

DOSSIER N° 2023-09-13-010

Rapport de diagnostic structure

DOSSIER SUIVI PAR :

M. MONIER Aurelien

Port : 07 69 89 45 21

E-mail : a.monier@betex-ingenierie.com

CLIENT :

CNRS Délégation Provence & Corse

Contact : M. TAIBI Joseph

Tel : 06 17 84 49 29

E-mail : joseph.taibi@cnrs.fr



BETEX
Ingénierie



Mission complémentaire - Diagnostic structure d'un toit-terrasse et poutre, afin d'étudier la faisabilité d'un changement d'exploitation.

163, Avenue de Luminy – 13009 Marseille

Référence	Rédaction	Validation	Date	Indice
2023-09-13-010	M. MONIER	M. MARIANI	27/09/2023	A

Sommaire

I. Généralités	5
1. Contexte.....	5
2. Localisation	5
3. Historique du bâtiment.....	6
4. Descriptif de l'ouvrage et du projet.....	6
5. Sismicité	8
6. Objectifs de la mission	8
7. Investigations réalisées : Analyse visuelle, sondages et relevés.....	9
II. Relevés des désordres	10
1. Analyse extérieure.....	10
2. Désordres sur dallage.....	10
3. Désordres poutres	12
III. Diagnostic du dallage	14
1. Radargramme.....	14
2. Sondages	16
3. Carottages – Essais laboratoire	18
4. Interprétation et analyse des essais en laboratoire.....	20
5. Analyse des résultats du dallage.....	20
1) Épaisseur	20
2) Section d'armatures.....	21
3) Résistance à la compression du béton	21
4) Espacement entre joints.....	22
5) Conclusion	22
IV. Synthèse investigations de la toiture	23
1. Analyses visuelles.....	23
1) Générales	23
2) Massifs béton (Nord) toiture.....	24
3) Massifs béton (Sud) toiture	26
2. Sondages Toiture	28
1) S1 – Poutre	28
2) S2 – Dalle préfabriqué	29
3) S3 – Poutre (étage).....	31
4) S4 – Dalle balcon	32
5) S3 – Poutre (porte à faux)	33
V. Principe structurel.....	34

VI. Calcul de capacité portante de la toiture terrasse	35
1. Généralités.....	35
2. Dalle BA.....	36
3. Poutre S1	38
VII. Calcul de capacité portante du balcon	40
1. Généralités.....	40
2. Dalle BA.....	40
3. Poutre porte à faux	42
VIII. Conclusions et Préconisations	44
1. Conclusions Capacité portantes du dallage	44
2. Conclusions Capacité portante toiture et Préconisations.....	45
3. Faisabilité	45
4. Généralités.....	49
IX. Annexe 1 - Analyse de la capacité portante du dallage existant – Zone 1	50
I. Hypothèses.....	50
II. Etat limite de dallage non armé	51
III. Calculs de la portance du dallage selon le DTU13.3.....	52
IV. Vérification de la portance du dallage par modélisation	53
1) Hypothèses.....	53
2) Cas de charge : Charge linéaire	54
X. Annexe 2 - Analyse de la capacité portante du dallage existant – Zone 2	55
V. Hypothèses.....	55
VI. Etat limite de dallage non armé	56
VII. Calculs de la portance du dallage selon le DTU13.3.....	57
VIII. Vérification de la portance du dallage par modélisation	58
1) Hypothèses.....	58
2) Cas de charge : Charge linéaire	59

I. Généralités

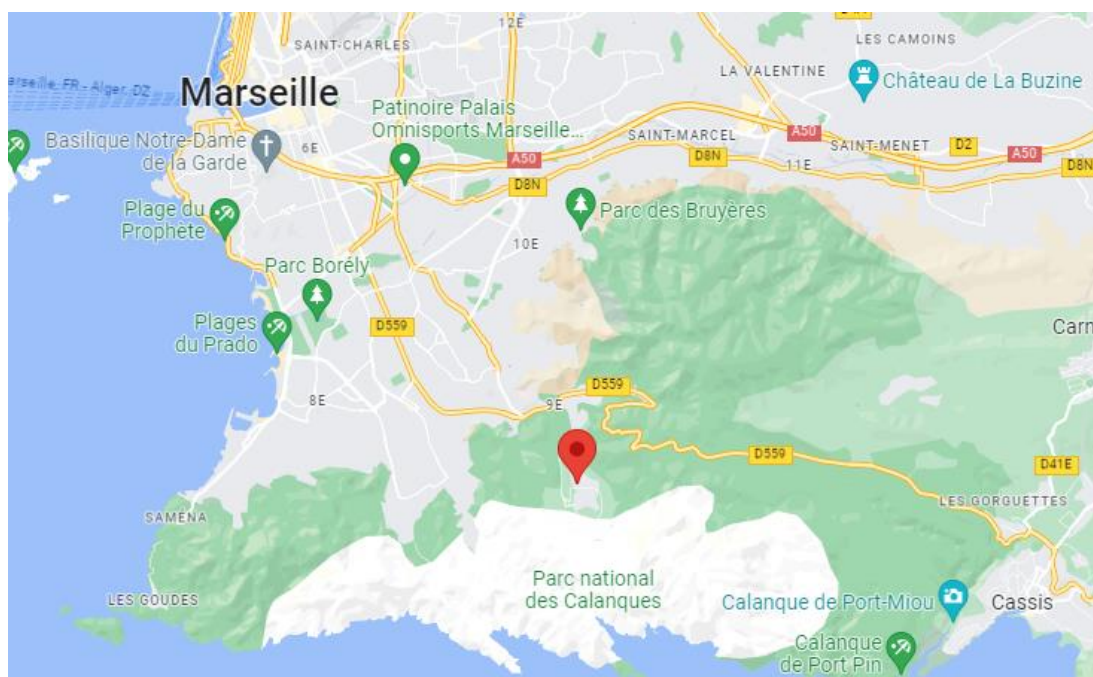
1. CONTEXTE

Dans le cadre d'un projet d'installation d'équipements techniques et d'un pont roulant à Marseille (13), le CNRS a missionné BETEX Ingénierie afin de réaliser un diagnostic pathologique du bâtiment et d'analyser la faisabilité du projet.

Nous avons effectué nos investigations sur site le 31/08/2023 et le 18/09/2023.

2. LOCALISATION

Le bâtiment est situé 163, avenue de Luminy à Marseille (13).



Google Maps : Plan de localisation du bâtiment

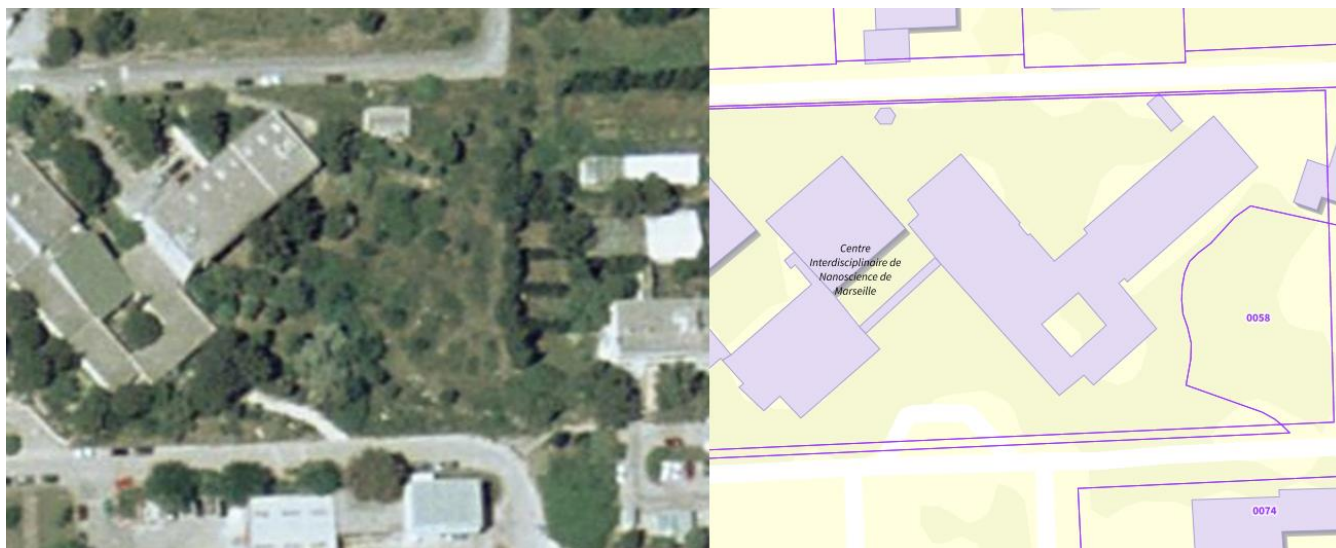


Vue aérienne du bâtiment

3. HISTORIQUE DU BATIMENT

L'historique ne nous a pas été communiqué, celui-ci se base sur les observations réalisées sur site ainsi que sur nos recherches et dires recueillis sur site :

- Construction des bâtiments dans les années 1970.



Vue satellite tirée du site remonter le temps (2002)

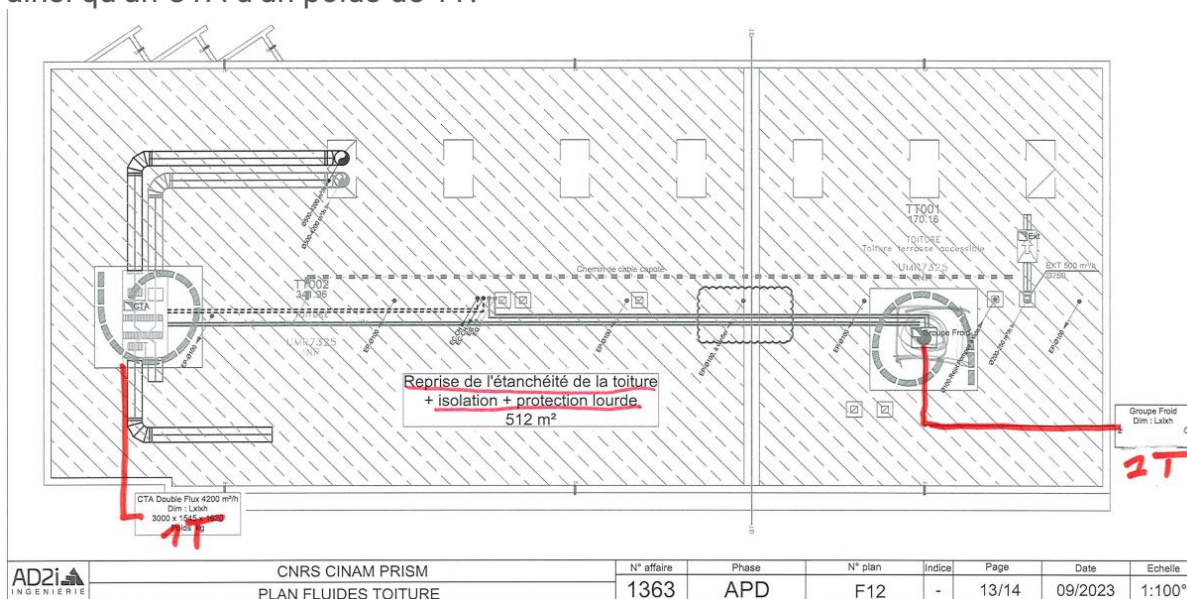
- Bâtiments utilisés comme atelier d'usinage bois et métal.

4. DESCRIPTIF DE L'OUVRAGE ET DU PROJET

Il s'agit d'un ouvrage en béton armé. L'ossature principale est composée de poteaux et poutres en béton armé, avec remplissage en agglomérés de béton et plancher type prédalle BA.

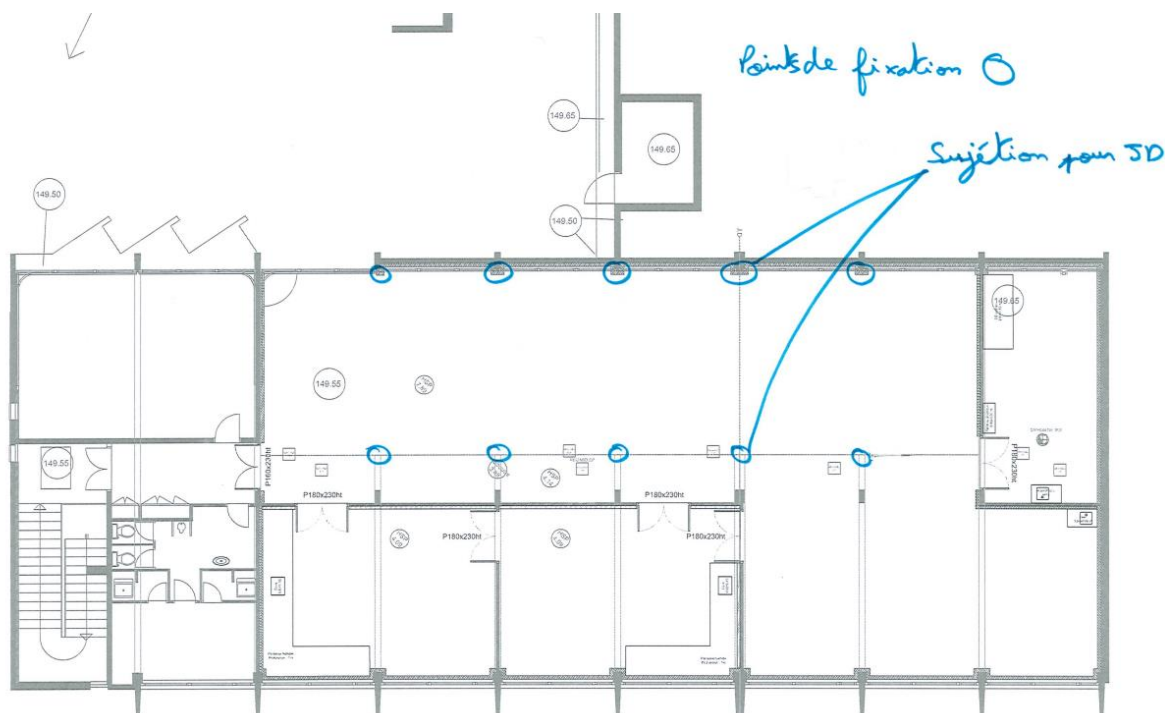
Le projet prévoit l'installation :

- En toiture sur les 2 massifs béton déjà existants, un groupe froid d'un poids estimé à 1T ainsi qu'un CTA d'un poids de 1T.



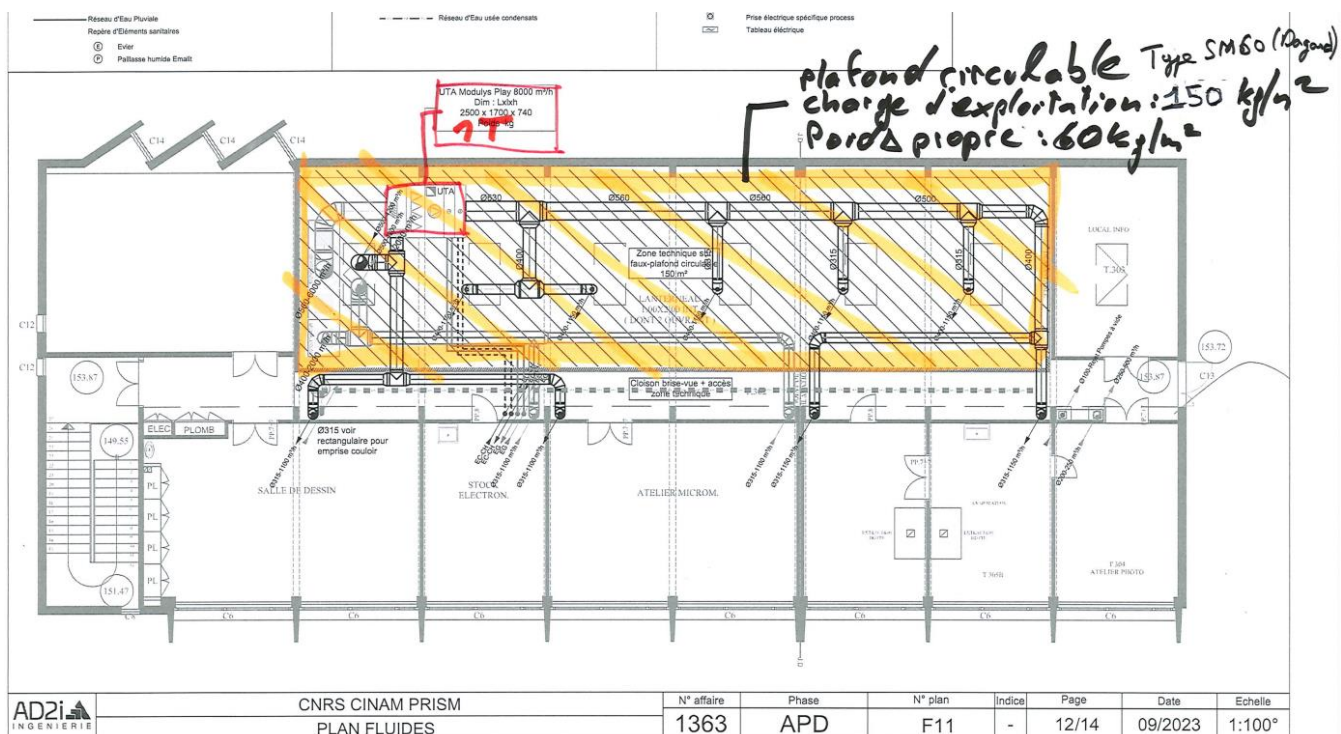
Plan du projet toiture (fournis par le BET)

- D'un pont roulant suspendu, pouvant relever une charge maximale de 1T



Principe d'ancrage du pont roulant (fournis par le BET)

- D'un plancher circulaire au niveau du plancher haut RDC actuel.



