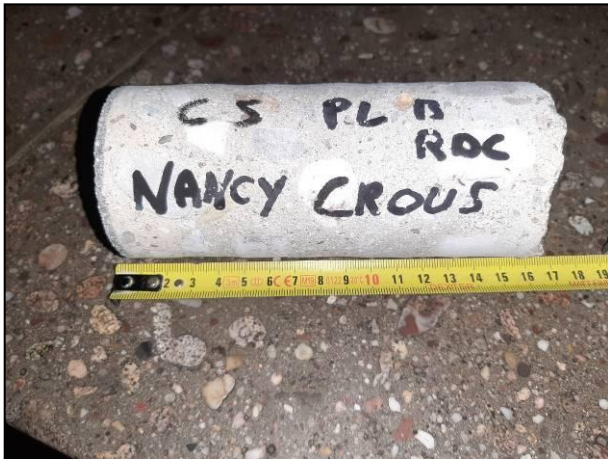
Carottage C5 et C6 : dallage BA

150

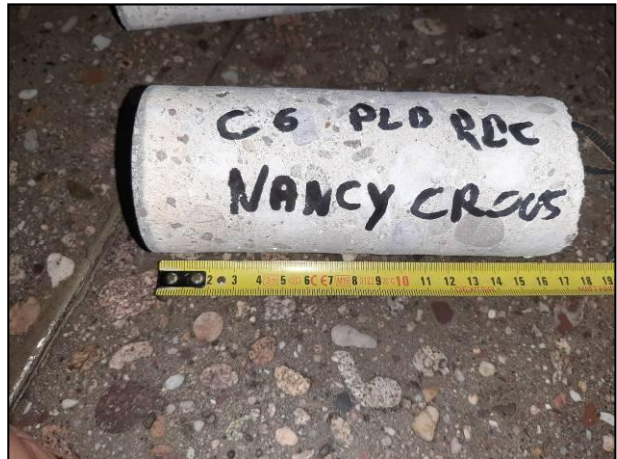


Dallage béton

Coupe schématique du dallage au droit des carottages C5 et C6



Photographie du carottage C5



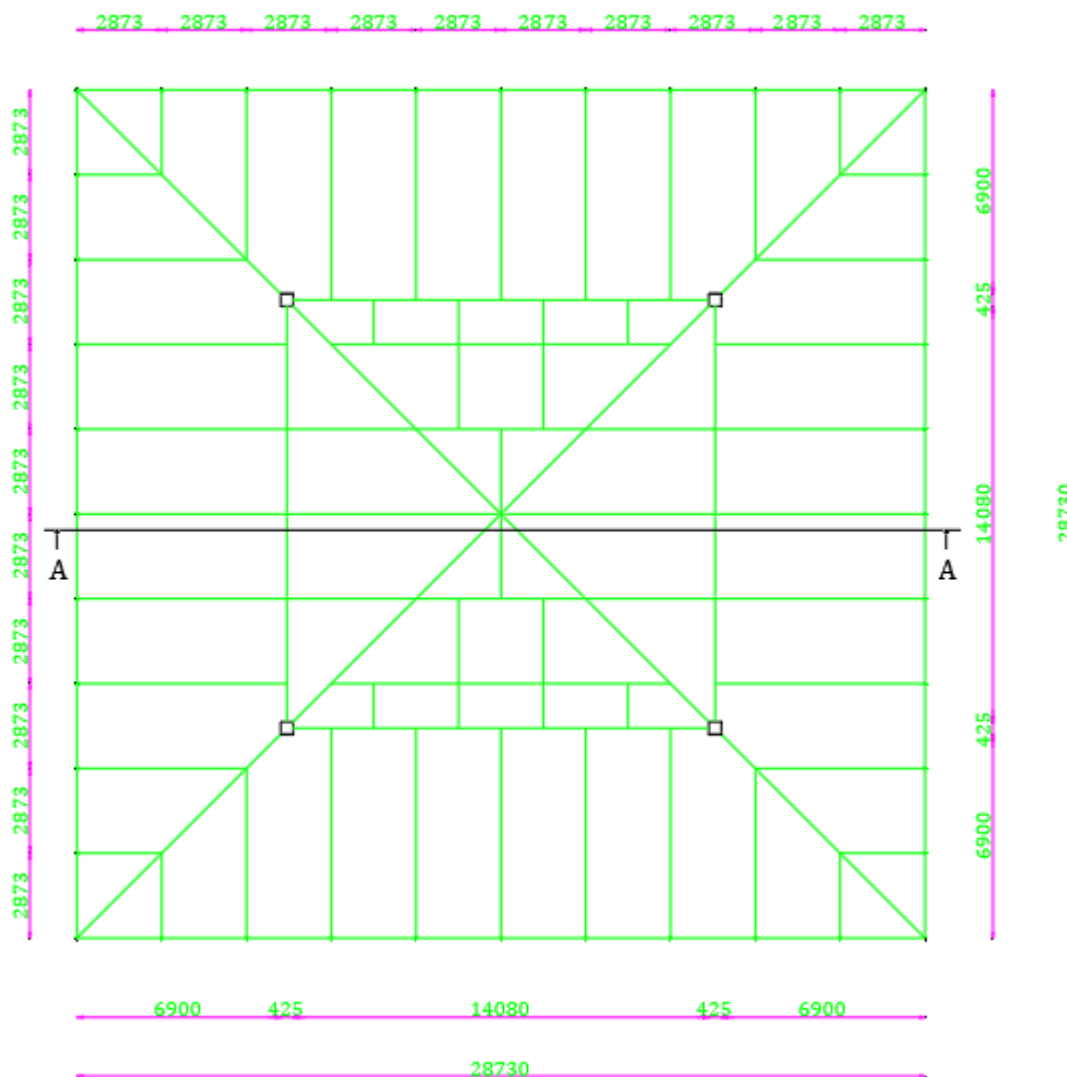
Photographie du carottage C6

E. Identification de la charpente du bâtiment A

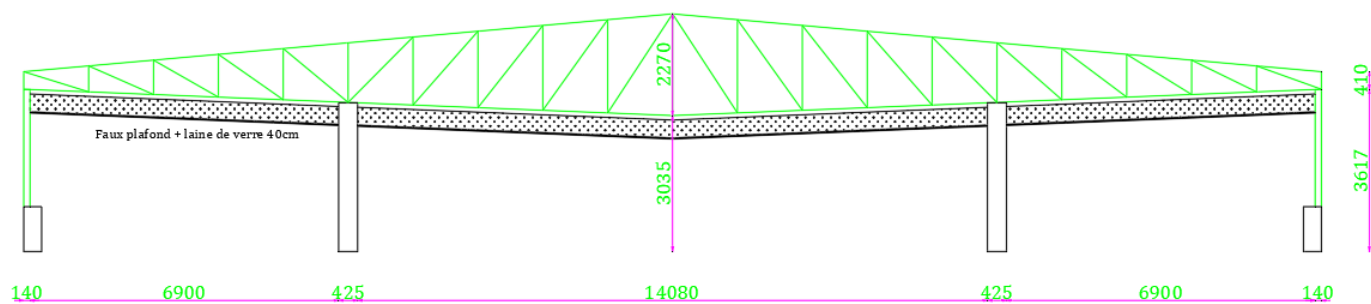
Un relevé schématique de la charpente a été effectué afin d'identifier le type de charpente et sa configuration. La présence de faux plafond et de laine de verre sur toute la surface n'ont permis d'avoir qu'un visuel partiel.

Il s'avère que la charpente est constituée de fermes treillis métallique. Deux fermes principales en cornières 70 x 70 x 7 mm des lisses hautes et basses forment les diagonales du carré ci-dessous. Une autre ferme en cornières 50 x 50 x 5 mm des lisses hautes et basses est située au niveau de la coupe AA. D'autres fermes treillis rejoignent les quatre poteaux entre eux formant un carré. D'autres poutres treillis et poutres IPE forment le reste de la charpente.

Les fermes en poutre treillis ont une inertie variable et permettent de créer les pentes de la toiture. Elles sont surmontées de pannes bois et d'un voligeage bois certainement recouvert d'une étanchéité.



