

Diagnostic Structurel

IPA230237

19/03/2024

INDICE 0

Ministère de la justice
Rue Pasteur Vallery Radot
94011 Créteil

Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil

VOTRE INTERLOCUTEUR

Hiba OBEID

06 74 84 20 22

h.obeid@ipc-gengis.fr



**MINISTÈRE
DE LA JUSTICE**

*Liberté
Égalité
Fraternité*



SIÈGE SOCIAL
7, rue Salvador Allende
91120 Palaiseau
01 69 19 19 60
contact@ipc-gengis.fr
ipc-gengis.fr



RÉFÉRENCES

Réf. devis : IPD230391

Réf. du rapport : IPA230237

CLIENT

Nom et adresse
Ministère de la justice
Rue Pasteur Vallery Radot
94011 Créteil

Nom du contact et coordonnées
Mme. LETEMPLE
06 70 61 17 07
Ines.letemple@justice.gouv.fr

INTERVENANTS IPC

Rédacteur Hiba OBEID

Superviseur Igor MATASIC

STATUT DU RAPPORT

Version	Date	Détails
0	19/03/2024	Première diffusion

CERTIFICATION DE IPC





1	DEFINITION DE LA MISSION	4
2	LOCALISATION	4
3	CONTENU DE LA MISSION	5
4	RECONNAISSANCE STRUCTURELLE	5
4.1	Zone des sondages	6
4.2	Description des pathologies rencontrées	8
5	CALCUL DES CAPACITES PORTANTES	13
5.1	Sondages des dalles	14
5.1.1	SD1	14
5.1.2	SD2	16
5.1.3	SD3	19
5.2	Sondages des poutres	21
5.2.1	SPT 1	21
5.2.2	SPT 2	23
5.3	Sondages des poteaux	25
5.3.1	SPOT 1	25
5.3.2	SPOT 2	26
5.4	Dallage	27
5.4.1	Résultat de l'étude	28
6	CONCLUSION	29
7	ANNEXE 1 : NDC – DALLAGE	32
8	ANNEXE 2 – COUPES DES SONDAGES	36



1 Définition de la mission

Dans le cadre d'un appel d'offres lancé par le Tribunal Judiciaire de Créteil, il est demandé de réaliser des diagnostics structurels sur des ouvrages existants afin de déterminer les causes des désordres constatés sur place et d'évaluer les caractéristiques structurelles de ces ouvrages par rapport aux travaux prévus dans le programme. Le BET Structure IPC a été désignée pour réaliser ces missions.

2 Localisation

L'ouvrage concerné par la mission est un bâtiment à l'usage des bureaux dont la structure porteuse est conçue en béton armé selon le système poteaux-poutres avec les voiles formant les murs et les façades périmétriques.

Le bâtiment investigué est situé au Rue Pasteur Valley Radot, 94011 Créteil.



Figure 1 : Vue aérienne (Google Maps)



3 Contenu de la mission

L'objectif de notre étude consiste à :

- Réaliser un audit des zones concernées par la mission,
- Déterminer les origines des désordres constatés sur place (jardinière, supports de caillebotis),
- Déterminer le principe structurel des zones du bâtiment concernées par la mise en œuvre de bibliothèque de type « compactus » et à la proximité du futur puit de lumière,
- Réaliser de sondages destructifs pour déterminer la composition des éléments porteurs (dalles, poutres) concernés par la mission,
- Réaliser le rapport de diagnostic avec des éventuelles solutions de reprise. Ces solutions seront proposées en collaboration avec MOE de l'opération et en fonction des contraintes du MOA

4 Reconnaissance structurelle

Dans le cadre de notre mission, nous avons réalisé les sondages destructifs qui nous permettront de déterminer le principe structurel et les caractéristiques des ouvrages existants et fournir un avis technique relatif à la solidité des ouvrages et à l'état de conservation de ces ouvrages compte tenu de d'exploitation actuelle des bâtiments considérés.

Ce rapport est accompagné en annexe de toutes les coupes et les reportages photographies prises sur site lors des sondages réalisés.

4.1 Zone des sondages

Les sondages ont été réalisés selon le plan de repérage ci-dessous :