Plan de principe du plancher circulaire (fournis par le BET)

5. SISMICITE

La commune de Marseille dans laquelle se trouve le projet est en zone de **sismicité 2 (faible)** selon l'article D. 563-8-1 du code de l'Environnement. Le projet consiste en des travaux sur un bâtiment existant. Le bâtiment est de catégorie d'importance II ou III (à confirmer par les services compétents).

Selon l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié (relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite à « risque normal »), **aucune disposition parasismique n'est exigée.**

6. OBJECTIFS DE LA MISSION

La présente mission a pour objectif de réaliser un diagnostic structure pour calcul de capacité portante du dallage et de la toiture :

- Intervention sur site :
 - Inspection visuelle avec analyse de désordres
 - Il a été réalisé des mesures radar sur le dallage et la toiture afin notamment de déterminer leurs caractéristiques (nature, épaisseur, homogénéité, caractéristiques du ferrailage).
 - Il a été réalisé **3** carottages sur le dallage pour réaliser des essais de traction sur les différentes zones de dallage.
 - Des sondages destructifs sur les poutres et la dalle du balcon de circulation en porte à faux. MISSION COMPLÉMENTAIRE
- Rapport : rapport avec analyse des données (relevés et mesures réalisés), définition des principes structuraux et des caractéristiques des structures, avis technique sur l'état sanitaire de la toiture et du dallage au droit des zones accessibles, vérification de la capacité portante de la toiture et du dallage, notes de calcul, préconisations générales.

Hors justifications suivantes :

- Toute justification en cas d'une remontée d'eau accidentelle ;
- Toute justification en cas d'un effondrement et déformation du sol ;
- Toute justification vis-à-vis de la dilatation thermique des matériaux.

Ces investigations permettent d'acquérir une bonne connaissance de la structure existante (matériaux employés et nature des différents éléments de structure, positionnement de la structure porteuse, etc.) afin d'analyser la faisabilité technique du projet en phase Avant-Projet.

De plus, notre mission comporte un recalcul de la capacité portante des dallages en place afin de déterminer leur portance. En l'absence de données géotechniques, nous avons considéré des hypothèses défavorables concernant le sol support du dallage.

Enfin nous ferons des préconisations sommaires concernant la faisabilité structurelle du projet (hors étude d'EXE /Hors dimensionnement).

7. INVESTIGATIONS REALISEES : ANALYSE VISUELLE, SONDAGES ET RELEVES

Il est à préciser que les clichés photographiques et sondages ci-après illustrent de façon non exhaustive les désordres constatés, mais sont représentatifs de l'état structurel général.

Notre analyse porte uniquement sur les zones accessibles lors de notre visite sur site (non exhaustive) : trame de toiture et dallage.

Légende :

Sondage destructif sur dallage



S

Sondage destructif plancher haut



S

Carottage sur dallage



C

Sondage destructif poteau

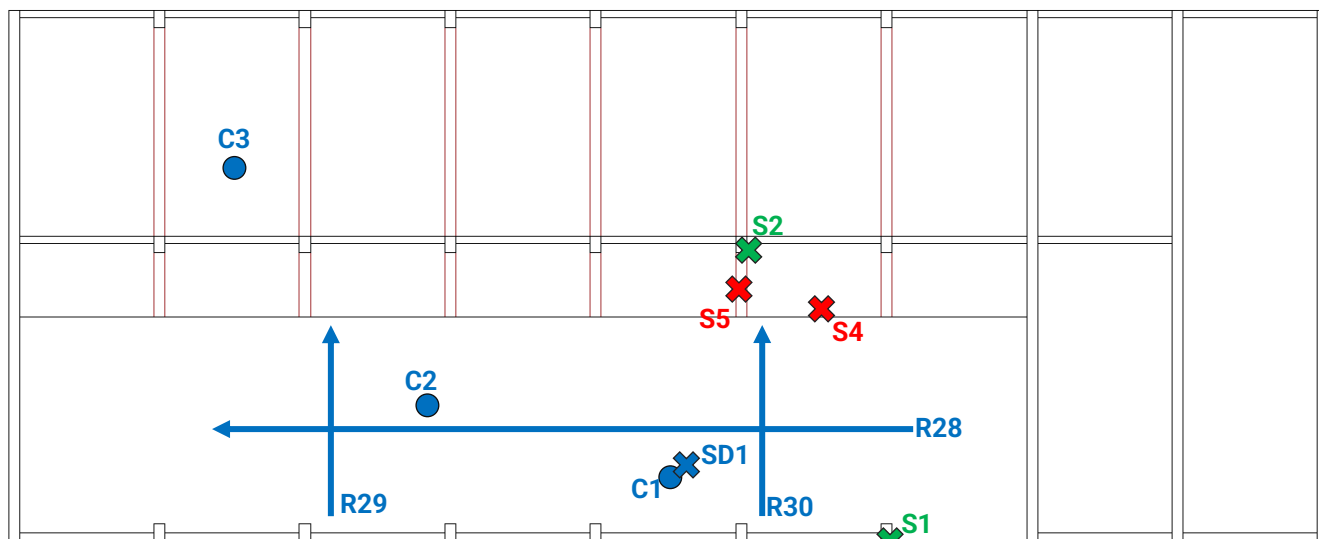


S

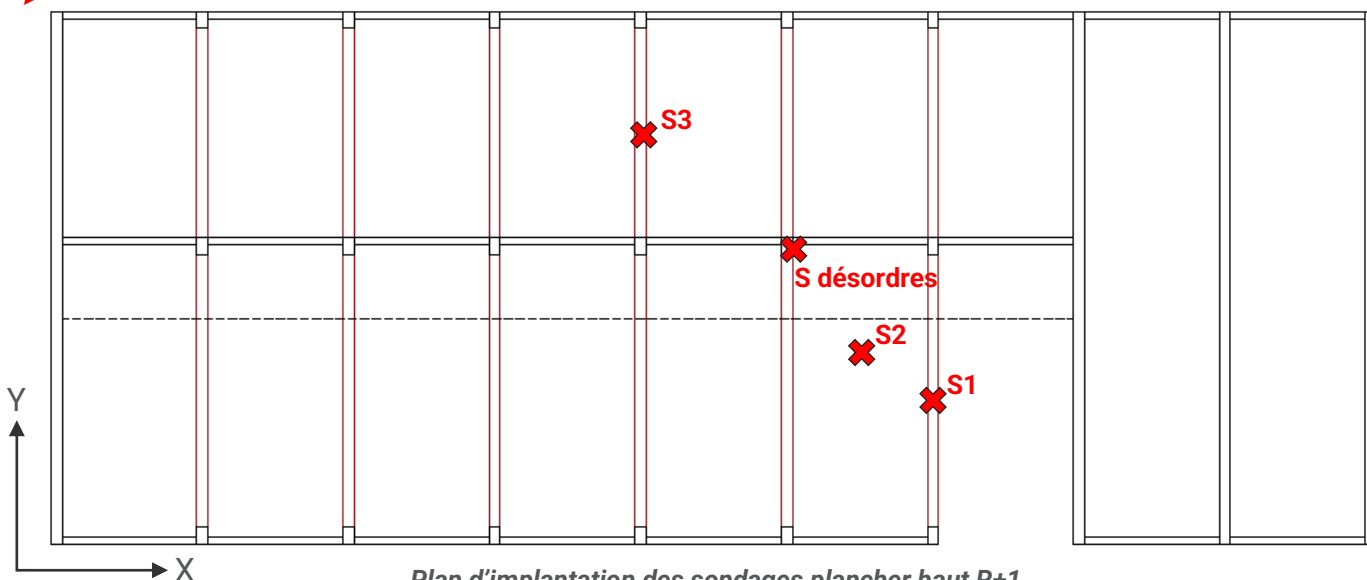
Radargramme dallage



Nota : de nombreux radargrammes ont été effectués sur l'ensemble des dallages, une synthèse est présentée ci-après.



Plan d'implantation des sondages et carottages Plancher haut RDC



Plan d'implantation des sondages plancher haut R+1

II. Relevés des désordres

Les différents résultats suivants sont issus des relevés et mesures non destructives et destructives effectués sur site. Ceux-ci sont basés sur des auscultations ponctuelles et locales positionnées le plus judicieusement possible en zone accessible et suivant analyse de l'ingénieur sur site. Cependant, il est rappelé que l'échantillonnage effectué reste faible par rapport à l'étendue des zones d'études et qu'une généralisation des conclusions à la problématique posée comporte une part d'incertitude. Cependant, le présent diagnostic est représentatif de l'état structurel général du bâtiment.

1. ANALYSE EXTERIEURE

Sur les parties extérieures du bâtiment, nous n'avons remarqué aucun désordre structurel (flexion excessive, fissuration, etc.) susceptible de remettre en cause la stabilité du bâtiment.



Photos façades

2. DESORDRES SUR DALLAGE

Dans l'ensemble le dallage est dans un bon état structurel. Nous avons constaté qu'il présente ponctuellement quelques dégradations de surface de type fissuration (état d'usage). Néanmoins, aucun affaissement / tassement ni pianotage entre panneaux de dallage significatif n'a été relevé. La structure du dallage n'est pas compromise, mais elle peut représenter une gêne pour l'exploitation du bâtiment (risque de chute, etc.).



Désordres sur dallages

3. DESORDRES POUTRES

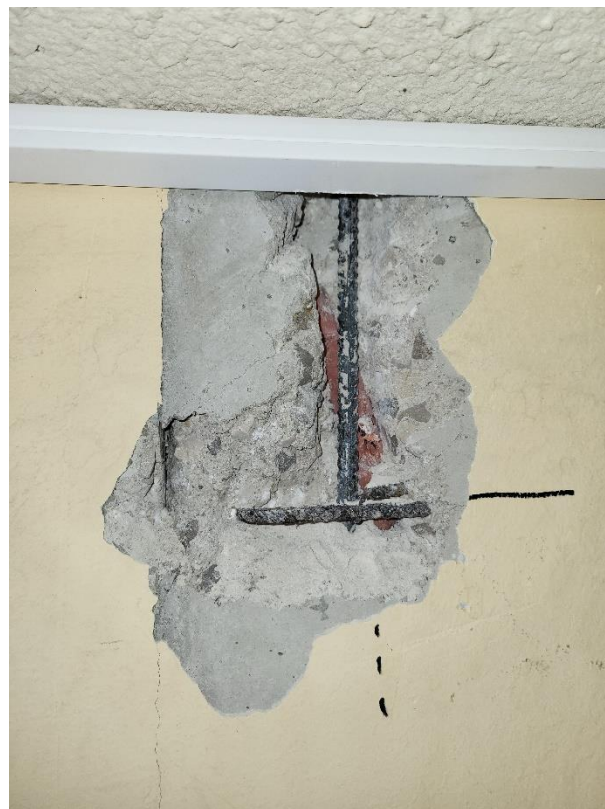
Nous avons remarqué des fissures au niveau des jonctions des poutres et des poteaux. Les fissures sont généralisées à la grande majorité des grandes poutres (7m). Ces fissures semblent être représentatives de fissures de flexion.

Nous avons réalisé un sondage sur une des fissures qui nous a permis de déterminer le principe constructif.

Il semblerait que les poteaux et les poutres aient été coulés séparément (en deux temps). Les fissures sont apparues à la jonction des deux éléments (reprise de bétonnage). De plus nous n'avons remarqué aucun acier constructif de liaison sur la partie haute de la poutre.



Photos des fissures de flexion au droit des poteaux

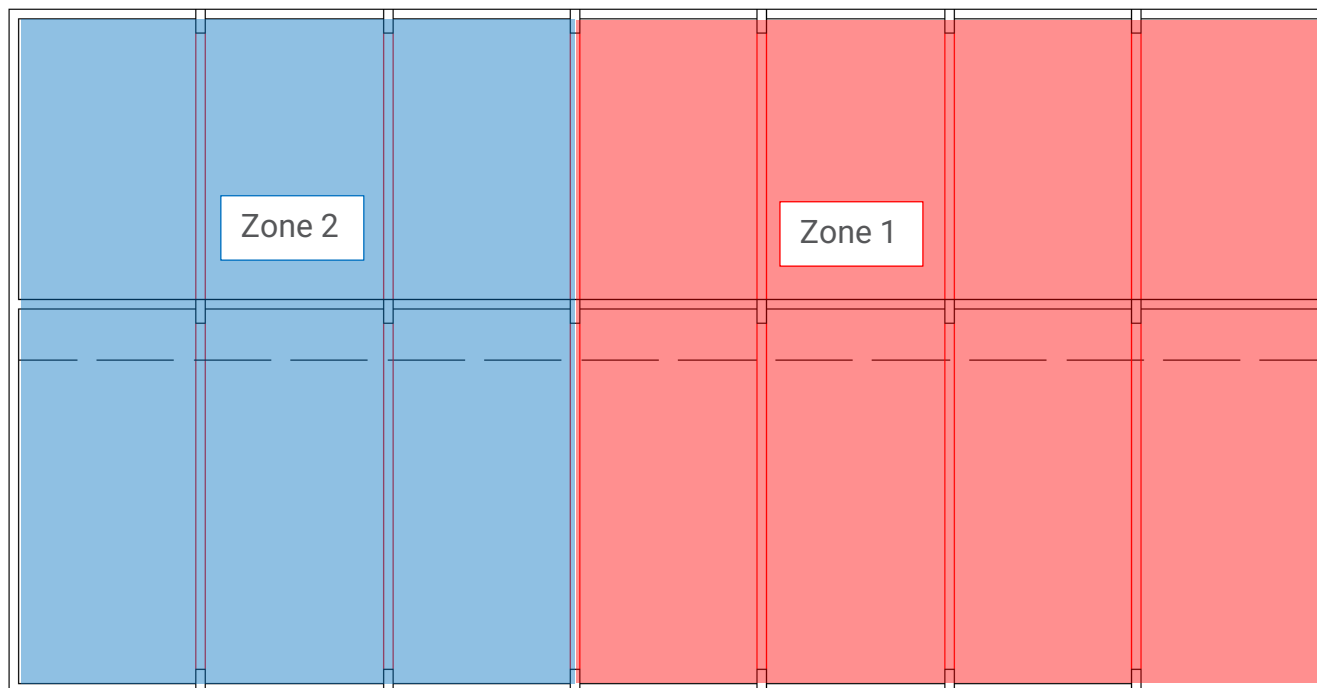


Photos du sondage

III. Diagnostic du dallage

1. RADARGRAMME

Suite aux premiers examens visuels et analyses au géoradar, on constate deux zones de dallage distinctes séparées par un joint de dilatation.



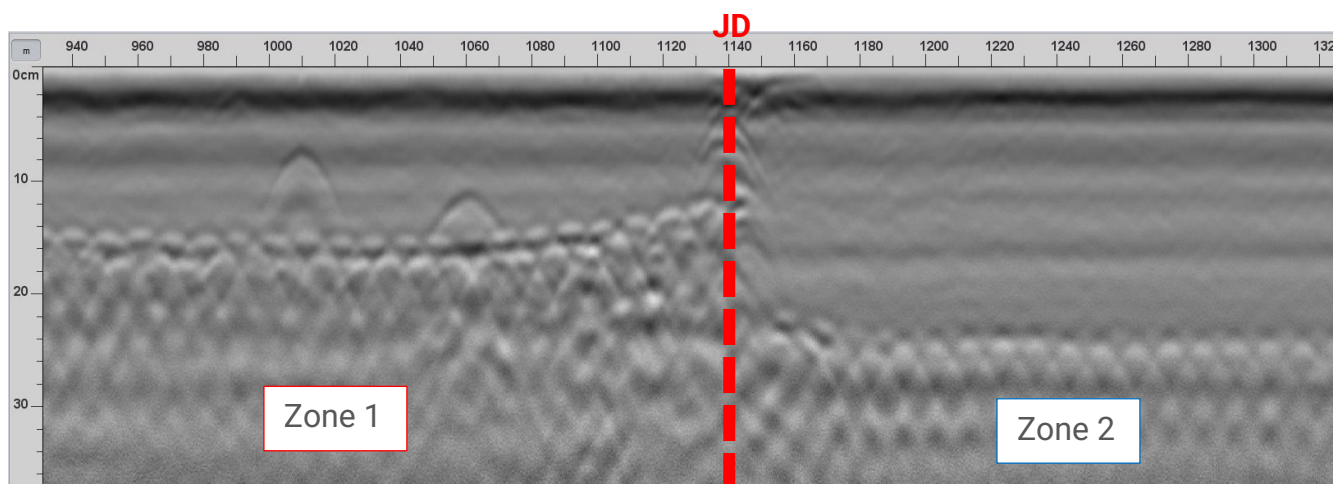
Implantation des différentes zones de dallage (Bât A)

Le dallage de la zone 1 est en béton armé dont l'épaisseur varie de 11cm à 15cm (hors chape) ; la moyenne se situe autour de 13 cm.