Vue en plan schématique de la charpente du bâtiment A



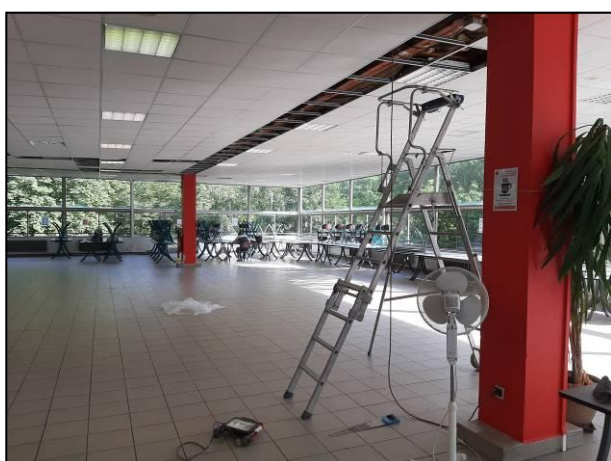
Coupe schématique AA de la charpente



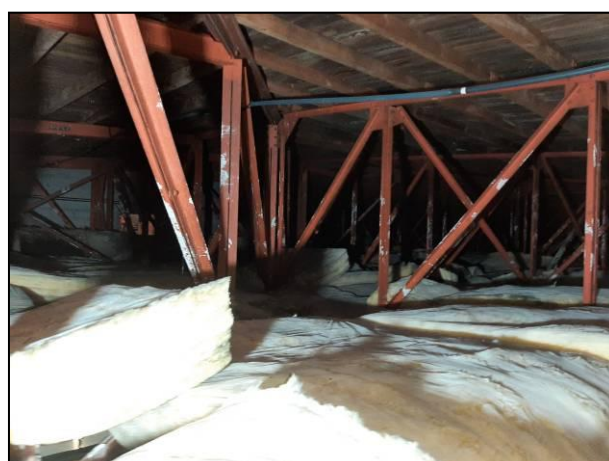
Poutre treillis



Lisse inférieure d'une poutre treillis



Poutre treillis entre deux poteaux



Voligeage bois



Nœud central des poutres treillis



Profilés métalliques en I



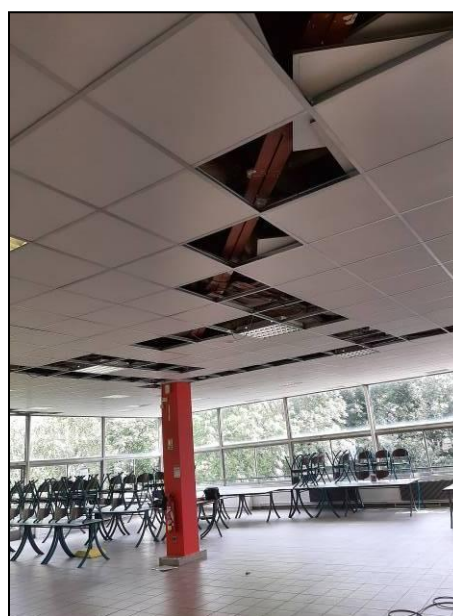
Assemblages riveté et boulonné



Nœud central en partie supérieure



Nœud central en partie inférieure



Poutre treillis dans la grande diagonale

F. Qualité du béton

Cinq essais de compression ont été effectués sur les carottes afin d'avoir un avis sur la qualité du béton. Les prélèvements ont été rectifiés avant essai, la résistance indiquée est donc la résistance à cœur du béton. Les essais ont été réalisés conformément à la norme NF EN 12390-3, le 11/08/2021.

Les résultats sont les suivants :

Rectification pour la compression : Rectifieuse
Système de mesure : Presse controlab – 3000KN – classe 1

Prélèvement	Caractéristiques des éprouvettes				Densité	Charge à la rupture (KN)	Résistance à la compression (MPa)	Conformité de la rupture	
	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	H/D	Masse (g)				C	NC
C1	63	82	1.30	585	2.29	46.2	14.8		X
C4	63	183	2.90	1352	2.37	65.9	21.1	X	
C5	63	134	2.13	964	2.31	66.5	21.3	X	
C6	63	133	2.11	958	2.31	52.4	16.8	X	
C7	63	102	1.62	745	2.34	72.1	23.1	X	
Moyenne							20.6		

Classe de résistance estimée selon NF EN 206/CN = C20/25.

Nota (Rappel sur les recommandations de la norme NF EN 13791) :

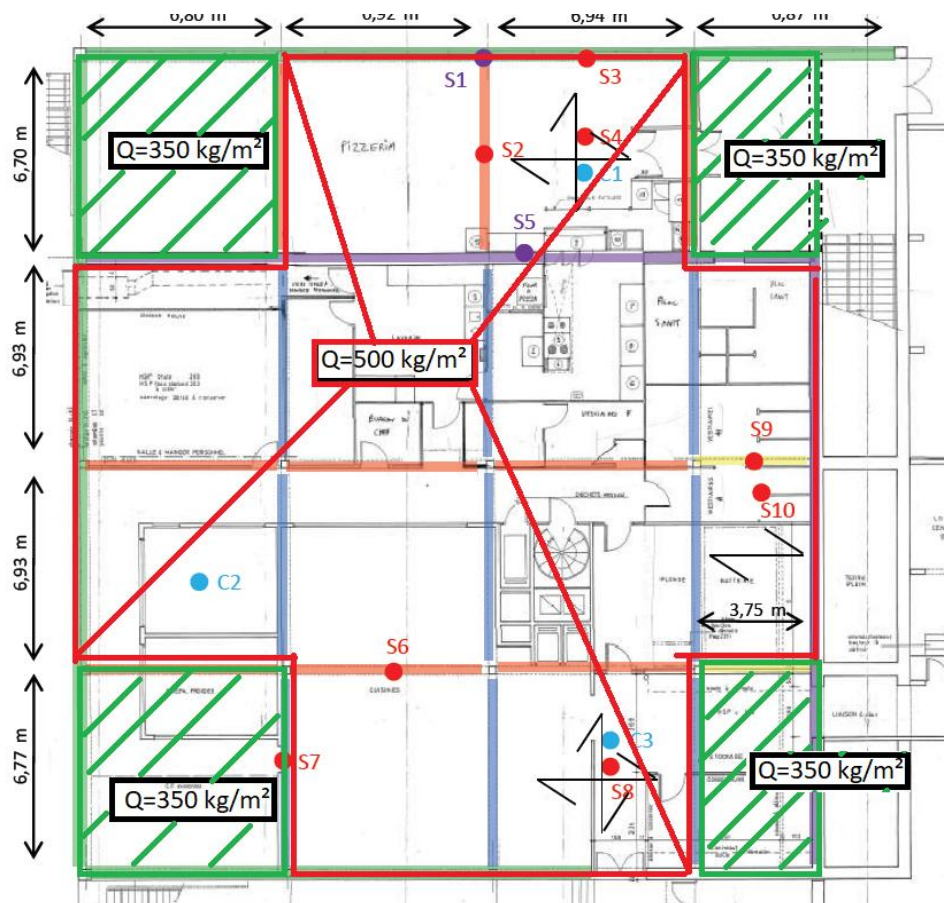
Pour une zone d'essai donnée, l'évaluation de la résistance caractéristique à la compression des bétons doit reposer sur au moins 3 prélèvements. Ce nombre minimal de 3 éprouvettes se rapporte à des carottes ayant un diamètre d'au moins 100 mm. Lorsque le diamètre des carottes est inférieur à 100 mm, la norme NF EN 13791 recommande d'augmenter le nombre de carottes. La recommandation repose sur le nombre de prélèvements à retenir en fonction du diamètre : $N = (0,12 \times \varnothing) + 15$ avec \varnothing en mm. Ex : pour un diamètre $\varnothing = 71$ mm, un nombre minimum de 7 prélèvements doit être réalisé afin d'évaluer la résistance caractéristique à la compression des bétons selon les recommandations de la norme NF EN 13791.

IV. CALCULS DES PORTANCES DE PLANCHER

Le détail des calculs des portances des planchers est visible en annexe 4.

