



I2BC CNRS- BATIMENT N°23

1 AVENUE DE LA TERRASSE – 91 190 GIF SUR YVETTE

DIAGNOSTIC STRUCTUREL D'UNE ZONE

Référence : IDF-A-21142					<u>Dossier suivi par :</u> Thomas POSTEC Tél : 09.81.83.83.92 Portable : 06.59.28.59.13 t.postec@bet-idf.com contact@bet-idf.com
Date	Ind	Rédaction	Validation	Observations	
21/12/21	0	POSTEC	POSTEAU	Première diffusion	
10/01/22	A	POSTEC	POSTEAU	Modification hypothèse SP01	

Sommaire

1. Définition de la mission	3
2. Descriptif de l'ouvrage	3
3. Investigation sur site	4
3.1. Détails de l'intervention	4
3.2. Programme de sondages réalisés	5
3.3. Informations générales concernant les sondages	6
3.4. Résultats des sondages réalisés	7
3.4.1. Sondage – SD1/SP1	7
3.4.2. Sondage – SD2/SP2	10
3.4.3. Sondage – SPo1	12
4. Fonctionnement structurel de la zone	14
5. Recalcul et analyse des existants	15
5.1. Hypothèses générales	15
5.1.1. Matériaux	15
5.1.2. Cadre réglementaire	15
5.1.3. Combinaisons d'actions	15
5.1.4. Chargement	15
5.2. Capacité portante de la dalle SD1	16
5.2.1. Capacité portante de la section	16
5.2.2. Modèle retenu	17
5.2.3. Cas de charge actuel	17
5.3. Capacité portante de la dalle SD2	18
5.3.1. Capacité portante de la section	18
5.3.2. Modèle retenu	19
5.3.3. Cas de charge actuel	20
5.4. Capacité portante de la poutre SPo1 – Plancher nervuré (Indice A)	21
5.4.1. Capacité portante de la section	21
5.4.2. Modèle retenu	22
5.4.3. Cas de charge plancher nervurés	23
5.4.4. Cas de charge plancher mixtes	23
5.5. Capacité portante de la poutre SPo1 – Plancher béton (Indice A)	24
5.5.1. Capacité portante de la section	24
5.5.2. Modèle retenu	25
5.5.3. Cas de charge dalle béton	26
6. Conclusions capacité portante (Indice A)	27
7. Conclusion de l'étude	28

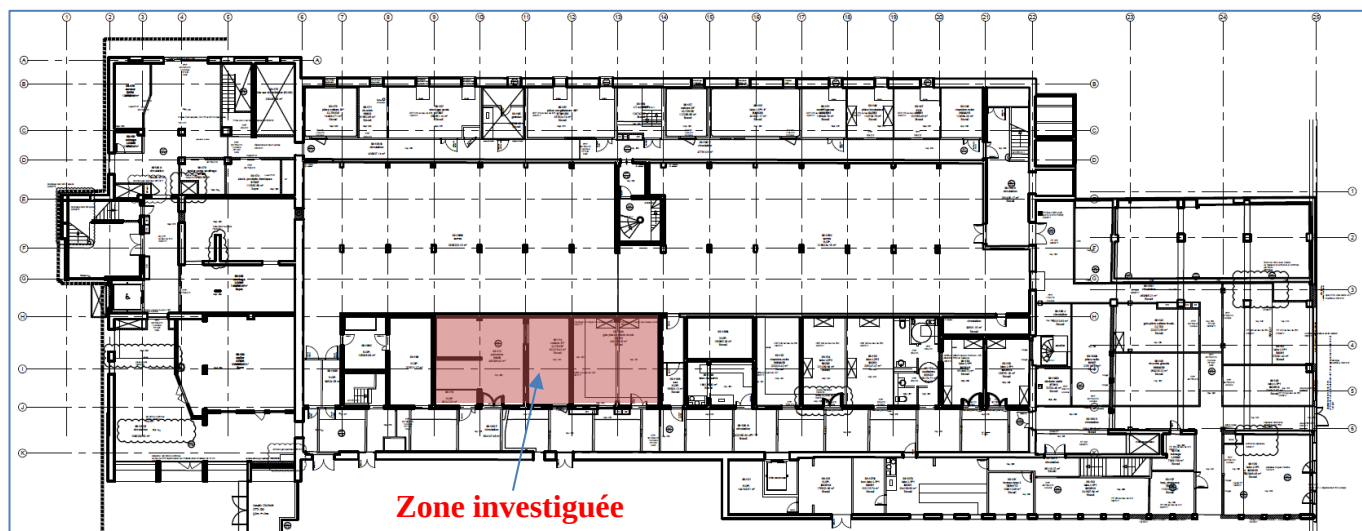
1. Définition de la mission

Notre présente mission consiste en la réalisation d'un diagnostic structurel d'une zone du bâtiment N°23 sur le site du CNRS à GIF SUR YVETTE.

Ce diagnostic consiste à comprendre le fonctionnement structurel de la zone et ainsi déterminer la capacité portante du plancher bas du RDC.

