



Syndicat de traitement des déchets de la Corse

DIAGNOSTIC STRUCTUREL DU PONT DE LA TARTAGINE *MOLTIFAO - CORSE*

RAPPORT DE SYNTHÈSE

Dossier CAI3.J.0901-1

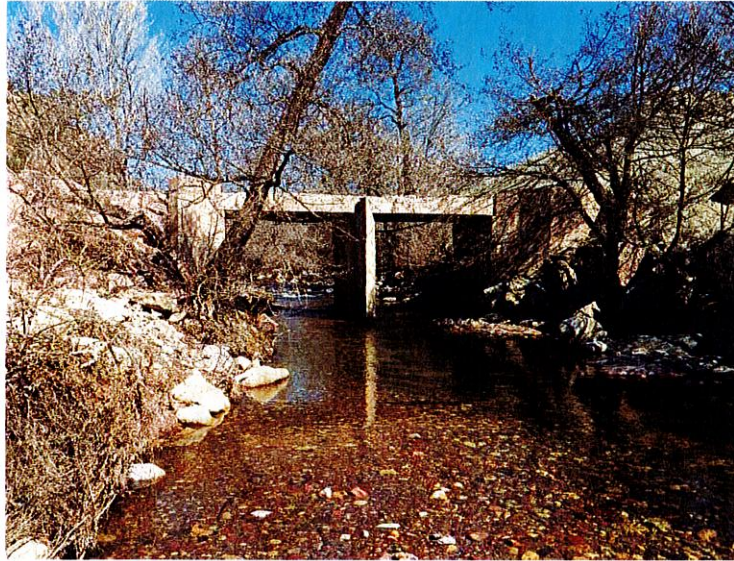
Avril / Mai 2019



Agence d'Aix en Provence • 1030 Rue Jean René Guilibert Gauthier de la Lauzière,
13290 AIX EN PROVENCE Cedex 3

Tél. 33 (0) 4 42 99 27 00 • Fax 33 (0) 4 42 99 27 35 • cebtp.aix@groupeginger.com





SYVADEC
Syndicat de traitement des déchets de la Corse
Zone Artisanale, Route Territoriale RT50
20250 CORTE
HAUTE CORSE

DIAGNOSTIC STRUCTUREL DU PONT DE LA TARTAGINE
20218 MOLTIFAO
HAUTE CORSE

Dossier : CAI3.J.0901-1		Devis n°CAI3.J.0010			Bon de commande n°CAI2.J.0027		
Indice	Date	Chargés d'affaires	Visa	Vérfié par	Visa	Contenu	Observations
1	03/05/19	P. BARTOLI T. CHEN		R.G KIMA		69 pages + Annexes	
2							
3							

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

SOMMAIRE

1. Introduction.....	5
1.1. Contexte et objectif de la mission	5
1.2. Présentation de l'ouvrage	5
1.3. Description de la mission	7
1.4. Descriptif du matériel.....	8
1.4.1. Détections non destructives – Radar Haute Fréquence	8
1.4.2. Sondages destructifs – Carotteuse	9
1.4.3. Sondages destructifs – Marteau burineur	9
2. Résultat des investigations In-situ.....	10
2.1. Implantation des investigations	10
2.2. Inspection sommaire de l'ouvrage.....	11
2.3. Détections non destructives.....	15
2.3.1. Lignes RADAR	15
2.3.2. Mesure des enrobages des poutres par FERROSCAN	18
2.4. Sondages destructifs	20
2.4.1. Photos des sondages	20
2.4.2. Mesure du front de carbonatation	26
2.1. Coupes de synthèse des sondages sur tablier	27
2.1.1. Coupe sur la dalle sur appui du pont	27
2.1.2. Coupe sur la dalle à mi-travée du pont.....	27
2.1.3. Coupe sur les poutres précontraintes	28
2.2. Mesures de potentiels électrochimiques	29
3. Essais et analyses en laboratoire	38
3.1. Présentation des prélèvements réalisés sur la dalle	38
3.2. Résistance à la compression.....	38
4. Etude de la structure du tablier	39
4.1. Hypothèse de calculs.....	39
4.1.1. Normes et matériaux.....	39
4.1.2. Charges permanentes	40
4.1.3. Charges d'exploitation	40
4.1.4. Combinaisons d'actions	44
4.1.5. Modélisation de la structure	47
4.2. Vérification des poutres précontrainte – Q Eurocodes.....	48
4.2.1. Calculs des sollicitations à mi-travée – Q Eurocodes	48

4.2.2.	Estimation des pertes de précontrainte à mi- travée – Q Eurocodes	50
4.2.3.	Vérification des contraintes à mi- travée – Q Eurocodes.....	53
4.3.	Vérification des poutres précontraintes – Q = 25 tonnes	55
4.3.1.	Calculs des sollicitations à mi-travée – Q = 25 tonnes.....	55
4.3.2.	Estimation des pertes de précontrainte à mi- travée – Q = 25 tonnes.....	56
4.3.3.	Vérification des contraintes à mi- travée sous les chargements de trafic définis dans l'Eurocode58	
4.3.1.	Vérification de l'effort tranchant – Q = 25 tonnes	60
4.4.	Vérification de la dalle du pont	61
4.4.1.	Caractéristique de la dalle du pont.....	61
4.4.2.	Analyse des efforts sollicitants à l'ELU :	62
4.4.3.	Vérification des efforts résistants à l'ELU :	64
5.	Conclusion.....	65
5.1.	Synthèse des investigations	65
5.2.	Synthèse des vérifications de capacité portante.....	66
5.3.	Préconisation de renforcement.....	67
5.4.	Traitement de réparation et protection	67
5.4.1.	Généralité	67
5.4.2.	Méthode de réparation « traditionnelle »	68
5.4.3.	Méthode de protection de surface.....	69

1. Introduction

1.1. Contexte et objectif de la mission

« Le SYVADEC, syndicat de traitement des déchets de la Corse, souhaite étudier la faisabilité technique de créer une Installation de Stockage de Déchets non Dangereux (ISDnD) au droit d'un site qui fût exploité comme carrière, sur la commune de Moltifao ».

Le service diagnostic structures et pathologies des matériaux de GINGER CEBTP est en charge de la réalisation du diagnostic structurel du tablier du pont de franchissement de la Tartagine.

L'objectif est de réaliser la vérification de la capacité portante du pont suivant les charges actuelles, puis suivant les charges d'exploitation définies par l'EUROCODES.

Le diagnostic structurel du tablier du pont de la Tartagine est décomposé comme suit :

- Inspection visuelle ;
- Détections non destructives ;
- Investigations destructives ;
- Mesures du front de carbonatation ;
- Mesures de potentiel de corrosion ;
- Prélèvements et essais de compression du béton ;
- Vérification de la capacité portante ;
- Préconisation de renforcement et/ou de réparation.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le pont de la Tartagine est situé dans la carrière de Moltifao sur la Route Territoriale 30 (T30) en direction de Calvi, juste après Morosaglia. Le pont permet un accès à la carrière au-dessus du cours d'eau de la TARTAGINE.



Localisation de l'ouvrage du pont de la Tartagine (source GOOGLE MAPS)



Vue de dessus (source GOOGLE MAPS)



Photo du pont de la Tartagine

1.3. Description de la mission

Afin de remplir l'objectif cité précédemment, il a été proposé d'étudier la structure suivant la méthodologie ci-dessous :

➤ **Investigations in-situ :**

- Inspection visuelle et relevé des désordres du pont de la Tartagine ;
- Détections non destructives de la dalle du pont et des poutres précontraintes ;
- Sondages destructifs pour déterminer le diamètre, la nuance et l'état des armatures ;
- Mesures de potentiels électrochimiques ;
- Mesures du front de carbonatation ;
- Prélèvements de béton par carottage.

➤ **Laboratoire :**

- Essais de résistance à la compression des carottes prélevées.

➤ **Ingénierie :**

- Traitement des données brutes issues des investigations In-situ ;
- Vérification de la capacité portante du pont selon les charges définies par les EUROCODES ;
- Vérification de la capacité portante du pont selon les charges actuelles (camion 25 tonnes) ;
- Préconisations de renforcement et de travaux de réparation.

➤ **Dates de l'intervention sur site :**

- Du mercredi 20 au vendredi 22 mars 2019.

➤ **Intervenants sur site :**

- Pierre BARTOLI (Ingénieur Chargé d'affaires) ;
- Dominique Ange MICHELI;
- Christian DULAU.

➤ **Documents fournis par le client :**

- Cahier des Clauses Techniques Particulières (C.C.T.P) – AMO du SYVADEC -06/11/18.

1.4. Descriptif du matériel

1.4.1. Détections non destructives – Radar Haute Fréquence



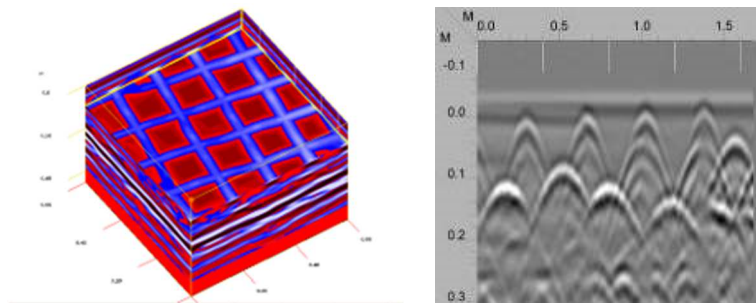
Radar Haute Fréquence

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

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

Le document ainsi obtenu est une coupe temps comportant en abscisse des distances et en ordonnée des temps, ces temps exprimés en nanosecondes correspondent aux trajets aller et retour de l'impulsion. Ces temps sont ensuite transcrits en profondeur à l'aide de la vitesse de propagation des ondes radar dans le matériau.

L'interprétation doit tenir compte du contexte dans lequel s'est effectué le l'acquisition et nécessite un calage précis.



Exemples de lignes radar

La qualité de détection du radar peut varier en fonction de la densité d'armatures du premier lit.

1.4.2. Sondages destructifs – Carotteuse

Des prélèvements de béton ont été réalisés par carottage. Pour les éléments ferrillés, une attention particulière a été portée sur la détection des armatures afin de ne pas endommager un acier.

A partir des carottes prélevées, des essais en laboratoire ont été réalisés pour déterminer la résistance en compression du béton.



Carotteuse électrique

1.4.3. Sondages destructifs – Marteau burineur

Des sondages destructifs ont été réalisés afin de déterminer la nature et les caractéristiques des éléments de structure.

Les sondages destructifs ont été réalisés à l'aide du marteau burineur léger. Les sondages ont été rebouchés au mortier fibré, sans finition particulière.