V. CONCLUSIONS

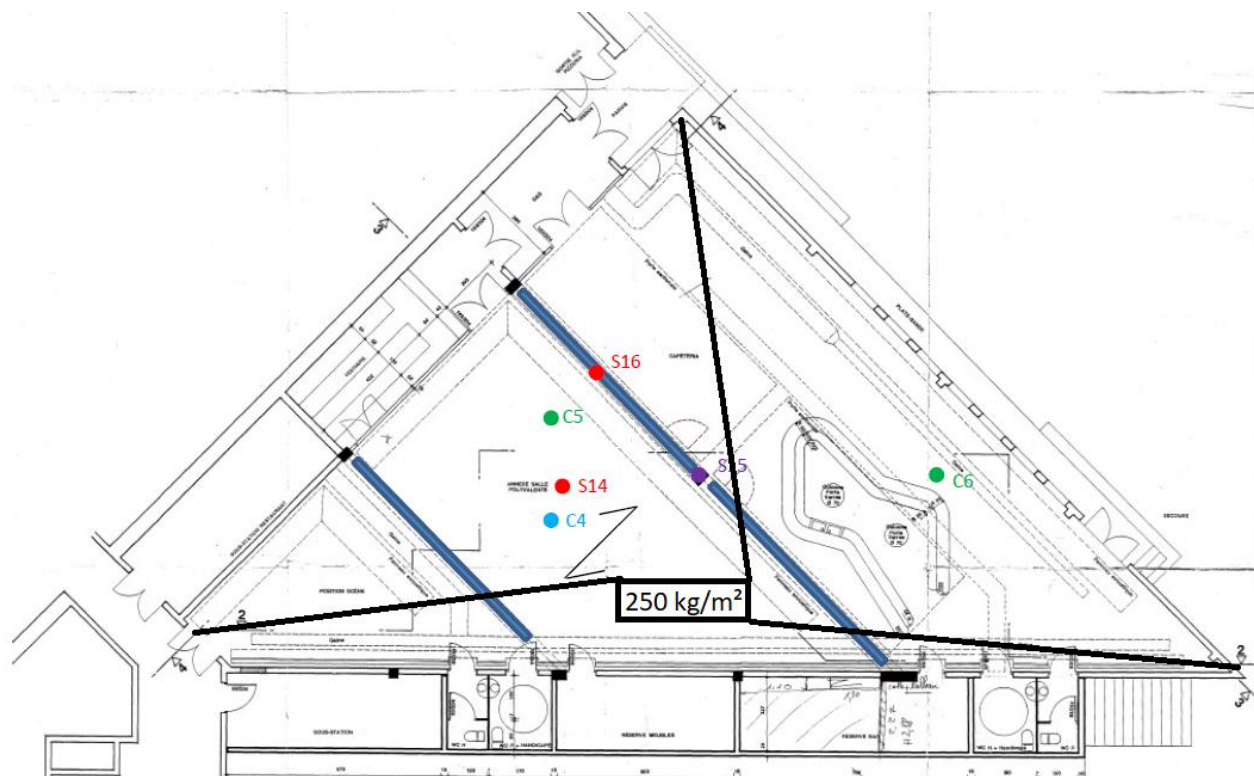
Localisation	Sondage	Éléments	g(kg/m ²)	Q(kg/m ²)	Remarques	CF (minute)
PH RDC A	S1	Poteau BA	670	>500	-	REI 180 (3H)
PH RDC A	S2	Poutre BA	670	440	-	REI 90 (1H30)
PH RDC A	S3	Poutre BA	670	>500	-	REI 60 (1H00)
PH RDC A	S4	Dalle BA	670	350	En l'absence d'information sur les aciers de chapeau nous limiterons la charge à 350 kg/m ² sur toute la surface	REI 30 (0H30)
PH RDC A	S5	Mur béton non armé	670	>500	Le mur est sollicité à 13,37 % pour un bâtiment R+1 et avec une toiture en charpente métalliques	CF 180 (3H)
PH RDC A	S6	Poutre BA	670	440	Pour une charge supérieure il faudra prévoir des renforts	REI 120 (2H)
PH RDC A	S7	Poutre BA	670	>500	-	REI 60 (1H00)
PH RDC A	S8	Dalle BA	670	350	En l'absence d'information sur les aciers de chapeau nous limiterons la charge à 350 kg/m ² sur toute la surface	REI 30 (0H30)
PH RDC A	S9	Poutre BA	670	450	-	REI 120 (2H)
PH RDC A	S10	Dalle BA	670	350 à 500		REI 30 (0H30)
PH R-1 A	S11	Poutre BA	620	>500	-	REI 90 (1H30)
PH R-1 A	S12	Poteau BA	620	>500	-	REI 180 (3H)
PH R-1 A	S13	Dalle BA	670	>500	-	REI 30 (0H30)
PH RDC B	S14	Dalle précontrainte	550 (sans cloison)	350	Le plancher est calculé sans cloison. Dans le cas où il y aurait des cloisons la charge admissible serait de 250 kg/m ²	REI 60 (1H00)
PH RDC B	S15	Poteau BA				REI 180 (3H)
PH RDC B	S16	Poutre précontrainte			Pas assez d'informations pour se prononcer, sachant que l'exploitation du plancher était une ancienne cantine, il ne faudra pas dépasser 250 kg/m ²	REI 90 (1H00)
Dallage	C5 et C6	Dallage		1000 kg/m ²	Il faudra vérifier que le module de westergaard soit au moins également à 50 MPa/m	REI 0



PH RDC bâtiment A



PH R-1 bâtiment A



PH RDC bâtiment B

VI. RECAPITULATIF DES ANNEXES

ANNEXE 1 : Plan d'implantation des sondages au R-1 du bâtiment A

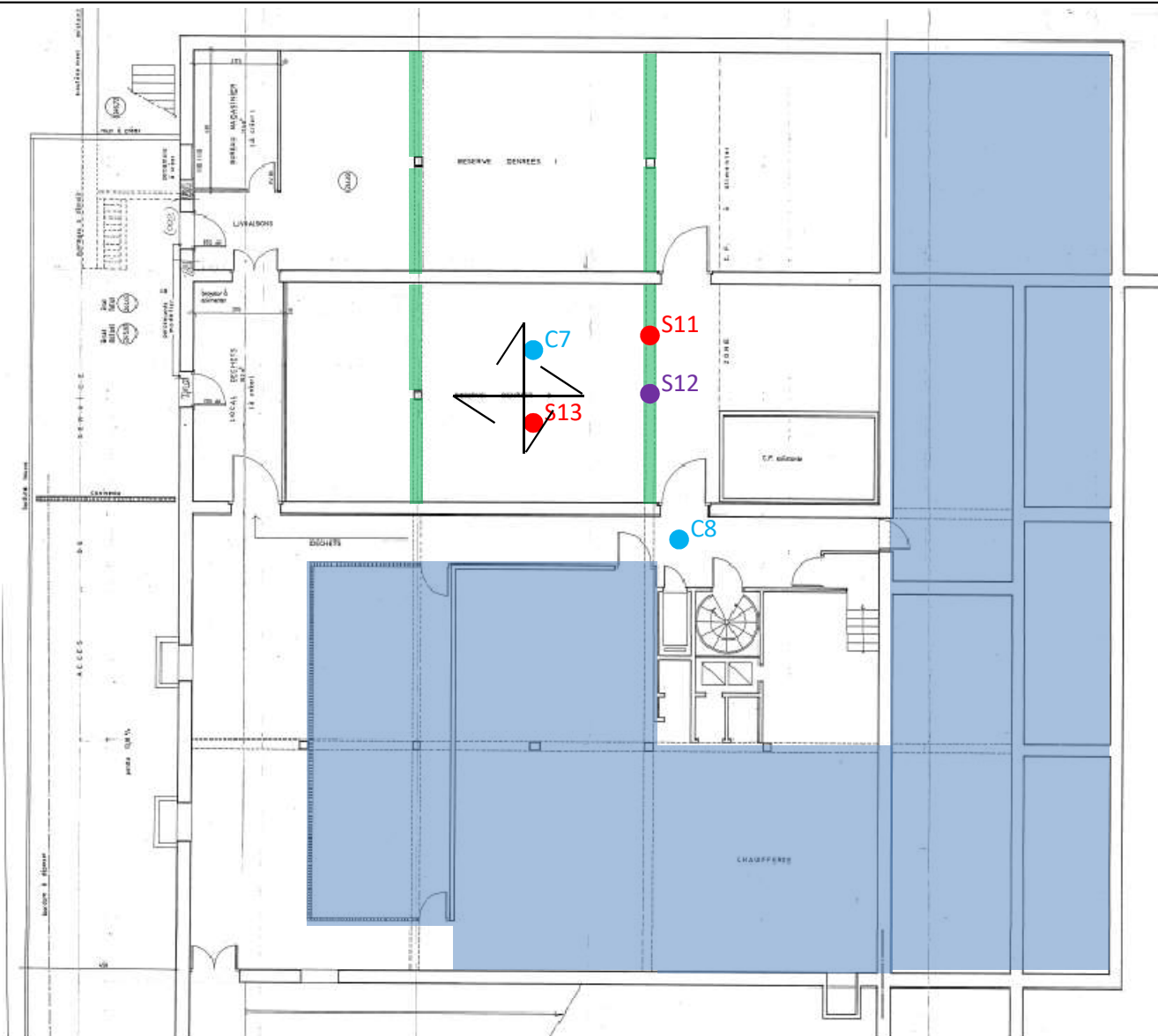
ANNEXE 2 : Plan d'implantation des sondages au RDC du bâtiment A

ANNEXE 3 : Plan d'implantation des sondages au RDC du bâtiment B

Le présent compte rendu doit permettre au maître d'œuvre d'envisager un programme de réhabilitation de l'ouvrage.

MasterDiag se tient à la disposition du client pour toutes informations sur le présent compte rendu.