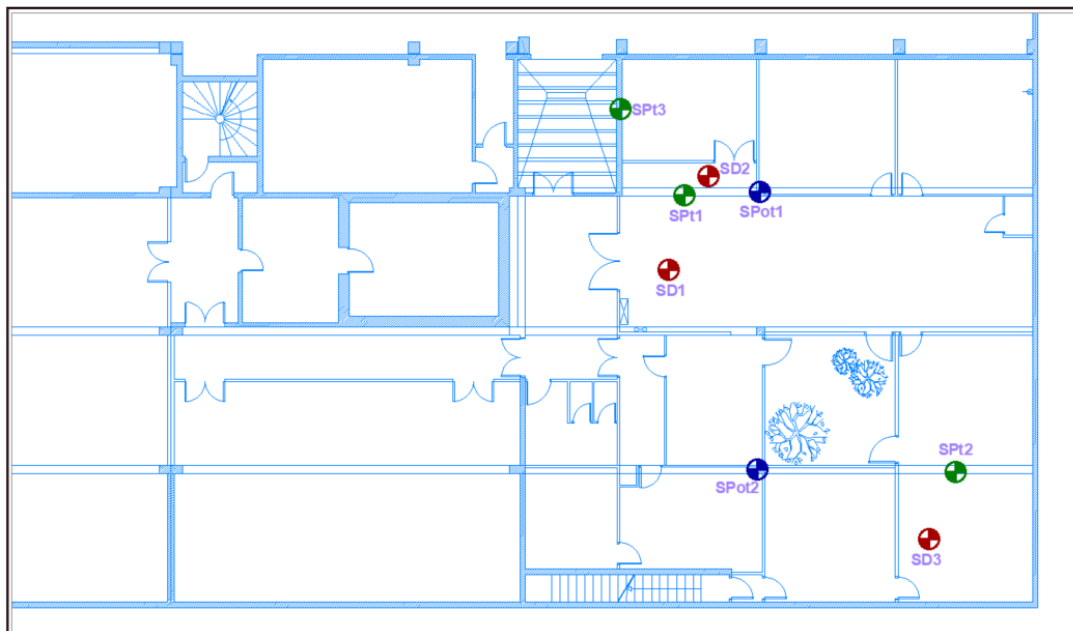


Figure 2: Plan du RDJ supérieur

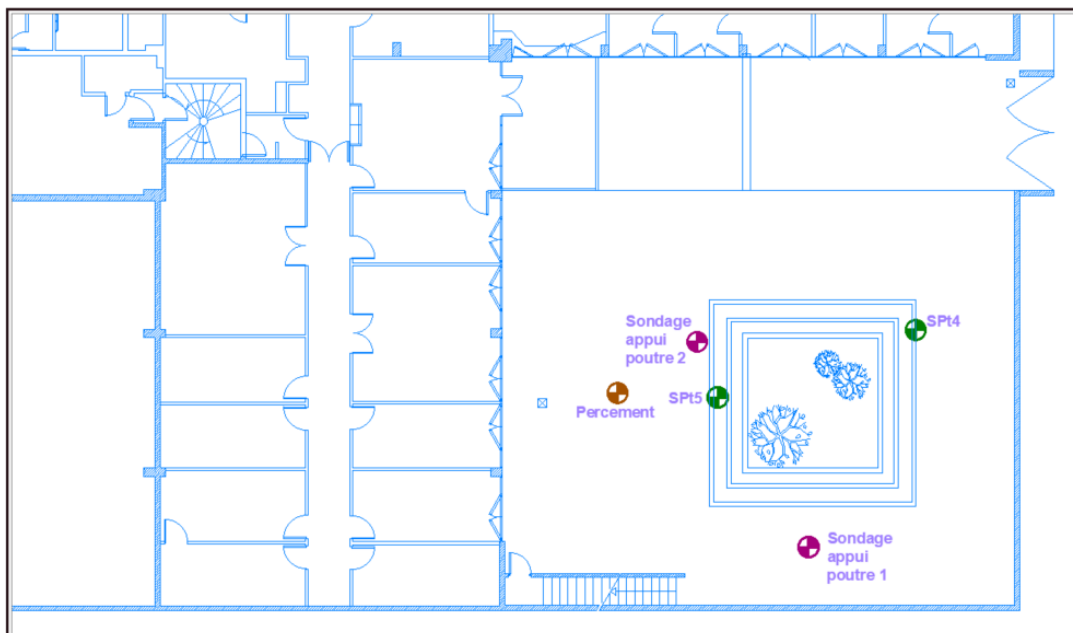


Figure 3: Plan du RDJ supérieur par la terrasse

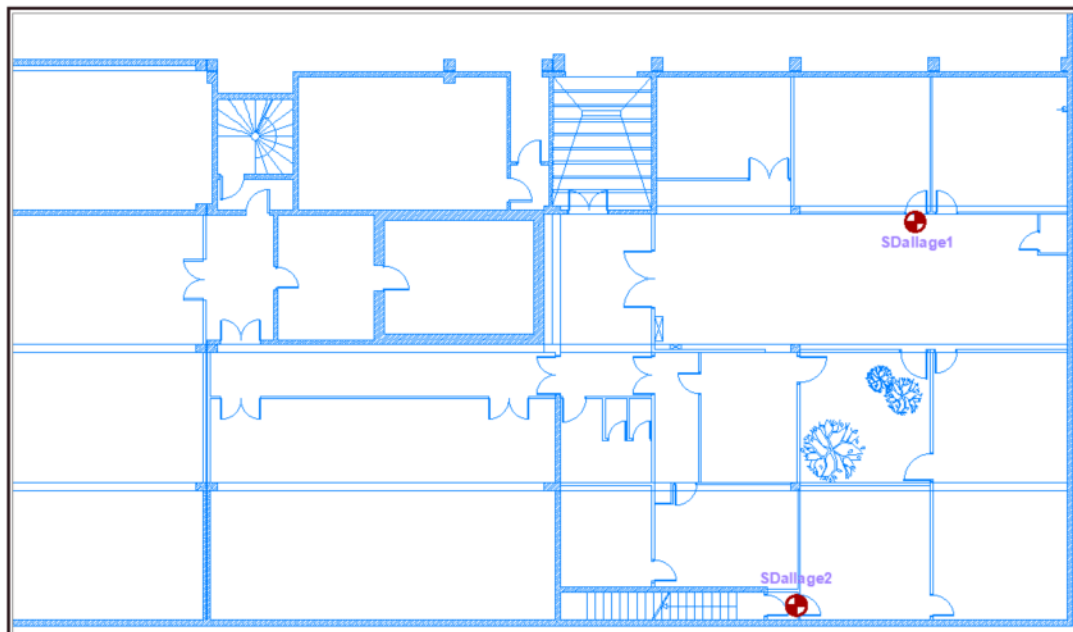


Figure 4: Plan du RDJ inférieur

4.2 Description des pathologies rencontrées

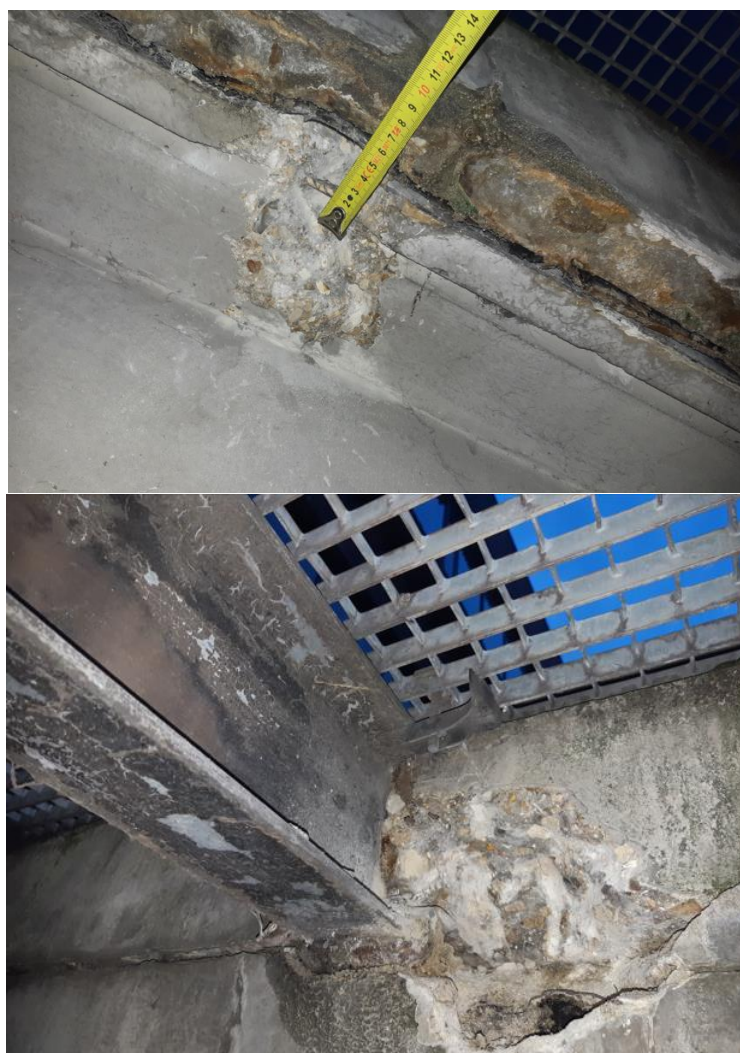
Sondage

Poutre descellée SPT3

Emplacement : RDJ Inférieure

Description :

Poutres métalliques de type IPE160, espacées de 58 cm, sont ancrées des deux côtés dans les poutres en béton armé de dimensions 40 x 50ht, qui supportent le caillebotis.



**Photographies****Analyse :**

Le sondage destructif et l'investigation de la poutre décelée nous permettent de donner les conclusions suivantes :

- Tout d'abord, la zone non armée de la poutre en béton présente des signes de dégradation, notamment un détachement partiel de la structure. Le problème provient non pas d'un manque d'acier mais d'un défaut de positionnement des barres. En effet, nous avons mesuré un enrobage trop important (+ de 10cm) qui rend le béton inefficace sur cette profondeur en effet, les épaisseurs d'enrobage au-delà de 50 mm doivent être renforcés par du ferrailage.
- De plus, l'infiltration d'eau a accentué le phénomène de détérioration du béton. Aucun système d'étanchéité n'est constaté, ce qui a probablement contribué à la dégradation du béton dans le temps.

Travaux de reprise de structure :

Dans ce cadre, les travaux de reprise structurelle de la poutre dégradée et désolidarisée comprennent les étapes suivantes :

- Purger le béton descellé jusqu'à retrouver la partie non endommagée de la poutre,
- Nettoyer soigneusement la zone pour éliminer les résidus de poussière,
- Installer des connecteurs en forme de U de diamètre 12 mm à raison de 5 unités par mètre linéaire et les fixer en utilisant une résine de type HY200 avec une profondeur d'ancrage minimale de 20 cm dans la poutre en béton armé,
- Mettre en place deux barres d'acier filantes de type HA12 à l'extrémité de la poutre en respectant un enrobage de 3 cm
- Reprendre la poutre par mortier de réparation sans retrait ayant une résistance minimale de 30 MPa
- Application d'une étanchéité adaptée sur le support.



Sondage

Jardinière béton dégradé

Emplacement : RDJ Inférieure

Description :

Voile en béton armé d'épaisseur 15 cm et de 65 cm de longueur.





Photographies

Analyse :

- La fracture du parement est probablement due à la dilatation thermique, un phénomène auquel le béton réagit comme de nombreux autres matériaux. Étant en contact direct avec l'atmosphère, ce voile est sujet aux variations de température. Lorsque exposé à la chaleur, le béton a tendance à se dilater, et lorsqu'il se refroidit, il se contracte. Ces variations dimensionnelles créent des zones de faiblesse dans le béton, susceptibles de causer des fissures.
- En outre, la section totale des armatures ne répond pas aux normes de l'Eurocode. Selon ce dernier, la section minimale des armatures dans un voile en béton armé devrait être $A_{s,vmin} = 0.002 \cdot A_c$, soit 1,95 cm²/ml pour un voile d'une hauteur de 65 cm et d'une épaisseur donnée.



- Cependant, les sondages destructifs effectués sur les voiles de la jardinière ont montré la présence d'armatures en acier RL de 2 mm de diamètre, espacées de 10 cm verticalement, ainsi que des armatures horizontales de même diamètre, également espacées de 10 cm. Cela équivaut à une section totale des armatures verticales de 0,7 cm²/ml, inférieure à la section requise de 1.95 cm²/ml.
- Dans les deux zones où des sondages ont été effectués, il a été observé que l'enrobage d'acier est inférieur à 1 cm ce qui a augmenté le risque de corrosion des armatures métalliques en raison d'une exposition accrue à l'humidité et aux agents agressifs, Cela a également entraîné le détachement du béton.

Travaux de reprise de structure :

Le principe des travaux de reprise consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par la mise en œuvre d'un ferrailage additionnel à l'ancien élément et d'un nouveau béton d'enrobage pour favoriser l'accrochage, ces travaux de renforcement concernent les murs les plus dégradés et consiste à :

- Enlever la végétation existante
- Nettoyer et préparer le béton du voile afin d'assurer l'accrochage
- Purger le béton de façon à dégager toute la périmétrie des armatures (au moins 2 cm) et la longueur de façon à faire apparaître l'acier en extrémité,
- Mettre en place des aciers filants verticaux de HA 8 espacée de 20 cm de scellés dans la dalle existante
- Mettre en place des U Φ 10 reliant les filantes additionnels avec le voile les U seront scellés dans le voile en BA
- Reconstituer les 2 faces du voile à l'aide d'un béton adapté, avec un enrobage des armatures au minimum de 3.0 cm. Une attention particulière doit être portée à la sélection du béton, qui doit être adapté aux conditions climatiques et aux diverses agressions susceptibles d'affecter l'ouvrage pendant sa durée d'utilisation.



5 Calcul des capacités portantes

L'évaluation de la stabilité des éléments reconnus a été menée suivant les règles NF EN 1992 (Eurocode 2) pour les éléments béton.

Les hypothèses prises en compte dans les calculs sont les suivantes :

Hypothèses charges (suivant NF EN 1991).