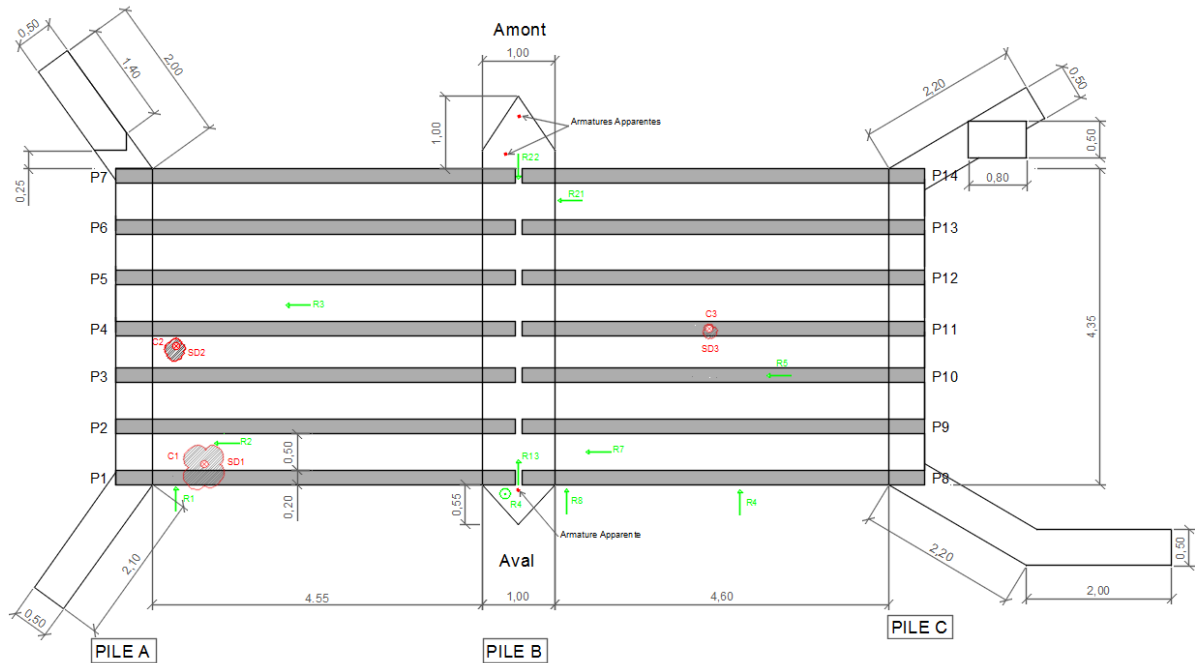


Marteau burineur et perforateur électrique

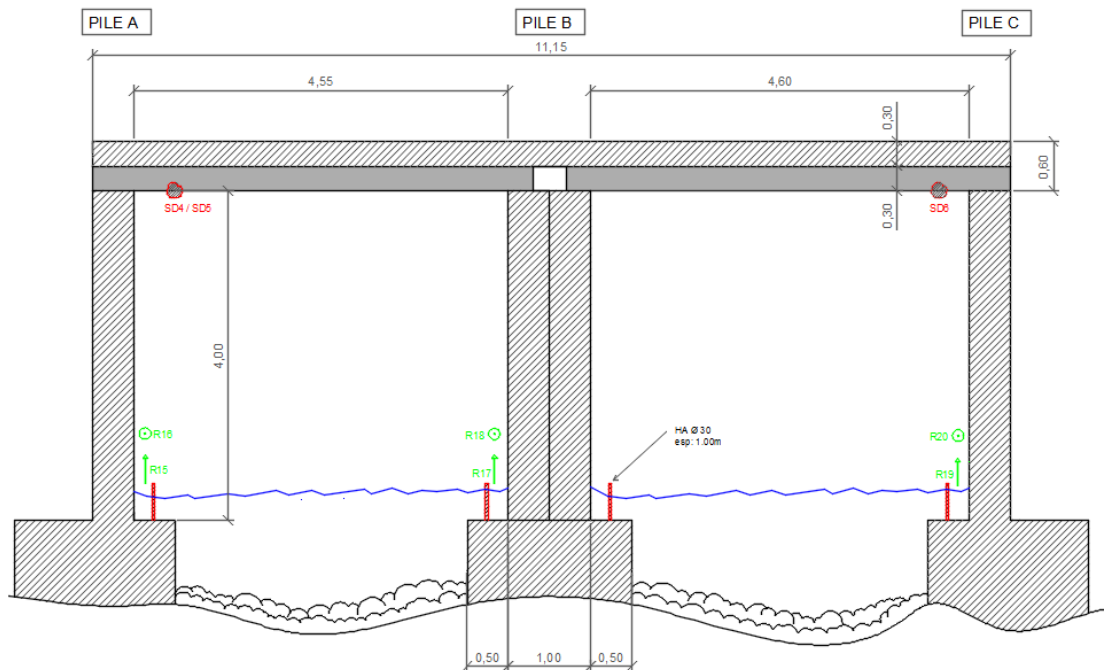
2. Résultat des investigations In-situ

2.1. Implantation des investigations

Les sondages destructifs ainsi que les détections de ferrillages ont permis de déterminer la composition des éléments de structure (dalle du pont et poutres précontraintes).



Vue en plan – Implantations des investigations et dimensions du pont



Coupe – Implantations des investigations et dimensions du pont

2.2. Inspection sommaire de l'ouvrage

DALLE DU PONT

Photos générales de l'ouvrage









Photos de la dalle en béton armé du pont



Photos de la dalle en béton armé du pont



POUTRES PRÉCONTRAINES ET PILES DU PONT	
Photos pile A et B	Photos pile B et C
 <p>Traces de coulure sur les poutres précontraintes</p>	
Photos de la pile A et des poutres précontraintes n°P1 à P7	
	 <p>Traces de coulure sur les piles en béton</p>
Photos de la pile B et des poutres précontraintes n°P1 à P7	
	

Photos de la pile B et des poutres précontraintes n°P8 à P14



Photos de la pile C et des poutres précontraintes n°P8 à P14

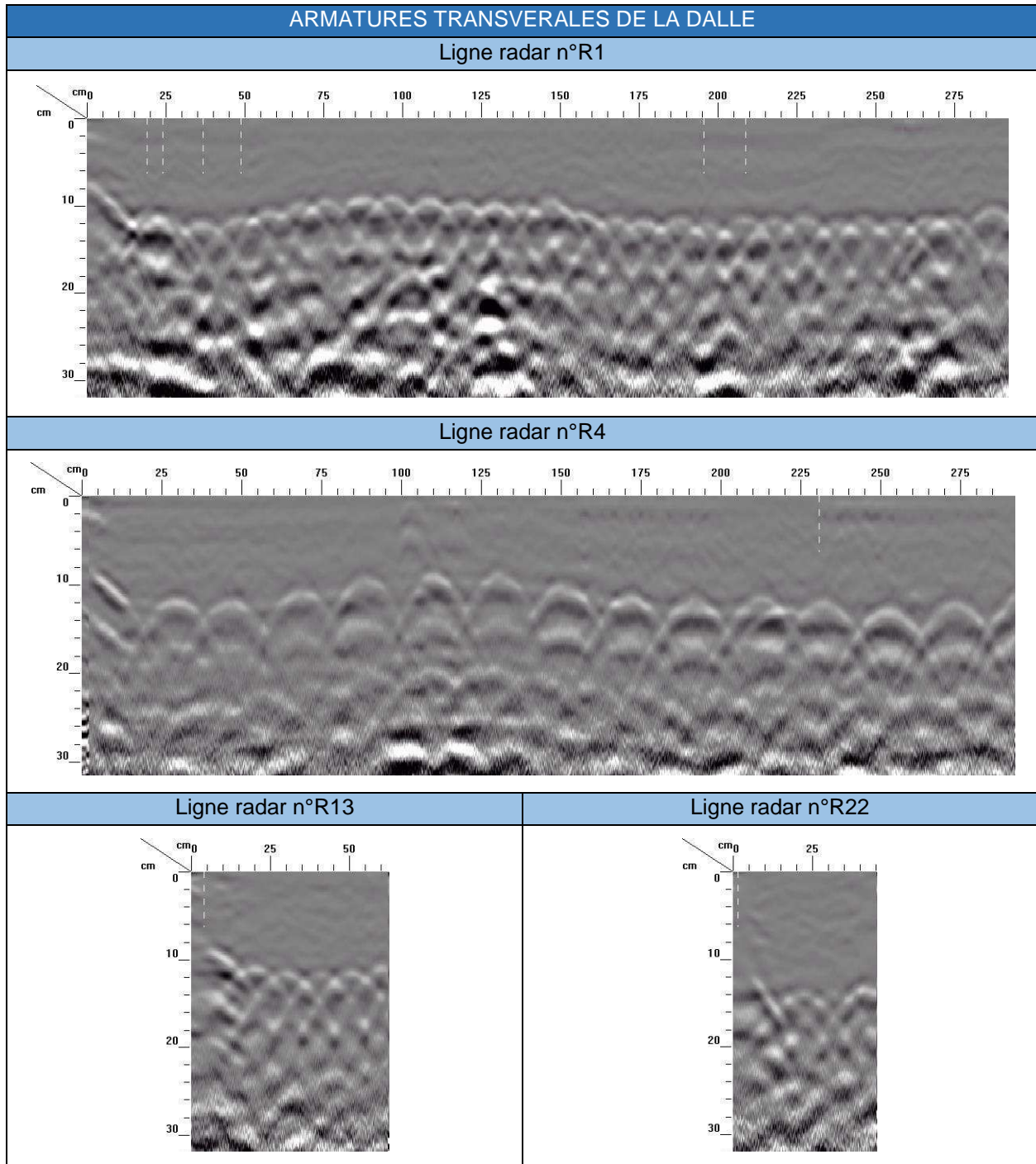


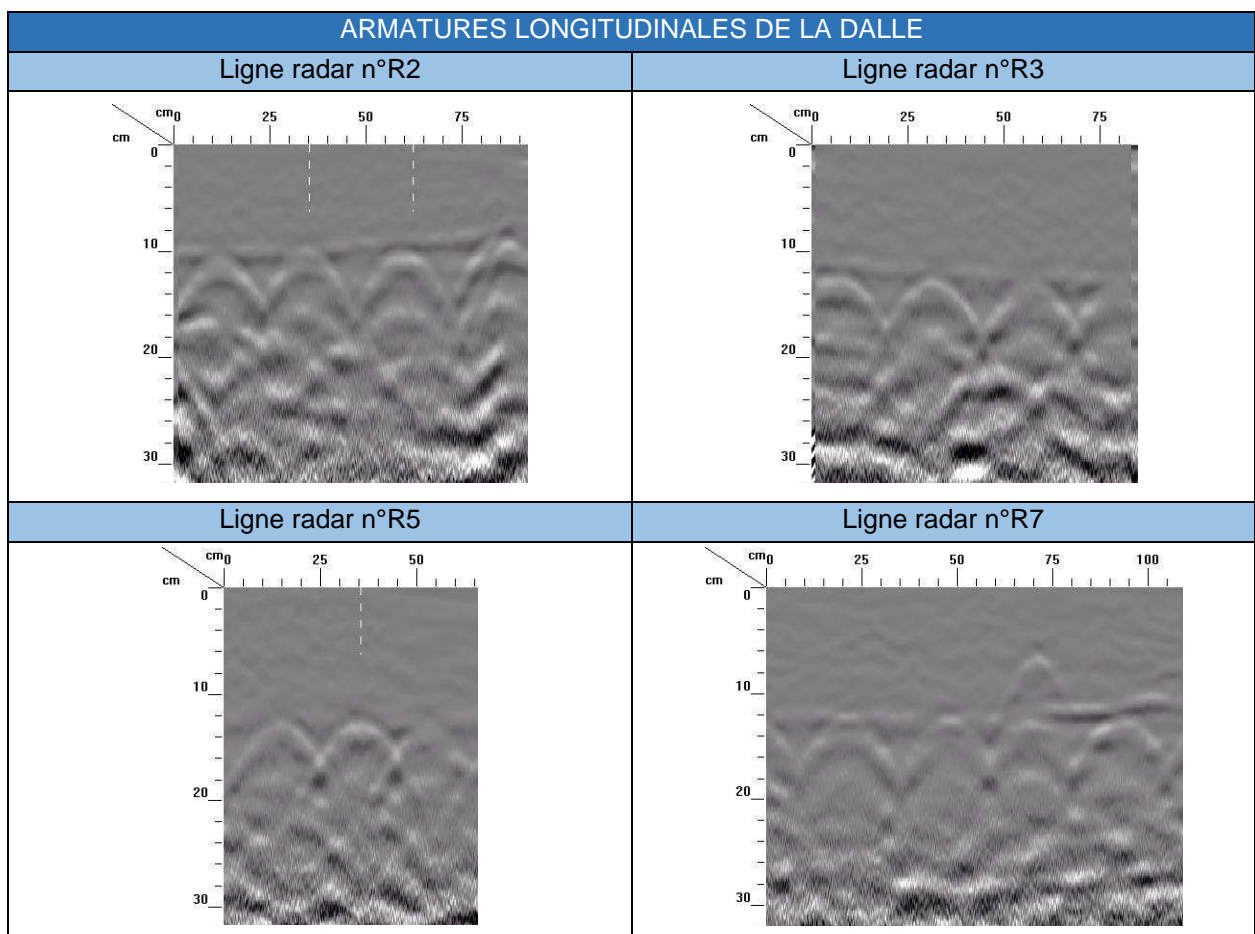
INSPECTION VISUELLE - DÉSORDRES	
Éclats de béton sur la poutre précontrainte P1	Détail de l'éclat de béton et de la corrosion du cadre – Poutre précontrainte P1
 <p>Éclats de béton et corrosion des armatures</p>	
Détail de l'éclat de béton et de la corrosion du cadre – Poutre précontrainte P1	
	