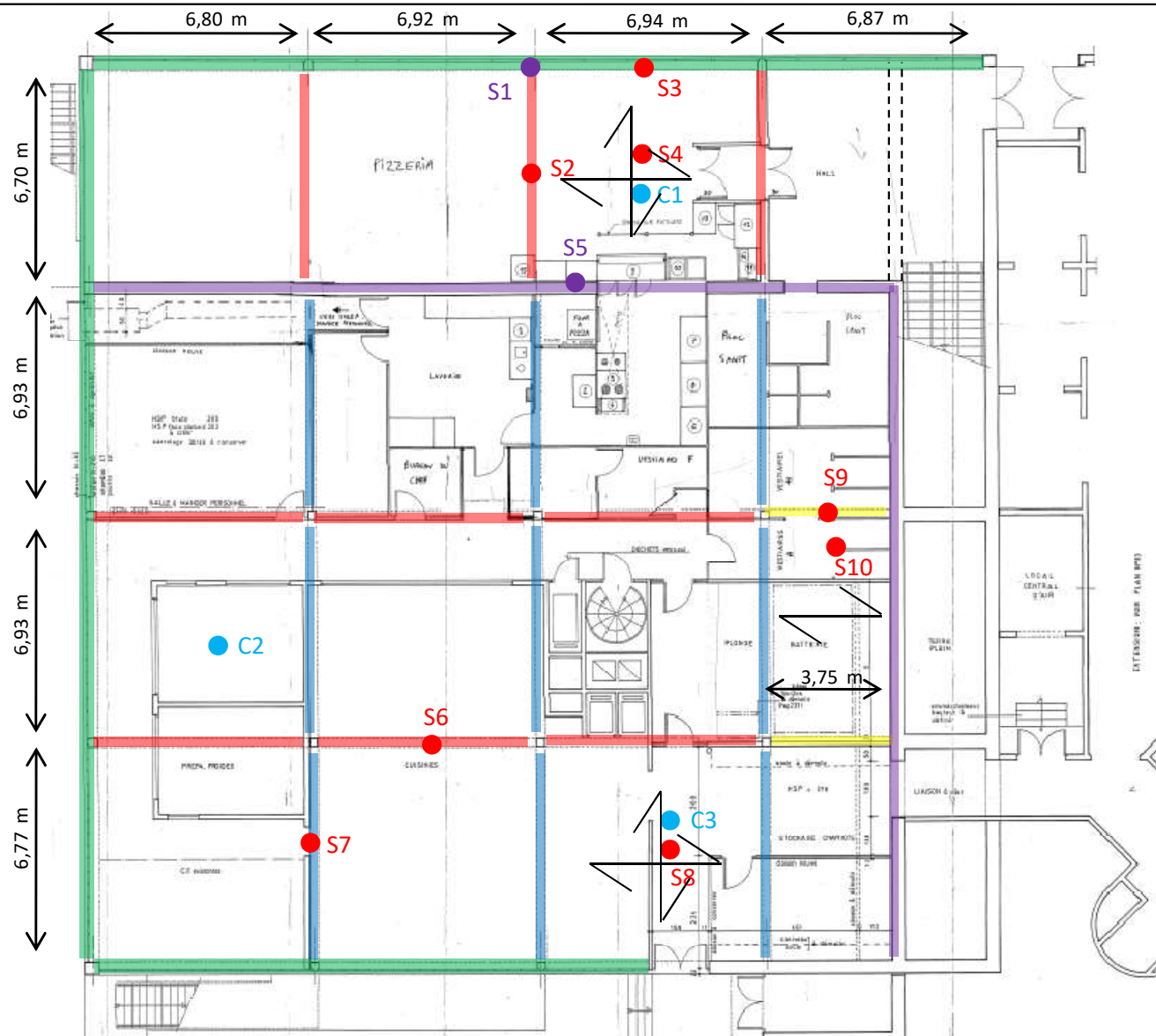
L.BOUR
Ingénieur structure



Légende:

- Carottage de plancher depuis le PB RDC
- Sondage de plancher en PH R-1
- Zone non accessible
- Sondage de poteau

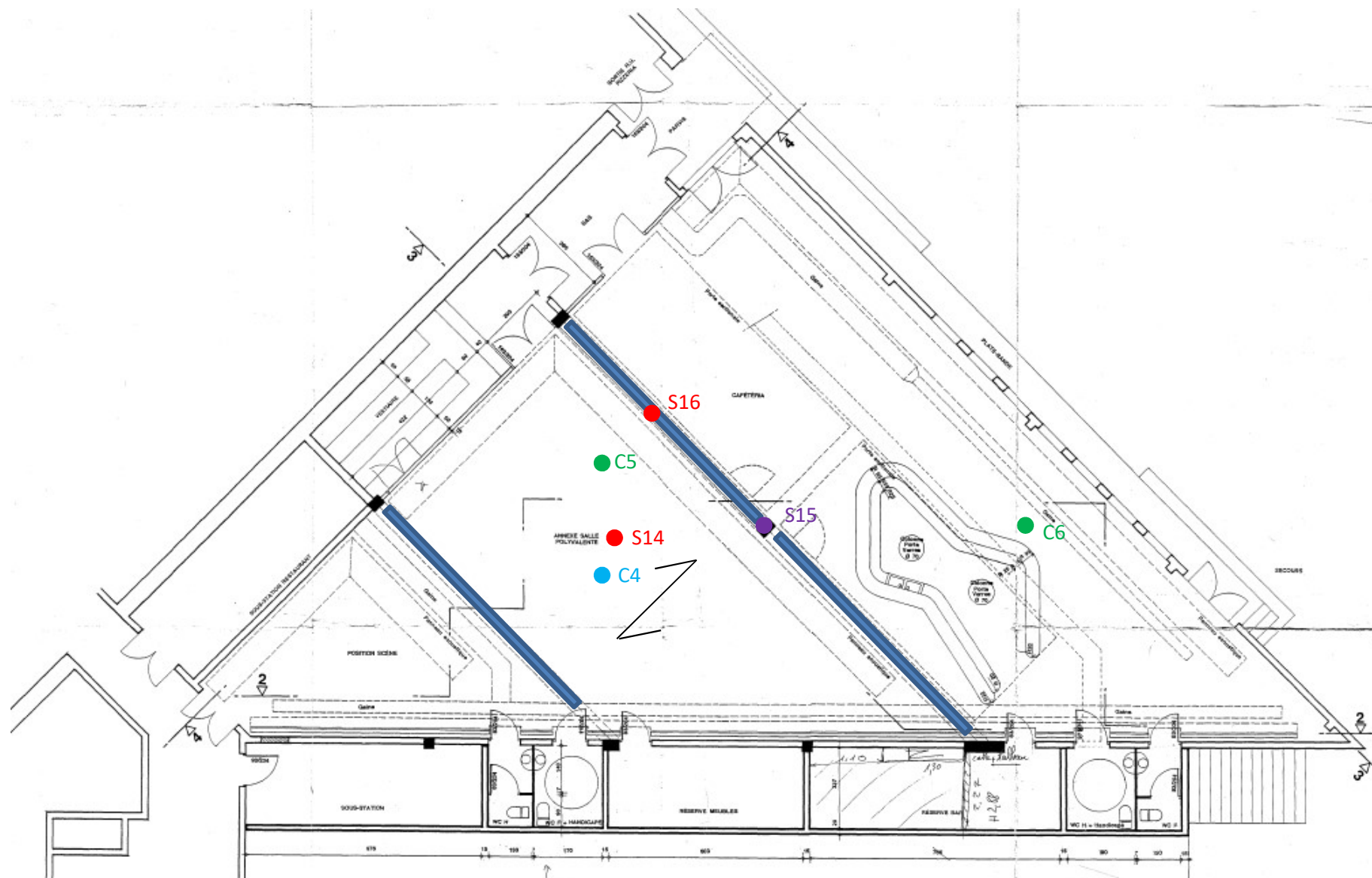
Indice	Modification		Date	Signature
Dessiné par L.BOUR	Vérifié par V.HOUDET	Numéro de dossier D2101.089	Date 10/08/2021	Sans échelle
Site de Monbois Nouveau à NANCY		CROUS de LORRAINE		



Légende:

- Carottage de plancher depuis le PB R+1
- Sondage de plancher en PH RDC
- Sondage de poteau/mur

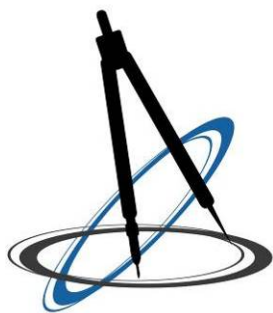
Indice	Modification		Date	Signature
Dessiné par L.BOUR	Vérifié par V.HOUDET	Numéro de dossier D2101.089	Date 10/08/2021	Sans échelle
Site de Monbois Nouveau à NANCY		CROUS de LORRAINE		



Légende:

- Carottage de plancher depuis le PB R+1
- Sondage de plancher en PH RDC
- Carottage de dallage en PB RDC
- Sondage de poteau

Indice	Modification		Date	Signature
Dessiné par L.BOUR	Vérifié par V.HOUDET	Numéro de dossier D2101.089	Date 10/08/2021	Sans échelle
Site de Monbois Nouveau à NANCY		CROUS de LORRAINE		



BET CLAIR'EQUEAUX

Bureau d'Etudes Structures - Diagnostic - Renforcement - Maîtrise d'Oeuvre

VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE 8 PLANCHERS ET DE LEUR DEGRE COUPE-FEU AU CROUS LORRAINE _ SITE DE MONBOIS NOUVEAU A NANCY (54)

A l'attention de : MASTERDIAG 44, rue de l'Amée 51110 LAVANNES			
N° affaire : A2021-227 N° devis : D2021-330			
Maître d'œuvre / Architecte : Sans objet			
Date : 24/08/2021	Modifications : 1 Première diffusion	Etabli par : V.H. NGUYEN	Vérifié par : S. CARGNELUTTI

Le chargé d'affaires,
Van Huy NGUYEN

SOMMAIRE

I. Préambule	2
II. Hypothèses	2
1) Matériaux	2
2) Charge.....	2
3) Réglementation	2
III. Détermination de la charge maximale.....	4
1) Implantation des sondages.....	4
2) PH RDC.....	4
a. S1/S12 (poteau 31 x 31 et 30 x 40).....	4
b. S2 /S6 (Poutre 30 x 70 cm de ht).....	4
c. S3 (poutre 20 x 90 cm ht).....	5
d. S4/S8/s10 (dalle BA 16 cm)	6
e. S5 (mur BA 46 cm non armé).....	8
f. S7 (poutre 30x50 cm ht).....	9
g. S9 (poutre 30x50 cm ht).....	10
h. S11 (poutre 32x46 cm ht).....	10
i. S13 (dalle 16 cm).....	11
j. S14 (dalle 22 cm).....	11
k. S16 (poutre 41 x 43 cm ht).....	13
IV. Conclusion	13
V. Remarques.....	16

I. PREAMBULE

Le présent contrat est un contrat de vérification de la capacité portante de huit planchers et de leur degré coupe-feu dans le cadre de la restructuration du restaurant Universitaire et de la salle de concert Le Hublot.