2. Descriptif de l'ouvrage

L'ouvrage investigué est un bâtiment de bureaux de type R+2 y compris un niveau de sous-sol. Ce bâtiment a été réalisé en béton armé.



Extrait du plan du RDC

3. Investigation sur site

3.1. Détails de l'intervention

- Date : Le 22/10/2021
- Personnes présentes : M. POSTEC - BET IDF
M. POSTEAU - BET IDF
M. CIOBANU – BET IDF
M. DUARTE – CNRS
- Type d'intervention : Campagne de sondages et relevés
- Outils utilisés : Marteau piqueur HILTI
Télémètre
Perceuse + Mèche 50 cm
Mortier de rebouchage sans retrait
Map
Ferroscan PS100

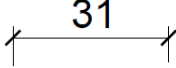
3.2. Programme de sondages réalisés

Les sondages réalisés ont été définis et localisés sur site selon le besoin du projet. La campagne d'investigations comprend au total 3 sondages destructifs, deux percements ainsi que divers relevés dimensionnels. Ces sondages ont été réalisés en plancher haut du R-1, la localisation de ces derniers au RDC est la suivante :



Repérage des sondage PB RDC

3.3. Informations générales concernant les sondages

P201	Nom du sondage
<i>Ouverture</i>	Indication de localisation
	Epaisseur d'un élément vue en élévation
Plâtre 	Type et épaisseur de revêtement
	Cotation des éléments bruts
	Ferraillage des structures BA

Légende des coupes bilan sur sondages

L'ensemble des cotations indiquées sont en cm.

3.4. Résultats des sondages réalisés

3.4.1. Sondage – SD1/SP1

Emplacement : Plancher haut du R-1

Objectif du sondage : Déterminer la nature, l'épaisseur et le ferrailage du plancher.

Sondage réalisé :



Emplacement du sondage



Sondage SD1

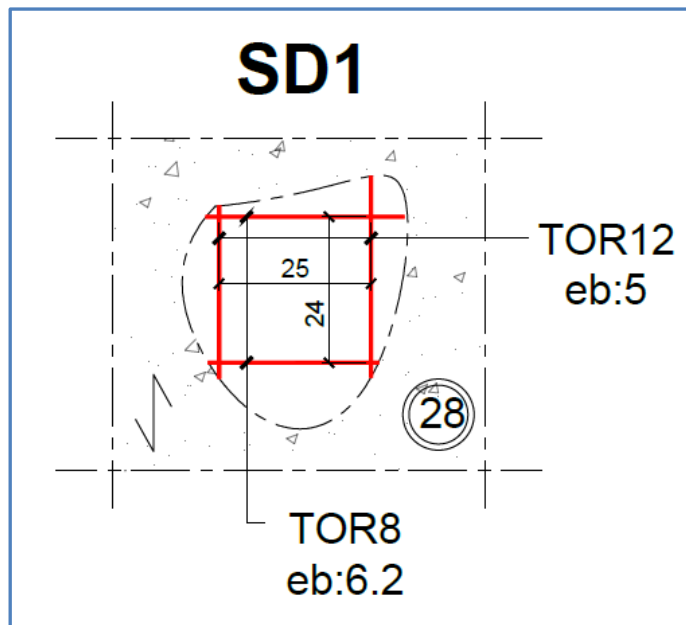


Sondage FS1

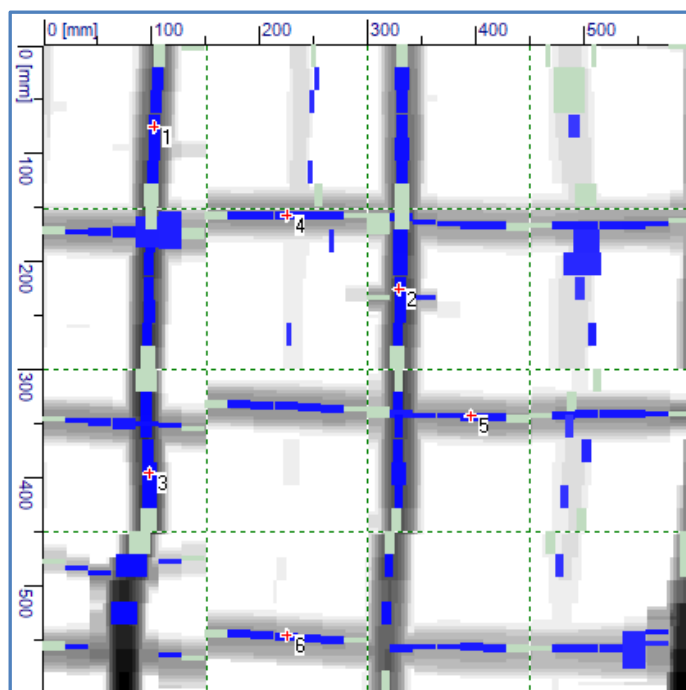


Sondage rebouché

Bilan - coupe type :



Ferrosan FS1 :



Point:	x: [mm]	y: [mm]	Prof.: [mm]	Fer:	Orientation:	Utilisation:
1	103	74	13	12mm	Vertical	Ok
2	329	224	9	12mm	Vertical	Ok
3	97	396	9	14mm	Vertical	Ok
4	224	157	20	8mm	Horizontal	Ok
5	396	343	21	8mm	Horizontal	Ok
6	224	546	22	8mm	Horizontal	Ok

Remarques diverses concernant le sondage :

Le plancher sondé est un plancher en béton armé d'une épaisseur de 28 cm.