Végétations à nettoyer et désordre sur la pile C	
 <p>Végétation à nettoyer sur la pile</p>	 <p>Érosion du béton par le cours d'eau de la rivière</p>

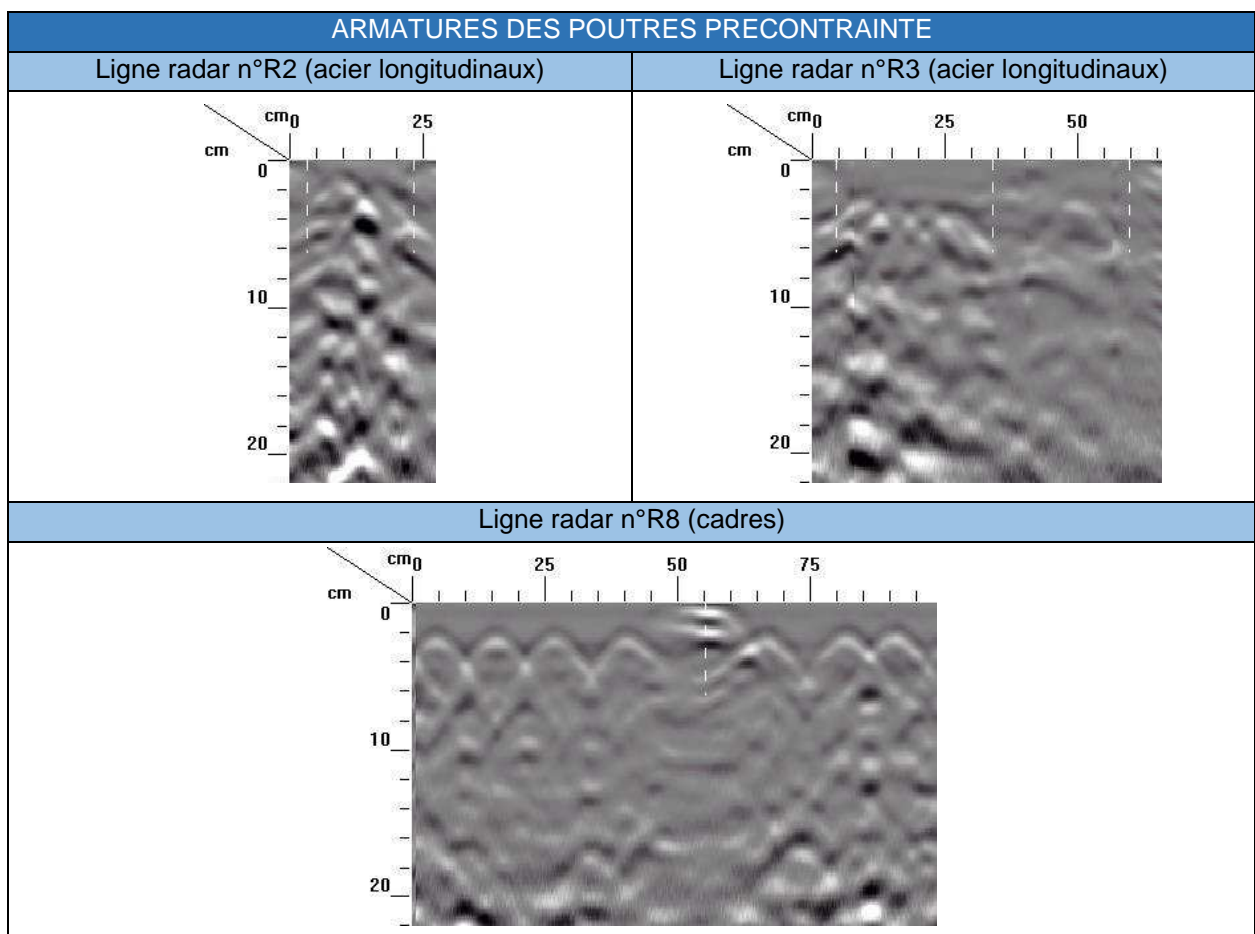
2.3. Détections non destructives

Les détections non destructives ont permis de déterminer les enrobages et les espacements des armatures de la dalle du pont en béton armé et des poutres en béton précontraint. Les enrobages sont répertoriés dans un tableau pour le diagnostic structurel

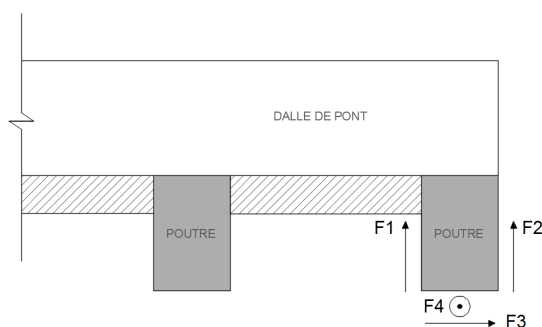
2.3.1. Lignes RADAR





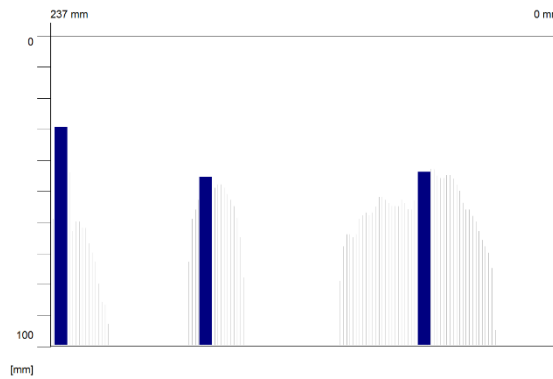


2.3.2. Mesure des enrobages des poutres par FERROSCAN

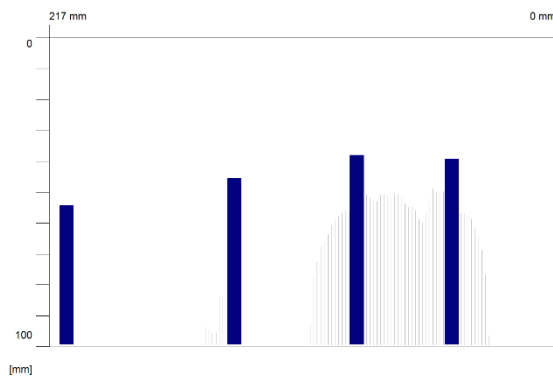


Implantation des lignes FERROSCAN

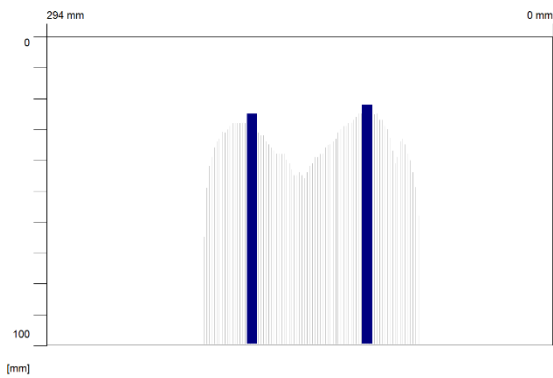
Moyenne des enrobages des poutres				
Élément	Lignes	Min (mm)	Max (mm)	Moy (mm)
Poutre N°A1	Latérale 1 – Ligne F1	30	46	40
	Latérale 2 – Ligne F2	34	47	42
	Sous-face latérale – Ligne F3	10	22	16
	Sous-face longitudinale – Ligne F4	5	15	8
Poutre N°A2	Latérale 1 – Ligne F1	48	65	56
	Latérale 2 – Ligne F2	38	55	44
	Sous-face latérale – Ligne F3	19	19	19
	Sous-face longitudinale – Ligne F4	11	18	13
Poutre N°B3	Latérale 1 – Ligne F1	35	64	49
	Latérale 2 – Ligne F2	27	40	33
	Sous-face latérale – Ligne F3	10	31	20
	Sous-face longitudinale – Ligne F4	11	26	15
Poutre N°B4	Latérale 1 – Ligne F1	30	49	38
	Latérale 2 – Ligne F2	36	57	48
	Sous-face latérale – Ligne F3	22	25	23
	Sous-face longitudinale – Ligne F4	10	14	11
Poutre N°C8	Latérale 1 – Ligne F1	48	50	49
	Latérale 2 – Ligne F2	25	49	39
	Sous-face latérale – Ligne F3	16	34	25
	Sous-face longitudinale – Ligne F4	10	19	13
Poutre N°C9	Latérale 1 – Ligne F1	42	77	60
	Latérale 2 – Ligne F2	40	69	54
	Sous-face latérale – Ligne F3	27	30	28
	Sous-face longitudinale – Ligne F4	8	40	14



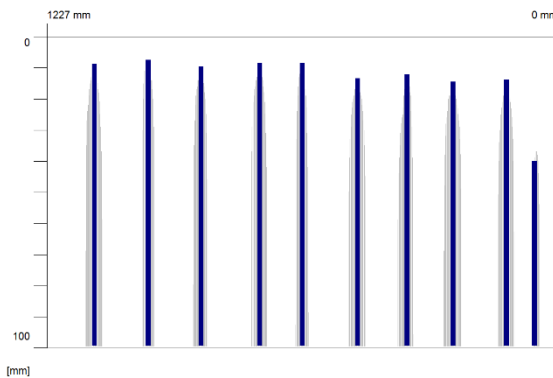
Exemple de ligne FERROSCAN – Poutre N°A1 – Ligne F1



Exemple de ligne FERROSCAN – Poutre N°A2 – Ligne F2



Exemple de ligne FERROSCAN – Poutre N°B4 – Ligne F3



Exemple de ligne FERROSCAN – Poutre N°C9 – Ligne F4

2.4. Sondages destructifs

2.4.1. Photos des sondages

Sondage SD1 – Dalle du pont

Photos générales du sondage


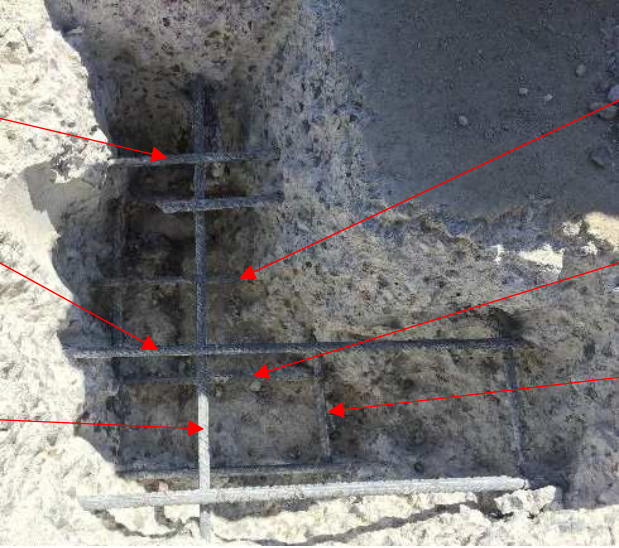
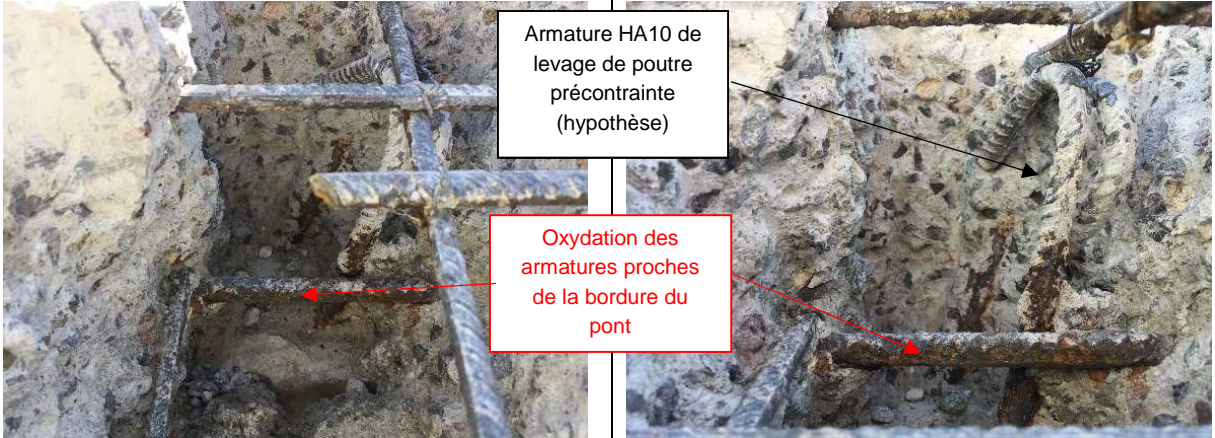