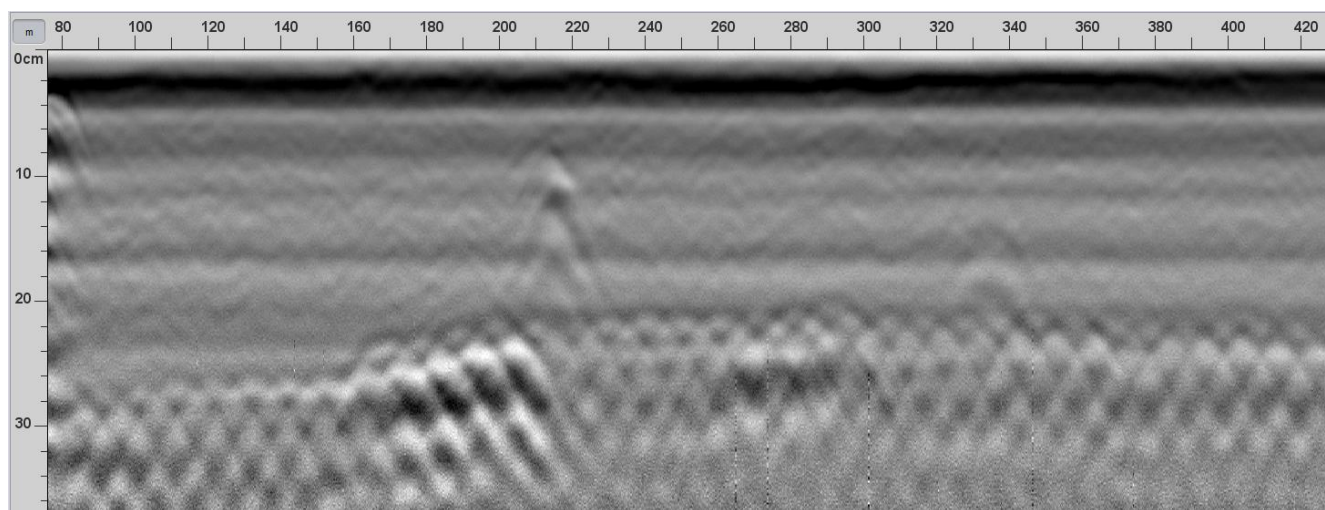
Tandis que la zone 2 à une épaisseur plus importante de l'ordre de 18-19cm. L'assise du dallage semble être constituée de remblais sablo-graveleux.

Les radargrammes présentés ci-dessus illustrent les irrégularités d'épaisseurs du dallage en place.

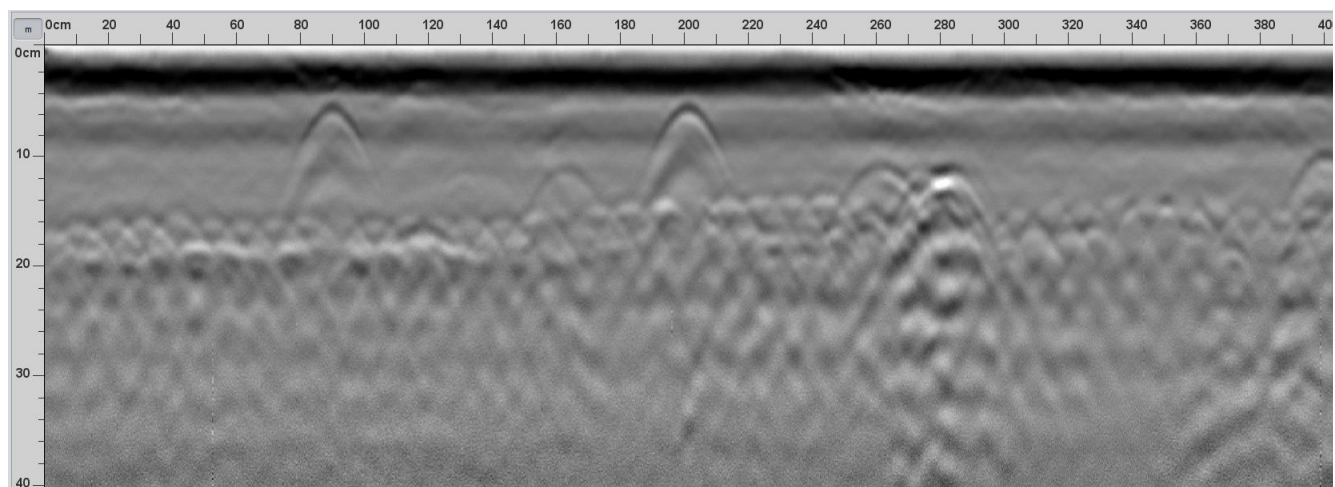
Les hyperboles observées représentent le positionnement des armatures métalliques.



Radargramme R28 selon x



Radargramme R29 selon y (zone 2)



Radargramme R30 selon y (zone 1)

2. SONDAGES

Nous avons réalisé un sondage destructif avant de connaître les caractéristiques des aciers en place.



Photos du sondage destructif

- **Caractéristiques du ferrailage :**
 - Espacement : 10 cm dans les deux sens,
 - Treillis RL 4 mm.

Suivant les abaques de l'époque (gamme ADETS 1967), le treillis en place est équivalent à un N° 7 avec des sections d'acier de 1.26 cm²/ml avec une résistance de 400 MPa.

N°	Diamètre des fils		Espacements entre fils		Section par l m de largeur		Poids de 1 m ² de rouleau en kg
	Porteurs mm	Répartition mm	Porteurs mm	Répartition mm	Porteurs cm ²	Répartition cm ²	
*0	2,7	2,7	200	300	0,29	0,19	0,375
1	3	3	200	300	0,36	0,24	0,460
2	4	3	200	300	0,63	0,24	0,680
3	4	3	150	300	0,84	0,24	0,840
4	4	3	150	200	0,84	0,36	0,940
5	3	3	100	100	0,71	0,71	1,100
6	5	5	200	200	0,98	0,98	1,540
7	4	4	100	100	1,26	1,26	1,980
8	5	5	150	150	1,31	1,31	2,060

Extrait des anciennes gammes ADETS – Année 1967

3. CAROTTAGES – ESSAIS LABORATOIRE

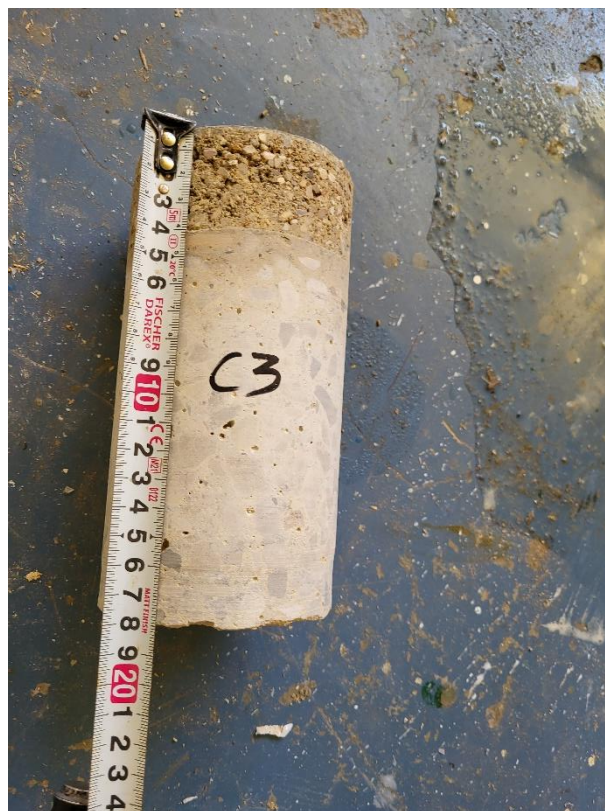
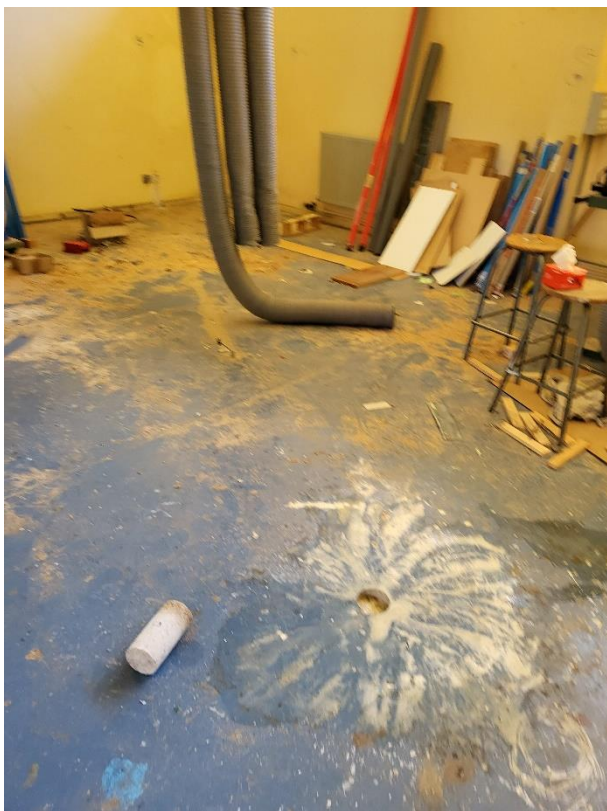
Ci-dessous quelques photos des carottages effectués sur site :



Carottage 1



Carottage 2



Carottage 3

En partie courante, les carottes C1 à C3 donnent les épaisseurs suivantes :

- C1 :
 - Épaisseur de la chape de 4 cm environ,
 - Épaisseur du dallage de 12 cm environ,
 - Profondeur des aciers de 14 cm environ,
 - Fond de forme : cailloux + sable
- C2 :
 - Épaisseur de la chape de 3.5 cm environ,
 - Épaisseur du dallage de 18 cm environ,
 - Profondeur des aciers de 20.5 cm environ,
 - Fond de forme : cailloux + sable
- C3 :
 - Épaisseur de la chape de 4 cm environ,
 - Épaisseur du dallage de 14 cm environ,
 - Profondeur des aciers de 17.5 cm environ,
 - Fond de forme : cailloux + sable

4. INTERPRETATION ET ANALYSE DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Afin de caractériser le type de béton en place, nous avons réalisé des essais de traction sur les carottes C1 à C3. Les résultats sont fournis ci-dessous.

Numéro de carotte	Hauteur in situ	Résistance à la traction avant correction	Classe de béton selon norme NF EN 206/CN
C1	12 cm	5.02 MPa	C55/67
C2	18 cm	4.51 MPa	C45/55
C3	14 cm	4.83 MPa	C50/60

À la vue des écarts de résultats individuels, nous pouvons considérer une résistance moyenne à la traction du dallage à 4.8 Mpa soit par extrapolation une classe de béton C50/60.

5. ANALYSE DES RESULTATS DU DALLAGE

1) Épaisseur

- L'épaisseur du dallage de la **zone 1** est située entre 11 et 14 cm. **Ce qui est inférieur à l'épaisseur minimale d'un dallage pour un local industriel selon le DTU 13.3 P1-1-1 (décembre 2021).**
- L'épaisseur moyenne du dallage de la **zone 2** est 18 cm environ. **Ce qui est supérieur à l'épaisseur minimale d'un dallage selon le DTU 13.3 P1-1-1 (décembre 2021).**

D'après la NF DTU 13.3 P1-1-1 (décembre 2021), le tableau ci-dessous a pour but de déterminer l'épaisseur nominale minimale du dallage en fonction de l'usage des locaux.

Usage des locaux	Épaisseur (mm)
Tout local industriel tel qu'usine, atelier, entrepôt, stockage, etc., quelles que soient ses charges d'exploitation	150
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	150
Local commercial ou assimilé, tel que magasin boutique, hall, réserve, chambre froide, soumis à des charges d'exploitation réparties, inférieures ou égales à 10 kN/m ² et concentrées, inférieures ou égales à 10 kN	130
Local soumis à des charges d'exploitation inférieures ou égales à 10 kN/m ² 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 • Scolaire ou universitaire • Sportif • Spectacles, expositions ou lieux de culte • Garages ou parcs de stationnement pour véhicules légers • Agricole 	130

2) Section d'armatures

D'après la NF DTU 13.3 P1-1-1 (décembre 2021), la section d'armatures du dallage est définie telle que :

5.5.2 Armatures du dallage

5.5.2.1 Dallage en béton armé

Pour les dallages en béton armé des locaux définis au 5.5.1, dont l'épaisseur nominale minimale est de 130 mm, la section minimale d'armatures est de $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ dans les deux directions perpendiculaires. Au-delà d'une épaisseur nominale minimale de 130 mm, la section d'armatures est au moins égale à 0,4 % de la section du béton, dans les deux directions perpendiculaires, quelle que soit la classe de résistance du béton.

Le diamètre des armatures doit être inférieur ou égal à $1/15^{\text{e}}$ de l'épaisseur du dallage.

L'entraxe maximal entre armatures ne doit pas dépasser 2 fois l'épaisseur du dallage.

L'ensemble du panneau doit être armé.

Pour les dallages d'épaisseur nominale comprise entre 130 et 150 mm, les armatures sont disposées en deux nappes calées et écartées. Les armatures disposées en nappes calées à mi épaisseur sont admises, si le calcul le justifie.

Pour les dallages d'épaisseur supérieure à 150 mm, les armatures sont disposées en deux nappes calées et écartées.

Extrait du DTU 13.3

Au vu de la section minimale d'acier non respectée ($1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ obtenu sur site), le dallage est donc considéré non armé.

À titre informatif, un dallage non armé est toléré pour ce type d'usage sous réserve d'un bon dimensionnement.

3) Résistance à la compression du béton

Les résultats aux essais de traction montrent que le béton est de la classe **C50/60**.

D'après la NF DTU 13.3 P1-2 (décembre 2021), la résistance à la compression du béton composant le dallage est définie telle que :

5 Béton de dallage

5.1 Dallages hors maisons individuelles

Le béton doit respecter les exigences suivantes :

- être conforme aux spécifications de la NF EN 206/CN ;
- être d'une classe de résistance au moins égale à C25/30 ;

Extrait du DTU 13.3

La résistance à la compression du béton d'au minimum C25/30 est respectée sur l'ensemble du dallage, d'après les essais réalisés au laboratoire.

4) Espacement entre joints

D'après la NF DTU13.3, l'espacement entre joints de dallages en béton non armé destinés à délimiter les panneaux doit répondre aux conditions suivantes :

5.6.6 Espacement entre joints

Les joints de dallages en béton non armé sont disposés de manière à délimiter des panneaux, dont la dimension du plus grand côté est au plus égale à :

- 5 m \pm 10 %, pour les dallages soumis aux intempéries ;
- 6 m \pm 10 %, pour les dallages sous abri.

Extrait du DTU 13.3

Les espacements moyens entre joints relevés sont de 11,90m dans le sens X et de 8m dans le sens Y → Non Conforme dans la zone 1 et 2.

Bien que l'espacement entre joints ne soit pas respecté au sens du DTU13.3, le dallage peut être considéré comme acceptable compte tenu de son bon état structurel au vu de son ancienneté.

5) Conclusion

Dans la zone 1, le dallage mis en œuvre est conforme au DTU 13-3 (NF P 11-213).

Une épaisseur de dallage de 13 cm environ lui permet de supporter des surcharges d'exploitation inférieures ou égales à :

- 1T/m² réparties,
- 1T/ml réparties,
- 1T ponctuellement.

Dans la zone 2, le dallage mis en œuvre est conforme au DTU 13-3 (NF P 11-213).

Une épaisseur de dallage de 18 cm environ lui permet de supporter des surcharges d'exploitation inférieures ou égales à :

- 3.5T/m² réparties,
- 3.5T/ml réparties,
- 3.5T ponctuellement.

IV. Synthèse investigations de la toiture

1. ANALYSES VISUELLES

1) Générales

Les investigations en toiture nous ont permis de déterminer que l'étanchéité de la toiture est composée d'une étanchéité bitumineuse, protégée par 5cm (moyenne) de gravillons.
Nous n'avons remarqué aucun désordre ni défaut d'étanchéité.



Photos de la toiture

Nous avons effectué des mesures Géoradar en plancher haut (sous-face), ce qui nous a permis de déterminer notamment :

- **Les épaisseurs des différentes couches, du haut vers le bas :**
 - Gravillons de protections ~ 4.5 cm
 - Étanchéité bitumineuse
 - Dalle BA préfabriquée ~ 15 cm

De plus on note la présence de deux massifs béton en toiture. Il semblerait que ces massifs aient été conçus pour recevoir des équipements techniques.