Le bâtiment CROUS LORRAINE MONBOIS NOUVEAU se situe 138 avenue de la Libération à NANCY (54).

La prestation comprendra les éléments suivants :

- ✓ Etude des données transmises par le client
- ✓ Vérification de la capacité portante de 8 planchers
- ✓ Vérification du degré coupe-feu des différents planchers
- ✓ Réalisation d'un rapport avec schémas de principe
- ✓ Aucune visite sur site n'est prévue

Hors mission :

- ✓ Vérification des fondations
- ✓ Vérification du dallage
- ✓ Vérification des murs de soutènement

II. HYPOTHESES

1) Matériaux

- Béton : C20/25 (selon rapport « PV D2101.089 Diagnostic de structure - Site Monbois Nouveau à Nancy - CROUS LORRAINE »)

2) Charge

- Béton 2500 kg/m³
- Cloison : 150 kg/m²
- Moquette : 2kg/m²
- Carrelage 5 mm : 20 kg/m²
- Chape 50 mm : 100 kg/m²

3) Réglementation

Afin de dimensionner un ouvrage, il est nécessaire d'émettre des hypothèses de chargement. Ces hypothèses sont définies dans l'Eurocode 1 (EN 1991-1-1). Les combinaisons de charges seront quant à elles tirées de l'Eurocode 0 (EN 1990). Le dimensionnement des éléments en béton armé sera, lui, réalisé à partir de l'Eurocode 2 (EN 1992). Les annexes nationales françaises sont utilisées pour nos calculs.

Nous avons deux types de charges, définies au niveau de l'EN 1991 :

- Les charges permanentes, qui représentent les éléments de poids propre et les éléments fixes
- Dallage d'épaisseur 15 cm

Selon la norme DTU 13.3, le module de Westergaard ne peut être inférieur à :

- ✓ 50Mpa/m pour les dallages relevant des parties 1 et 2

- ✓ 30MPa/m pour les dallages des maisons individuelles des parties 3

USAGE DES LOCAUX	Partie à appliquer
Tout local à usage industriel, tel qu'usine, atelier, entrepôt, stockage, laboratoire, quelle que soit sa superficie et quelles que soient ses charges d'exploitation	1
Local, quelle que soit sa destination, s'il est soumis à une charge d'exploitation répartie supérieure à 10 kN/m ² ou concentrée supérieure à 10 kN	1
Local commercial ou assimilé, tel que magasin, boutique, hall, réserve, chambre froide, dont la superficie excède 1 000 m ² , quelle que soit sa charge d'exploitation	1
Local commercial ou assimilé, tel que magasin, boutique, hall, réserve, chambre froide, dont la superficie n'excède pas 1 000 m ² et dont les charges d'exploitation n'excèdent pas 10 kN/m ² réparties ni 10 kN concentrées.	2
Locaux soumis à des charges d'exploitation inférieures ou égales à 10 kN/m ² réparties et/ou 10 kN concentrées, et dont l'usage est le suivant : <ul style="list-style-type: none"> ▪ habitation collective ou d'hébergement ▪ administratif ou bureau ▪ santé, hôpital, clinique ou dispensaire, à l'exception des surfaces de cantines, buanderies et salles d'opération qui relèvent de la partie 1 ▪ scolaire ou universitaire ▪ sportif, à l'exception des surfaces homologuées ▪ spectacles, expositions ou lieux de culte ▪ garages ou parcs de stationnement pour véhicules légers ▪ agricole 	2
Maisons individuelles	3

L'épaisseur nominale du dallage est au moins égale à :

- 15 cm pour les dallages relevant de la partie 1.
- 13 cm pour les dallages relevant de la partie 2 (Cf. aussi 1.3,3).
- 12 cm pour les dallages relevant de la partie 3.

Dallage en bon état général, une épaisseur de 15 cm relevant de la partie 1, et pouvant recevoir une charge supérieure à 1 tonnes/m²

Selon la norme DTU 13.3, le module Kw ne peut pas être inférieur à :
50 MPa/m, soit $e' \leq 1,4$ mm, pour les dallages relevant des parties 1 et 2,
30 MPa/m, soit $e' \leq 2,3$ mm, pour les dallages des maisons individuelles (partie 3).

Il faudra vérifier que le module de westergaard soit au moins égal à 50 MPa/m



III. DETERMINATION DE LA CHARGE MAXIMALE

1) Implantation des sondages

2) PH RDC

a. S1/S12 (poteau 31 x 31 et 30 x 40)

Surface de reprise $S = 6,94 \times 6,70 \text{ m} / 2 = 23,25 \text{ m}^2$

$G = (6,70 \text{ kN/m}^2 \times 6,94 \times 3,70) = 172 \text{ kN}$

$G_{\text{poutre}} = (0,54 \times 0,3 \times 25 \times 6,94 + 0,54 \times 0,3 \times 25 \times 3,70) = 28,00 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau}} = 0,31 \times 0,31 \times 25 \times 3,75 \text{ m ht} = 9,00 \text{ kN}$

$Q = (5 \times 6,94 \times 3,70) = 128 \text{ kN}$

$G_{\text{total ELU}} = 209,9 \times 1,35 = 283 \text{ kN}$

$Q_{\text{total ELU}} = 128 \times 1,5 = 192 \text{ kN}$

$P = 475 \text{ kN}$

Détermination de la longueur de flambement l_f :

Hauteur mur : 3,79 m

$K = 1$ (mur non armé articulé en pied et en tête)

$\lambda = \text{racine}(12) / e \times k \times l_f = 28,54$

Calcul de l'effort normal résistant ultime pour un mur non armé :

$N_{ulim} = \alpha ((B_r \cdot F_{c28}) / (0,9 \cdot \gamma_b) + (A' \cdot f_e / \gamma_s)) = 1,31 \text{ MN/ml} = 1310 \text{ kN/ml}$

$\gamma_b = 1,50$

$\gamma_s = 1,15$

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

$A' = 452$ (mur non armé)

$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2) = 0,75$ (poteau BA)

$B_r = (0,31 - 0,02) \times (0,31 - 0,02) = 0,084 \text{ m}^2$

Mur est sollicité à 36 %

b. S2 /S6 (Poutre 30 x 70 cm de ht)

$G_{\text{dalle}} = 25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

$G_{\text{chape}} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

$G_{\text{carrelage}} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$G_{\text{cloison}} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$G_{\text{total}} = 6,70 \text{ kN/m}^2$, soit $6,7 \times 6,94 \text{ m} = 46,50 \text{ kN/ml} / 2 \times 1,10 = 25,3 \text{ kN/ml}$

$Q = \text{à déterminer}$

Calcul travée de rive avec un coefficient de 0,617 M0

Dalle de compression : $b_{ff} = 0,1 \times 6,70 + 0,20 \times 6,94 = 2,06 \text{ m}$



Poutre continue sur 4 travées					
caractéristique					
h	0,700	m	fck	20,00	Mpa
b	2,00	m	fcd	13,33	Mpa
d	0,650	m	fyk,exis	235,00	Mpa
L	6,70	m	fyd	204,35	Mpa

As existant		
lit 1		
Asinf		
Dia	20	mm
n	4	cm
Asx	12,57	cm ²
lit 2/lit 3		
Asinf		
Dia	20	mm
n	4	cm
Asx	12,566	cm ²
tot	25,13	cm ²

	ELS		ELU	
G	29,30	1,35	39,56	KN/m
G	0,00	1,35	0,00	KN/m
Q	32,50	1,5	48,75	KN/m

PELS	61,80	PELU	88,31	KN/m
MELS	372,06	MELU	531,64	KN.m
VELS	214,45	VELU	306,42	KN

vérification moment				
Med	328	KN.m		
mu	0,012			
alpha	0,015			
As	25,03	cm ² /m	OK	déficit 0,41%

Par conséquent, la charge d'exploitation admissible est de $32,50/1,10/6,70 = 4,40 \text{ kN/m}^2 = 440\text{kg/m}^2$

c. S3 (poutre 20 x 90 cm ht)

Gdalle = $25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Gchape = $1,00 \text{ kN/m}^2$

Gcarrelage = $0,20 \text{ kN/m}^2$

Gcloison = $1,50 \text{ kN/m}^2$

Gtotal = $6,70 \text{ kN/m}^2$, soit $6,7 \times 3,35 \text{ m} / 2 \times 1,10$ (coef continuité) = $12,35 \text{ kN/ml}$ (dalle portée sur 4 côtés)

Q = à déterminer

Calcul travée intermédiaire avec un coefficient de 0,292 M0

Dalle de compression : $b_{ff} = 0,1 \times 6,94 + 0,20 \times 3,35 = 1,36 \text{ m}$



Poutre					
caractéristique					
h	0,900	m	fck	20,00	Mpa
b	1,36	m	fcd	13,33	Mpa
d	0,850	m	fyk,exis	235,00	Mpa
L	6,94	m	fyd	204,35	Mpa

As existant		
lit 1		
Asinf		
Dia	16	mm
n	2	cm
Asx	4,02	cm ²
lit 2/lit 3		
Asinf		
Dia	16	mm
n	2	cm
Asx	4,021	cm ²
tot	8,04	cm ²

	ELS		ELU	
G	12,35	1,35	16,67	KN/m
G	0,00	1,35	0,00	KN/m
Q	41,50	1,5	62,25	KN/m
11,26				
PELS	65,11	PELU	78,92	KN/m
MELS	392,00	MELU	475,15	KN.m
VELS	225,94	VELU	273,86	KN