Charges permanentes :

- Poids propre béton : 25 kN/m^3
- Chape en béton maigre : 22 kN/m^3
- Surcharge permanente (cloisons...) : 1 kN/m^2
- Poids propre plâtre : 1 kN/m^3
- Poids propre du sable : 16 kN/m^3
- Poids propre des dalles des gravillons d'épaisseur 5 cm : 1.25 kN/m^2
- Poids propre couche d'étanchéité : 0.05 kN/m^2

Charge d'exploitation

- Bâtiment à usage bureau : 2.5 kN/m^2

Hypothèse des matériaux :

- Classe de résistance du béton : 25 MPa
Résistance : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$
- Aciers pour béton : Tor /HA Fe400
Résistance : $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, $f_u = 347.8 \text{ MPa}$

Combinaisons d'actions :

Les éléments doivent être justifiés à l'ELS et à l'ELU. Les moments sollicitant doivent rester inférieurs aux moments résistants. **La capacité portante du plancher est égale à la plus faible capacité portante des éléments qui le constituent.**

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS caractéristique : $G + Q$
- ELS fréquente : $G + \Psi_1 Q$
- ELS quasi permanente : $G + \Psi_2 Q$

Les matériaux sont considérés sains et en bon état dans cette étude.



5.1 Sondages des dalles

5.1.1 SD1

C'est une dalle en béton armé d'épaisseur 25 cm.

Armatures : 2lits ST40C – $A_s = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Descente des charges :

- Poids propre de la dalle : $0.25 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge permanente :

Chape en béton maigre : $22 \times 0.025 = 0.55 \text{ kN/m}^2$

Poids propre du sable : $16 \times 0.03 = 0.48 \text{ kN/m}^2$

Poids propre des dalles des gravillons d'épaisseur 5 cm : 1.25 kN/m^2

Poids propre couche d'étanchéité : 0.05 kN/m^2

- Charge permanente totale en kN/m^2

$G_{\text{total}} = 8.58 \text{ kN/m}^2$

- Charge d'exploitation totale en 2.5 kN/m^2

- Portée dalle : 4.9 m

Soit $M_{\text{ed,ELU}} = p l^2 / 8 = 46.01 \text{ kN.m}$

VERIFICATION DU MOMENT RESISTANT A L'ELU SELON NF EN 1992 EUROCODE 2		
Dossier :	IPA230237	
Elément :	Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil	
Caractéristiques		
Portée libre :	l = 4,90 m	
Largeur de plancher reprise :	L = 1,00 m	
Largeur de calcul :	b = 100 cm	
Hauteur de l'élément :	h = 25,0 cm	
Limite élastique caractéristique de l'acier :	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	
Limite élastique de calcul de l'acier :	$f_{yd} = 348 \text{ MPa}$	
Résistance caractéristique à la compression du béton :	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	
Résistance de calcul à la compression :	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$	
Chargements		
Moment fléchissant :	$M_{\text{ed}} \text{ ELU} = 4\,601 \text{ daN.m}$	
Vérification		
As théorique	Axe résultante des aciers :	e = 2,00 cm
	Hauteur utile :	d = 23,00 cm
	Section d'armatures requise :	$A_{s\text{ théorique}} = 5,91 \text{ cm}^2$
	Section d'armatures relevée :	$A_{s\text{ relevée}} = 7,70 \text{ cm}^2$
	S relevée / S requise :	$R_{\text{armatures}} = 0,77$
Moment résistant	Moment résistant de calcul :	$M_{\text{ed}} \text{ résistant} = 5\,945 \text{ daN.m}$
	Taux de sollicitation à l'ELU :	$R_{\text{Moments}} = 77\%$



➤ Conclusion

Avec les hypothèses considérées, la dalle étudiée est correctement dimensionnée en flexion aux ELU avec un taux de charge de 77% à mi portée.

Soit une capacité portante de :

VERIFICATION DU MOMENT RESISTANT A L'ELU SELON NF EN 1992 EUROCODE 2	
Dossier :	IPA230237
Elément :	Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil
Caractéristiques	
Portée libre :	$l = 4,90 \text{ m}$
Largeur de plancher reprise :	$L = 1,00 \text{ m}$
Largeur de calcul :	$b = 100 \text{ cm}$
Hauteur de l'élément :	$h = 25,0 \text{ cm}$
Limite élastique caractéristique de l'acier :	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
Limite élastique de calcul de l'acier :	$f_{yk} = 348 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la compression du béton :	$f_{tk} = 25 \text{ MPa}$
Résistance de calcul à la compression :	$f_{td} = 16,7 \text{ MPa}$
Chargements	
Moment fléchissant :	$M_{ed} \text{ ELU} = 5\,925 \text{ daN.m}$
Vérification	
<u>Asthéorique</u>	
Axe résultante des aciers :	$e = 2,00 \text{ cm}$
Hauteur utile :	$d = 23,00 \text{ cm}$
Section d'armatures requise :	$A_{sthéorique} = 7,67 \text{ cm}^2$
Section d'armatures relevée :	$A_{s \text{ relevée}} = 7,70 \text{ cm}^2$
S relevée / S requise :	$R_{armatures} = 1,00$
<u>Moment résistant</u>	
Moment résistant de calcul :	$M_{rd} \text{ résistant} = 5\,945 \text{ daN.m}$
Taux de sollicitation à l'ELU :	$R_{moments} = 100\%$

Pour un moment à l'ELU de 59.25 kN.m, le taux de travail est de 100 %.

La dalle reprend en plus de son poids propre et de la charge permanente provenant de la couche d'étanchéité, de la couche de sable, de la chape et de la dalle en gravillon équivalente à 233 Kg/m²,
une charge d'exploitation de 540kg/m².

5.1.2 SD2

C'est une dalle en béton armé d'épaisseur 49 cm.

Il convient de noter que l'épaisseur de la dalle de 49cm a été mesurée à l'aide d'un TRANSPONTEUR de type HILTI PX10 depuis la terrasse accessible et en déduisant l'épaisseur du complexe d'étanchéité.



Armatures de grande travée : 1lits TOR14 à esp de 16cm – $A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures de petite travée : 1 lits TOR12 à esp de 22cm – $A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Descente des charges :

- Poids propre de la dalle : $0.49 \times 25 = 12.25 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge permanente :

Chape en béton maigre : $22 \times 0.025 = 0.55 \text{ kN/m}^2$

Poids propre du sable : $16 \times 0.03 = 0.48 \text{ kN/m}^2$

Poids propre des dalles des gravillons d'épaisseur 5 cm : 1.25 kN/m^2

Poids propre couche d'étanchéité : 0.05 kN/m^2

- Charge permanente totale en kN/m^2

$G_{\text{total}} = 14.58 \text{ kN/m}^2$

- Charge d'exploitation totale en 2.5 kN/m^2

- Portée dalle : 4.86 m

Soit $\text{Med,ELU} = p l^2 / 8 = 69.2 \text{ kN.m}$



VERIFICATION DU MOMENT RESISTANT A L'ELU SELON NF EN 1992 EUROCODE 2		
Dossier :	IPA230237	
Elément :	Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil	
Caractéristiques		
Portée libre :	l = 4,86 m	
Largeur de plancher reprise :	L = 1,00 m	
Largeur de calcul :	b = 100 cm	
Hauteur de l'élément :	h = 49,0 cm	
Limite élastique caractéristique de l'acier :	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	
Limite élastique de calcul de l'acier :	$f_{yd} = 348 \text{ MPa}$	
Résistance caractéristique à la compression du béton :	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	
Résistance de calcul à la compression :	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$	
Chargements		
Moment fléchissant :	$M_{ed} \text{ ELU} = 6\,920 \text{ daN.m}$	
Vérification		
<u>As théorique</u>	Axe résultante des aciers :	e = 3,30 cm
	Hauteur utile :	d = 45,70 cm
	Section d'armatures requise :	$A_{stheorique} = 4,40 \text{ cm}^2$
	Section d'armatures relevée :	$A_{s \text{ relevée}} = 9,24 \text{ cm}^2$
	S relevée / S requise :	$R_{armatures} = 0,48$
<u>Moment résistant</u>	Moment résistant de calcul :	$M_{rd} \text{ résistant} = 14\,378 \text{ daN.m}$
	Taux de sollicitation à l'ELU :	$R_{Moments} = 48\%$



➤ Conclusion

Avec les hypothèses considérées, la dalle étudiée est correctement dimensionnée en flexion aux ELU avec un taux de charge de 48% à mi portée.

Soit une capacité portante de :

VERIFICATION DU MOMENT RESISTANT A L'ELU SELON NF EN 1992 EUROCODE 2		
Dossier :	IPA230237	
Elément :	Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil	
Caractéristiques		
Portée libre :	$l = 4,86 \text{ m}$	
Largeur de plancher reprise :	$L = 1,00 \text{ m}$	
Largeur de calcul :	$b = 100 \text{ cm}$	
Hauteur de l'élément :	$h = 49,0 \text{ cm}$	
Limite élastique caractéristique de l'acier :	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	
Limite élastique de calcul de l'acier :	$f_{yd} = 348 \text{ MPa}$	
Résistance caractéristique à la compression du béton :	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	
Résistance de calcul à la compression :	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$	
Chargements		
Moment fléchissant :	$M_{ed} \text{ ELU} = 14\,350 \text{ daN.m}$	
Vérification		
<u>Asthéorique</u>	Axe résultante des aciers :	$e = 3,30 \text{ cm}$
	Hauteur utile :	$d = 45,70 \text{ cm}$
	Section d'armatures requise :	$A_{sthéorique} = 9,22 \text{ cm}^2$
	Section d'armatures relevée :	$A_{s \text{ relevée}} = 9,24 \text{ cm}^2$
	S relevée / S requise :	$R_{armatures} = 1,00$
<u>Moment résistant</u>	Moment résistant de calcul :	$M_{rd} \text{ résistant} = 14\,378 \text{ daN.m}$
	Taux de sollicitation à l'ELU :	$R_{Moments} = 100\%$

Pour un moment à l'ELU de 143 kN.m, le taux de travail est de 100 %.