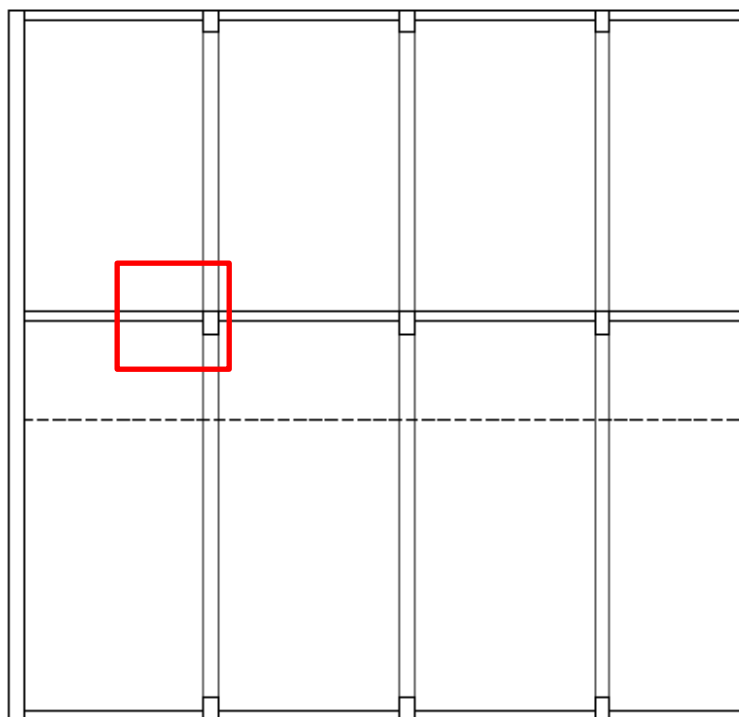
2) Massifs béton (Nord) toiture

Le massif est composé :

- Une chape armée 400cm x 340 cm et 5cm d'épaisseur ;
- Une rehausse circulaire en béton de diamètre 305 cm et 14 cm d'épaisseur ;
- 19 Brises vues en béton armé



Photos de la toiture



Plan d'implantation du massif par rapport aux poutres

Nous avons remarqué plusieurs désordres de type fissure en sous-face du massif béton.



Désordres en sous-face du massif

3) Massifs béton (Sud) toiture

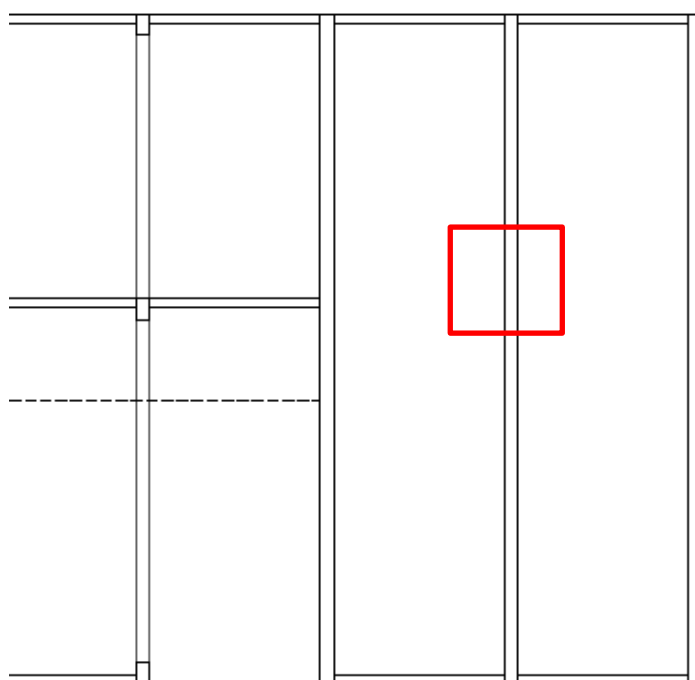
Le massif est composé :

- Une chape armée 400cm x 400 cm et 5cm d'épaisseur ;
- Une rehausse circulaire en béton de diamètre 305 cm et 14 cm d'épaisseur ;
- 19 Brises vues en béton armé

Le massif se situe au droit d'un voile BA.



Photos de la toiture



Plan d'implantation du massif par rapport au voile



Photos de la toiture

2. SONDAGES TOITURE

1) S1 – Poutre



Photos de sondage sur poutre S1

D'après les mesures effectuées sur site et les sondages destructifs, le plancher a les caractéristiques suivantes :

Nature	Poutre en béton armé	
Section (b x h)	21 cm x 46 cm ht	
Portée	L = 7.36 m	
Ferraillage	<u>Aciers longitudinaux inférieurs</u> 1 ^{er} lit : 3 HA 21, enrobage = 2.5 cm 2 nd lit : 2 HA 12, enrobage = 6.5 cm <u>S acier = 23.47 cm²</u>	<u>Aciers transversaux (cadres)- à l'appui</u> HA 8, esp : 14.00 cm <u>S acier = 3.5 cm²/m</u>
Limite élastique de l'acier	400 MPa pour aciers hautes adhérences (HA)	

2) S2 – Dalle préfabriquée



Photos de sondage sur dalle S2

D'après les mesures effectuées sur site et les sondages destructifs, le plancher a les caractéristiques suivantes :

Nature	Dalle béton armé préfabriqué
Épaisseur	15 cm
Portée	3.80 m
Composition	1- Graviillons de protection 4.5cm de moyenne 2- Étanchéité bitumineuse 3- Dalle BA, ép : 15.00 cm
Ferrailage dalle	<p><u>Aciers longitudinaux inférieurs</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Aciers porteurs : 1^{er} lit : RL 5, enrobage inf = 1.80 cm, esp 10cm 2nd lit : RL 5, enrobage inf = 2.50 cm, esp 10cm <p><u>S acier = 3.90cm²/ml</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Aciers répartiteurs : RL 4, enrobage inf = 3.00 cm, espacement 25 cm <p><u>S acier = 0.5 cm²</u></p>

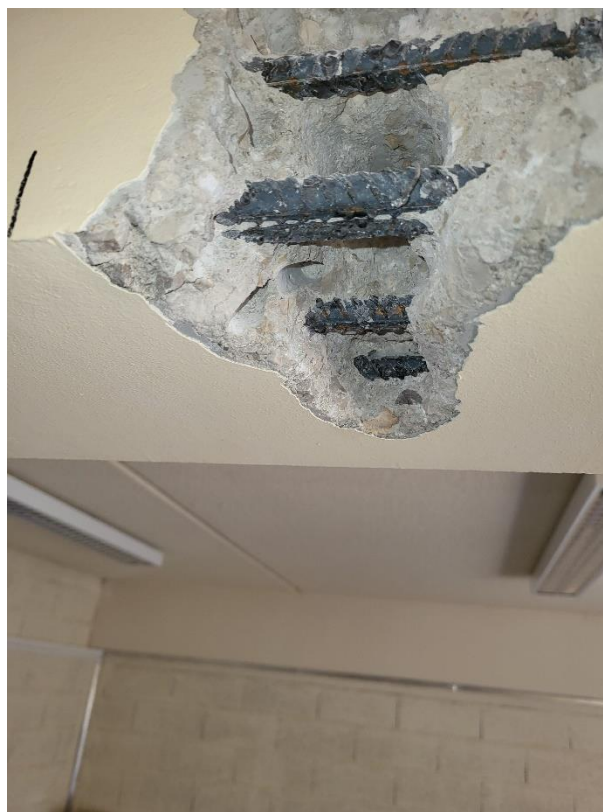
**Limite élastique
de l'acier**

400 MPa

Nota :

On remarque la présence de corrosion superficielle sur les armatures (non préjudiciable pour la résistance des dalles).

3) S3 – Poutre (étage)



Photos de sondage sur poutre S D3

D'après les mesures effectuées sur site et les sondages destructifs, le plancher a les caractéristiques suivantes :

Nature	Poutre en béton armé	
Section (b x h)	20 cm x 46 cm ht	
Portée	L = 5.67 m	
Ferraillage	<u>Aciers longitudinaux inférieurs</u> 1 ^{er} lit : 3 HA 14 + 2HA6, enrobage = 3 cm 2 nd lit : 2 HA 14, enrobage = 9.5 cm <u>S acier = 8.26 cm²</u>	<u>Aciers transversaux (cadres)- à l'appui</u> HA 8, esp : 25.00 cm <u>S acier = 2 cm²/m</u>
Limite élastique de l'acier	400 MPa pour aciers hautes adhérences (HA)	

4) S4 – Dalle balcon



Photos de sondage sur dalle S4

D'après les mesures effectuées sur site et les sondages destructifs, le plancher a les caractéristiques suivantes :

Nature	Dalle béton armé
Épaisseur	18 cm
Portée	3.80 m
Ferraillage dalle	<p align="center"><u>Aciers longitudinaux inférieurs</u></p> <p>- Aciers porteurs : 1^{er} lit : RL 7, enrobage inf = 1.90 cm, esp 10cm</p> <p align="center"><u>S acier = 3.80cm²/ml</u></p> <p>- Aciers répartiteurs : RL 7, enrobage inf = 2.30 cm, espacement 30 cm</p> <p align="center"><u>S acier = 1.28 cm²</u></p>
Limite élastique de l'acier	400 MPa

5) S3 – Poutre (porte à faux)



Photos de sondage sur poutre S3

D'après les mesures effectuées sur site et les sondages destructifs, le plancher a les caractéristiques suivantes :

Nature	Poutre en béton armé (porte à faux)	
Section (b x h)	20 cm x 70 cm ht	
Portée	L = 1.75 m	
Ferraillage	<u>Aciers longitudinaux supérieurs (porteur)</u> 1 ^{er} lit : 2 HA 14, enrobage = 65 cm <u>S acier = 3.08 cm²</u>	<u>Aciers transversaux (cadres)- à l'appui</u> HA 8, esp : 20.00 cm <u>S acier = 2.5 cm²/m</u>
Limite élastique de l'acier	400 MPa pour aciers hautes adhérences (HA)	

V. Principe structurel

Suite à nos investigations, nous avons pu déterminer le principe structurel du plancher haut RDC au droit de la zone concernée :

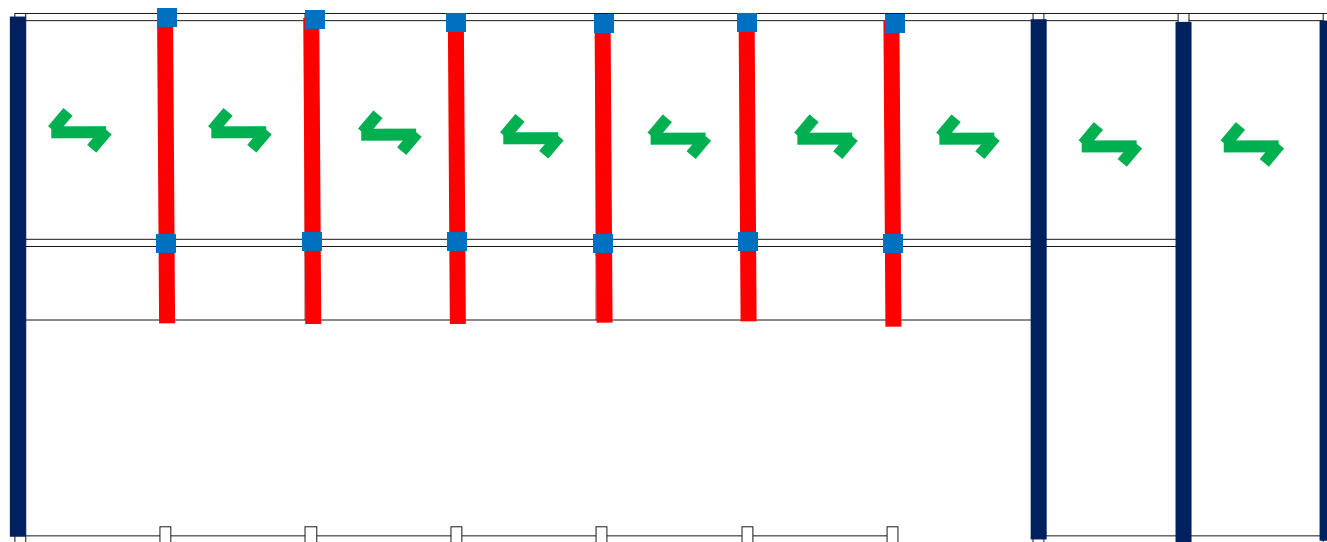


Schéma de principe structurel - plancher haut RDC

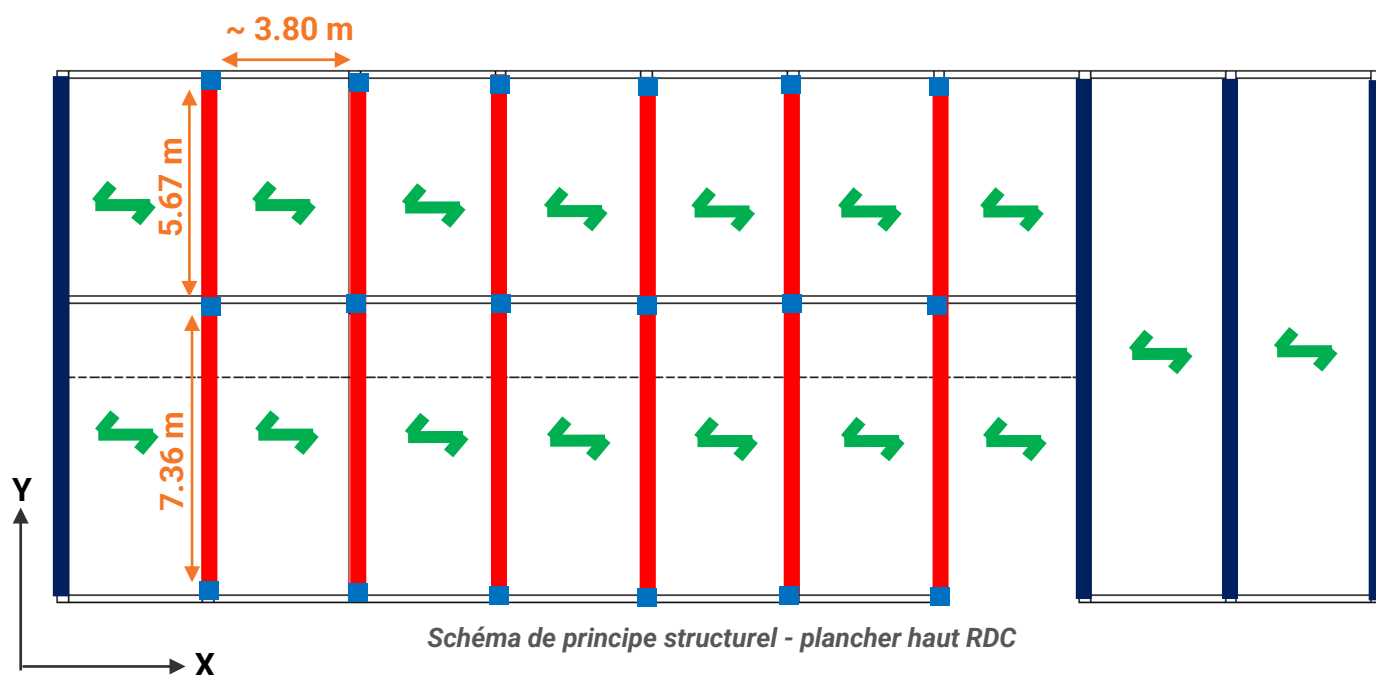


Schéma de principe structurel - plancher haut RDC

Légende :

- Poteaux béton armé
- Poutre béton armé
- ↔ Sens de portée plancher béton armé
- Voile béton armé
- ↔ Portée entre nus des poteaux

VI. Calcul de capacité portante de la toiture-terrasse

1. GENERALITES

Avec les éléments obtenus lors des investigations, nous allons calculer la capacité portante de la toiture-terrasse afin de vérifier si ce dernier est correctement dimensionné.

Normes et référentiel :

- **BAEL** - Règles de calcul et de conception des éléments en béton armé avant 2010
- **Critère de flèche $L/500$** portée < 5m
- **Critère de flèche $L/1000 + 0.5\text{cm}$** portée > 5m
- **Résistance caractéristique des aciers : 400 MPa**

Justification :

Avant 1975 toutes les gammes de treillis soudés ont une résistance caractéristique de 400MPa.

- **Charges d'exploitation 120daN/m²**

Justification :

(NF P06-001 2.7.3.3) Pour assurer la résistance des éléments secondaires de l'ossature (pannes, chevrons) pendant les travaux de pose et d'entretien d'étanchéité, on considère forfaitairement qu'ils sont soumis, en plus des charges permanentes, à une charge de 1kN/m² uniformément répartie sur un rectangle de 3.6m de long parallèlement à la portée et de 2.8m de large, placés dans la position la plus défavorable.

Cette charge peut être supérieure à 1kN/m², si le poids des matériaux d'étanchéité et de revêtement (gravillons) dépasse 0.5kN/m².