Ce plancher porte perpendiculairement aux poutres du sous-sol.

Le ferrailage semble en bon état apparent, nous n'avons pas relevé de trace de corrosions.

3.4.2. Sondage – SD2/SP2

Emplacement : Plancher haut du R-1

Objectif du sondage : Déterminer la nature, l'épaisseur et le ferrailage du plancher.

Sondage réalisé :



Emplacement du sondage



Sondage SD2

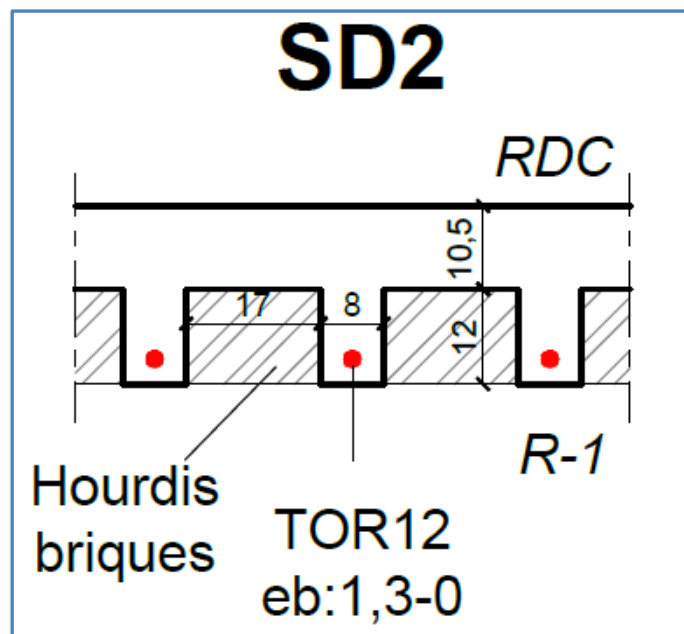


Sondage SD2



Sondage SD2

Bilan - coupe type :



Remarques diverses concernant le sondage :

Le plancher est un plancher nervuré avec un remplissage briques.

Ce plancher porte perpendiculairement aux poutres du sous-sol.

Lors de la réalisation de ce sondage, nous avons uniquement retiré les hourdis brique. Nous avons alors pu observer des armatures apparentes ainsi que du béton manquant dans certaines parties du plancher. En effet au droit du sondage, la partie basse d'une poutrelle est inexistante.

Il y a donc aucune interaction entre l'acier et le béton au droit de ces constats.

Par ailleurs, il est possible d'observer que les armatures présentent de légères traces de corrosions.

3.4.3. Sondage – SPo1

Emplacement : Poutre en Plancher haut du R-1

Objectif du sondage : Déterminer l'équarrissage et le ferrailage de la poutre.

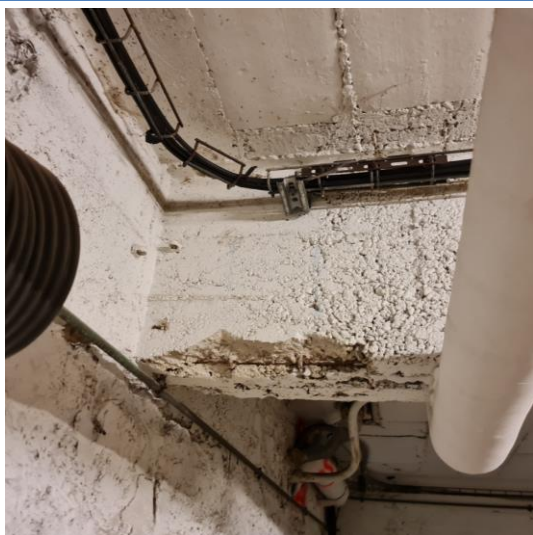
Sondage réalisé :