La dalle reprend en plus de son poids propre et de la charge permanente provenant de la couche d'étanchéité, de la couche de sable, de la chape et de la dalle en gravillon équivalente à 233 Kg/m²,
une charge d'exploitation de 1800kg/m².



5.1.3 SD3

C'est une dalle en béton armé d'épaisseur 25 cm.

- Armatures de grande travée : 1lit TOR6 à esp de 10cm et 1 lit TOR8 esp 30 cm – $A_s = 4.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Armatures de petite travée : 1 lit TOR6 à esp de 20cm – $A_s = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Descente des charges :
 - Poids propre de la dalle : $0.25 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
 - Surcharge permanente :
 - Chape en béton maigre : $22 \times 0.025 = 0.55 \text{ kN/m}^2$
 - Poids propre du sable : $16 \times 0.03 = 0.48 \text{ kN/m}^2$
 - Poids propre des dalles des gravillons d'épaisseur 5 cm : 1.25 kN/m^2
 - Poids propre couche d'étanchéité : 0.05 kN/m^2
- Charge permanente totale en kN/m^2
 $G_{\text{total}} = 8.58 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation totale en 2.5 kN/m^2
- Portée dalle : 4.85 m

Soit $M_{\text{ed,ELU}} = p l^2 / 8 = 45 \text{ kN.m}$

VERIFICATION DU MOMENT RESISTANT A L'ELU SELON NF EN 1992 EUROCODE 2		
Dossier :	IPA230237	
Elément :	Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil	
Caractéristiques		
Portée libre :	l = 4,85 m	
Largeur de plancher reprise :	L = 1,00 m	
Largeur de calcul :	b = 100 cm	
Hauteur de l'élément :	h = 25,0 cm	
Limite élastique caractéristique de l'acier :	f _{yk} = 400 MPa	
Limite élastique de calcul de l'acier :	f _{yd} = 348 MPa	
Résistance caractéristique à la compression du béton :	f _{ck} = 25 MPa	
Résistance de calcul à la compression :	f _{cd} = 16,7 MPa	
Chargements		
Moment fléchissant :	M _{ed} ELU = 4 500 daN.m	
Vérification		
As théorique	Axe résultante des aciers :	e = 1,30 cm
	Hauteur utile :	d = 23,70 cm
	Section d'armatures requise :	A _{sthéorique} = 5,60 cm ²
	Section d'armatures relevée :	A _{s relevée} = 5,08 cm ²
	S relevée / S requise :	R _{armatures} = 1,10
Moment résistant	Moment résistant de calcul :	M _{rd} résistant = 4 094 daN.m
	Taux de sollicitation à l'ELU :	R _{Moments} = 110%



➤ Conclusion

Selon les normes actuelles, la surcharge admissible pour le bâtiment à usage bureaux est de 250 kg/m². Nous avons alors étudié la surcharge maximale que la dalle peut supporter dans son état actuel.

Pour un moment à l'ELU de 40.90 kN.m, le taux de travail est de 100 %.

VERIFICATION DU MOMENT RESISTANT A L'ELU SELON NF EN 1992 EUROCODE 2		
Dossier :	IPA230237	
Elément :	Restructuration du Tribunal Judiciaire de Créteil	
Caractéristiques		
Portée libre :	$l = 4,85 \text{ m}$	
Largeur de plancher reprise :	$L = 1,00 \text{ m}$	
Largeur de calcul :	$b = 100 \text{ cm}$	
Hauteur de l'élément :	$h = 25,0 \text{ cm}$	
Limite élastique caractéristique de l'acier :	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	
Limite élastique de calcul de l'acier :	$f_{yd} = 348 \text{ MPa}$	
Résistance caractéristique à la compression du béton :	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	
Résistance de calcul à la compression :	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$	
Chargements		
Moment fléchissant :	$M_{ed} \text{ ELU} = 4\,090 \text{ daN.m}$	
Vérification		
Asthéorique	Axe résultante des aciers :	$e = 1,30 \text{ cm}$
	Hauteur utile :	$d = 23,70 \text{ cm}$
	Section d'armatures requise :	$A_{sthéorique} = 5,07 \text{ cm}^2$
	Section d'armatures relevée :	$A_{s \text{ relevée}} = 5,08 \text{ cm}^2$
Moment résistant	S relevée / S requise :	$R_{armatures} = 1,00$
	Moment résistant de calcul :	$M_{rd} \text{ résistant} = 4\,094 \text{ daN.m}$
	Taux de sollicitation à l'ELU :	$R_{Moments} = 100\%$

La dalle reprend en plus de son poids propre et de la charge permanente provenant de la couche d'étanchéité, de la couche de sable, de la chape et de la dalle en gravillon équivalente à 233 Kg/m²,
une charge d'exploitation de 160 kg/m²



5.2 Sondages des poutres

5.2.1 SPT 1

C'est une poutre en béton armé de dimension 30x90ht de hauteur, sa portée est de 5.1 m.

Les aciers inférieurs sont 2 lits de 4Ø12 = 9.05 cm².

Le calcul a été effectué pour une poutre isostatique car les aciers de chapeau détectés sont de type 1 lit de 4 Ø6 mm, ce qui n'est pas suffisant pour assurer la continuité de la poutre.

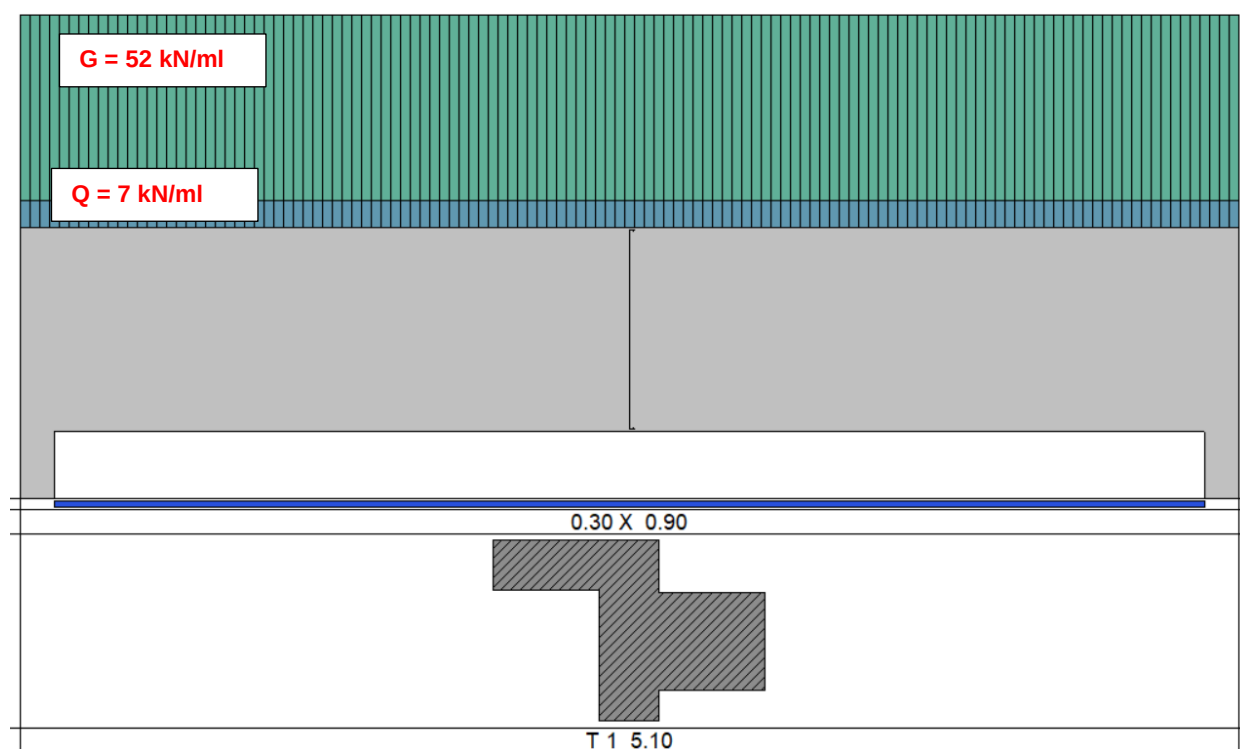
- Largeur participante de la dalle : $2.3 + 2.28 = 4.58$ m
- Descente des charges :

Descente de charge provenant de la dalle : $0.25 \times 25 \times 2.3 + 0.49 \times 25 \times 2.28 = 42.3$ kN/ml