Photo détaillée du sondage

<p><u>Nappe supérieure :</u> HA10 enr : 11 cm esp : 25 cm</p>		<p><u>Nappe inférieure :</u> HA8 enr : 21 cm esp : 25 cm</p>
<p><u>Nappe supérieure :</u> HA8 enr : 11 cm esp : 25 cm</p>		<p><u>Nappe inférieure :</u> HA12 enr : 21 cm esp : 25 cm</p>
<p><u>Nappe supérieure :</u> HA8 enr : 11,5 cm esp : 25 cm</p>		<p><u>Nappe inférieure :</u> HA8 enr : 22 cm esp : 20 cm</p>

Photos détaillées du sondage



Armature HA10 de levage de poutre précontrainte (hypothèse)

Oxydation des armatures proches de la bordure du pont

Sondage SD2 – Dalle du pont

Photos générales du sondage



Photo détaillée du sondage

Nappe supérieure :
HA8
enr : 12 cm
esp : 25 cm

Nappe supérieure :
HA10
enr : 12 cm
esp : 25 cm



Photos détaillées du sondage



Pas d'oxydation
présente sur les
armatures



Sondage SD3 – Dalle du pont

Photos générales du sondage



Photo détaillée du sondage

Nappe supérieure :
HA8
enr : 13,5 cm
esp : 25 cm

Nappe supérieure :
HA10
enr : 13 cm
esp : 25 cm

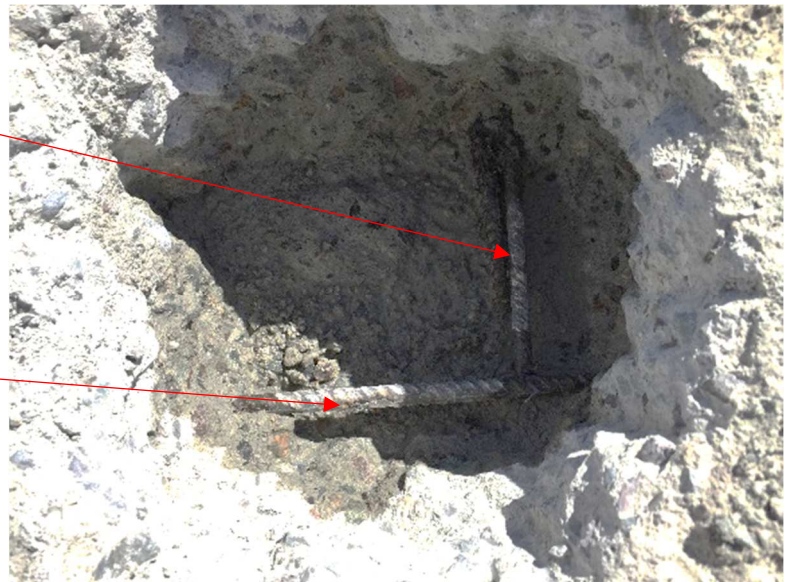


Photo détaillée du sondage

Légère piqure
d'oxydation sur le
cadre



Sondage SD4 – Poutre n°P1

Photos générales du sondage



Photo détaillée du sondage

Acier précontrainte :
Rond lisse Ø7 mm
enr : 6 cm (par rapport au bas)

Acier précontrainte :
Rond lisse Ø7 mm
enr : 6 cm (par rapport au bas)

Acier précontrainte :
Rond lisse Ø7 mm
enr : 6 cm (par rapport au bas)

Cadre :
HA 12
esp : 12 cm



Photos détaillées du sondage



Sondage SD5 – Poutre n°P2

Photos générales du sondage



Photo détaillée du sondage

Cadre :
HA 12
esp : 12 cm



Photo détaillée du sondage

Légère piqure
d'oxydation sur le
cadre



Sondage SD6 – Poutre n°P8

Photos générales du sondage



Photo détaillée du sondage

Cadre :
HA 12
esp : 12 cm







Photo détaillée du sondage

Pas d'oxydation
présente sur le cadre



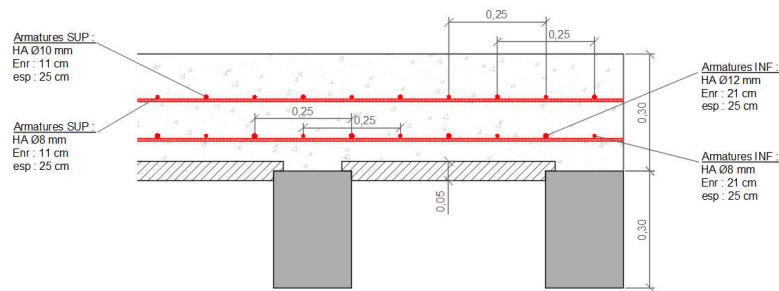
2.4.2. Mesure du front de carbonatation

La carbonatation correspond au vieillissement naturel du béton. Le gaz carbonique neutralise la chaux qui constitue la réserve alcaline du béton. Lorsque l'alcalinité diminue, les armatures ne sont plus passivées et peuvent alors se corroder en présence d'oxygène et d'humidité. L'alcalinité du béton est contrôlée en mesurant la carbonatation du béton. La profondeur de carbonatation est contrôlée en pulvérisant une solution de phénolphtaléine, un indicateur coloré qui vire au rose pour des valeurs de pH supérieures à 9, à la surface d'une fracture fraîche réalisée sur le béton. Les mesures du front de carbonatation ont été réalisées au droit des sondages destructifs.

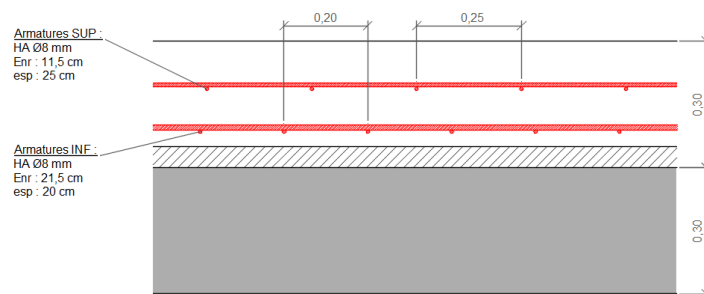
Mesure du front de carbonatation	
Sondage SD1 – Dalle	
	
La profondeur du front de carbonatation de la dalle en béton armé est d'environ 2,5 cm.	
Sondage SD4 – Poutre Précontrainte P1	
	
La profondeur du front de carbonatation de la poutre de rive n°P1 est d'environ 2,0 cm en sous-face et de 1,5 cm sur les faces latérales.	

2.1. Coupes de synthèse des sondages sur tablier

2.1.1. Coupe sur la dalle sur appui du pont

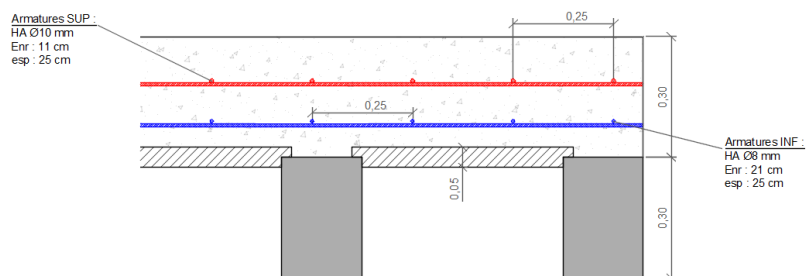


Coupe A-A – Sur appui du pont

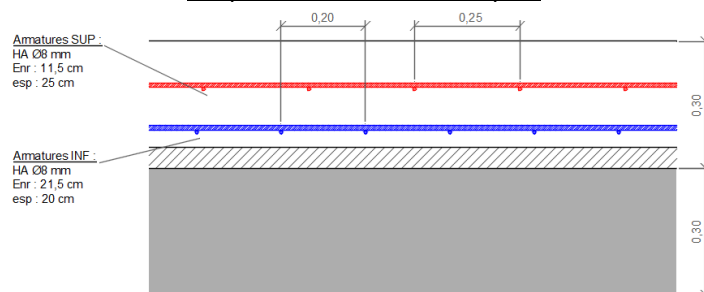


Coupe B-B – Sur appui du pont

2.1.2. Coupe sur la dalle à mi-travée du pont

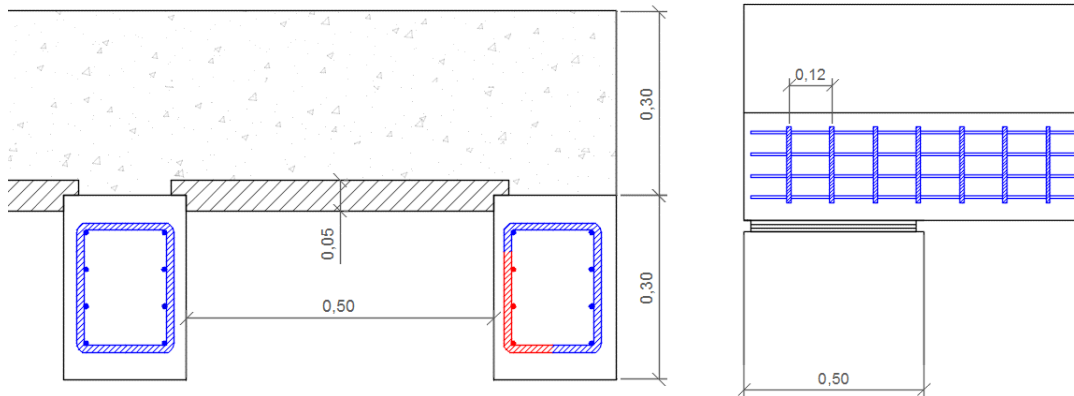


Coupe A-A – A mi-travée du pont

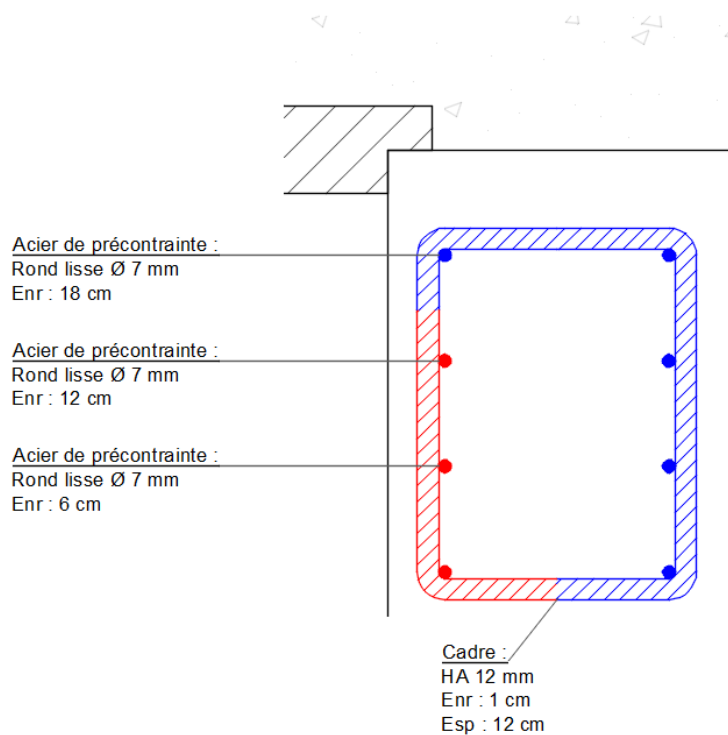


Coupe B-B – A mi-travée du pont

2.1.3. Coupe sur les poutres précontraintes



Coupe sur les poutres précontrainte n°P1 et P2



Coupe sur la poutre précontrainte n°P1

2.2. Mesures de potentiels électrochimiques

Les mesures de potentiels électrochimiques ont pour objectif de déterminer l'état de corrosion des armatures.