Emplacement du sondage



Sondage SPo1

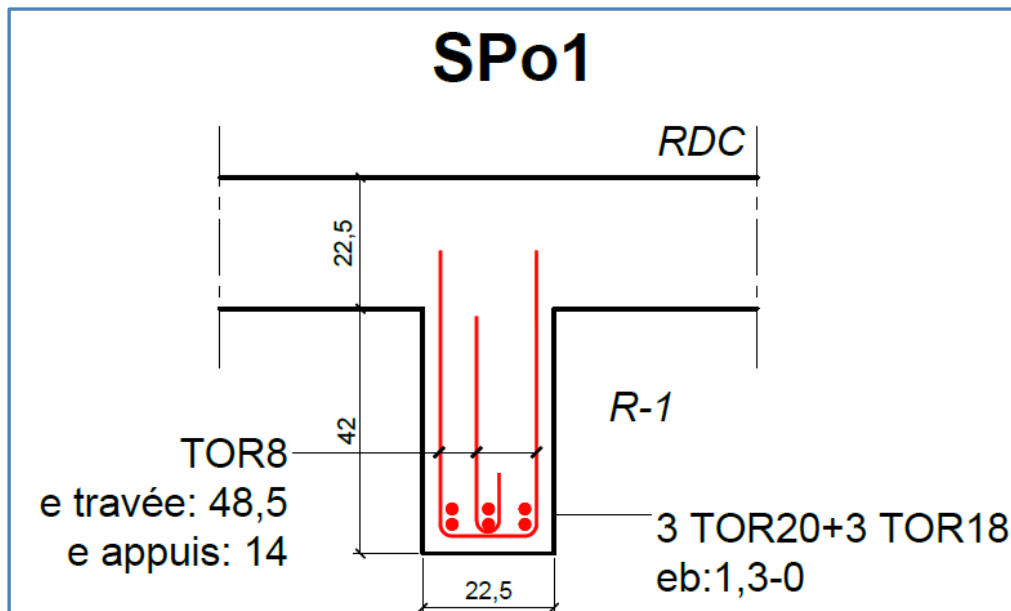


Sondage SPo1



Sondage rebouché

Bilan - coupe type :



Remarques diverses concernant le sondage :

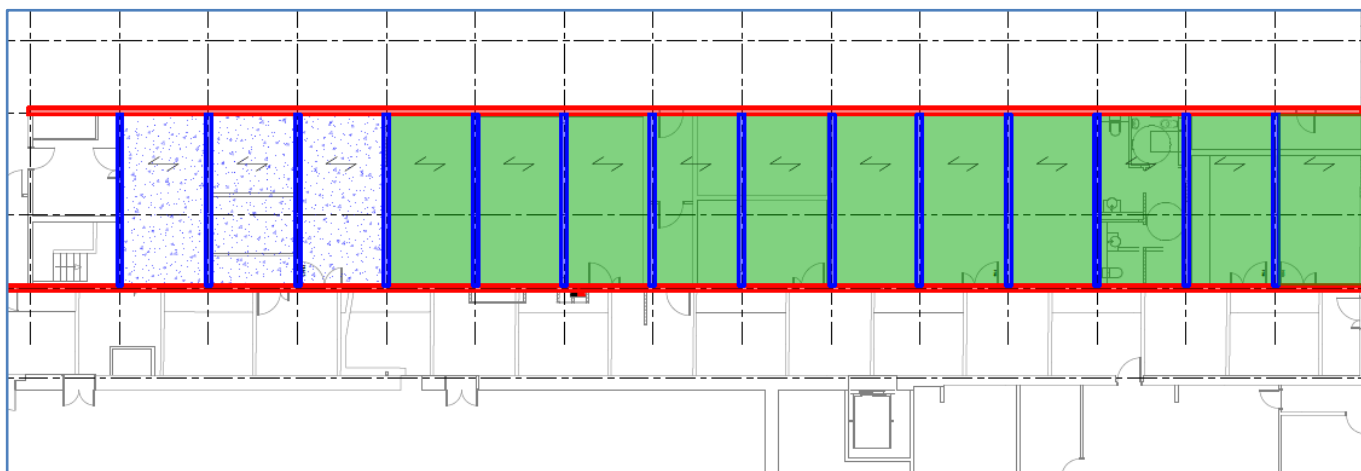
La poutre sondée ici porte perpendiculairement aux voiles de façades.

Nous avons pu observer par endroit que les armatures ne présentent pas d'enrobage (armatures à nu).

Cela est dû à une mauvaise vibration du béton lors de la mise en œuvre.

4. Fonctionnement structurel de la zone

Le plancher haut du sous-sol a été réalisé avec deux types de planchers, des planchers nervurés avec un remplissage hourdis (en **vert**) ainsi que des plancher béton (en **bleu**). Ces planchers reposent sur des poutres en béton armés (en **bleu**) régulièrement espacées. Ces dernières prennent appuis sur des murs en béton et en pierre (en **rouge**).



Principe structurel de la zone

Au-dessus de chaque poutre, des murs en béton sont présents et permettent de reprendre le plancher haut du RDC. Ces murs cloisonnent les différentes pièces du niveau RDC tous les 3,50 m. Toutefois, ces derniers peuvent être modifiés selon les besoins du projet. Il est possible d'observer dans la pièce n°116 que le voile béton a été déposé afin d'obtenir un double volume. Cette suppression a été réalisée par la mise en place d'une poutre de renfort en PH RDC permettant la reprise de charge sur les verticaux.

5. Recalcul et analyse des existants

5.1. Hypothèses générales

L'ensemble des hypothèses pour la réalisation des recalculs est regroupé dans cette partie.