Surcharge permanente : $2.33 \times 4.58 = 10$ kN/ml

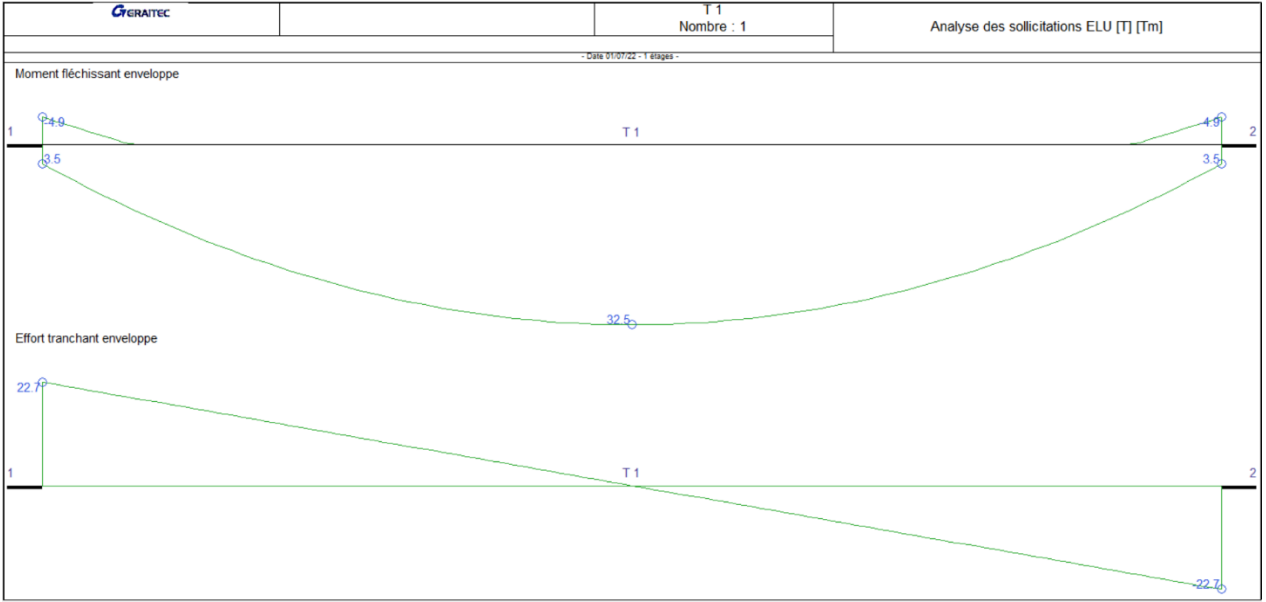
Total charge permanente : 52.3 kN/ml

- Surcharge d'exploitation à déterminer
- Poids propre de la poutre (Prise en compte par le logiciel)

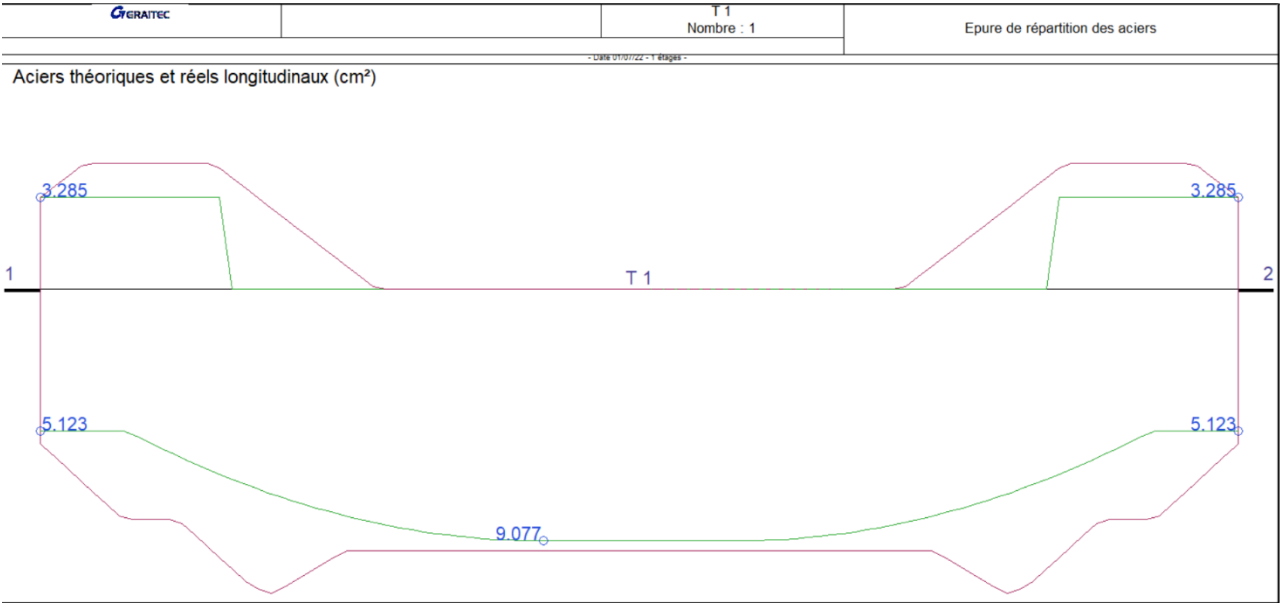




La modélisation effectuée sur le logiciel Graitec en prenant en compte une charge d'exploitation d'environ 1.52 kN/m² permet d'obtenir les efforts et les moments sollicitants en T et T.m suivants :



Ainsi que les aciers théoriques longitudinaux suivant :



Avec une section d'acier existante :

Section d'acier longitudinale :

En travée 2 lits de 4Ø12 = 9.04 cm².



Conclusion

La dalle reprend en plus de son poids propre, le poids propre de la dalle et de la charge permanente due à la couche d'étanchéité, de la couche de sable, de la chape et de dalle en gravillon équivalente à 233 Kg/m², **une charge d'exploitation de 152 kg/m².**

5.2.2 SPT 2

C'est une poutre en béton armé de dimension 30x90ht de hauteur, sa portée est de 9.85 m.

Les aciers inférieurs sont 3 lits de 4Ø20 + 4Ø20 + 4Ø16 = 33.2 cm².

Le calcul a été effectué pour une poutre isostatique.

- Largeur participante de la dalle : 4.6 m

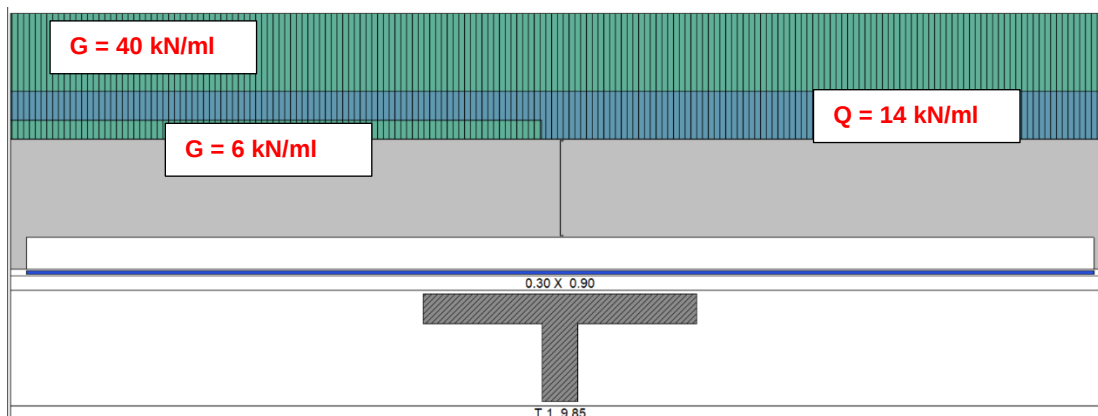
- Descente des charges :

Descente de charge provenant de la dalle : $0.25 \times 25 \times 4.6 = 28.75$ kN/ml

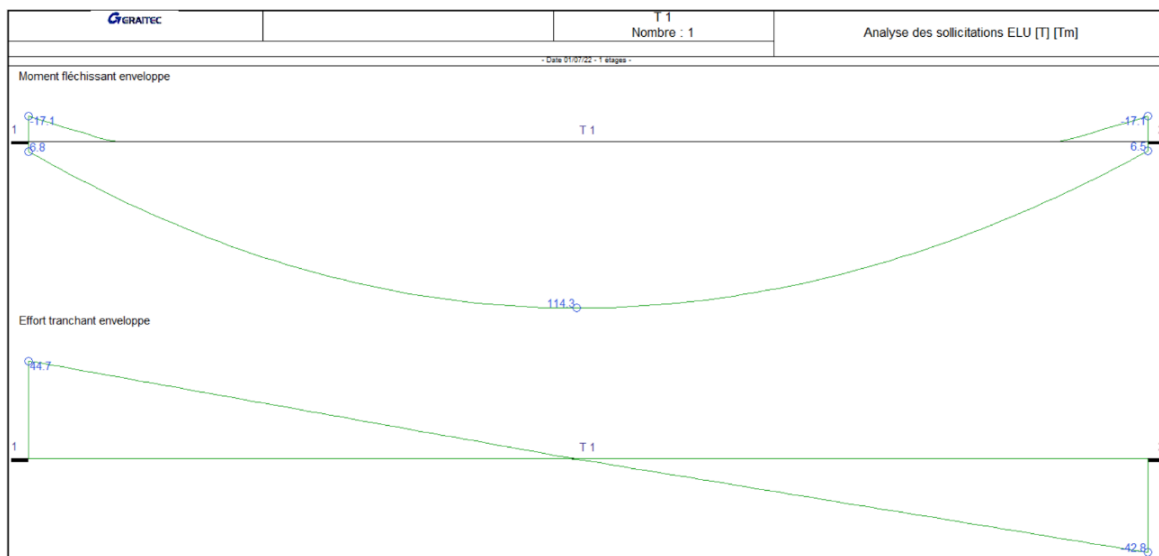
Surcharge permanente : $2.33 \times 4.6 = 10.8$ kN/ml