Vérification moment				
Med	138,74	KN.m		
mu	0,008			
alpha	0,011			déficit
As	8,02	cm ² /m	OK	0,24%

Par conséquent, la charge d'exploitation admissible est > 500 kg/m²

d. S4/S8/s10 (dalle BA 16 cm)

$G_{dalle} = 25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

$G_{chape} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

$G_{carrelage} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$G_{cloison} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$G_{total} = 6,70 \text{ kN/m}^2$

Q = à déterminer

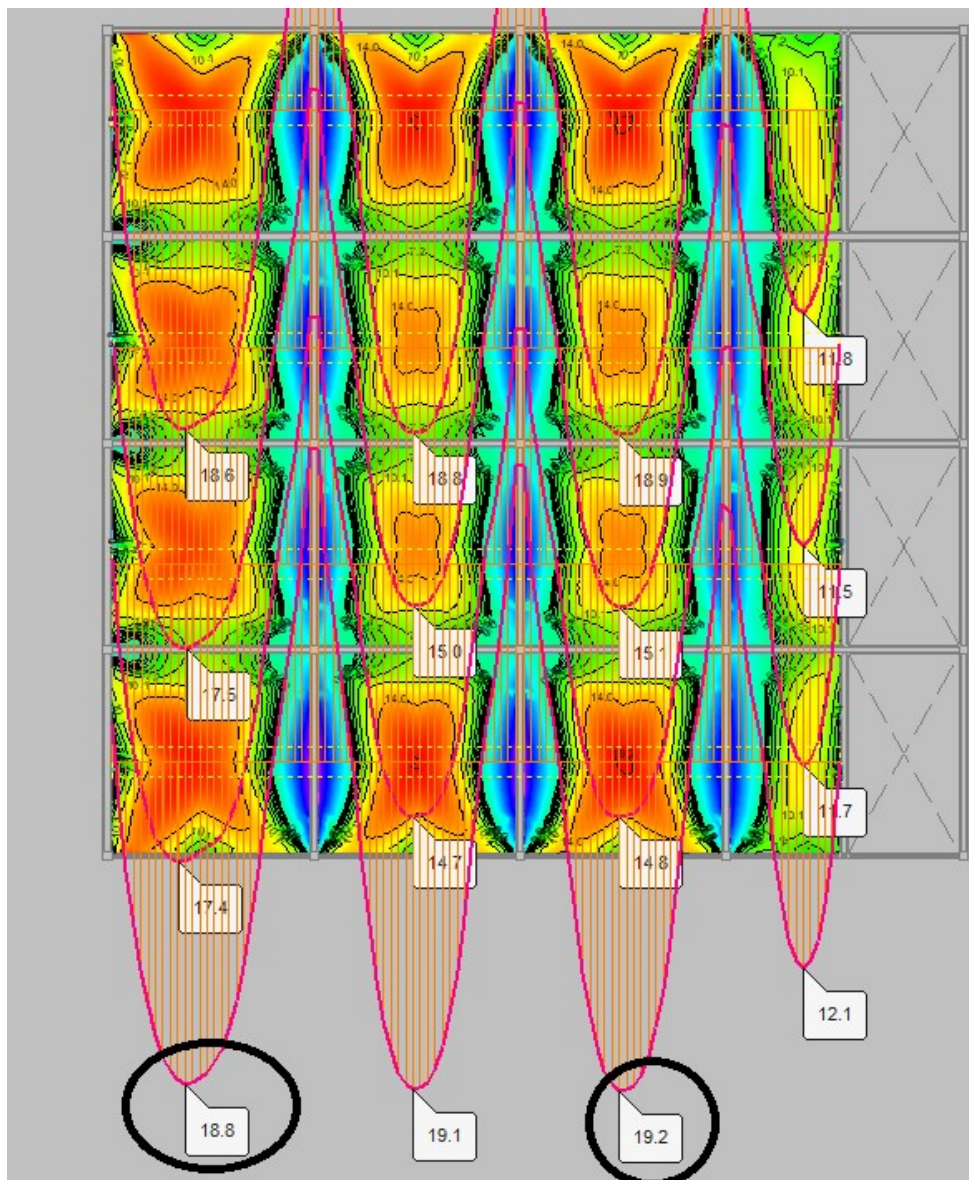


Figure 1 : moment inférieur X

vérification moment				
Med	19.2	KN.m		
mu	0,048			
alpha	0,062			déficit
As	7,58	cm ² /m	OK	24,38%

Par conséquent, la charge d'exploitation admissible est comprise entre 350 et 500 kg/m²

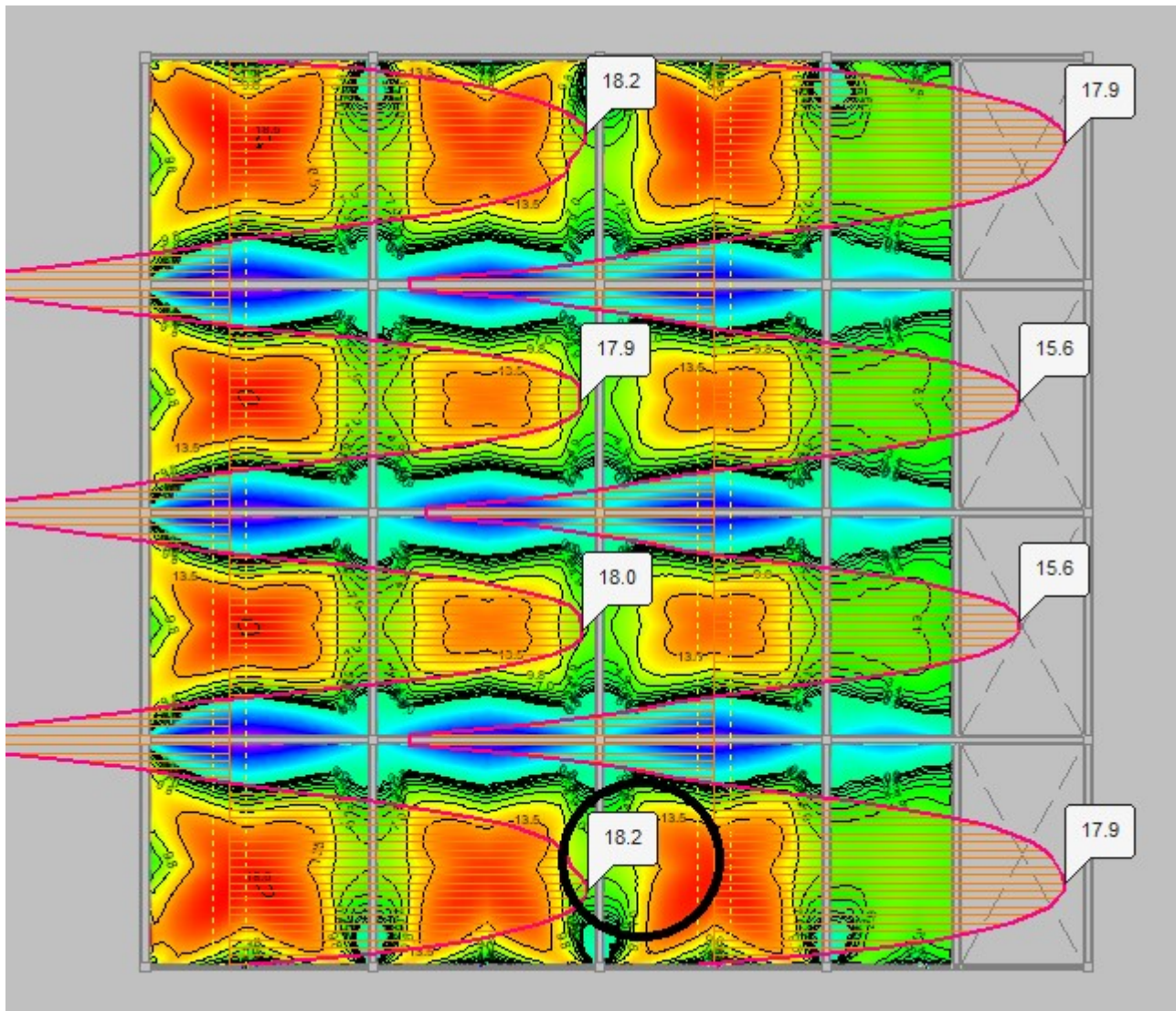


Figure 2 : moment inférieur selon Y

vérification du moment				
Med	18,2	KN.m		
mu	0,043			
alpha	0,055			
As	7.17	cm ² /m	OK	déficit 5,23%

Par conséquent, la charge d'exploitation admissible est comprise entre 350 et 500 kg/m²

e. S5 (mur BA 46 cm non armé)

Détermination de la longueur de flambement l_f :

Hauteur mur : 3,79 m

$K = 1$ (mur non armé articulé en pied et en tête)