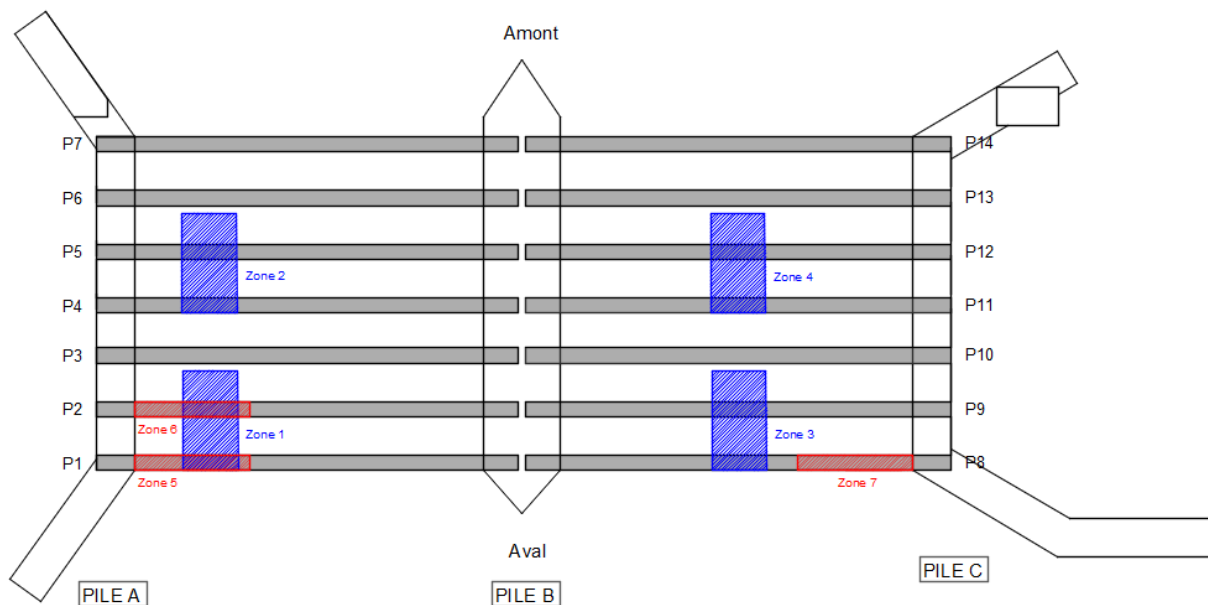
Afin de réaliser une jonction électrique avec la masse par l'intermédiaire de pinces électriques, une armature est mise à nu et connectée à une borne d'un millivoltmètre, dont l'autre borne est reliée à une électrode de référence déplacée à la surface du parement. La jonction entre l'électrode et le béton est maintenue humide par pulvérisation d'eau.

L'électrode de référence utilisée est de type Cuivre/Sulfate de cuivre. Les potentiels sont reportés à cette électrode. L'appareil utilisé pour cette mission est le CANIN+ de Proceq. Les mesures ont été réalisées suivant un maillage de 10 x 10 cm.

Les résultats de ces mesures de potentiels sont interprétés à l'aide des valeurs seuils définies par la norme ASTM C-876-91 et présentées ci-dessous :

Potentiels	Probabilité de corrosion active
> -200 mV	Peu probable (< 10%)
Compris entre -350 mV et -200 mV	Incertaine (50%)
< -350 mV	Probable (> 90%)

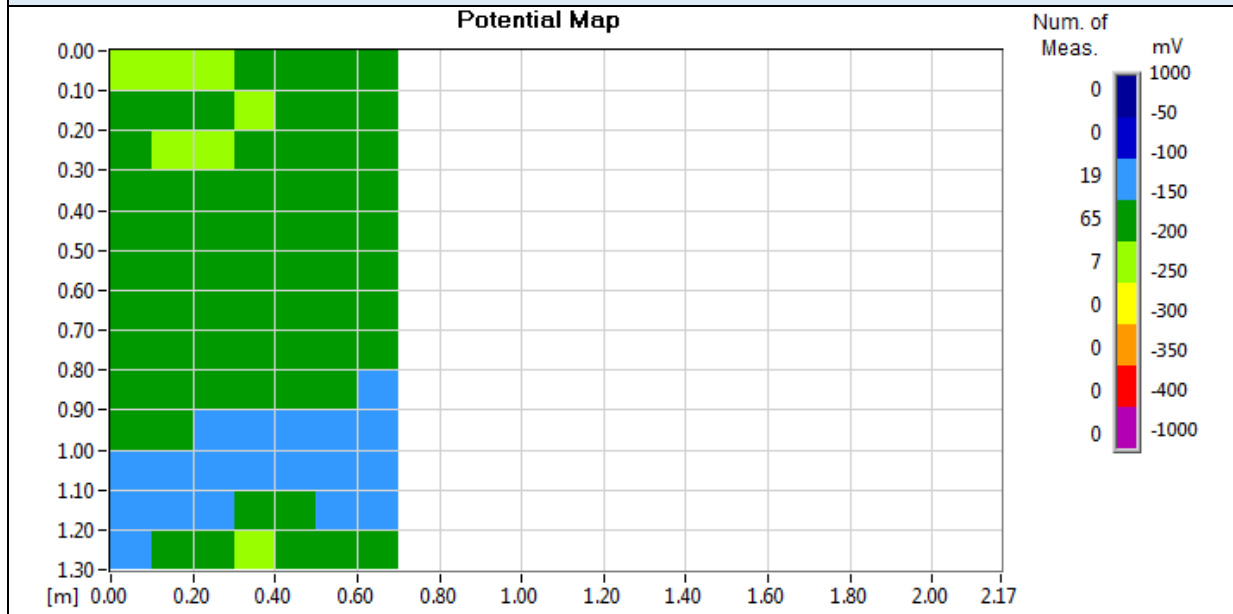
Les mesures de potentiels électrochimiques sont implantées sur le plan ci-dessous fourni en annexe. Les zones bleues correspondent aux mesures réalisées en surface de la dalle béton et les zones rouges correspondent aux mesures réalisées en sous-face des poutres précontrainte.



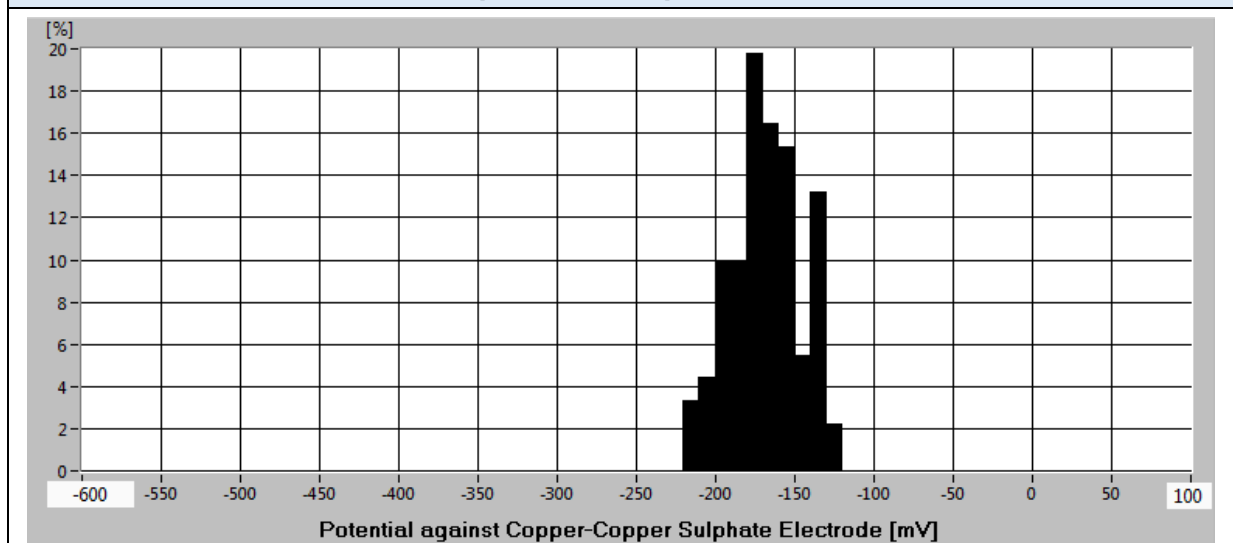
Implantation des mesures de potentiels électrochimiques

Zone 1 – Dalle Armature supérieure (2058)	Potentiel min : - 215 mV
	Potentiel max : - 125 mV
	Nombre de valeur : 91

Carte de potentiels



Répartition des potentiels

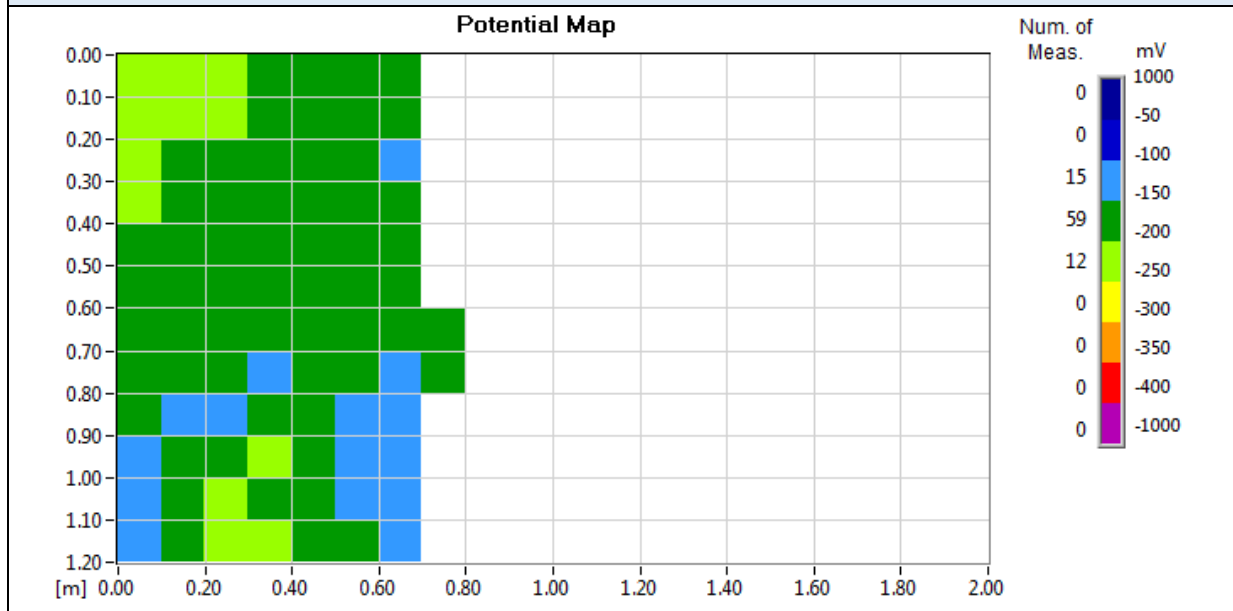


- ⇒ 8 % des potentiels mesurés sont compris entre -350 mV et -200 mV traduisant une corrosion incertaine des armatures (50 %) ;
- ⇒ 92 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

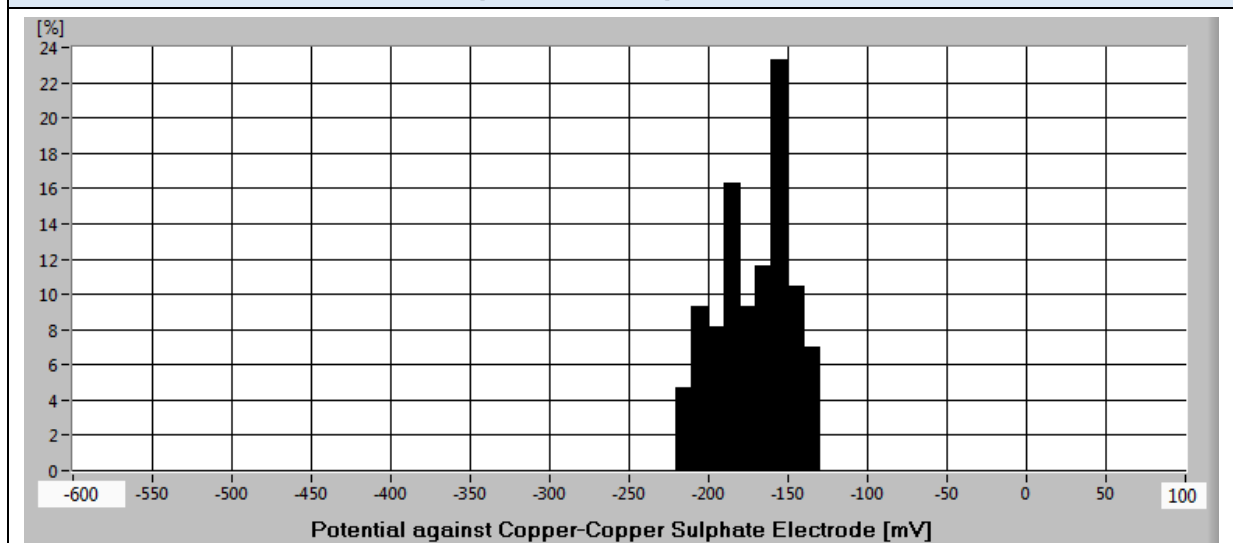
Les potentiels les plus électronégatifs sont situés en bordure de la dalle du pont.