Poids propre de la jardinière sous une largeur d'environ 4.8 m :

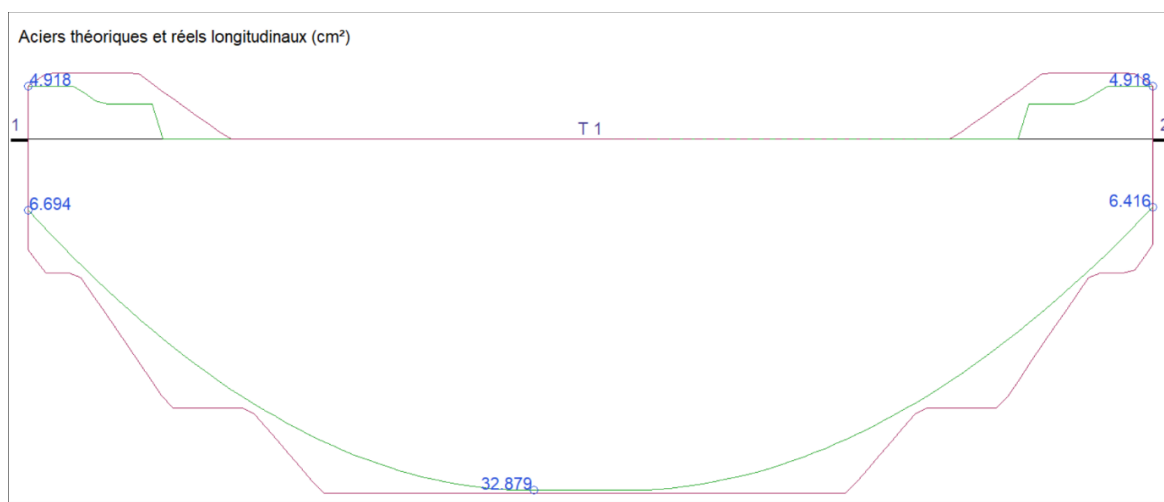
- ✓ Voile en béton d'épaisseur 15 cm : $0.15 \times 0.65 \times 25 = 2.44$ kN/ml
 - ✓ Poids du sable : $22 \times 0.45 \times 0.15 \times 2 = 2.97$ kN/ml
 - ✓ Poids de la végétalisation : $1 \times 0.9 = 0.9$ kN/ml
- Surcharge d'exploitation à déterminer
 - Poids propre de la poutre (Prise en compte par le logiciel)



La modélisation effectuée sur le logiciel Graitec en prenant en compte **une charge d'exploitation d'environ 3 kN/m²** permet d'obtenir les efforts et les moments sollicitants en T et T.m suivants :



Ainsi que les aciers théoriques longitudinaux suivant :



Avec une section d'acier existante :

Section d'acier longitudinale :

En travée 3 lits de 3 lits de 4Ø20 + 4Ø20 + 4Ø16 = 33.2 cm².

Conclusion

La dalle reprend en plus de son poids propre, le poids propre de la dalle et de la charge permanente provenant de la couche d'étanchéité, de la couche de sable, de la chape et de dalle en gravillon équivalente à 233 Kg/m², ainsi qu'une charge d'exploitation de 300 kg/m².



5.3 Sondages des poteaux

5.3.1 SPOT 1

Le poteau en béton armé sondé et de section 30x30 cm, il est constitué de 4 aciers de longitudinaux en TOR12 et les cadres sont en RL6 espacés à tous les 20 cm.

La section totale des armatures longitudinales mises en place = 4.52 cm²

- Surface d'influence : 34 m²
- Descente des charges à l'ELS :
 - Poids propre de la dalle toiture terrasse d'épaisseur 25 cm = 6.25 kN/m²
 - Poids propre de la dalle toiture terrasse d'épaisseur 49 cm = 12.25 kN/m²
 - Surcharge permanente : 2.33 = 3 kN/m²
 - Poids propre de la poutre : 0.3x0.9x25x7.4 = 50 kN
 - Poids propre du poteau : 0.3x0.3x3.2x25 = 7.2 kN
- Charge permanente totale en kN

G_{total} = 475 kN

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE		
Eurocode 2		
AFFAIRE : IPA 230237 TJ Crétail		
Hypothèses et caractéristiques		
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	h = 0,30 m
	Petit côté du poteau	b = 0,30 m
Contrainte de l'acier utilisé		f_{yk} = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		f_{cd} = 25 MPa
Hauteur d'étage		L = 3,20 m
Enrobage		d' = 0,035 m
Conditions de liaison : (1) bi-articulé ; (2) encastré / articulé ; (3) Encastré / Libre		Type : 1
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Ned = 0,943 MN
Ned/2 appliq. avt 28 j ==> K= 1.2	On remplace f_{cd} par f_{td}	Coefficient réducteur K = 1
Ned/2 appliq. avt 90 j ==> K= 1.1		
Ned/2 appliq. aps 90 j ==> K= 1		
Calculs		
Périmètre de la section	$(2 \times b) + (2 \times h)$	u = 1,20 m
Calcul de d	$d = h - d'$	d = 0,265 m
Moment quadratique de la section	$(b \times h^3) / 12$	I _{mini} = 0,000675 m ⁴
Aire de la section	$(b \times h)$	B = 0,09 m ²
Longueur de flambement	$Lf = L_0$, $Lf = 0,7 L_0$ ou $Lf = 2 L_0$	Lf = 3,2 m
Rayon de giration	$(I_{mini} / B)^{1/2}$	i = 0,0866 m
Elancement	(Lf / i)	λ = 36,95
Contrôle : Elancement < 120		Contrôle : vérifié
Coefficient de flambement	$\text{si } \lambda > 60 : \alpha = (32 / \lambda)^{1,5}$ $\text{si } \lambda < 60 : \alpha = 0,86 / (1 + (\lambda / 62)^2)$	α = 0,635
Kh	$\text{si } h < 0,50 : Kh = (0,75 + 0,5 h) \times (1 - 6p\delta) \approx 0,93$ $\text{si } h > 0,50 \text{ m} : Kh = 1$	Kh = 0,93
Ks	$\text{si } f_{yk} > 500 \text{ et } \lambda > 40 : Ks = 1,6 - 0,6 \times f_{yk} / 500 ; \text{sinon}$ $Ks = 1$	Ks = 1
f_{td}	$f_{td} = f_{yk} / \gamma_c$	f_{td} = 16,667 MPa
f_{td}	$f_{td} = f_{yk} / \gamma_s$	f_{td} = 347,826 MPa
Section d'acier	$(Ned / (Kh \times Ks \times \alpha) - (b \times h \times f_{td})) / f_{yk}$	As = 2,81 cm ²
Enrobage relatif	$\delta = d' / h$	δ = 0,11666667
Kh	$p = As / B$ $Kh = (0,75 + 0,5 h) \times (1 - 6p\delta)$	p = 0,003 Kh = 0,898
Section théorique d'acier	$(Ned / (Kh \times Ks \times \alpha) - (b \times h \times f_{td})) / f_{yk}$	A _{th} = 4,45 cm ²
Section maximale d'acier	(4 % B)	A _{maxi} = 36 cm ²
Section de calcul minimale	max(0,2 % B ; 2,3 x Nu)	A _{mini} = 2,71 cm ²
Section d'acier à mettre en œuvre	max(A _{mini} ; A _{th})	A _{sc} = 4,45 cm ²
Contrôle : A _{sc} < A _{maxi}		Contrôle : vérifié

Après vérification, le poteau est capable de reprendre une charge maximale d'exploitation de 202 kN soit une charge d'exploitation de 509 kg/m²



5.3.2 SPOT 2

Le poteau en béton armé sondé et de section 30x30 cm, il est constitué de 4 aciers de longitudinaux en TOR14 et les cadres sont en RL6 espacés à tous les 21 cm.