- **Charges permanentes**

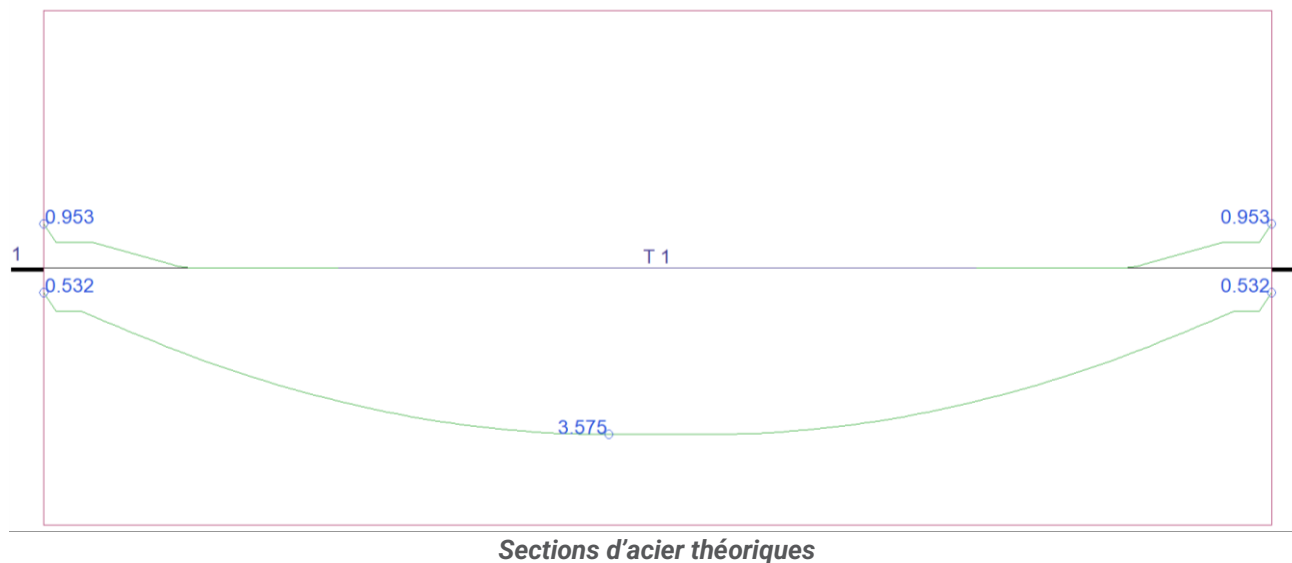
Éléments	Poids surfacique
Gravillons de protection (5cm)	110 daN/m ²
Étanchéité bitumeuse	12 daN/m ²
Dalle BA 15cm	Automatique
Total G	122 daN/m²

2. DALLE BA

Dimension de la dalle BA : 3.80m (porteur) par 7.7m, Épaisseur 15cm (la dalle est considérée sur 2 appuis)

Après modélisation des charges G et Q (données ci-avant), en considérant les combinaisons à l'ELU et à l'ELS (calculs aux règles BAEL 91 modifiées 99), on obtient alors le résultat ci-après :

Résultat théorique du ferrailage :

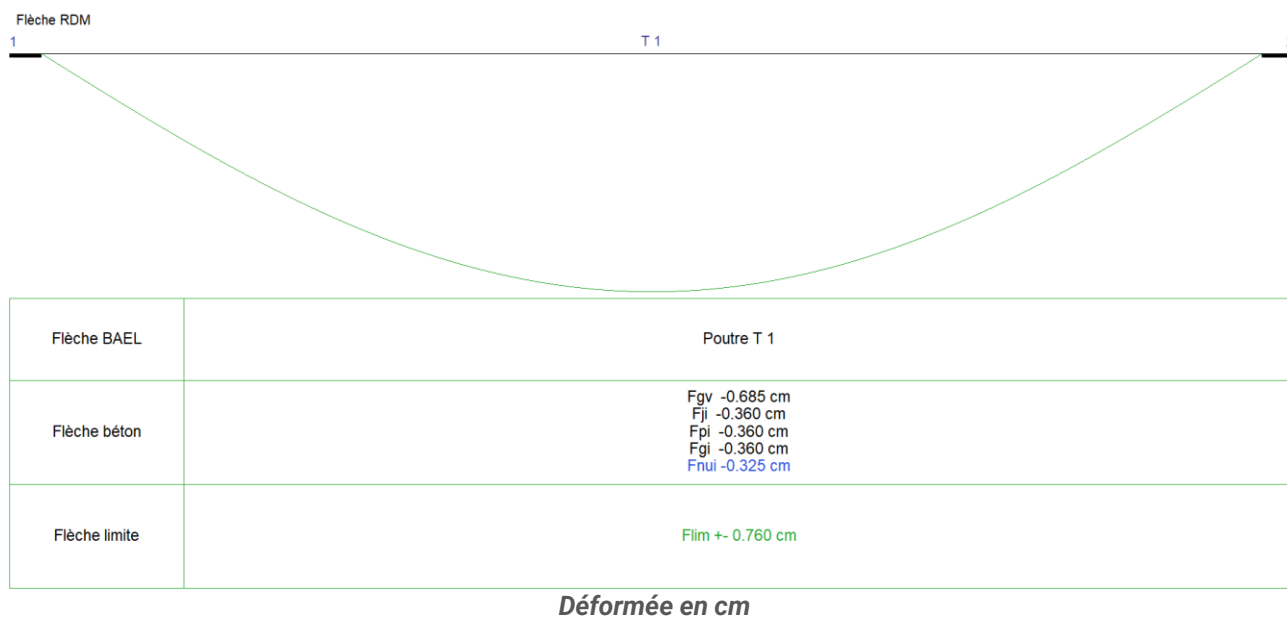


Après vérification aux règles BAEL 91 modifiées 99, il s'avère que **la dalle est correctement dimensionnée pour une surcharge d'exploitation de 120 kg/m²** :

- Selon les critères à l'ELU, le ferrailage théorique nécessaire à mi-travée dans le sens porteur est inférieur à celui qui a été mis en œuvre selon les relevés sur site ($S_{\text{acier théorique}} = 3.58 \text{ cm}^2/\text{ml} = \text{à } S_{\text{acier réel}} = 3.9 \text{ cm}^2$)

=> **Justifié** pour l'exploitation future du bâtiment.

Résultat théorique de la déformée :



Après vérification aux règles BAEL 91 modifiées 99, selon les critères à l'ELS, les flèches théoriques obtenues sont inférieures aux flèches admissibles

On a $F_{nui} = 0,325$ cm et $F_{adm} = l/500 = 380/500 = 0.76$ cm

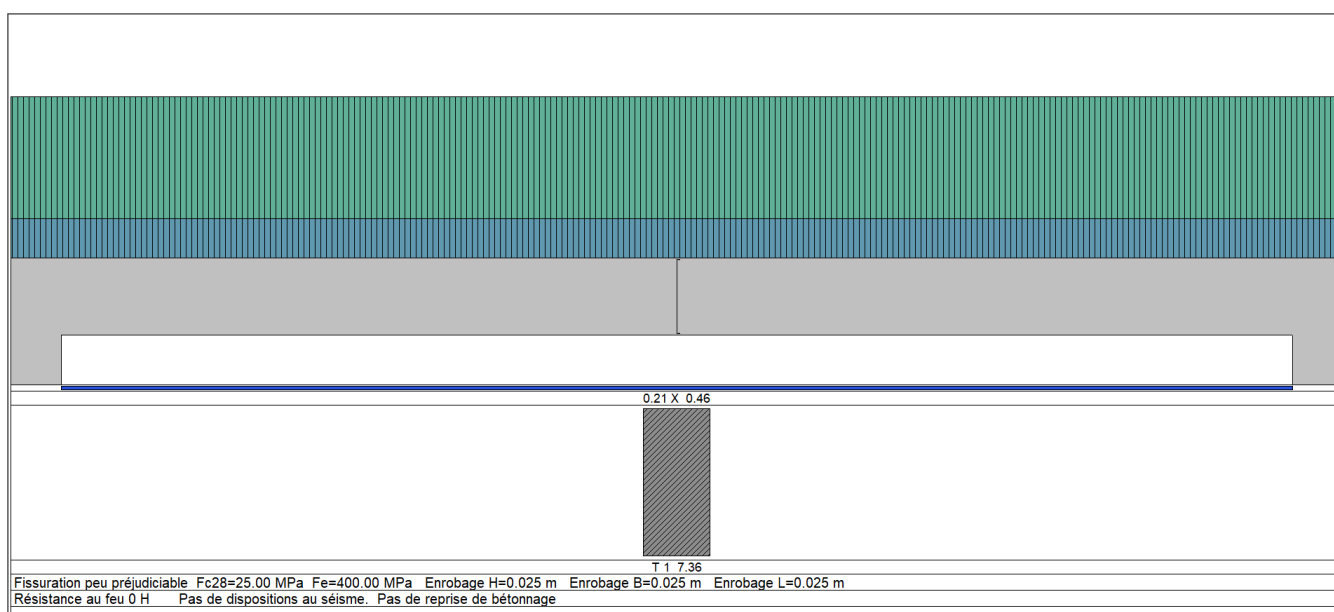
=> **Justifié** pour l'exploitation actuelle et future du bâtiment.

Après analyse et calculs, on montre que les critères à L'ELU et à L'ELS sont respectés. De plus aucun désordre structurel n'a été relevé en sous-face de dalle (microfissures, flexion, etc.) La dalle est donc bien justifiée à l'existant, elle a même été surdimensionnée et peut donc supporter une surcharge supplémentaire.

3. POUTRE S1

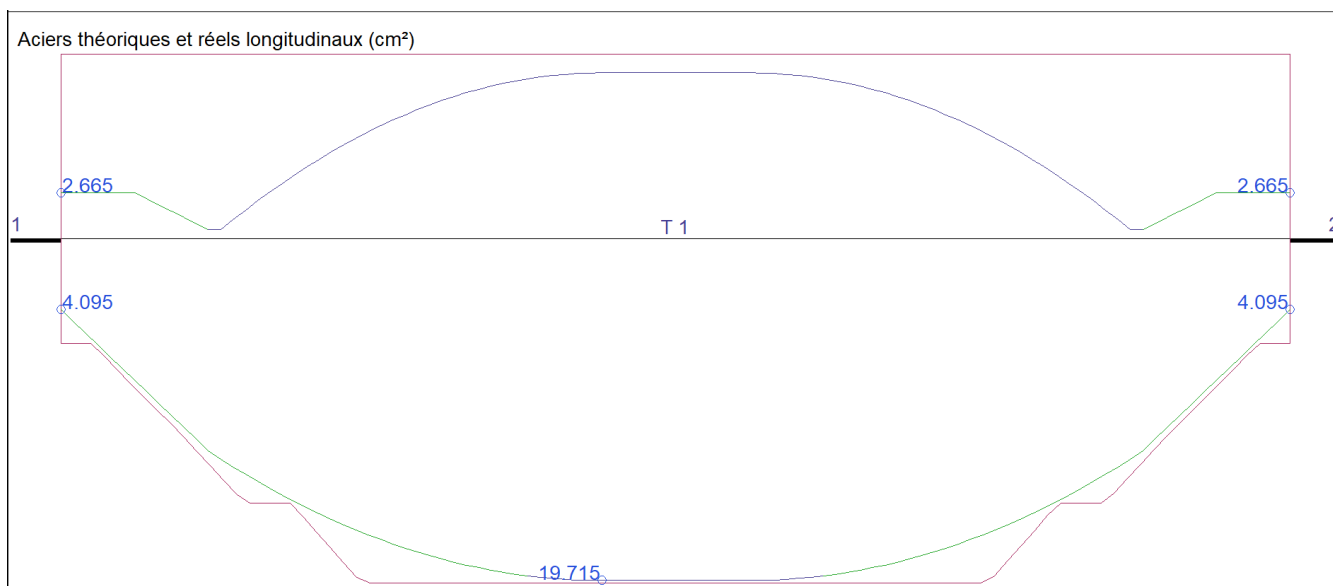
Cas	Poids surfacique	Poids linéaire
Total G	497 daN/m ²	1938 daN/m
Total Q	120 daN/m ²	468 daN/m

Nous allons estimer la capacité portante du plancher en modélisant une poutre isostatique de 7,36m de portée.

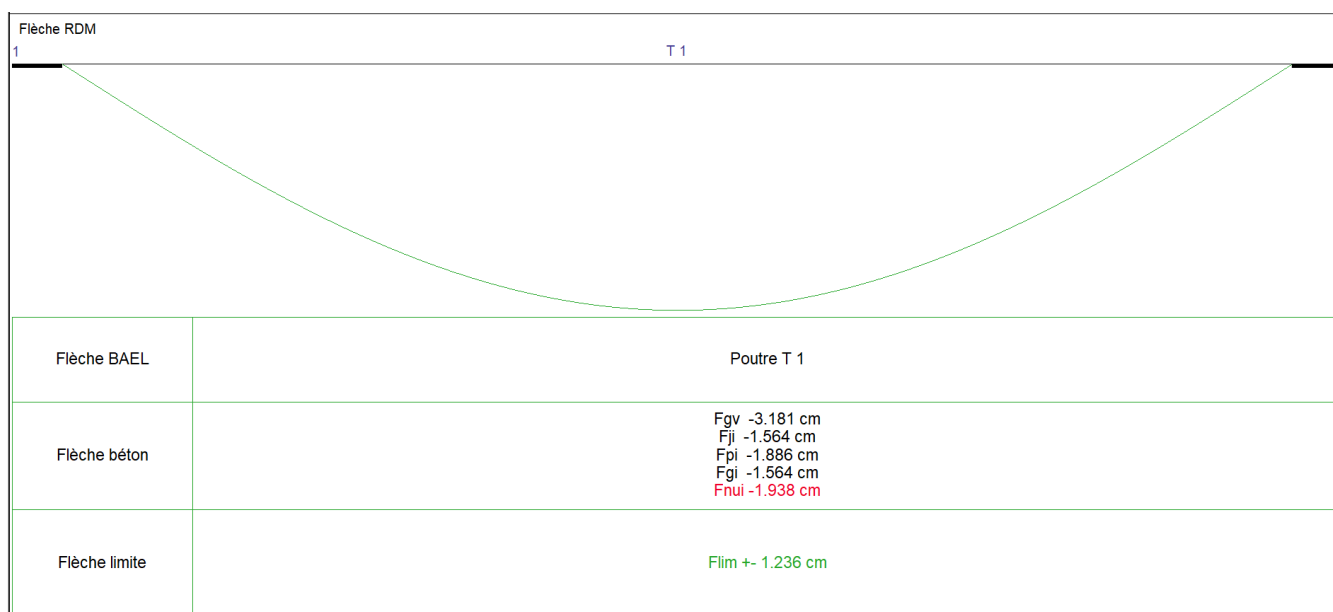


Modélisation d'une poutrelle isostatique sur ARCHE POUTRE avec application des charges

Après vérification aux règles BAEL 91 modifiées 99, il s'avère qu'on obtient les résultats suivants :



Selon les critères à l'ELU, le ferrailage théorique dans le sens porteur nécessaire à mi-travée dans l'ordre de grandeur de ce qui a été mis en œuvre selon les relevés sur site ($S_{\text{acier théorique}} = 19.72 \text{ cm}^2 < S_{\text{acier réel}} = 23.47 \text{ cm}^2 = > \text{justifié}$)



Selon les critères à l'ELS, la flèche théorique obtenue est supérieure à la flèche admissible ($f_{\text{théorique}} = 1.938 \text{ cm} = f_{\text{adm}} = 1.136 \text{ cm} (0.5 \text{ cm} + L/1000) = > \text{NON Justifié}$).

On constate que les poutres ont été sous-dimensionnées à la flèche. Ce sous-dimensionnement peut expliquer les fissures des poutres aux appuis.

VII. Calcul de capacité portante du balcon

1. GENERALITES

Avec les éléments obtenus lors des investigations, nous allons calculer la capacité portante du balcon en porte à faux afin de vérifier si ce dernier est correctement dimensionné.

Normes et référentiel :

- **BAEL** - Règles de calcul et de conception des éléments en béton armé avant 2010
- **Critère de flèche L/500** portée < 5m
- **Critère de flèche L/250** éléments en console, portée < 2m
- **Résistance caractéristique des aciers : 400 MPa HA**

Justification :

Avant 1975 toutes les gammes de treillis soudés ont une résistance caractéristique de 400MPa.