Zone 1 – Dalle Armature inférieure (2059)	Potentiel min : - 220 mV
	Potentiel max : - 135 mV
	Nombre de valeur : 86

Carte de potentiels



Répartition des potentiels

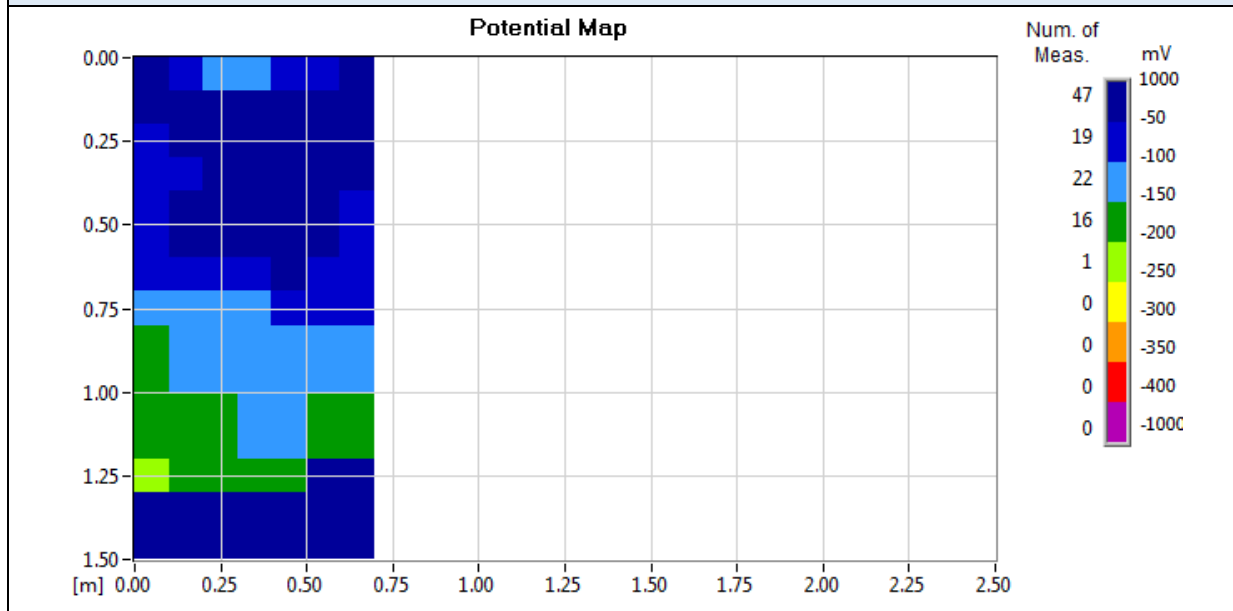


- ⇒ 13 % des potentiels mesurés sont compris entre -350 mV et -200 mV traduisant une corrosion incertaine des armatures (50 %) ;
- ⇒ 87 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

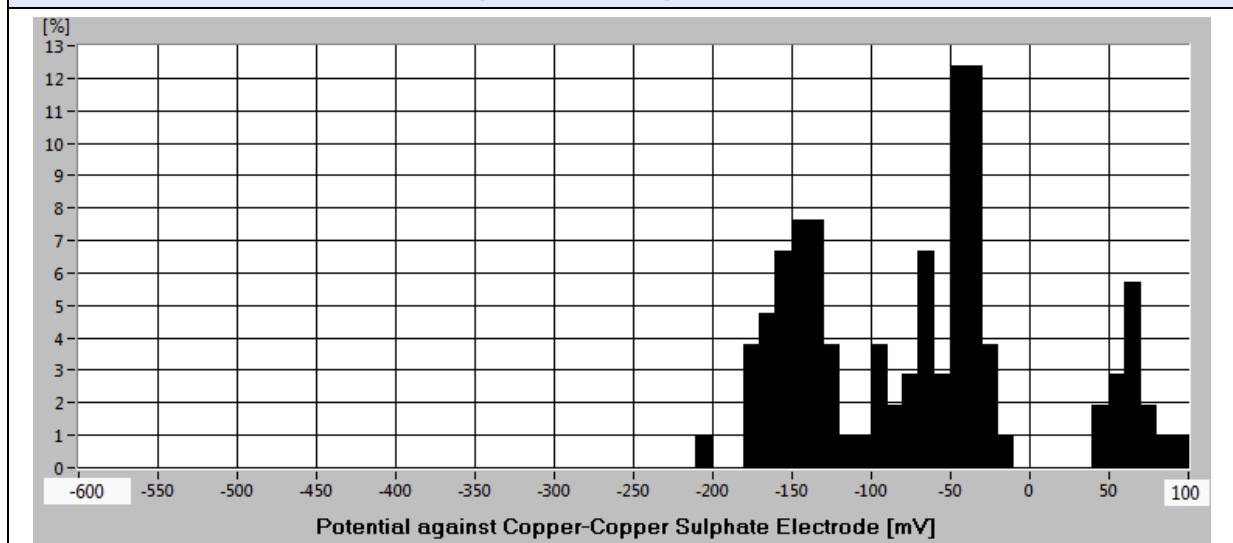
Les potentiels les plus électronégatifs sont situés en bordure de la dalle du pont.

Zone 2 – Dalle Armature inférieure (2060)	Potentiel min : - 205 mV
	Potentiel max : 100 mV
	Nombre de valeur : 105

Carte de potentiels

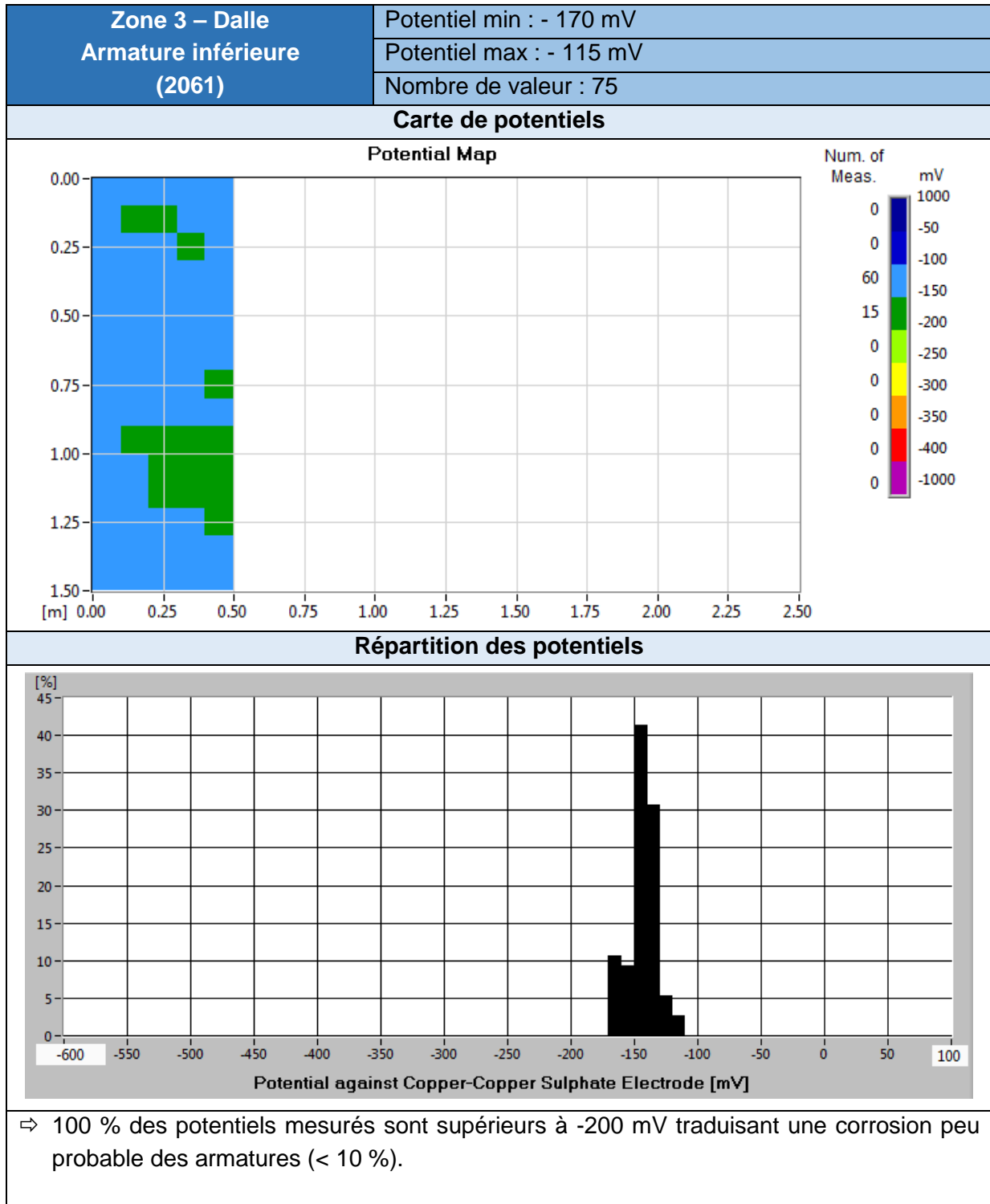


Répartition des potentiels



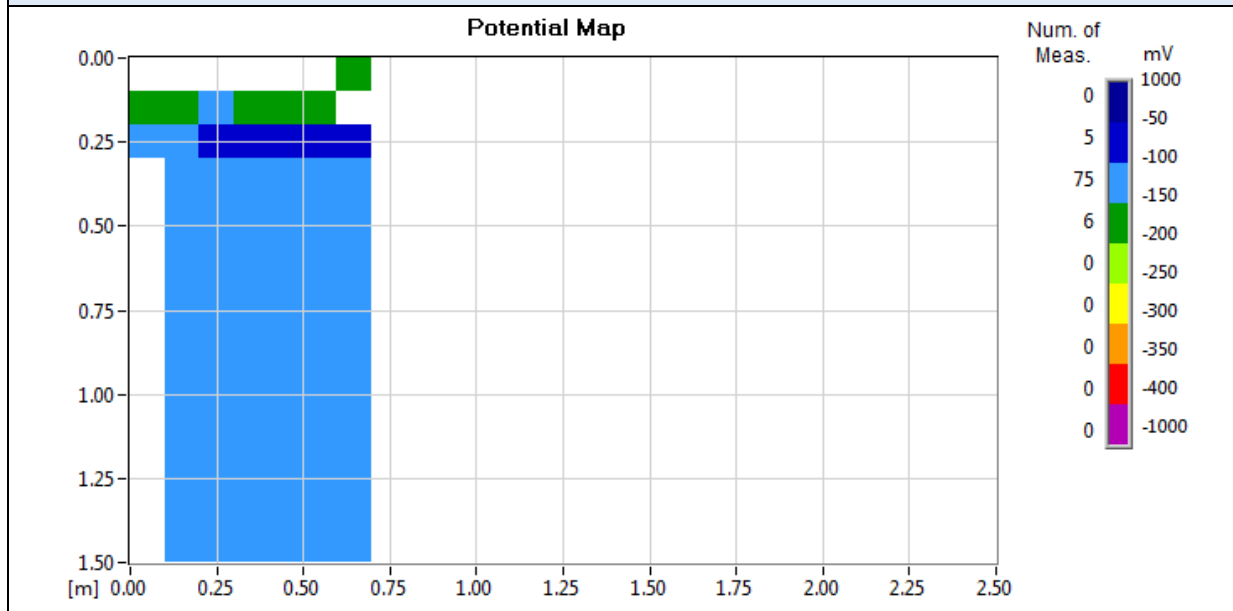
- ⇒ 1 % des potentiels mesurés sont compris entre -350 mV et -200 mV traduisant une corrosion incertaine des armatures (50 %) ;
- ⇒ 99 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

Les potentiels les plus électronégatifs sont situés au niveau des empreintes des roues des camions.