La section totale des armatures longitudinales mises en place = 6.16 cm²

- Surface d'influence : 35.8 m²
- Descente des charges à l'ELS :
 - Poids propre de la dalle toiture terrasse d'épaisseur 25 cm = 6.25 kN/m²
 - Surcharge permanente : 2.33 kN/m²
 - Poids propre de la jardinière sous une largeur d'environ 4.8 m :
 - ✓ Voile en béton d'épaisseur 15 cm : 0.15 x 0.65 x 25 = 2.44 kN/ml
 - ✓ Poids du sable : 22 x 0.45 x 0.15 x 2 = 2.97 kN/ml
 - ✓ Poids de la végétalisation : 1 x 0.9 = 0.9 kN/ml
 - Poids propre de la poutre : 0.3x0.9x25x9.4 =65 kN
 - Poids propre du poteau : 0.3x0.3x3.2x25= 7.2 kN
- Charge permanente totale en kN

G_{total} = 415 kN

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE		
Eurocode 2		
AFFAIRE : IPA 230237 TJ Crétail		
Hypothèses et caractéristiques		
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	h = 0,30 m
	Petit côté du poteau	b = 0,30 m
Contrainte de l'acier utilisé		f _{yk} = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		f _{cd} = 25 MPa
Hauteur d'étage		L = 3,20 m
Enrobage		d' = 0,035 m
Conditions de liaison : (1) bi-articulé ; (2) encasturé / articulé ; (3) Encasturé / Libre	Type =	1
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q	Ned =	0,975 MN
Ned/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2	On remplace f _{cd} par f _{ti}	Coefficient réducteur K = 1
Ned/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1		
Ned/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1		
Calculs		
Périmètre de la section	(2 x b) + (2 x h)	u = 1,20 m
Calcul de d	d = h - d'	d = 0,265 m
Moment quadratique de la section	(b x h ³) / 12	I _{mini} = 0,000675 m ⁴
Aire de la section	(b x h)	B = 0,09 m ²
Longueur de flambement	Lf = L ₀ , Lf = 0,7 L ₀ ou Lf = 2 L ₀	Lf = 3,2 m
Rayon de giration	(I _{mini} / B) ^{1/2}	i = 0,0866 m
Elancement	(Lf / i)	λ = 36,95
Contrôle : Elancement < 120		Contrôle : vérifié
Coefficient de flambement	si λ > 60 : α = (32 / λ) ^{1.5} si λ < 60 : α = 0,86 / (1 + (λ / 62) ²)	α = 0,635
Kh	si h < 0,50 : Kh = (0,75 + 0,5h) x (1 - 6pδ) ≈ 0,93 si h > 0,50 m : Kh = 1	Kh = 0,93
Ks	si f _{yk} > 500 et λ > 40 : Ks = 1,6 - 0,6 x f _{yk} / 500 ; sinon Ks = 1	Ks = 1
f _{td}	f _{td} = f _{yk} / γ _c	f _{td} = 16,667 MPa
f _{td}	f _{td} = f _{yk} / γ _s	f _{td} = 347,826 MPa
Section d'acier	(Ned / Kh x Ks x α) - (b x h x f _{td}) / f _{yk}	As = 4,37 cm ²
Enrobage relatif	δ = d' / h p = As / B	δ = 0,11666667 p = 0,005
Kh	Kh = (0,75 + 0,5h) x (1 - 6pδ)	Kh = 0,897
Section théorique d'acier	(Ned / Kh x Ks x α) - (b x h x f _{td}) / f _{yk}	A _{th} = 6,12 cm ²
Section maximale d'acier	(4 % B)	A _{maxi} = 36 cm ²
Section de calcul minimale	max (0,2 % B ; 2,3 x Nu)	A _{mini} = 2,80 cm ²
Section d'acier à mettre en œuvre	max (A _{mini} ; A _{th})	Asc = 6,12 cm ²
Contrôle : Asc < A _{maxi}		Contrôle : vérifié

Après vérification, le poteau est capable de reprendre une charge maximale d'exploitation de 275 kN, Soit une charge d'exploitation de 750 kg/m² .



5.4 Dallage

La vérification du dallage a été menée selon les règles du DTU 13.3 – Dallages « Conception, calcul et exécution » de mars 2005 à l'aide du logiciel Graitec OMD 2020.

Le dallage est exploité en tant qu'une zone de bureau et de service économat, il sera donc classé en catégorie 2 du DTU 13.3, « **dallages à usage autre qu'industriel** ».

En l'absence d'études géotechniques, nous prendrons une hypothèse défavorable pour l'étude, à savoir un module homogène du sol E_s de 10 MPa sous la couche de forme :

Hypothèse Etudes géotechniques		
Nature du sol	Prof de base (m/TA)	E_s (MPa)
Couche de forme	0,2 m / TA	50
-	> 10m	10

Combinaisons d'actions :

Combinaisons d'actions	
Combinaisons fondamentales ELS	$G + Q + 0.5T$
Combinaisons fondamentales ELU	$1.35G + 1.50Q + 1.30 \times 0.50T$



5.4.1 Résultat de l'étude

Elément	Chargement considéré	Résultat des études	
		Ax (cm ² /ml)	Ay(cm ² /ml)
Dallage non armé épaisseur 13 cm	PP dallage + Charge d'exploitation surfacique (à déterminer)	Ø 4 esp 12 cm soit : 1 cm ² /ml	Ø 4 esp 12 cm soit :1.15 cm ² /ml

Étant donné que la section minimale d'armatures est de 5 cm²/m dans les deux directions perpendiculaires pour un dallage d'une épaisseur minimale de 130 mm, et que cette condition n'est pas respectée dans notre cas, nous avons supposé, pour les calculs, l'utilisation d'un dallage en béton non armé.

Les armatures présentes n'interviennent pas dans le dimensionnement, Ainsi, pour une charge permanente de 150 kg/m², le dallage est vérifié avec **une charge d'exploitation de 500kg/m²**.



6 Conclusion

L'objectif de notre mission a été de déterminer l'état de conservation des ouvrages existants, d'identifier les origines des désordres constatés sur place et d'évaluer les caractéristiques structurelles de ces ouvrages par rapport aux travaux prévus dans le programme.

Nous avons réalisé des sondages et relevés exhaustifs afin d'obtenir une meilleure approche possible sur l'état de l'ouvrage. Les investigations sur place nous ont permis de déterminer la nature et la composition des matériaux qui constituent l'ouvrage. De plus, les sondages structurels ont permis de déterminer la capacité portante des dalles, des poutres et des poteaux sondés. Les éléments sondés ont été soigneusement rebouchés afin de reconstituer les caractéristiques mécaniques initiales.

Pathologies rencontrées

Poutre descellée au niveau du caillebotis

Les investigations effectuées au niveau de la poutre ont mis en évidence que les dégradations structurelles proviennent d'un défaut de positionnement des barres. En effet, un enrobage important a été mesuré, dépassant les 10 cm, rendant ainsi le béton d'enrobage très fragile et inefficace.

Pour les épaisseurs d'enrobage au-delà de 50mm la présence des aciers de peau est essentielle pour assurer la non-fragilité du béton. C'est la raison pourquoi la zone non-armée de la poutre en béton montre des signes de dégradation, notamment un détachement partiel de la structure. De plus, Les infiltrations d'eau accentuent ce phénomène et dégradent la matrice du béton.

Muret de la jardinière en béton dégradé

La fissure observée sur le muret de la jardinière est très probablement causée par la dilatation thermique. Etant à l'extérieur, le béton est soumis aux variations de la température et aux intempéries. Lorsqu'il est exposé à la chaleur, le béton a tendance à se dilater, et lorsqu'il se refroidit, il se contracte. Ces changements dimensionnels créent des points de faiblesse dans le béton, pouvant conduire à l'apparition de fissures.

Par ailleurs, les investigations destructives effectuées sur les voiles de la jardinière ont mis en évidence la présence d'une section faible d'armature, qui n'est pas suffisante selon les normes actuelles et ne peut pas équilibrer les sollicitations thermiques. De plus, dans les zones où des sondages ont été effectués, l'enrobage d'acier était également insuffisant, ce qui a accru le risque de corrosion des armatures métalliques.

Tous ces facteurs combinés ont probablement contribué à la fragilisation du béton et la fissuration observée sur le muret de la jardinière.



Des mesures de reprise pour les deux structures ont été présentées dans le paragraphe 4.2 de ce rapport.

Capacité portante

Pour récapituler, voici ce que nous avons déduit des calculs concernant les capacités portantes des poutres, des dalles et des poteaux :

Sondages	Capacité portante
SD1 : dalle en béton armé : Ep. 25 cm	540 kg/m ²
SD2 : dalle en béton armé : Ep. 49 cm	1800 kg/m ²
SD3 : dalle en béton armé : Ep. 25 cm	160 kg/m ² *
SP1 : poutre en BA d'ép. 30cm et de hauteur 90 cm	152 kg/m ² *
SP2 : poutre en BA d'ép. 30cm et de hauteur 90 cm	300 kg/m ²
SPO1 : Poteau en BA de section 30x30cm	590 kg/m ²
SPO2 : Poteau en BA de section 30x30cm	750 kg/m ²
Dallage d'ép. 13 cm	500 kg/m ²

Conclusion :

La surcharge admissible pour des bureaux selon les normes actuelles est de **250 kg/m²**

La surcharge admissible pour des locaux d'archives selon les normes actuelles est **de 500 kg/m²**

La surcharge admissible pour une terrasse paysagère selon les normes actuelles est de **300 kg/m²**. De ce fait, la dalle SD3 et la poutre SP1, ayant une charge d'exploitation inférieure à **300 kg/m²**, nécessitent un renforcement.