- **Charges d'exploitation 350daN/m²**
- **Charges permanentes**

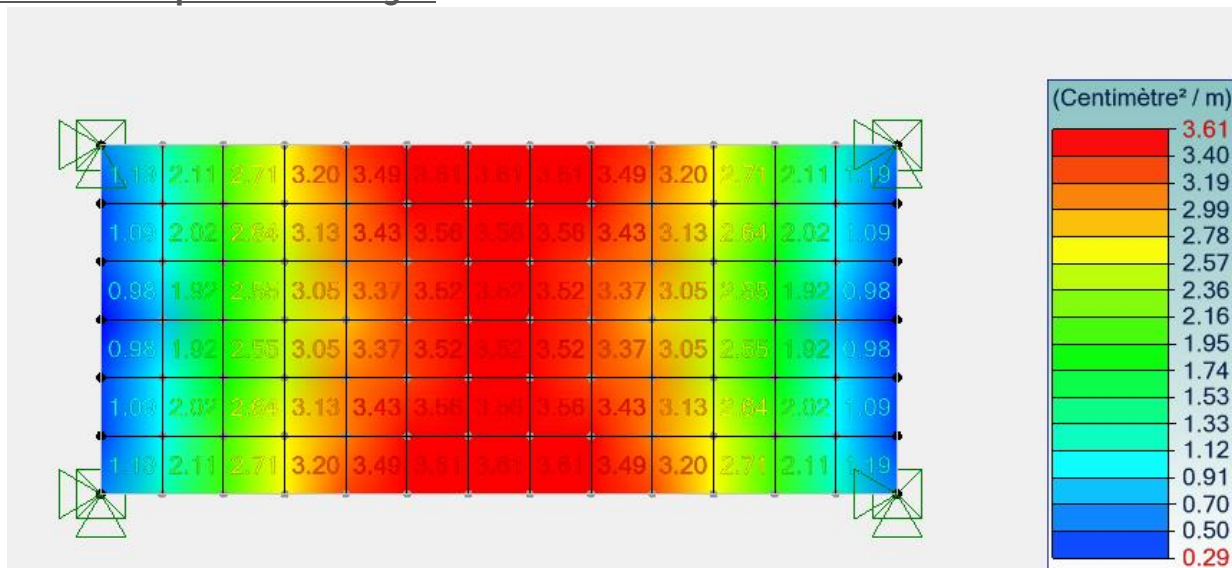
Éléments	Poids surfacique
Dalle BA 18cm	Automatique
Total G	Automatique

2. DALLE BA

Dimension de la dalle BA : 3.80m (porteur) par 1.75m, Épaisseur 18cm (la dalle est considérée sur 2 appuis)

Après modélisation des charges G et Q (données ci-avant), en considérant les combinaisons à l'ELU et à l'ELS (calculs aux règles BAEL 91 modifiées 99), on obtient alors le résultat ci-après :

Résultat théorique du ferrailage :



Sections d'acier théoriques

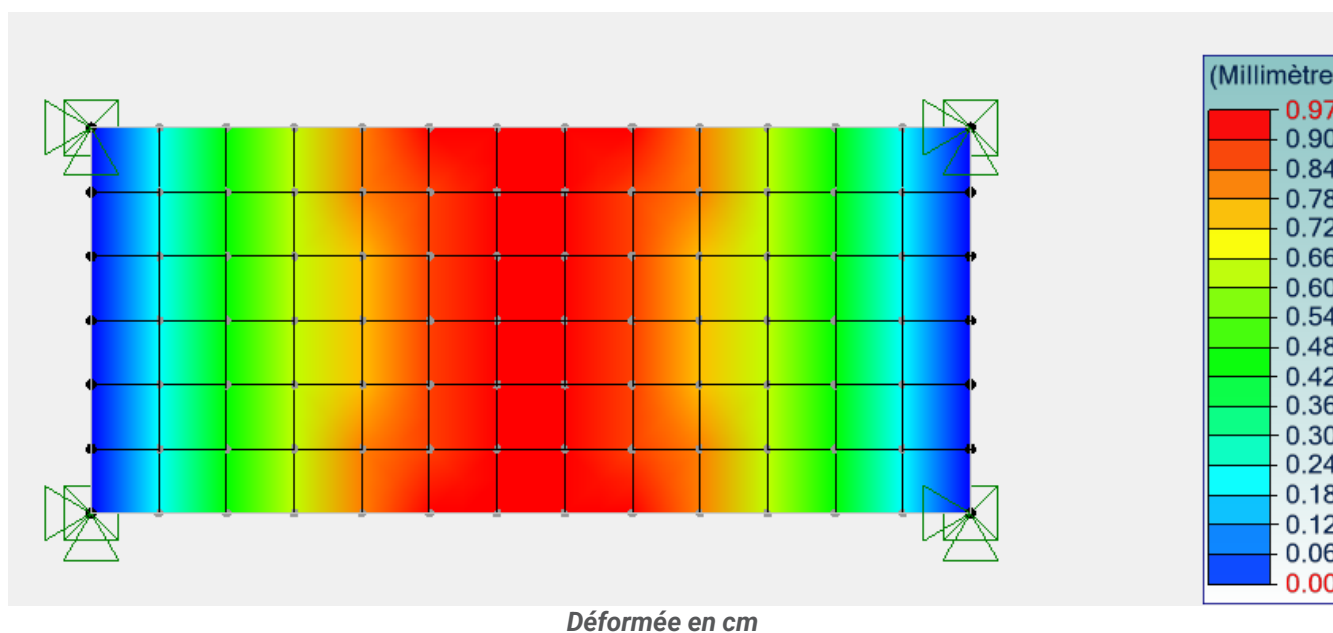
Agence Sud-Est : 183-211, ch. des Négadoux - 83140 SIXFOURS
SIRET 81385184700042 - Téléphone : 04.88.42.25.56 - www.betex-ingenierie.com

Après vérification aux règles BAEL 91 modifiées 99, il s'avère que **la dalle est correctement dimensionnée pour une surcharge d'exploitation de 350 kg/m²** :

- Selon les critères à l'ELU, le ferrailage théorique nécessaire à mi-travée dans le sens porteur est inférieur à celui qui a été mis en œuvre selon les relevés sur site ($S_{\text{acier théorique}} = 3.61 \text{ cm}^2/\text{ml} < \text{à } S_{\text{acier réel}} = 3.80 \text{ cm}^2$)

=> **Justifié** pour l'exploitation actuelle du bâtiment.

Résultat théorique de la déformée :



Après vérification aux règles BAEL 91 modifiées 99, selon les critères à l'ELS, les flèches théoriques obtenues sont inférieures aux flèches admissibles

On a $F_{nui} = 0,097 \text{ cm}$ et $F_{adm} = l/500 = 380/500 = 0.76 \text{ cm}$

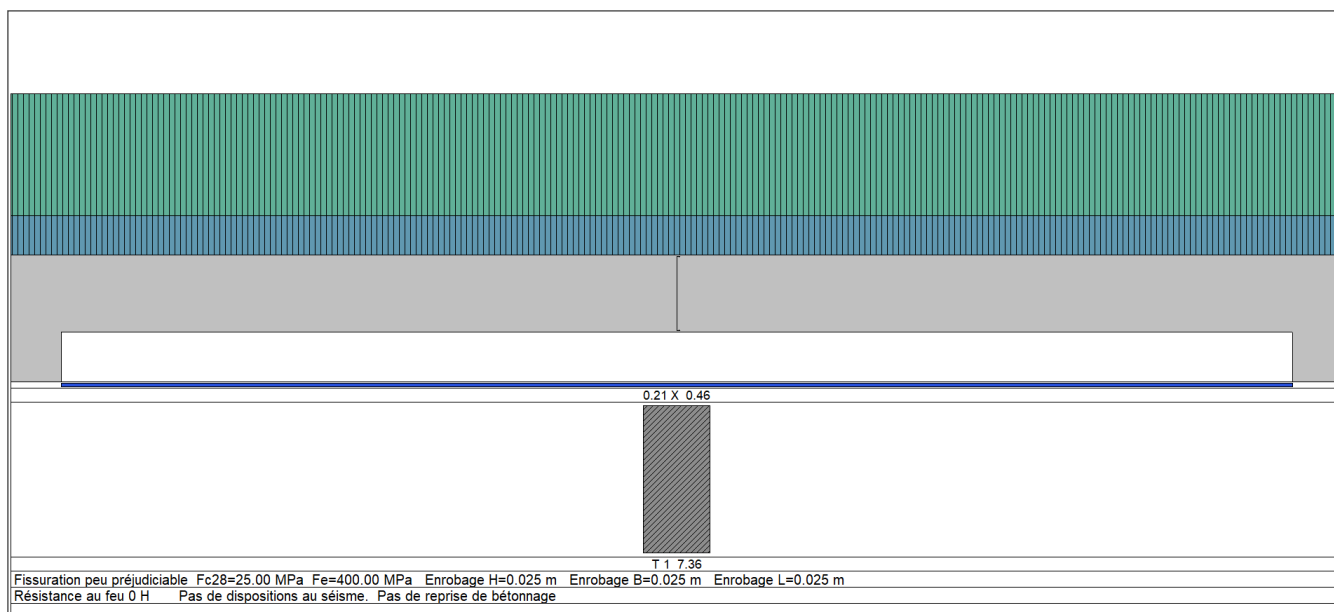
=> **Justifié** pour l'exploitation actuelle du bâtiment.

Après analyse et calculs, on montre que les critères à l'ELU et à l'ELS sont respectés. De plus aucun désordre structurel n'a été relevé en sous-face de dalle (microfissures, flexion, etc.) La dalle est donc bien justifiée à l'existant.

3. POUTRE PORTE A FAUX

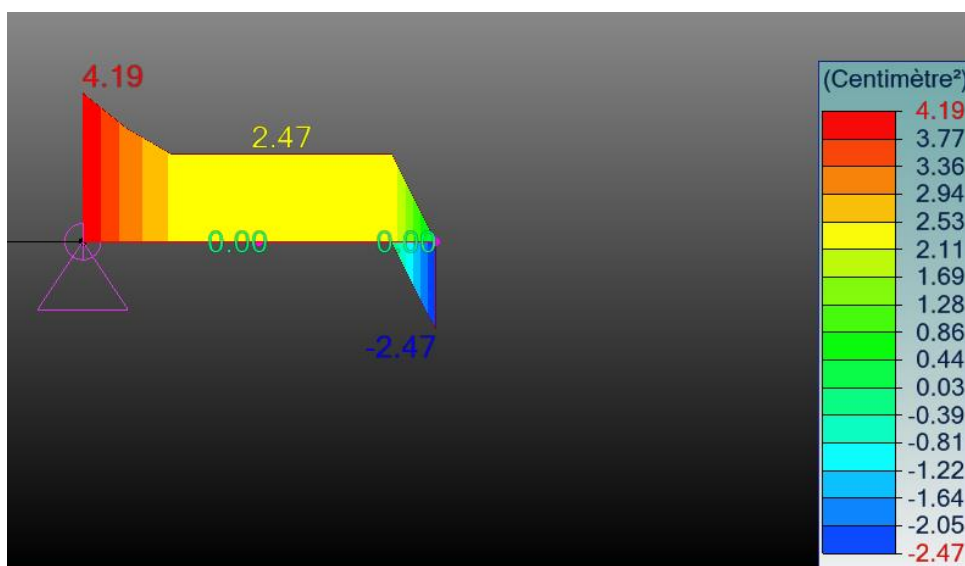
Cas	Poids surfacique	Poids linéaire
Total G	450 daN/m ²	1800 daN/m
Total Q	350 daN/m ²	1400 daN/m

Nous allons estimer la capacité portante du plancher en modélisant une poutre en console de 1,75m de portée.

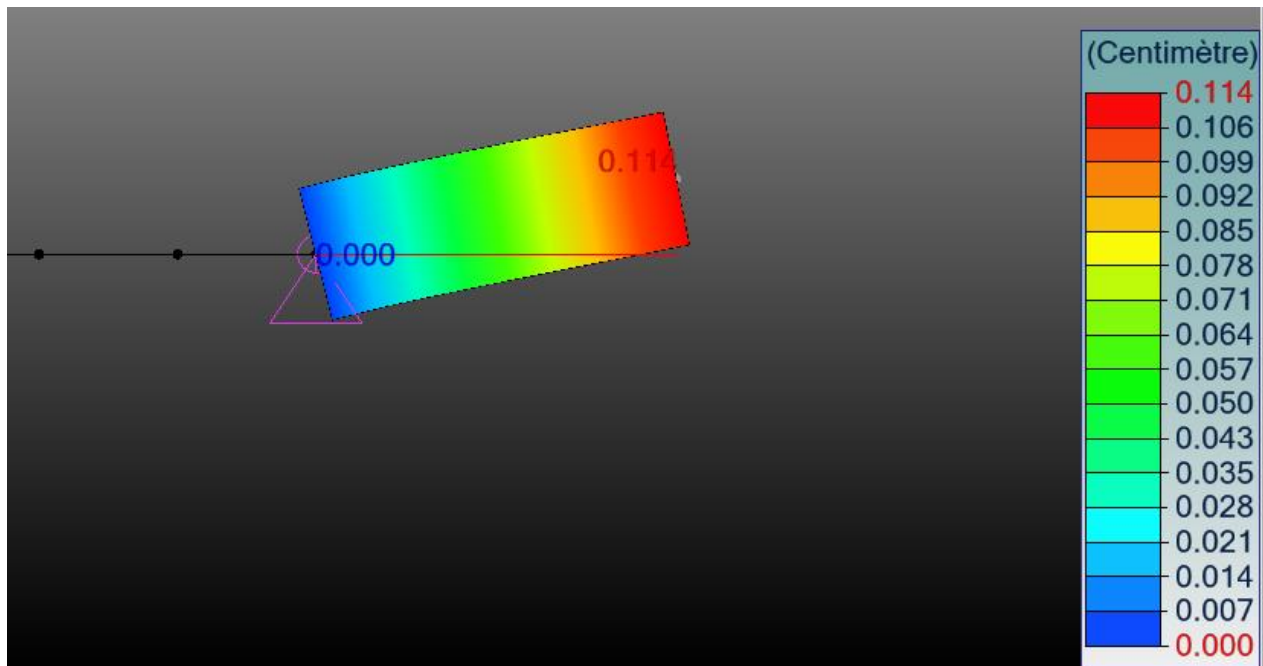


Modélisation d'une poutrelle isostatique sur ARCHE POUTRE avec application des charges

Après vérification aux règles BAEL 91 modifiées 99, il s'avère qu'on obtient les résultats suivants :



Selon les critères à l'ELU, le ferrailage théorique dans le sens porteur nécessaire à mi-travée dans l'ordre de grandeur de ce qui a été mis en œuvre selon les relevés sur site ($S_{\text{acier théorique}} = 4.19 \text{ cm}^2 > S_{\text{acier réel}} = 3.08 \text{ cm}^2 = > \text{NON justifié}$)



Selon les critères à l'ELS, la flèche théorique obtenue est supérieure à la flèche admissible ($f_{\text{théorique}} = 0.114 \text{ cm} = f_{\text{adm}} = 0.7 \text{ cm (L/250)} = > \text{Justifié}$).

On constate que les poutres ont été sous-dimensionnées.

VIII. Conclusions et Préconisations

1. CONCLUSIONS CAPACITE PORTANTES DU DALLAGE

D'une manière générale, mis à part des fissures ponctuelles observées sur le dallage, celui-ci est en bon état structurel compte tenu de son ancienneté (état d'usage).

Le dallage mis en œuvre est conforme au DTU 13-3 (NF P 11-213).

Dans le cas de son usage projet, à savoir un local industriel, le DTU impose une épaisseur de 15cm. Or la zone 1 du dallage comporte une épaisseur moyenne de 13cm.

C'est pourquoi même si nos calculs montrent une capacité portante du dallage supérieure à 2T (cf. annexe 1) (notamment due à la très bonne résistance du béton ; C50/60), la réglementation limite la surcharge d'exploitation à (dans la zone 1) :

- 1 T/m² réparties,
- 1 T/ml réparties,
- 1 T ponctuellement.

Cependant la zone 2 du dallage, respecte l'épaisseur minimale pour son exploitation, et nous pouvons affirmer que la surcharge d'exploitation maximale est de :

- 3 T/m² réparties,
- 3 /ml réparties,
- 3 T ponctuellement.

Usage des locaux	Épaisseur (mm)
Tout local industriel tel qu'usine, atelier, entrepôt, stockage, etc., quelles que soient ses charges d'exploitation	150
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	150
Local commercial ou assimilé, tel que magasin boutique, hall, réserve, chambre froide, soumis à des charges d'exploitation réparties, inférieures ou égales à 10 kN/m ² et concentrées, inférieures ou égales à 10 kN	130
Local soumis à des charges d'exploitation inférieures ou égales à 10 kN/m ² 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 • Scolaire ou universitaire • Sportif • Spectacles, expositions ou lieux de culte • Garages ou parcs de stationnement pour véhicules légers • Agricole 	130

Extrait du DTU13.3.

Pour rappel, au vu de la nature de l'ouvrage (dallage sur terre-plein), le risque structurel est limité (fissuration ou déformation du support).

Les risques liés au gonflement, à la dessiccation, aux migrations d'eau, etc ne sont pas pris en compte dans notre étude.

Si le projet nécessite la mise en place de charges ponctuelles lourdes, des études géotechniques sont recommandées.

2. CONCLUSIONS CAPACITE PORTANTE TOITURE ET PRECONISATIONS

Notre diagnostic et les calculs de capacités portantes montrent que les poutres de la toiture-terrasse ont été sous-dimensionnées.

Les désordres observés (fissure) au droit des poutres confirment nos calculs. De plus les fissures sont encore plus importantes sous le massif béton.