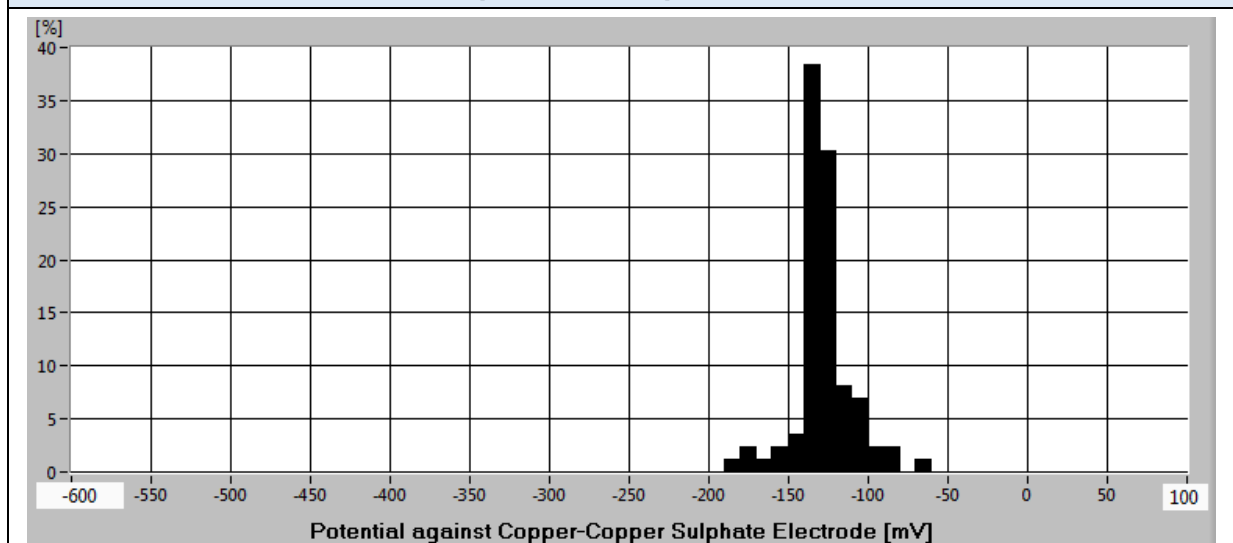


Zone 4 – Dalle Armature inférieure (2062)	Potentiel min : - 185 mV
	Potentiel max : - 70 mV
	Nombre de valeur : 86

Carte de potentiels



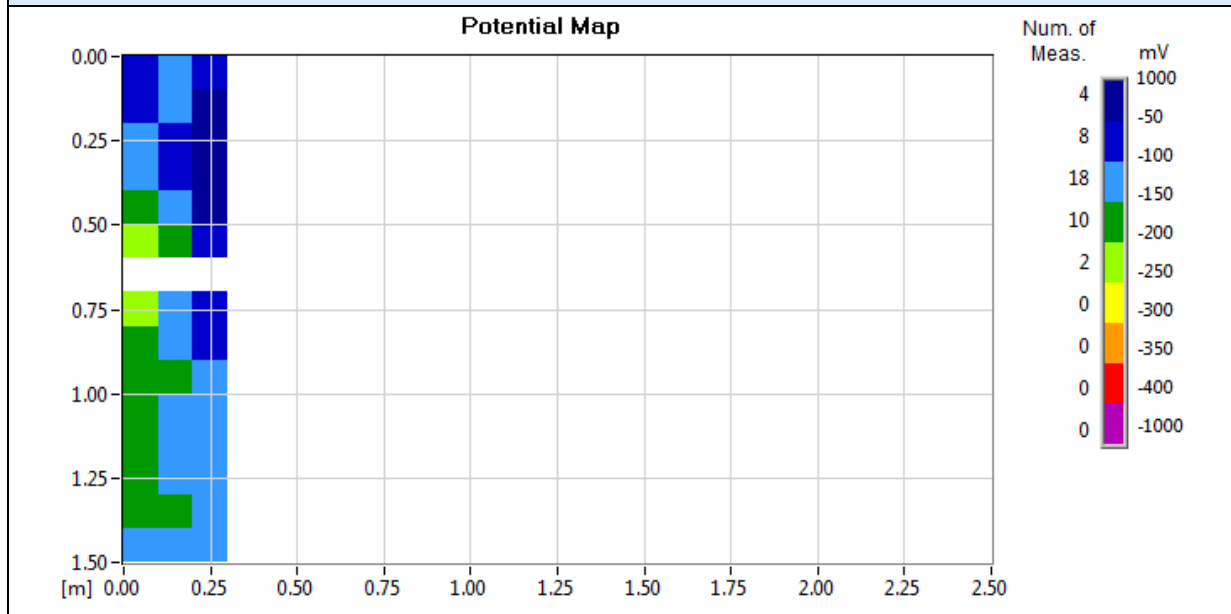
Répartition des potentiels



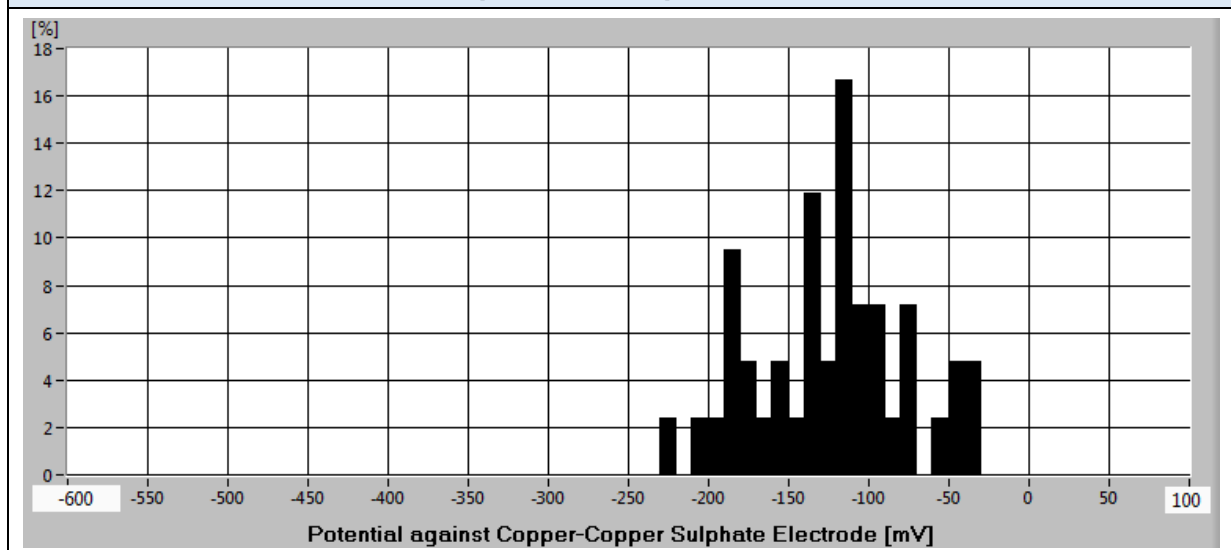
⇒ 100 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

Zone 5 – Poutre Armature inférieure (2063)	Potentiel min : - 225 mV
	Potentiel max : - 35 mV
	Nombre de valeur : 42

Carte de potentiels



Répartition des potentiels

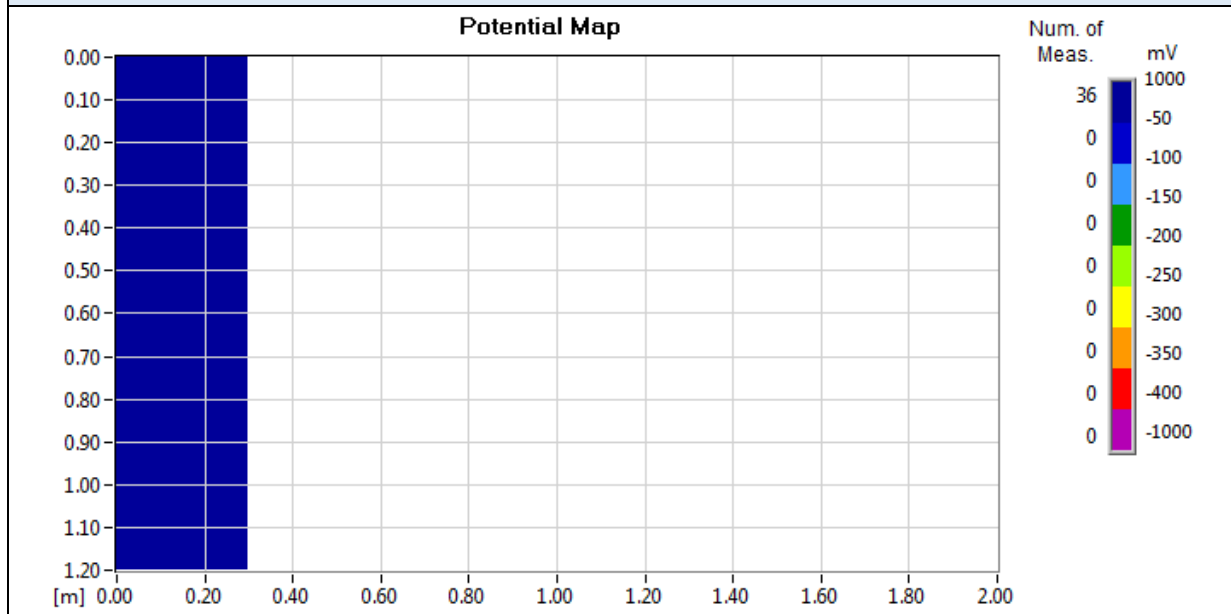


- ⇒ 4 % des potentiels mesurés sont compris entre -350 mV et -200 mV traduisant une corrosion incertaine des armatures (50 %) ;
- ⇒ 96 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

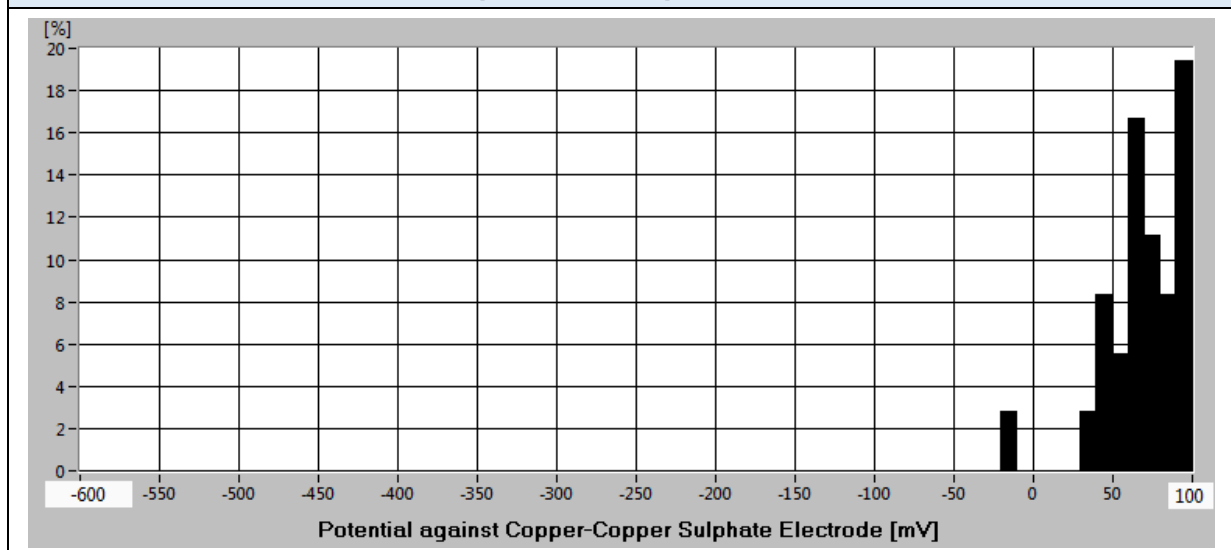
Les potentiels les plus électro-négatifs sont situés au niveau des cadres.