5.1.1. Matériaux

Données issues de recherches documentaires correspondantes à la période de construction estimée :

- **Béton armé**
 - $f_{c28} =$ 25 MPa (hypothèse défavorable)
 - $f_e =$ 500 MPa (hypothèse défavorable)

Aux vues des dispositions constructives relevés sur site, les dallages seront considérés comme non-armés.

5.1.2. Cadre réglementaire

Pour la justification des éléments sondés, nous utiliserons les normes suivantes :

- NF EN 1990 : Bases de calcul des structures
- NF EN 1991 : Actions sur les structures
- NF EN 1992 : Calcul des structures en béton

5.1.3. Combinaisons d'actions

- ELS : G+Q
- ELU : 1,35G + 1,50Q

5.1.4. Chargement

Les différentes charges présentes actuellement sur ce plancher sont les suivantes :

- **Charges permanentes :**
 - Dalle en béton (28 cm) : 700 daN/m²
 - Dalle en béton (10.5 cm) : 263 daN/m²
 - Carrelage : 50 daN/m²
- **Charges d'exploitations :**
 - Bureaux : 250 daN/m²

5.2. Capacité portante de la dalle SD1

5.2.1. Capacité portante de la section

Un calcul préalable nous a permis de statuer sur le moment ultime de cette dalle avec les dimensions et le ferrailage relevés. Le moment fléchissant ultime maximal est de 4 307 daN.m.

Vérification de la section d'armatures en flexion

Vérification de la compression du béton :

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{4\,307}{1000 * 230^2 * 16,67} \times [10^4] = 0,049$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

b_{eff} = Largeur de la table de compression (en mm)

d = Bras de levier (en mm)

f_{cd} = Résistance compression béton = $25/1,5 = 16,67$ MPa

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,063$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

$$A = \frac{M_{ed}}{d(1 - 0,4\alpha)\sigma_{st}} = \frac{4\,307}{230(1 - 0,4 \times 0,063)435} \times [10^2] = 4,42 \text{ cm}^2$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

d = Bras de levier (en mm)

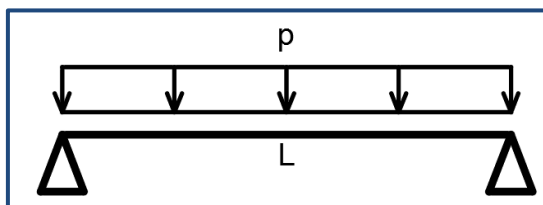
$$\sigma_{st} = \text{Résistance en traction de l'acier} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

La section réelle est de 4,52cm² (4Ø12), valeur supérieure à la section théorique de 4,42 cm².

Le moment vérifié est donc conforme aux armatures en place.

5.2.2. Modèle retenu

Ce modèle est une projection simplifiée du cas réel et permet de calculer conformément la capacité portante de cette poutre.



Avec : p = charge linéaire

L = Portée de calcul = 3,50 mètres

$$P_{elu/M} = \frac{8 \times M_{ed}}{l^2} = \frac{8 \times 4\,307}{3,50^2} = 2\,812 \text{ daN/ml}$$

Le chargement ultime pour cette poutre limitée par le moment fléchissant est de 2 812 daN/ml.

5.2.3. Cas de charge actuel

Le maître d'ouvrage souhaite connaître la charge d'exploitation maximale de ce plancher sans aucune modification des couches de revêtement existantes. La charge permanente prise en compte dans le calcul se limitera alors uniquement au poids propre de la dalle reprise ainsi que ces revêtements de 750 daN/ml.

$$P_{elu} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$Q = \frac{P_{elu} - 1,35 \times G}{1,5} = \frac{2\,812 - 1,35 \times 750}{1,5} = 1200 \text{ daN/ml} = 1200 \text{ daN/m}^2$$

Cette capacité portante est valable uniquement sur les zones de plancher saines.

5.3. Capacité portante de la dalle SD2

Dans cette partie, une poutrelle du plancher constituant le plancher nervuré sera vérifiée. L'axe neutre de cette poutre est situé dans la table de compression. Cette poutre sera alors vérifiée comme une poutre rectangulaire avec $b = b_{eff}$.

5.3.1. Capacité portante de la section

Un calcul préalable nous a permis de statuer sur le moment ultime de cette dalle avec les dimensions et le ferrailage relevés. Le moment fléchissant ultime maximal est de 988 daN.m.

Vérification de la section d'armatures en flexion

Vérification de la compression du béton :

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{988}{250 * 212^2 * 16,67} \times [10^4] = 0,053$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

b_{eff} = Largeur de la table de compression (en mm)

d = Bras de levier (en mm)

f_{cd} = Résistance compression béton = $25/1,5 = 16,67$ MPa

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}) = 0,068$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

$$A = \frac{M_{ed}}{d(1 - 0,4\alpha)\sigma_{st}} = \frac{988}{212(1 - 0,4 \times 0,068)435} \times [10^2] = 1,10 \text{ cm}^2$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

d = Bras de levier (en mm)

σ_{st} = Résistance en traction de l'acier = $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

La section réelle est de $1,13 \text{ cm}^2$ (1Ø12), valeur supérieure à la section théorique de $1,10 \text{ cm}^2$.