Le sous dimensionnement étant à la flèche (ELS) il n'y pas de risque structurel à court terme. C'est pourquoi, au vu de l'ancienneté de l'ouvrage, il ne nous semble pas nécessaire de réaliser un renforcement si les charges actuelles restent inchangées.

Néanmoins dans le cadre du projet de mise en place d'équipements techniques en toiture, il n'est pas possible de reporter les charges sur les poutres sans renforcement.

La solution qui nous paraît la plus adaptée (techniquement et financièrement), est la **suppression des brises vue en béton au droit des massifs**. En effet chaque rectangle en béton pesant environ 120Kg, la démolition des 19 blocs pourrait faire économiser une surcharge de 2.2T.

Les équipements techniques de 1T peuvent donc être installés en toiture.

3. FAISABILITE

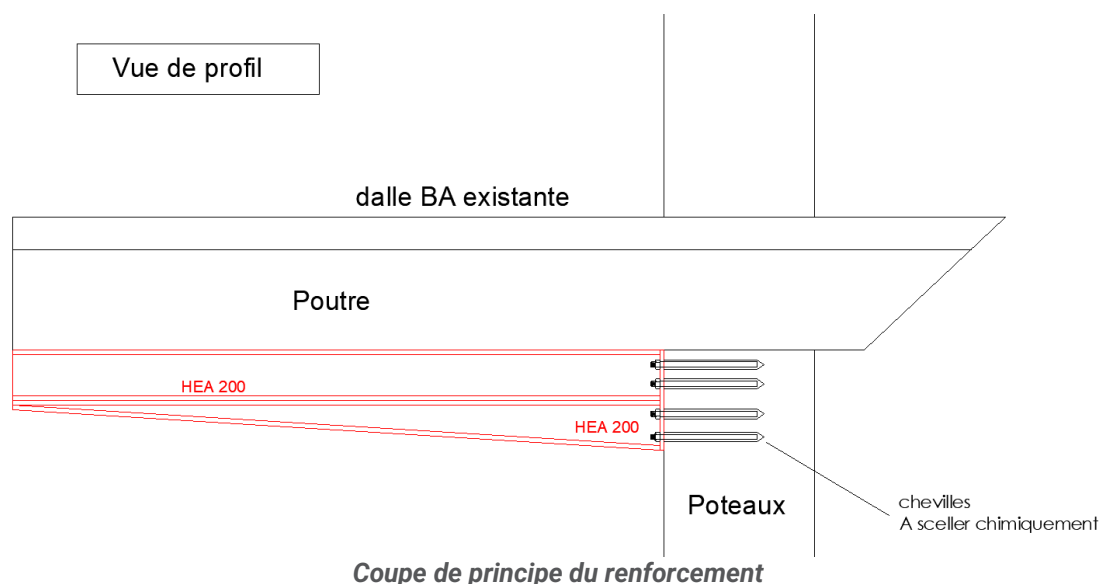
Au vu de notre diagnostic et des résultats des calculs, les poutres en console ne sont pas aptes à reprendre les charges projets.

C'est pourquoi le projet d'installation d'un pont roulant et du plancher praticable est réalisable à condition de procéder à des renforcements :

- **Les poutres devront être renforcées** pour supporter les points d'ancrage du pont roulant. D'après les données du fabricant, la charge maximale du pont roulant au point de suspension est de 1410 daN.

La limite de flexion de la poutre n'étant pas dépassé nous pouvons éviter les renforcements actifs (précontraint), très coûteux.

Dans le contexte du projet, nous préconisons un renforcement par console métallique en sous-face des poutres. Ainsi nous recommandons la réalisation de poutres métalliques types HEA 200 avec jarret HEA200 à sceller sur le poteau béton.



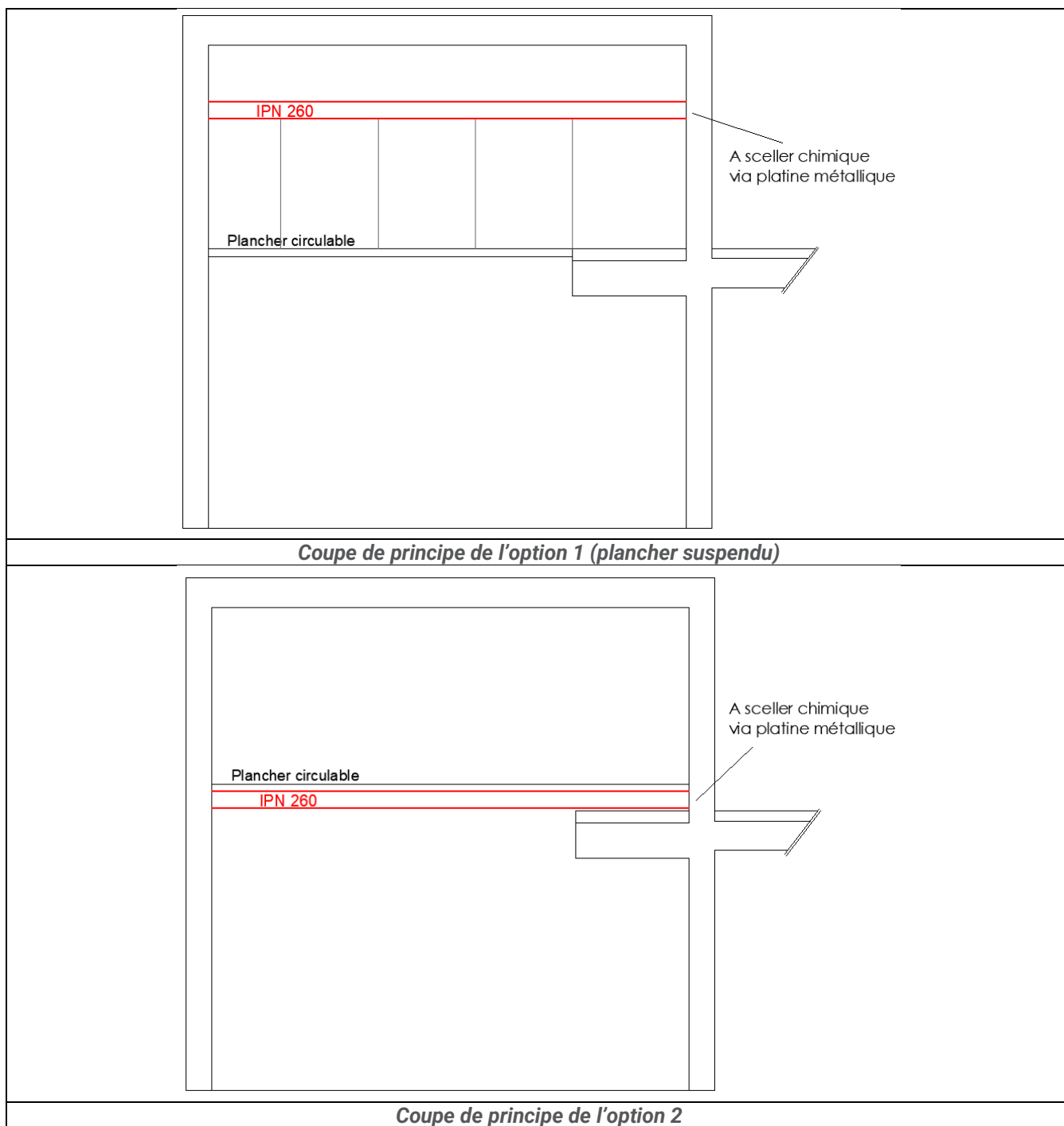
- Au vu des contraintes de hauteur et afin de ne pas surcharger les poutres en porte à faux (élément à risque), **nous préconisons de reporter les charges du plancher circulaire directement sur les poteaux, suspendu à un système de poutre métallique.**

Pour un plancher de 60kg/m^2 et une charge d'exploitation de 150kg/m^2 , il conviendrait de mettre en place des profilés type **IPN260** (minimum) entre poteaux (cf. coupe de principe ci-dessous) sur **une portée de 7.40m**

Au droit de la charge ponctuelle de 1T, la section de la poutre devra un **IPN280** (minimum).

Nous proposons deux options pour la mise en place des poutres :

- Soit au $\frac{3}{4}$ de la hauteur du hall, afin de conserver la circulation actuelle du balcon.
- Soit accoler à l'arase haute du balcon afin de créer un plancher unique. Cela permettrait de décharger le balcon en exploitation et même en charge permanente si démolition de ce dernier (hors poutres). Dans ce cas il serait possible de réaliser les points d'ancrage du pont roulant sur les poutres sans renforcer ces dernières. Cette option nécessiterait de traiter l'accès aux salles.



Néanmoins la création d'un plancher ainsi que du pont roulant apporte un surplus de charges, non négligeable, sur les poteaux et les fondations.

En effet, la surcharge en pied de poteau entre l'existant et le projet que nous avons calculée est de l'ordre à 20% (à l'ELS).

Il conviendra alors de réaliser une étude de sol de type G5 avec :

- 2 fouilles de reconnaissance des fondations au droit d'un poteau central et un poteau de rive ;
- Des essais au pénétromètre afin de déterminer la contrainte admissible du sol.

Si les fondations actuelles ne sont pas aptes à reprendre les charges projets il conviendra :

- de renforcer en sous-œuvre ces dernières.
- Ou
- d'optimiser le projet pour réduire les charges (par exemple : en diminuant la surface du plancher praticable)

4. GENERALITES

- Les avis et préconisations émis dans ce rapport ne se substituent en aucun cas à une mission de maîtrise d'œuvre. Les orientations vers des solutions techniques pourront être complétées par un maître d'œuvre qui déterminera les prescriptions détaillées et établira un dossier de consultation des entreprises en bonne et due forme étude d'exécution).
- Le maître d'œuvre et l'entreprise porteront attention à toute anomalie ou élément non relevé lors de notre diagnostic pouvant justifier une adaptation particulière, avant et pendant les travaux.
- Le présent diagnostic est un état du bâtiment constaté le jour de notre visite. Les défauts d'entretien des ouvrages du clôt et du couvert, des canalisations, etc. pourront entraîner des dégradations significatives de l'état structurel. La validité du présent rapport est donc de 12 mois à compter de la date d'émission du présent rapport.
- L'entreprise devra vérifier précisément les côtes avant commande des profils.
- Le présent diagnostic est un état du bâtiment constaté le jour de notre visite. Les défauts d'entretien des ouvrages du clos et du couvert, des canalisations, etc. pourront entraîner des dégradations significatives de l'état structurel. La validité du présent rapport est donc de 12 mois à compter de la date d'émission du présent rapport.
- Le diagnostic ne porte que sur les éléments visibles et accessibles.

..

La mission s'achève à la remise du présent rapport, sauf demande de renseignement complémentaire entrant dans le cadre de la présente mission.

..

Fait à Six Fours, le 27/09/2023

M. MONIER /M. MARIANI

IX. Annexe 1 - Analyse de la capacité portante du dallage existant – Zone 1

N'ayant aucune information sur le type et la qualité du sol support du dallage en place, les hypothèses concernant cette couche seront tirées des conditions minimales requises par le DTU13.3, Norme Française concernant les dallages en béton.

I. HYPOTHESES

- Épaisseur moyenne du dallage béton armé de 13cm → **H = 13cm.**
- Classe de résistance du béton C50/60 (essais laboratoire) → **$f_{ck} = 50\text{MPa}$.**
- Ferrailage : Le dallage en place est considéré comme non armé au sens du DTU 13.3.

5.5.2.1 Dallage en béton armé

Pour les dallages en béton armé des locaux définis au 5.5.1, dont l'épaisseur nominale minimale est de 130 mm, la section minimale d'armatures est de $5\text{ cm}^2/\text{m}$ dans les deux directions perpendiculaires. Au-delà d'une épaisseur nominale minimale de 130 mm, la section d'armatures est au moins égale à 0,4 % de la section du béton, dans les deux directions perpendiculaires, quelle que soit la classe de résistance du béton.

- Couche de forme support de dallage – Module de déformation du sol

Selon le DTU 13.3, le Module de déformation du sol E_s se détermine à partir du Module de Westergaard K_w , lui-même déterminé à partir d'un essai à la plaque.

Le module de réaction déterminé par essai à la plaque doit être au moins égal à $K_w = 50\text{ MPa/m}$ pour une plaque de diamètre égal à 75 cm.

=> Module de Westergaard $K_w \geq 50\text{ MPa/m}$ d'après le DTU 13.3 (*) équivalent à du sable bien compacté.

Module de Westergaard en MPa/m	
Sol d'humus ou de tourbe	5 à 15
Remblais récents	10 à 20
Sable fin ou peu compacté	15 à 30
Sable bien compacté	50 à 100
Sable très bien compacté	100 à 150
Argile ou limon (humide)	30 à 60
Argile ou limon (sec)	80 à 100
Argile mélangé de sable	100 à 150
Grosses pierralles	200 à 250
Pierralles bien compactées	200 à 300

=> Module de déformation conventionnel E_s défini par : $E_s = 0,54 \cdot \varnothing \cdot K_w$ avec \varnothing étant le diamètre en mètres de la plaque d'essai (75 cm).

$$\Rightarrow E_s = 0,54 \cdot 0,75 \cdot 50 = 20,25 \text{ MPa}$$

En prenant en compte un Module de Westergaard d'un sol support de dallage de 50MPa/m, minimum imposé par le DTU13.3, nous avons un module de déformation E_s du sol théoriquement égal à 20MPa.

N'ayant aucune information sur le sol support de dallage, nous choisirons de partir sur une hypothèse défavorable : $E_s = 12,15 \text{ MPa}$ (équivalent à un module de Westergaard de 30MPa/m).

II. ETAT LIMITE DE DALLAGE NON ARME

La justification porte uniquement sur le respect d'états-limites de service (ELS). Elle consiste à montrer que :

- Les déformations verticales du dallage sont au plus égales aux déformations limites définies ci-après. Celles-ci doivent être ajoutées aux tolérances d'exécution.
 - Déformation verticale absolue limite :
 - $(L1/2000) + 20 \text{ mm}$ avec $L1 \text{ (mm)}$ petit côté du rectangle enveloppe du dallage
 - Déformation verticale différentielle limite :
 - $(L2/2000) + 10 \text{ mm}$ avec $L2 \text{ (mm)}$ distance entre les deux points considérés
- La contrainte en traction à l'ELS soit inférieure à la contrainte en traction admissible déterminée par la moyenne des essais laboratoire, à savoir :

$$\sigma_{ELS} \leq 0,9 \cdot f_{ctk,sp} = 0,9 \cdot 4,80 = 4,32 \text{ MPa}$$

6.2.5 Contrainte de traction du béton des dallages en béton non armé aux états-limites de service

La contrainte de traction du béton calculée en flexion à l'état-limite de service, sous la plus défavorable des combinaisons d'actions, définies au 6.1, doit vérifier la condition :

$$\sigma_{ELS} \leq 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

NOTE 1

Pour $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, cette expression conduit à $\sigma_{ELS} \leq 1,8 \text{ MPa}$.

Il est également possible de se référer à la valeur caractéristique de la résistance en traction du béton par fendage à 28 jours, $f_{ctk,sp}$, déterminée selon les critères de la NF EN 206/CN, lorsque des résultats de ce type d'essais sont disponibles. Dans ce cas, la condition à satisfaire devient :

$$\sigma_{ELS} = 6 \cdot M/b \cdot h^2 \leq 0,90 f_{ctk,sp}$$

Extrait de la norme

III. CALCULS DE LA PORTANCE DU DALLAGE SELON LE DTU13.3

Ci-dessous les charges permanentes reprises par le dallage :

Béton (dallage) ép 13cm	2500 daN/m ³ *0,13m	325 daN/m ²
Chape en mortier ép 4cm	2000 daN/m ³ *0,04m	80 daN/m ²
TOTAL G		G = 405 daN/m²

L'objectif de la présente étude est de déterminer la charge d'exploitation maximale Q(daN/m²) reprise par le dallage.

Vérification selon le DTU13.3 : CHARGE SURFACIQUE

La vérification est réalisée en partie courante du dallage non armé soumis à des charges réparties surfaciquement.

Le moment enveloppe dû à un chargement uniforme de densité q (daN/m²), appliqué sur une bande de dallage de largeur aléatoire, a pour valeur :

$$0,035 * q * Deq^2$$

Ce moment de flexion et la contrainte normale maximale qui en résulte, doivent être considérés tant pour la face inférieure que pour la face supérieure du dallage. Dans le cas d'un support homogène, nous pouvons calculer ce moment de la manière suivante :

$$M = 0,134q.H^2 \left(\frac{E_{cm}}{E_s} \right)^{2/3}$$

Avec :

- q : charge uniformément répartie aux ELS (en daN/m²),
- H : épaisseur du dallage (en m),
- E_{cm} : Module d'élasticité du béton (en MPa),
- E_s : Module d'élasticité du sol support (en MPa).

La valeur de E_{cm} est donnée selon les Eurocodes 2 par la formule suivante :

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad \text{avec : } f_{cm} = f_{ck} + 8 = 58 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } E_{cm} = 37278 \text{ MPa}$$

La valeur de q est :

- 405 daN/m² (charge permanente),
- 2532 daN/m² (surcharge d'exploitation obtenue après itération).