$\lambda = \text{racine}(12) / e \times k \times l_f = 28,54$

Calcul de l'effort normal résistant ultime pour un mur non armé :



$$N_{ulim} = \alpha ((B_r \cdot F_{c28}) / (0,9 \cdot \gamma_b) + (A' \cdot f_e / \gamma_s)) = 5,19 \text{ MN/ml} = 5190 \text{ kN/ml}$$

$$\gamma_b = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$A' = 0 \text{ (mur non armé)}$$

$$\alpha = 0,65 / (1 + 0,2 \cdot (\lambda / 50)^2) = 0,61$$

$$B_r = 1,00 \times 0,46 = 0,46 \text{ m}^2$$

Charge actuelle :

$$\text{Poids voile} : 0,46 \times 25 \times 3,79 \times 2 \text{ niveaux} = 87,17 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge permanente} : 6,70 \text{ kN/ml} \times 6,70 \text{ m} \times 2 \text{ niveaux} = 89,78 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge toiture (charpente métalliques)} = 1, \times 188,23 = 188,23 \text{ kN}$$

$$\text{Charge d'exploitation} : 5 \times 6,70 \text{ m} \times 2 \text{ niveau} = 67 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation toiture neige} : 0,36 \times 188,23 = 67,80 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 365,18 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{tot}} = 134,80 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{elu}} = 365 \times 1,35 + 134,8 \times 1,50 = 693,99 \text{ kN/ml}$$

Le mur est sollicité à 13,37 %

f. S7 (poutre 30x50 cm ht)

$$G_{\text{dalle}} = 25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{chape}} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{carrelage}} = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{cloison}} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{poutre}} = 0,24 \times 25 \times 0,3 = 1,80 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 6,70 \text{ kN/m}^2, \text{ soit } 6,7 \times 6,8 \text{ m} = 45,56 \text{ kN/ml} / 2 \times 1,10 = 26,86 \text{ kN/ml}$$

Q = à déterminer

Calcul travée de rive avec un coefficient de 0,617 M0

$$\text{Dalle de compression} : b_{ff} = 0,1 \times 6,70 + 0,20 \times 6,94 = 2,06 \text{ m}$$

Poutre					
caractéristique					
h	0,500	m	fck	20,00	Mpa
b	2,00	m	fcd	13,33	Mpa
d	0,470	m	fyk,exis	235,00	Mpa
L	6,77	m	fyd	204,35	Mpa

	ELS		ELU	
G	24,58	1,35	33,18	KN/m
G	0,00	1,35	0,00	KN/m
Q	17,00	1,5	25,50	KN/m

4,61

PELS	46,19	PELU	58,68	KN/m
MELS	264,65	MELU	336,20	KN.m
VELS	156,36	VELU	198,64	KN



vérification moment				
Med	207,44	KN.m		
mu	0,028			
alpha	0,036			déficit
As	21,92	cm ² /m	OK	79,12%

Par conséquent, la charge d'exploitation admissible est > 500 kg/m²

g. S9 (poutre 30x50 cm ht)

$$G_{dalle} = 25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{chape} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{carrelage} = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{cloison} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{poutre} = 0,24 \times 25 \times 0,3 = 1,80 \text{ kN/ml}$$

$$G_{total} = 6,70 \text{ kN/m}^2 \times 6,7 \times 6,8 \text{ m} = 45,56 \text{ kN/ml} / 2 \times 1,10 = 26,86 \text{ kN/ml}$$

Q = à déterminer

$$Dalle \text{ de compression : } bff = 0,1 \times 6,70 + 0,20 \times 3,75 = 1,755 \text{ m}$$

Poutre					
caractéristique					
h	0,500	m	fck	20,00	Mpa
b	1,76	m	fcd	13,33	Mpa
d	0,470	m	fyk,exis	235,00	Mpa
L	3,75	m	fyd	204,35	Mpa

Poutre		
As existant		
lit 1		
Asinf		
Dia	20	mm
n	4	cm
Asx	12,57	cm ²

vérification moment				
Med	118,20	KN.m		
mu	0,023			
alpha	0,029			déficit
As	12,46	cm ² /m	OK	0,88%

Par conséquent, la charge d'exploitation admissible est de 450 kg/m²

h. S11 (poutre 32x46 cm ht)

$$G_{dalle} = 25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{carrelage+chape} = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{cloison} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$



G poutre = $0,24 \times 25 \times 0,3 = 1,80 \text{ kN/ml}$

Gtotal = $6,20 \text{ kN/m}^2 \times 6,94 \text{ m} = 43 \text{ kN/ml} / 2 \times 1,10 = 23,66 \text{ kN/ml}$

Q = à déterminer

Dalle de compression : bff = $0,1 \times 3,23 + 0,20 \times 3,75 = 1,073 \text{ m}$

Poutre					
caractéristique					
h	0,460	m	fck	20,00	Mpa
b	1,07	m	fcd	13,33	Mpa
d	0,430	m	fyk,exis	400,00	Mpa
L	3,23	m	fyd	347,83	Mpa

As existant		
lit 1		
Asinf		
Dia	16	mm
n	4	cm
Asx	8,04	cm ²

vérification moment				
Med	46,69	KN.m		
mu	0,018			
alpha	0,022			déficit
As	3,15	cm ² /m	OK	155,26%

i. S13 (dalle 16 cm)

Gdalle = $25 \times 0,16 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Gcarrelage+ chape = $0,70 \text{ kN/m}^2$

Gcloison = $1,50 \text{ kN/m}^2$

G poutre = $0,24 \times 25 \times 0,3 = 1,80 \text{ kN/ml}$

Gtotal = $6,20 \text{ kN/m}^2$

Q = à déterminer

vérification moment				
Med	19,20	KN.m		
mu	0,085			
alpha	0,111			déficit
As	7,58	cm ² /m	OK	49,23%

j. S14 (dalle 22 cm)

Portée 7,00 m

Acier fil adhérent diamètre 5mm tous les 12 cm

Gtotal = $6,20 \text{ kN/m}^2$

Q = à déterminer

Hypothèses principales	
Portée des dalles	7,00 m
Poids propre dalle seule	1,5kN/ml
Poids propre dalle de compression	4,00 kN/m ²
charges sup	0,1 kN
Largeur de dalle reprise	1,00 m
Poids volumique des matériaux	
Béton	25 kN/m ³
Permanente = G	
Élément	Charge sur dalles
Poids propre dalles	1,5kN/ml
Dalle de compression	4,0kN/ml
Total	5,5kN/ml
Exploitation = Q	
Charge admissible au m ²	3,50 kN/m ²
Charge admissible sur la largeur de dalle reprise	3,50 kN/m ²

Caractéristique mécanique de la poutre étudiée à L/2 en service							
Section A-A		Béton		Précontrainte supposée après pertes		Acier longitudinal supposé 9 T6,85mm	
Ac=B	0,2200 m ²	fc28	30,00 MPa	fprg	1630,80 MPa	fprg	2060,00 MPa
L poutre	7,000 m	fcu	38,00 MPa	fpeg	1304,64 MPa	fpeg	1812,00 MPa
v	0,110 m	fcd=fck/1,5	20,00 MPa	As	253,80 mm ²	As	
h	0,220 m	fctm=0,3x35 ² /3	2,90 MPa	Ep	195000,00 MPa	Ep	210000,00 MPa
v'	0,110 m	σ1i=σ2s=0,6xfck	18,00 MPa	fyk =	500,00 MPa	fyk =	500,00 MPa
I/v'	0,008 m	Ecm=22(fcu/10) ¹ /3	34330,80 MPa	fyd=fyk/1,15	434,78 MPa	fyd=fyk/1,15	434,78 MPa
d'	0,015 m						
d=h-d'	0,205 m	P supposé en MN	0,331117632				
e0	-0,095 m	ρ	0,333333333				
I	0,000887 m ⁴						
I/v	0,008067 m ⁴						



Vérification à l'ELU					
x=	0,00 m	2,80 m	3,50 m	4,20 m	7,00 m
Moment sollicitant =	0,00 MN.m	0,07 MN.m	0,08 MN.m	0,07 MN.m	0,00 MN.m
d=	0,21 MN.m	0,21 MN.m	0,21 MN.m	0,21 MN.m	0,21 MN.m
x	0,07 MN.m	0,07 MN.m	0,07 MN.m	0,07 MN.m	0,07 MN.m
$\Delta\epsilon''_p$	0,00 MN.m	0,00 MN.m	0,00 MN.m	0,00 MN.m	0,00 MN.m
ϵ_p'	0,00 MN.m	0,00 MN.m	0,00 MN.m	0,00 MN.m	0,00 MN.m
ϵ_p total	0,01 MN.m	0,01 MN.m	0,01 MN.m	0,01 MN.m	0,01 MN.m
σ_p =	1575,65 MN.m	1572,65 MN.m	1570,91 MN.m	1572,65 MN.m	1575,65 MN.m
$A_p \times \sigma_p$ =	0,40 MN.m	0,40 MN.m	0,40 MN.m	0,40 MN.m	0,40 MN.m
Nb	0,40 MN.m	0,40 MN.m	0,40 MN.m	0,40 MN.m	0,40 MN.m
x	0,02 MN.m	0,02 MN.m	0,02 MN.m	0,02 MN.m	0,02 MN.m
Moment résistant	0,08 MN.m	0,08 MN.m	0,08 MN.m	0,08 MN.m	0,08 MN.m

k. S16 (poutre 41 x 43 cm ht)

Portée : 8,12 m

Acier 7t4 (nombre inconnu)