Le moment vérifié est donc conforme aux armatures en place.

Vérification de la section d'armatures en cisaillement

Les poutrelles ne présentant pas d'armatures d'effort tranchant, nous allons calculer ici la résistance de la section du béton en l'absence d'armatures transversales.

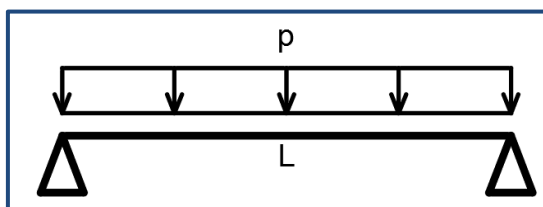
Calcul du cisaillement minimum :

$$V_{rac} = \left(0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0,02 f_{ck} \right) b_w d = \left(0,035 \times 1,97^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}} + 0,02 \times 25 \right) 80 \times 212 \times [0,1]$$

$$= 9\,054 \text{ daN}$$

5.3.2. Modèle retenu

Ce modèle est une projection simplifiée du cas réel et permet de calculer conformément la capacité portante de cette poutre.



Avec : p = charge linéaire

L = Portée de calcul = 9,56 mètres

$$P_{elu/M} = \frac{8 \times M_{ed}}{l^2} = \frac{8 \times 988}{3,50^2} = 645 \text{ daN/ml}$$

$$P_{elu/V} = \frac{2 \times V_{ed}}{l} = \frac{2 \times 9\,054}{3,50} = 5\,174 \text{ daN/ml}$$

Le chargement ultime pour cette poutre limitée par le moment fléchissant est de 645 daN/ml.

5.3.3. Cas de charge actuel

Le maître d'ouvrage souhaite connaître la charge d'exploitation maximale de ce plancher sans aucune modification des couches de revêtement existantes. La charge permanente prise en compte dans le calcul se limitera alors uniquement au poids propre de la dalle reprise ainsi que ces revêtements de 145 daN/ml.

$$P_{elu} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$Q = \frac{P_{elu} - 1,35 \times G}{1,5} = \frac{645 - 1,35 \times 145}{1,5} = 300 \text{ daN/ml} = 1\,198 \text{ daN/m}^2$$

Cette capacité portante est valable uniquement sur les zones de plancher saines.

5.4. Capacité portante de la poutre SPo1 – Plancher nervuré (Indice A)

5.4.1. Capacité portante de la section

Un calcul préalable nous a permis de statuer sur le moment ultime de cette poutre avec les dimensions et le ferrailage relevés ainsi que l'effort tranchant ultime. Le moment fléchissant ultime maximal est de 24 760 daN.m, l'effort tranchant ultime est de 15 006 daN.

Vérification de la section d'armatures en flexion

Vérification de la compression du béton :

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{24\,760}{225 * 632^2 * 16,67} \times [10^4] = 0,165$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

b_{eff} = Largeur de la table de compression (en mm)

d = Bras de levier (en mm)

f_{cd} = Résistance compression béton = $25/1,5 = 16,67$ MPa

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,165}) = 0,227$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

$$A = \frac{M_{ed}}{d(1 - 0,4\alpha)\sigma_{st}} = \frac{24\,760}{632(1 - 0,4 \times 0,227)435} \times [10^2] = 9,90 \text{ cm}^2$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

d = Bras de levier (en mm)

σ_{st} = Résistance en traction de l'acier = $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

La section réelle est de 17,06 cm² (3Ø20+3Ø18), valeur supérieure à la section théorique de 9,90 cm².

Le moment vérifié est donc conforme aux armatures en place.

Vérification de la section d'armatures en cisaillement

Les poutrelles ne présentant pas d'armatures d'effort tranchant, nous allons calculer ici la résistance de la section du béton en l'absence d'armatures transversales.

Calcul du cisaillement minimum :

$$A_{sw} = \frac{V_{ed}}{0,9 \times d \times f_{ywd}} = \frac{15\,006}{0,9 \times 632 \times 435} \times [10^2] = 6,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : s = espacement des cadres sur appuis : 12 cm

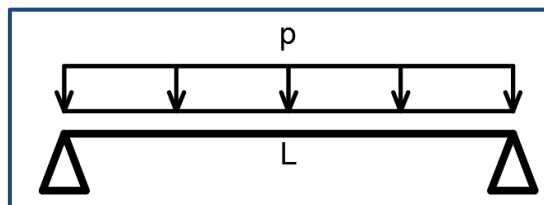
$$f_{ywd} = \text{Résistance en traction de l'acier} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

La section d'armatures réelle en place est de 10,77 cm²/ml (3 fils ø8 e : 14 cm), valeur supérieure à la section théorique de 6,06 cm²/ml.