Soit 2937 daN/m² au total et donc un moment de 1211daN.m.

La contrainte engendrée par ce moment est calculée comme ci-dessous :

$$\sigma = 6 \frac{M}{H^2} = 0,804q \left(\frac{E_{cm}}{E_s} \right)^{2/3}$$

La contrainte engendrée est de :

$$\sigma = \frac{(6 * 1211 * 10^{-5})}{0.13^2} = 4,30 \text{ MPa}$$

Pour une surcharge d'exploitation de 2532 daN/m², la contrainte de traction sur le béton est 4,30 MPa et est donc inférieure à la contrainte limite aux ELS pour un dallage non armé.

Le dallage est donc théoriquement apte à reprendre une surcharge d'exploitation de 2.5tonnes/m².

IV. VERIFICATION DE LA PORTANCE DU DALLAGE PAR MODELISATION

1) Hypothèses

Nous avons considéré un dallage aux éléments finis de dimensions 12m*8m, cas réel de l'espacement des joints sur site.

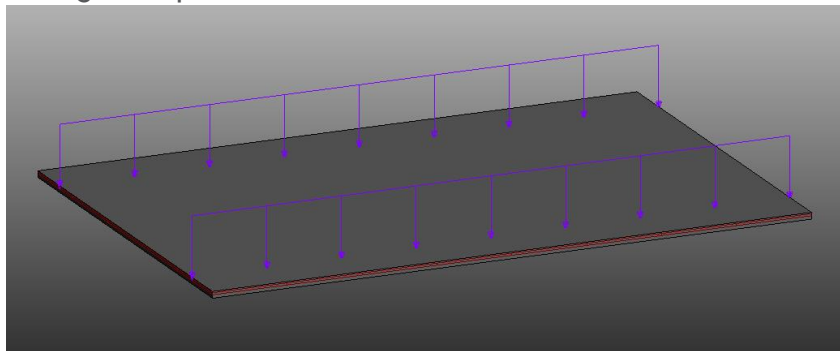
Nous avons considéré les couches sous dallage suivantes :

Nature	Épaisseur (m)	Module de déformation E_s (MPa)
Couche de forme	0,2	12,15
Couche de sol	3	10
Bon sol	2	100

Différents cas de charges ont été pris en compte pour la vérification, présentés ci-après.

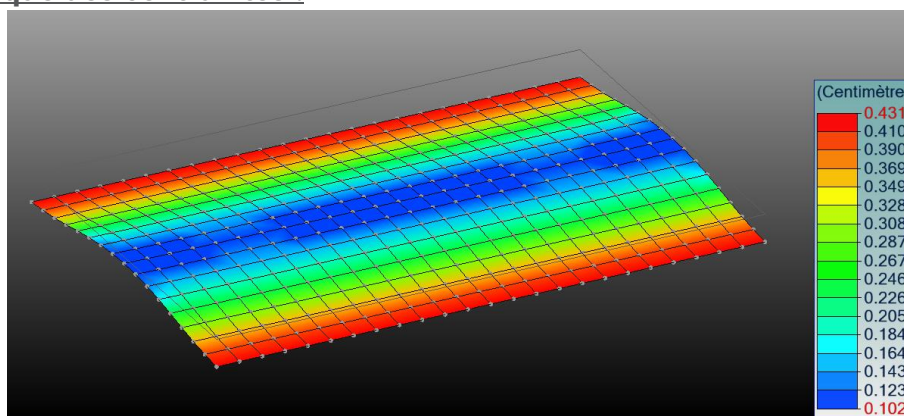
2) Cas de charge : Charge linéaire

Application d'une charge d'exploitation linéaire $Q = 2.5\text{t/m}$.

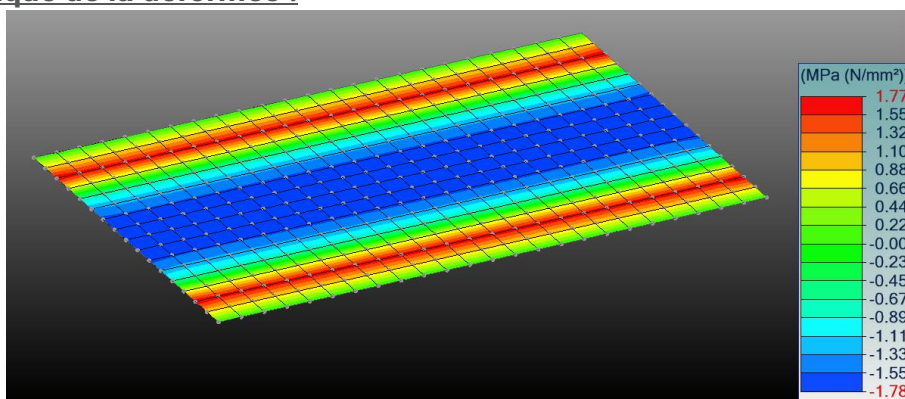


La position des charges linéaires situées sur les lignes les plus défavorables ont été déterminées par itération.

Résultat théorique des contraintes :



Résultat théorique de la déformée :



Après vérification aux règles Eurocodes 2, nous obtenons les résultats suivants pour une charge d'exploitation $Q = 2,5\text{t/m}$:

- Contraintes théoriques obtenues : $\sigma_{adm} = 1,77\text{MPa} < \sigma_{ELS} = 4,32\text{MPa} \rightarrow \text{OK}$
- Flèches théoriques obtenues $F_{adm} = 4,3\text{mm} < L/2000 + 10\text{mm} = 16\text{mm} \rightarrow \text{OK}$

X. Annexe 2 - Analyse de la capacité portante du dallage existant – Zone 2

N'ayant aucune information sur le type et la qualité du sol support du dallage en place, les hypothèses concernant cette couche seront tirées des conditions minimales requises par le DTU13.3, Norme Française concernant les dallages en béton.

V. HYPOTHESES

- Épaisseur moyenne du dallage béton armé de 13cm → **H = 18cm.**
- Classe de résistance du béton C50/60 (essais laboratoire) → **$f_{ck} = 50\text{MPa}$.**
- Ferrailage : Le dallage en place est considéré comme non armé au sens du DTU 13.3.

5.5.2.1 Dallage en béton armé

Pour les dallages en béton armé des locaux définis au 5.5.1, dont l'épaisseur nominale minimale est de 130 mm, la section minimale d'armatures est de $5\text{ cm}^2/\text{m}$ dans les deux directions perpendiculaires. Au-delà d'une épaisseur nominale minimale de 130 mm, la section d'armatures est au moins égale à 0,4 % de la section du béton, dans les deux directions perpendiculaires, quelle que soit la classe de résistance du béton.

- Couche de forme support de dallage – Module de déformation du sol

Selon le DTU 13.3, le Module de déformation du sol E_s se détermine à partir du Module de Westergaard K_w , lui-même déterminé à partir d'un essai à la plaque.

Le module de réaction déterminé par essai à la plaque doit être au moins égal à $K_w = 50\text{ MPa/m}$ pour une plaque de diamètre égal à 75 cm.

=> Module de Westergaard $K_w \geq 50\text{ MPa/m}$ d'après le DTU 13.3 (*) équivalent à du sable bien compacté.

Module de Westergaard en MPa/m	
Sol d'humus ou de tourbe	5 à 15
Remblais récents	10 à 20
Sable fin ou peu compacté	15 à 30
Sable bien compacté	50 à 100
Sable très bien compacté	100 à 150
Argile ou limon (humide)	30 à 60
Argile ou limon (sec)	80 à 100
Argile mélangé de sable	100 à 150
Grosses pierralles	200 à 250
Pierralles bien compactées	200 à 300

=> Module de déformation conventionnel E_s défini par : $E_s = 0,54 \cdot \varnothing \cdot K_w$ avec \varnothing étant le diamètre en mètres de la plaque d'essai (75 cm).

$$\Rightarrow E_s = 0,54 \cdot 0,75 \cdot 50 = 20,25 \text{ MPa}$$

En prenant en compte un Module de Westergaard d'un sol support de dallage de 50MPa/m, minimum imposé par le DTU13.3, nous avons un module de déformation E_s du sol théoriquement égal à 20MPa.

N'ayant aucune information sur le sol support de dallage, nous choisirons de partir sur une hypothèse défavorable : $E_s = 12,15 \text{ MPa}$ (équivalent à un module de Westergaard de 30MPa/m).

VI. ETAT LIMITE DE DALLAGE NON ARME

La justification porte uniquement sur le respect d'états-limites de service (ELS). Elle consiste à montrer que :

- Les déformations verticales du dallage sont au plus égales aux déformations limites définies ci-après. Celles-ci doivent être ajoutées aux tolérances d'exécution.
 - Déformation verticale absolue limite :
 - $(L1/2000) + 20 \text{ mm}$ avec $L1 \text{ (mm)}$ petit côté du rectangle enveloppe du dallage
 - Déformation verticale différentielle limite :
 - $(L2/2000) + 10 \text{ mm}$ avec $L2 \text{ (mm)}$ distance entre les deux points considérés
- La contrainte en traction à l'ELS soit inférieure à la contrainte en traction admissible déterminée par la moyenne des essais laboratoire, à savoir :

$$\sigma_{ELS} \leq 0,9 \cdot f_{ctk,sp} = 0,9 \cdot 4,80 = 4,32 \text{ MPa}$$

6.2.5 Contrainte de traction du béton des dallages en béton non armé aux états-limites de service

La contrainte de traction du béton calculée en flexion à l'état-limite de service, sous la plus défavorable des combinaisons d'actions, définies au 6.1, doit vérifier la condition :

$$\sigma_{ELS} \leq 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

NOTE 1

Pour $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, cette expression conduit à $\sigma_{ELS} \leq 1,8 \text{ MPa}$.

Il est également possible de se référer à la valeur caractéristique de la résistance en traction du béton par fendage à 28 jours, $f_{ctk,sp}$, déterminée selon les critères de la NF EN 206/CN, lorsque des résultats de ce type d'essais sont disponibles. Dans ce cas, la condition à satisfaire devient :

$$\sigma_{ELS} = 6 \cdot M/b \cdot h^2 \leq 0,90 f_{ctk,sp}$$

Extrait de la norme

VII. CALCULS DE LA PORTANCE DU DALLAGE SELON LE DTU13.3

Ci-dessous les charges permanentes reprises par le dallage :

Béton (dallage) ép 13cm	2500 daN/m ³ *0,18m	450 daN/m ²
Chape en mortier ép 4cm	2000 daN/m ³ *0,04m	80 daN/m ²
TOTAL G		G = 530 daN/m²

L'objectif de la présente étude est de déterminer la charge d'exploitation maximale Q(daN/m²) reprise par le dallage.

Vérification selon le DTU13.3 : CHARGE SURFACIQUE

La vérification est réalisée en partie courante du dallage non armé soumis à des charges réparties surfaciquement.

Le moment enveloppe dû à un chargement uniforme de densité q (daN/m²), appliqué sur une bande de dallage de largeur aléatoire, a pour valeur :

$$0,035 * q * Deq^2$$

Ce moment de flexion et la contrainte normale maximale qui en résulte, doivent être considérés tant pour la face inférieure que pour la face supérieure du dallage. Dans le cas d'un support homogène, nous pouvons calculer ce moment de la manière suivante :

$$M = 0,134q.H^2 \left(\frac{E_{cm}}{E_s} \right)^{2/3}$$

Avec :

- q : charge uniformément répartie aux ELS (en daN/m²),
- H : épaisseur du dallage (en m),
- E_{cm} : Module d'élasticité du béton (en MPa),
- E_s : Module d'élasticité du sol support (en MPa).

La valeur de E_{cm} est donnée selon les Eurocodes 2 par la formule suivante :

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad \text{avec : } f_{cm} = f_{ck} + 8 = 58 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } E_{cm} = 37278 \text{ MPa}$$

La valeur de q est :

- 530 daN/m² (charge permanente),
- 3030 daN/m² (surcharge d'exploitation obtenue après itération).

Soit 3560 daN/m² au total et donc un moment de 1211daN.m.

La contrainte engendrée par ce moment est calculée comme ci-dessous :

$$\sigma = 6 \frac{M}{H^2} = 0,804q \left(\frac{E_{cm}}{E_s} \right)^{2/3}$$

La contrainte engendrée est de :

$$\sigma = \frac{(6 * 2322 * 10^{-5})}{0.13^2} = 4,30 \text{ MPa}$$

Pour une surcharge d'exploitation de 2532 daN/m², la contrainte de traction sur le béton est 4,30 MPa et est donc inférieure à la contrainte limite aux ELS pour un dallage non armé.

Le dallage est donc théoriquement apte à reprendre une surcharge d'exploitation de 3tonnes/m².

VIII. VERIFICATION DE LA PORTANCE DU DALLAGE PAR MODELISATION

1) Hypothèses

Nous avons considéré un dallage aux éléments finis de dimensions 12m*8m, cas réel de l'espacement des joints sur site.

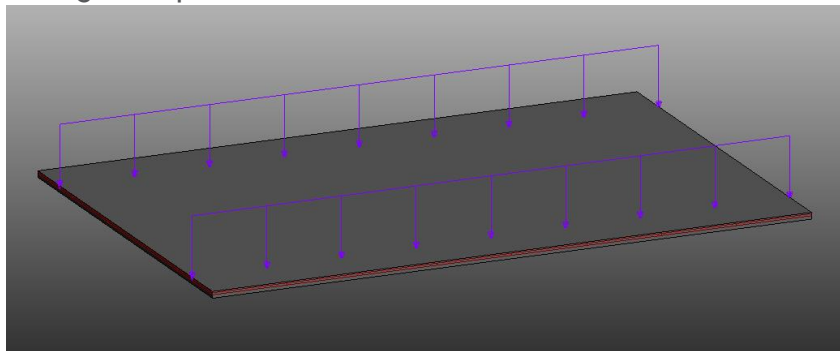
Nous avons considéré les couches sous dallage suivantes :

Nature	Épaisseur (m)	Module de déformation E _s (MPa)
Couche de forme	0,2	12,15
Couche de sol	3	10
Bon sol	2	100

Différents cas de charges ont été pris en compte pour la vérification, présentés ci-après.

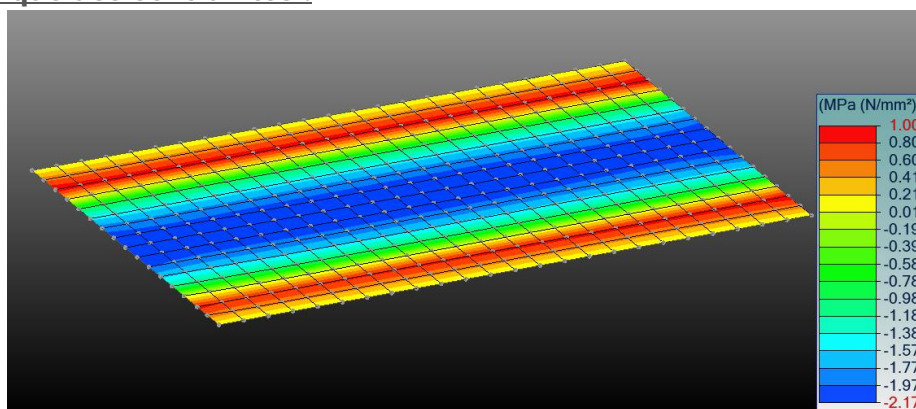
2) Cas de charge : Charge linéaire

Application d'une charge d'exploitation linéaire $Q = 3\text{t/m}$.

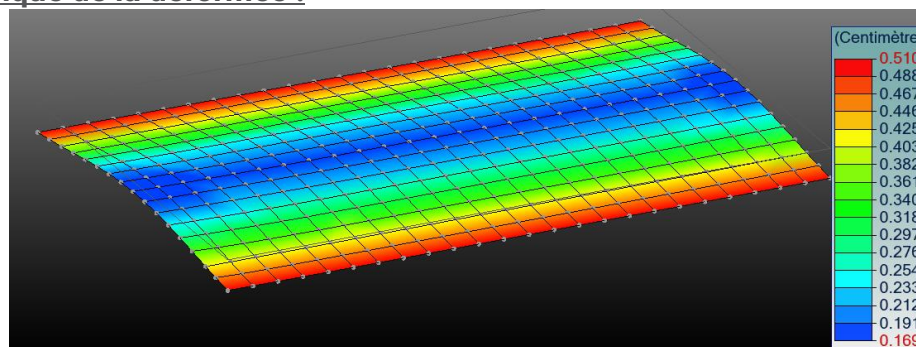


La position des charges linéaires situées sur les lignes les plus défavorables a été déterminée par itération.

Résultat théorique des contraintes :



Résultat théorique de la déformée :



Après vérification aux règles Eurocodes 2, nous obtenons les résultats suivants pour une charge d'exploitation $Q = 3\text{t/m}$:

- Contraintes théoriques obtenues : $\sigma_{adm} = 1,00\text{MPa} < \sigma_{ELS} = 4,32\text{MPa} \rightarrow \text{OK}$
- Flèches théoriques obtenues $F_{adm} = 5,1\text{mm} < L/2000 + 10\text{mm} = 16\text{mm} \rightarrow \text{OK}$