Gpermanent = 6,20 kN/m² , soit une charge de 6,20 x 7,00 m = 43,4 kN/ml

Gpoutre = 0.41x 0,43 x 25 = 4,40 kN/ml ,

Gtotal = 47,80 kN/ml

Q = à déterminer

Pas assez d'informations

IV. CONCLUSION

Localisation	Sondage	Éléments	g(kg/m ²)	Q(kg/m ²)	Remarques	CF (minute)
PH RDC A	S1	Poteau BA	670	>500	-	REI 180 (3H)
PH RDC A	S2	Poutre BA	670	440	-	REI 90 (1H30)
PH RDC A	S3	Poutre BA	670	>500	-	REI 60 (1H00)
PH RDC A	S4	Dalle BA	670	350	En l'absence d'information sur les aciers de chapeau nous limiterons la charge à 350 kg/m ² sur toute la surface	REI 30 (0H30)
PH RDC A	S5	Mur béton non armé	670	>500	Le mur est sollicité à 13,37 % pour un bâtiment R+1 et avec une toiture en charpente métalliques	CF 180 (3H)
PH RDC A	S6	Poutre BA	670	440	Pour une charge supérieure il faudra prévoir des renfort	REI 120 (2H)
PH RDC A	S7	Poutre BA	670	>500	Le mur est sollicité à 13,37 % pour un bâtiment R+1 et avec une toiture en	CF 90 (1H30)



					charpente métalliques	
PH RDC A	S8	Dalle BA	670	350	En l'absence d'information sur les aciers de chapeau nous limiterons la charge à 350 kg/m ² sur toute la surface	REI 30 (0H30)
PH RDC A	S9	Poutre BA	670	450	-	REI 120 (2H)
PH RDC A	S10	Dalle BA	670	350 à 500		REI 30 (0H30)
PH R-1 A	S11	Poutre BA	620	>500	-	REI 90 (1H30)
PH R-1 A	S12	Poteau BA	620	>500	-	REI 180 (3H)
PH R-1 A	S13	Dalle BA	670	>500	-	REI 30 (0H30)
PH RDC B	S14	Dalle précontrainte	550 (sans cloison)	350	Le plancher est calculé sans cloisons. Dans le cas où il y aurait des cloisons la charge admissible serait de 250 kg/m ²	REI 60 (1H00)
PH RDC B	S15	Poteau BA				REI 180 (3H)
PH RDC B	S16	Poutre précontrainte			Pas assez d'informations pour se prononcer, sachant que l'exploitation du plancher était une ancienne cantine, il ne faudra pas dépasser 250 kg/m ²	REI 90 (1H00)
Dallage	C5 et C6	Dallage		1000 kg/m ²	Il faudra vérifier que le module de westergaard soit au moins également à 50 MPa/m	REI 0

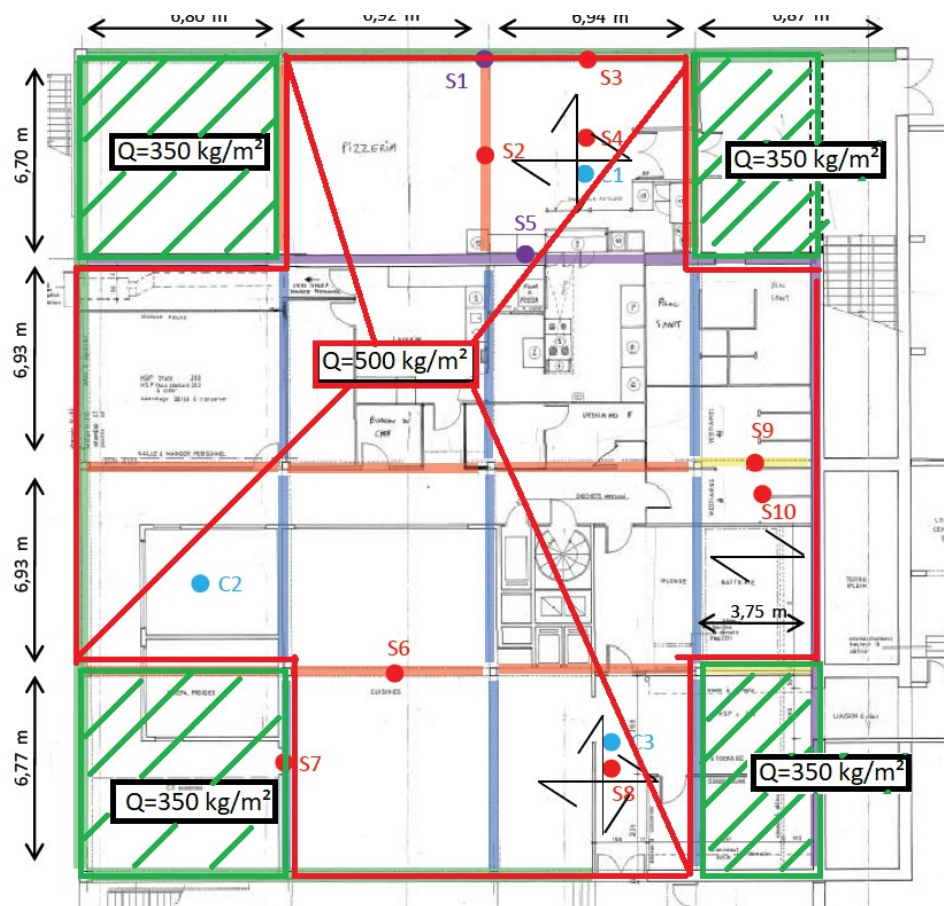


Figure 3 : PH RDC bâtiment A



Figure 4 : PH R-1 bâtiment A

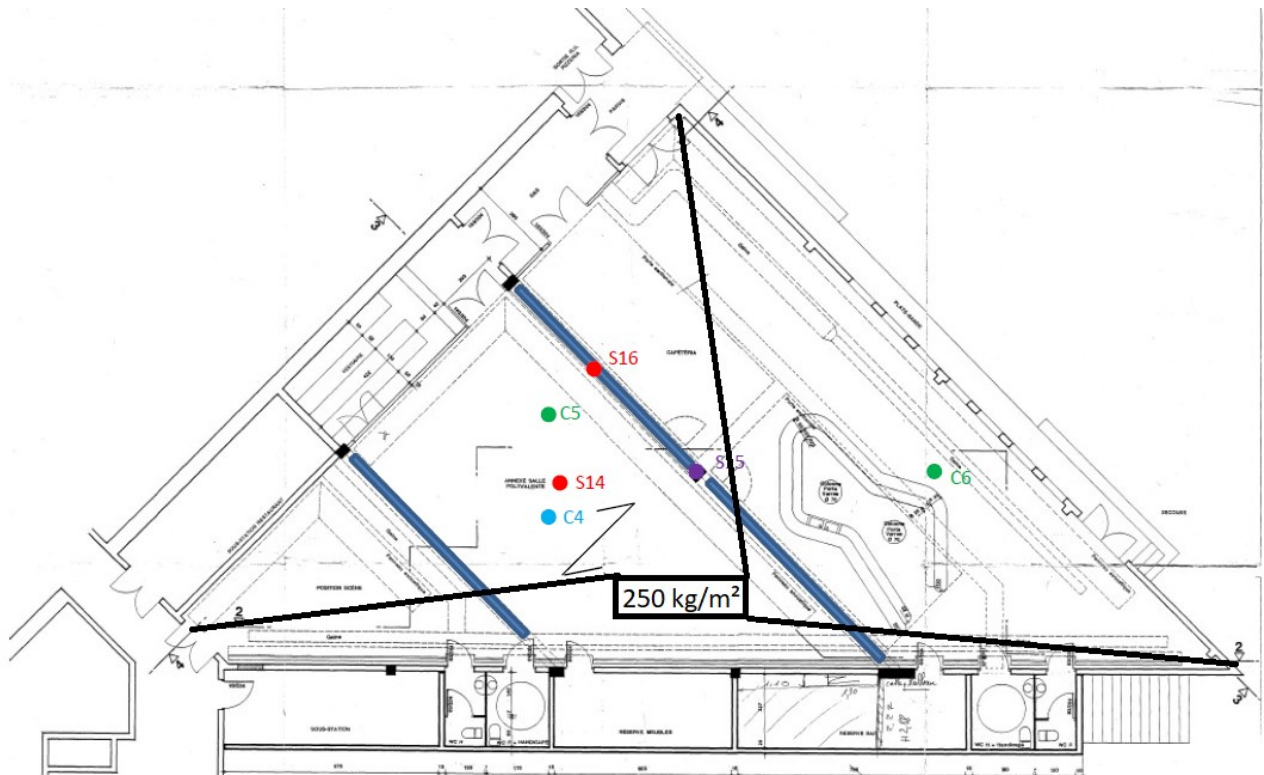


Figure 5 : PH RDC bâtiment B

V. REMARQUES

- Les schémas dans le présent rapport ne sont en aucun cas des plans d'exécution.
- En phase d'exécution toutes les hypothèses devront être vérifiées
- Dans le cas où les charges du projet seraient plus importantes, il faudra refaire un calcul pour adapter la structure porteuse et faire une vérification des fondations.
- Les sondages restent ponctuels et ne pourront être généralisé
- Aucun sondage en chapeau n'a été réalisé, cependant, nous avons quand même considéré une continuité des poutres et des dalles.
- Des sondages complémentaires pourront être demandés
- Certaines zones du sous-sol n'étaient pas accessibles par conséquent le plancher haut du sous-sol ne pourra être généralisé.