L'effort tranchant vérifié est donc conforme aux armatures en place.

5.4.2. Modèle retenu

Ce modèle est une projection simplifiée du cas réel et permet de calculer conformément la capacité portante de cette poutre.



Avec : p = charge linéaire

L = Portée de calcul = 6,60 mètres

$$P_{elu/M} = \frac{8 \times M_{ed}}{l^2} = \frac{8 \times 24\,760}{6,60^2} = 4\,547 \text{ daN/ml}$$

$$P_{elu/V} = \frac{2 \times V_{ed}}{l} = \frac{2 \times 15\,006}{6,60} = 4\,547 \text{ daN/ml}$$

Le chargement ultime pour cette poutre limitée par le moment fléchissant est de 4 547 daN/ml.

5.4.3. Cas de charge plancher nervurés

Ce cas traite des poutres reprenant des plancher nervurés de part et d'autre.

Le maître d'ouvrage souhaite connaître la charge d'exploitation maximale de ce plancher sans aucune modification des couches de revêtement existantes. La charge permanente prise en compte dans le calcul se limitera alors uniquement au poids propre de la poutre soit 363 daN/ml ajoutés au poids propre de la dalle reprise ainsi que ces revêtements de 2023 daN/ml.

$$P_{elu} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$
$$Q = \frac{P_{elu} - 1,35 \times G}{1,5} = \frac{4\,547 - 1,35 \times 2\,386}{1,5} = 883 \text{ daN/ml} = 252 \text{ daN/m}^2$$

5.4.4. Cas de charge plancher mixtes

Ce cas traite des poutres reprenant à la fois des plancher nervurés et des planchers béton.

Le maître d'ouvrage souhaite connaître la charge d'exploitation maximale de ce plancher sans aucune modification des couches de revêtement existantes. La charge permanente prise en compte dans le calcul se limitera alors uniquement au poids propre de la poutre soit 363 daN/ml ajoutés au poids propre de la dalle reprise ainsi que ces revêtements de 2 324 daN/ml.

$$P_{elu} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$
$$Q = \frac{P_{elu} - 1,35 \times G}{1,5} = \frac{4\,547 - 1,35 \times 2\,687}{1,5} = 613 \text{ daN/ml} = 175 \text{ daN/m}^2$$

Ces capacités portantes sont valables uniquement sur les zones de plancher saines.

5.5. Capacité portante de la poutre SPo1 – Plancher béton (Indice A)

5.5.1. Capacité portante de la section

Un calcul préalable nous a permis de statuer sur le moment ultime de cette poutre avec les dimensions et le ferrailage relevés ainsi que l'effort tranchant ultime. Le moment fléchissant ultime maximal est de 29 886 daN.m, l'effort tranchant ultime est de 18 113 daN.

Vérification de la section d'armatures en flexion

Vérification de la compression du béton :

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{29\,886}{225 * 687^2 * 16,67} \times [10^4] = 0,169$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

b_{eff} = Largeur de la table de compression (en mm)

d = Bras de levier (en mm)

f_{cd} = Résistance compression béton = $25/1,5 = 16,67$ MPa

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169}) = 0,233$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

$$A = \frac{M_{ed}}{d(1 - 0,4\alpha)\sigma_{st}} = \frac{29\,886}{687(1 - 0,4 \times 0,233)435} \times [10^2] = 11,0 \text{ cm}^2$$

Avec : M_{ed} = Moment fléchissant ultime (en daN.m)

d = Bras de levier (en mm)

σ_{st} = Résistance en traction de l'acier = $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

La section réelle est de 17,06 cm² (3Ø20+3Ø18), valeur supérieure à la section théorique de 11,0 cm².

Le moment vérifié est donc conforme aux armatures en place.

Vérification de la section d'armatures en cisaillement

Les poutrelles ne présentant pas d'armatures d'effort tranchant, nous allons calculer ici la résistance de la section du béton en l'absence d'armatures transversales.

Calcul du cisaillement minimum :

$$A_{sw} = \frac{V_{ed}}{0,9 \times d \times f_{ywd}} = \frac{18\,113}{0,9 \times 687 \times 435} \times [10^2] = 6,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : s = espacement des cadres sur appuis : 12 cm

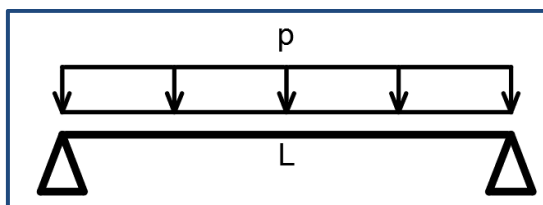
$$f_{ywd} = \text{Résistance en traction de l'acier} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

La section d'armatures réelle en place est de 10,77 cm²/ml (3 fils ø8 e : 14 cm), valeur supérieure à la section théorique de 6,73 cm²/ml.

L'effort tranchant vérifié est donc conforme aux armatures en place.

5.5.2. Modèle retenu

Ce modèle est une projection simplifiée du cas réel et permet de calculer conformément la capacité portante de cette poutre.