Remarque :

Nous tenons à préciser un point relevé lors de notre mission. Durant nos sondages, nous avons constaté la présence d'un espace vide sous le dallage, notamment sous le sondage S-dallage 1. Cependant les données obtenues sur l'épaisseur de la dalle et la section de l'armature laissent penser qu'il s'agit d'un dallage que d'une dalle portée. Pour valider cette conclusion, nous préconisons la réalisation de sondages



géotechniques au niveau des fondations des poteaux, afin de déterminer la présence ou non de longrines et ainsi d'écarter des risques éventuels liés à la présence des cavités souterraines sous l'emprise du bâtiment.

Nous nous tenons à votre disposition pour répondre aux éventuelles questions concernant cette étude et ce rapport.

Espérant avoir répondu à votre demande.



7 Annexe 1 : NDC – dallage

Arche Dallage DTU 13.3 28.1F			© Graitec
01/07/22			
Tel: Fax:			
Date: le 20/3/2024 à 17h26			

I) Hypothèses de calcul

- *Texte appliqué* : amendement novembre 2006
 - ☐ A ce jour, 20/3/2024, le logiciel prend en compte les modifications du DTU 13.3 (NF P 11-213) décidées par la commission de normalisation BNTEC P11D le 14 novembre 2006 à la suite d'une enquête publique close le 20 août 2006 et publiées dans un amendement A1 à la norme NF P11-213 (Référence DTU 13.3)
- *Calcul*
 - ☐ Le calcul du dallage a été fait en considérant un calepinage fixe des joints. Par conséquent, la présente note de calcul n'est valable que pour une position précise des joints et des charges (voir description ci-dessous).

Description de la saisie

Ech 1/76

Eh = 0.030
Eb = 0.030

- Date 01/07/22 - 1 étages -

- Categorié du dallage:
 - ☐ Dallage - Partie 2
- Type de joint: joints conjugués
- *Dallages non armés*
 - ☐ Dallage sous abri
 - ☐ Prise en compte du retrait linéaire
- *Charges roulantes*
 - ☐ Majoration dynamique: 1.15
- *Effets thermiques*
 - ☐ Gradient thermique: 20.0 °C/m



- ☐ Retrait linéaire du béton: 0.4 mm/m
- ☐ Diamètre max granulat: Dmax = 20.0 mm
- ☐ Coefficient de frottement(film Polyane): $\mu = 1.5$
- ☐ Rapport charges extrêmes: $\Phi = 0.5$
- Dallage
 - ☐ Épaisseur: 0.13 m
- Caractéristiques du béton
 - ☐ Fc28: 25.00 MPa
 - ☐ Ebi: 32164 MPa
 - ☐ Ebv: 10819 MPa
 - ☐ Masse volumique: 2.50 T / m3
- Interface sous dallage
 - ☐ Couche de glissement (Film Polyane)

II) Chargement

Description des charges surfaciques				
N°	G (T)	Q1 (T)	Q2 (T)	Coef. Durée %
1	0.15	0.50	0.00	100.00

Combinaisons	
Combinaisons fondamentales ELU	$1.35G + 1.50Q1 + 1.30 \times 0.77Q2 + 1.30 \times 0.50T$
	$1.35G + 1.50Q2 + 1.30 \times 0.77Q1 + 1.30 \times 0.50T$
Combinaisons fondamentales ELS	$G + Q1 + 0.77Q2 + 0.50T$
	$G + Q2 + 0.77Q1 + 0.50T$

III) Description des panneaux

Panneaux				
Joint	X1(m)	Y1(m)	X2(m)	Y2(m)
Conjugués	0.00	0.00	5.00	5.00
Conjugués	0.00	5.00	5.00	10.00
Conjugués	5.00	0.00	10.00	5.00
Conjugués	5.00	5.00	10.00	10.00
Conjugués	10.00	0.00	15.00	5.00
Conjugués	10.00	5.00	15.00	10.00

IV) Description des couches de sol

Description des couches de sol					
Type	N° Couche	Es(MPa)	Z haut(m)	Z bas(m)	Epaisseur(m)
Multicouche	1	50.00	0.00	0.20	0.20
	2	10.00	0.20	10.20	10.00

V) Longueurs soulevées

Lsa = 0.960 (m)
Lsb = 0.960 (m)

VI) Valeurs de Deq et KDeq



N° panneau	Valeurs des coefficients Deq et KDeq			
	Court terme		Long terme	
	Deq(m)	KDeq(MPa/m)	Deq(m)	KDeq(MPa/m)
1	3.75	3.11	2.60	4.54
2	3.75	3.11	2.60	4.54
3	3.75	3.11	2.60	4.54
4	3.75	3.11	2.60	4.54
5	3.75	3.11	2.60	4.54
6	3.75	3.11	2.60	4.54

VII) Tassements et déformations

Dallage sans joints (ELS)	
N° panneau	W (mm)
1	-7.2693
2	-7.2693
3	-7.4604
4	-7.4604
5	-7.2693
6	-7.2693

Déformations en partie courante (ELS)				
Dallage	R (cm/m)	$\epsilon_r \Delta T$ (cm/m)	$\epsilon' r$ (cm/m)	$\epsilon'' r$ (cm/m)
1	0.0428	0.0000	0.0428	0.0428

Tassements en bord de joints (ELS)			
N° Panneau	Wsb (mm)	Wrb (mm)	Wc (mm)
1	2.0094	1.8786	-0.2153
2	2.0094	1.8786	-0.2153
3	2.0094	1.8786	-0.2153
4	2.0094	1.8786	-0.2153
5	2.0094	1.8786	-0.2153
6	2.0094	1.8786	-0.2153

Tassements en angle de joints (ELS)			
N° Panneau	Wsa (mm)	War (mm)	Wc (mm)
1	4.0187	3.7291	-0.6432
2	4.0187	3.6445	-0.6432
3	4.0187	3.7291	-0.5224
4	4.0187	3.6445	-0.5224
5	4.0187	3.7030	-0.6432
6	4.0187	3.6083	-0.6432

Pour les angles et les bords de joints :

Les tassements Wrb et War sont calculés en considérant Q_e et Q_s avec leurs valeurs respectives. Ces valeurs sont données à titre indicatif et correspondent à un état de soulèvement intermédiaire du dallage.

Les tassements Wc sont calculés en considérant $Q_s = 0$ (voir note de l'article 3.2.2.5 du DTU 13.3-1).

VIII) Sollicitations

Sollicitations en partie courante (ELS)		
N° panneau	Charges extérieures	
	Mx (N*m)	My (N*m)
1	1509.83	1509.83
2	1509.83	1509.83



3	1509.83	1509.83
4	1509.83	1509.83
5	1509.83	1509.83
6	1509.83	1509.83

Sollicitations en bordure de joint (ELS)		
N° Panneau	Mx(N*m)	My(N*m)
1	1714.73	1714.73
2	1714.73	1714.73
3	1714.73	1714.73
4	1714.73	1714.73
5	1714.73	1714.73
6	1714.73	1714.73

Sollicitations en angle de joint (ELS)		
N° Panneau	Mx(N*m)	My(N*m)
1	-2395.09	-2395.09
2	-2395.09	-2395.09
3	-2395.09	-2395.09
4	-2395.09	-2395.09
5	-2395.09	-2395.09
6	-2395.09	-2395.09

IX) Contraintes

Contraintes en partie courante (ELS)		
N° panneau	Charges extérieures	
	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	0.70	0.70
2	0.70	0.70
3	0.70	0.70
4	0.70	0.70
5	0.70	0.70
6	0.70	0.70

Contraintes en bord de joint (ELS)		
N° Panneau	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	0.61	0.61
2	0.61	0.61
3	0.61	0.61
4	0.61	0.61
5	0.61	0.61
6	0.61	0.61

Contraintes en angle de joint (ELS)		
N° Panneau	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	-0.85	-0.85
2	-0.85	-0.85
3	-0.85	-0.85
4	-0.85	-0.85
5	-0.85	-0.85
6	-0.85	-0.85

**X) Retrait linéaire**

Retrait linéaire en partie courante							
Direction	L (m)	μ	Φ	Pc (T/m ²)	q (T/m ²)	σ_r (MPa)	A _r (cm ² /ml)
sens x	5.000	1.500	0.500	0.575	0.500	0.163	1.049
sens y	5.000	1.500	0.500	0.575	0.500	0.163	1.049

XI) Vérification de l'article 5.1.1.1

Vérification de l'article 5.1.1.1			
	W (mm)	M (N*m)	σ (MPa)
Angle de joints	1.1905	-2395.0860	-0.8503
Bord de joints	0.4995	1714.7261	0.6088
Partie courante	0.3454	612.9156	0.2176

XII) Historique

Erreurs	
Pas d'erreurs	
Avertissements	
Pas d'avertissements	

8 Annexe 2 – Coupes des sondages



Synergie
d'expertises

SIÈGE SOCIAL - 01 69 19 19 60 - contact@ipc-gengis.fr
7, rue Salvador Allende - 91120 Palaiseau

ipc-gengis.fr

SARL au capital de 7 622,45 € - APE : 7112B
Siret : 418 485 595 00023 - TVA : FR56 418 485 595

AGENCE ÎLE-DE-FRANCE

7, rue Salvador Allende - 91120 Palaiseau
01 69 19 19 60 - paris@ipc-gengis.fr

AGENCE NOUVELLE-AQUITAINE

Europarc, 27 av. Léonard de Vinci - 33600 Pessac
01 69 19 19 60 - bordeaux@ipc-gengis.fr