Avec : p = charge linéaire

L = Portée de calcul = 6,60 mètres

$$P_{elu/M} = \frac{8 \times M_{ed}}{l^2} = \frac{8 \times 29886}{6,60^2} = 5\,489 \text{ daN/ml}$$

$$P_{elu/V} = \frac{2 \times V_{ed}}{l} = \frac{2 \times 18113}{6,60} = 5\,489 \text{ daN/ml}$$

Le chargement ultime pour cette poutre limitée par le moment fléchissant est de de 5 489 daN/ml.

5.5.3. Cas de charge dalle béton

Ce cas traite des poutres reprenant des plancher béton de part et d'autre.

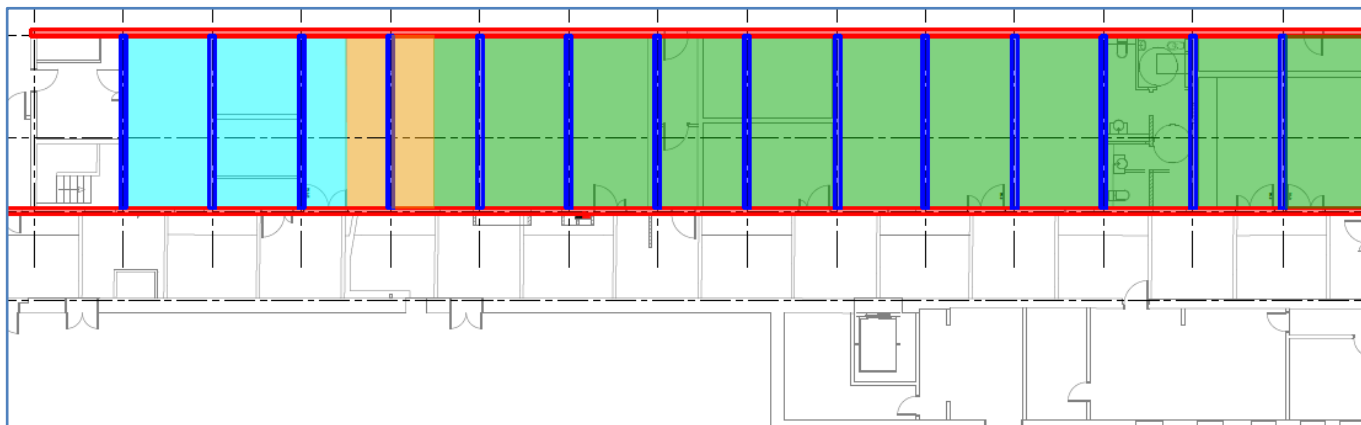
Le maître d'ouvrage souhaite connaître la charge d'exploitation maximale de ce plancher sans aucune modification des couches de revêtement existantes. La charge permanente prise en compte dans le calcul se limitera alors uniquement au poids propre de la poutre soit 394 daN/ml ajoutés au poids propre de la dalle reprise ainsi que ces revêtements de 2625 daN/ml.

$$P_{elu} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$Q = \frac{P_{elu} - 1,35 \times G}{1,5} = \frac{5\,489 - 1,35 \times 3\,019}{1,5} = 942 \text{ daN/ml} = 269 \text{ daN/m}^2$$

6. Conclusions capacité portante (Indice A)

D'après les calculs réalisés ci-dessus la capacité portante de ce plancher est limitée par la résistance des poutres principales selon les zones suivantes :



Les chargements d'exploitations avec les planchers actuels sont alors définis par les couleurs ci-dessus :

- **CYAN** : 269 daN/m²
- **ORANGE** : 175 daN/m²
- **VERT** : 252 daN/m²

Les résultats des calculs semblent conformes à une exploitation de bureaux (250 daN/m²).

Cependant, nous avons pu observer que le plancher nervuré présente des anomalies majeures pour le bon fonctionnement structurel de ce système. Afin de garantir son chargement, il est nécessaire d'inspecter l'ensemble des surfaces et de réparer les zones dégradées.

Seul la zone d'interaction plancher nervuré/béton présente une capacité portante plus faible du fait de la hauteur plus faible de la poutre et d'un poids propre plus important lié à la dalle béton.

Les valeurs de calculs données ci-dessus peuvent être améliorées par la mise en place d'un renforcement en sous-face de ces planchers selon les besoins du projet. Notamment au droit des zones en **ORANGE** qui ne présentent pas de charge d'exploitation conforme à une utilisation de bureaux (inférieures à 250 kg/m²).



7. Conclusion de l'étude

D'après les investigations menées, nous avons pu recalculer les capacités portantes du plancher et comprendre le schéma structurel de l'ossature du bâtiment.

Nous nous tenons à la disposition du maître d'ouvrage pour toute question ou information complémentaires concernant cette étude.

Espérant avoir répondu à votre demande,

Les Ulis, le 10/01/2022 – Indice A

Chargé de l'affaire

Thomas POSTEC