Zone 6 – Poutre Armature inférieure (2064)	Potentiel min : - 15 mV
	Potentiel max : - 130 mV
	Nombre de valeur : 36

Carte de potentiels



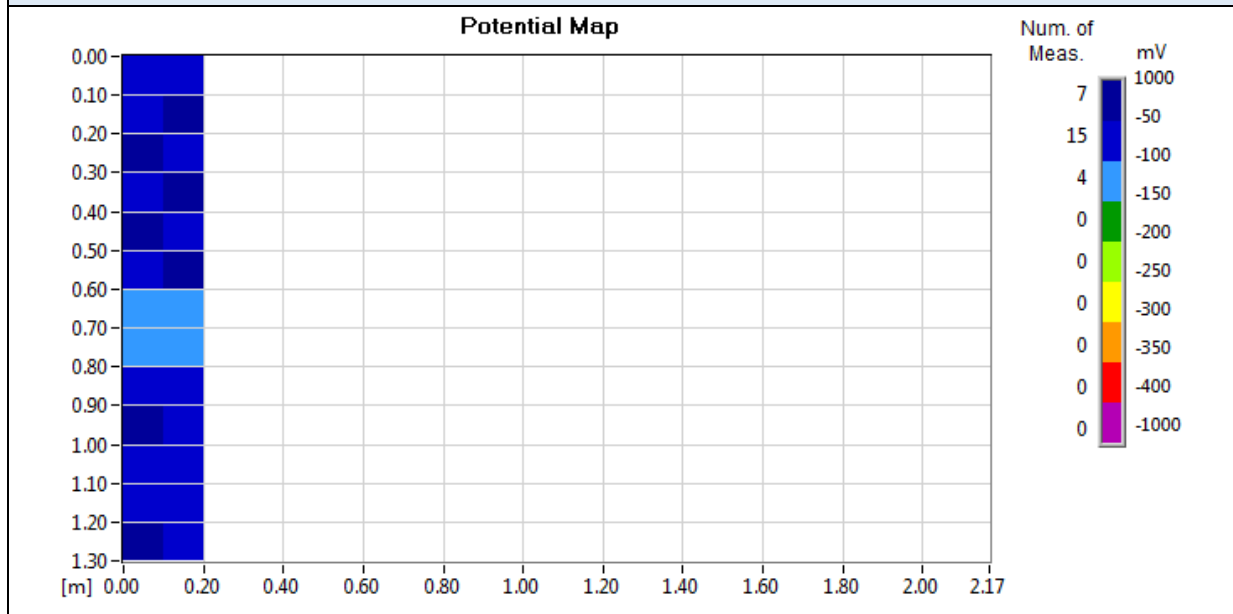
Répartition des potentiels



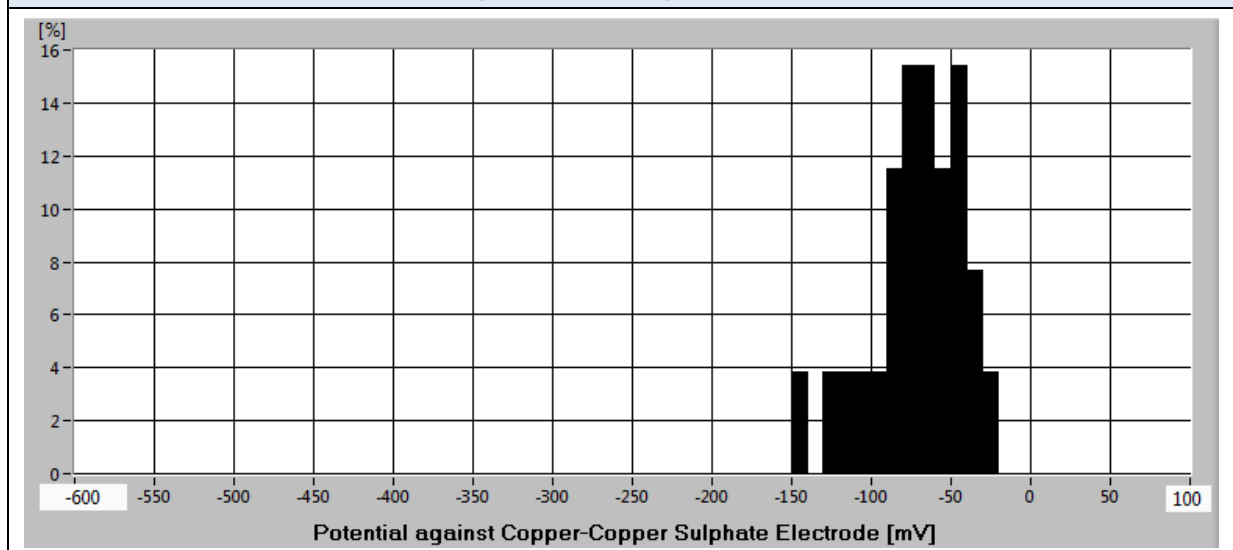
⇒ 100 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

Zone 7 – Poutre Armature inférieure (2066)	Potentiel min : - 145 mV
	Potentiel max : - 30 mV
	Nombre de valeur : 26

Carte de potentiels



Répartition des potentiels

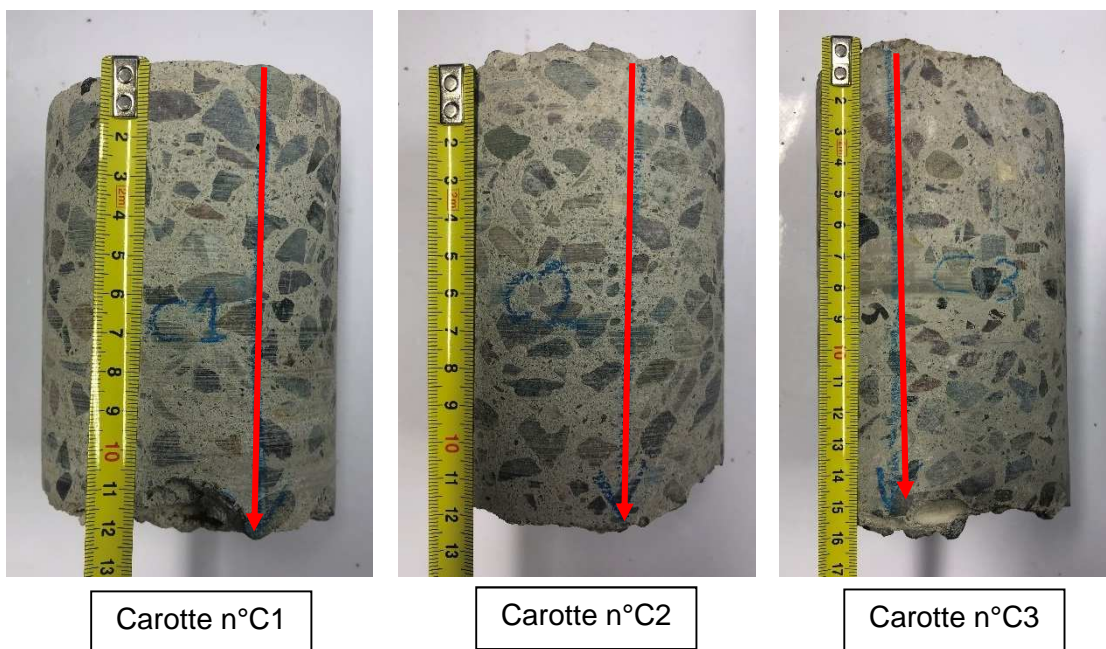


⇒ 100 % des potentiels mesurés sont supérieurs à -200 mV traduisant une corrosion peu probable des armatures (< 10 %).

3. Essais et analyses en laboratoire

3.1. Présentation des prélèvements réalisés sur la dalle

Trois prélèvements de béton par carottage ont été réalisés sur la dalle du pont.



3.2. Résistance à la compression

Les carottes prélevées ont été écrasées sous presse selon la norme NF EN 12390-4. Après tronçonnage, les carottes ont fait l'objet d'un essai de résistance en compression.

Les résultats de ces essais de résistance à la compression sont donnés ci-dessous :

Réf	Diamètre (mm)	Elancement	Masse volumique géométrique (kg/m ³)	Force de rupture (kN)	Contrainte (MPa)
C1	94,7	1,0	2 203	222	31,5
C2	94,7	1,0	2 223	206	29,2
C3	94,7	1,0	2 236	180	25,6

D'après la norme NF EN 12504 sur les « essais pour béton dans les structures », la résistance des carottes présentant un élancement de 1.0 est susceptible d'être comparée à celle d'une éprouvette cubique.

L'évaluation de la classe de résistance à la compression des éléments de carottage est définie suivant l'approche B décrite dans la norme NF EN 13791-CN. La résistance caractéristique à la compression sur site suivant les 3 carottages est estimée à 21,7 MPa. Il sera utilisé un béton de classe de résistance C20/25 pour la vérification de la dalle.

4. Etude de la structure du tablier

4.1. Hypothèse de calculs

4.1.1. Normes et matériaux

➤ **Documents règlementaires :**

- Eurocode 0 : Bases de calcul des structures ;
- Eurocode 1 : Actions sur les structures ;
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton armé.

➤ **Matériaux :**

- Armatures de la dalle :
 HA : (**hypothèse**)
 Fe E500

$f_{y,k} = 500 \text{ MPa}$

- Armatures Précontrainte :

Fils	Diamètre	Section (mm ²)	F _{p0, 1k} (kN)	F _{pk} (kN)	E _p	CLASSE
F7	7	38.5	59.9	68.1	205000 MPa	1770 MPa

- Béton :

	Table de compression	Poutrelle précontrainte
	Béton C20/25	Béton C35/45
f _{ck} (MPa)	20	35
f _{ck, cube} (MPa)	25	45
f _{cm} (MPa)	28	43
f _{ctm} (MPa)	2,2	3,2
f _{ctk, 0.05} (MPa)	1,5	2,2
f _{ctk, 0.95} (MPa)	2,9	4,2
E _{cm}	30	34
γ _b	2,0	2,25

Nota :

- La classe de résistance du béton de la dalle est déterminée par les essais de compression ;
- La classe de béton des poutres précontraintes est considérée par hypothèse en C35/45. Il conviendra de vérifier ces valeurs par des essais de compression sur des prélèvements de béton ;

4.1.2. Charges permanentes

➤ **Poids propre de l'ouvrage :**

Le poids propre de la structure en béton est déterminé automatiquement par le logiciel de calcul.
 Le poids volumique du béton est : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

➤ **Eléments constitutifs du pont :**

	Epaisseur	Poids volumique	Répartition charge
Gravier	10 cm	18 kN/m ³	1,8 kN/m ²
Hourdis en béton	5 cm	22 kN/m ³	1,1 kN/m ²

4.1.3. Charges d'exploitation

➤ **Circulation**

- La largeur chargeable est considérée égale à la largeur de la chaussée : 4,35m.
 Une seule voies conventionnelles (W<5,4 m).
- Classe de trafic n°2

Pour les ouvrages neufs ne comportant pas de limitation de tonnage, deux classes de trafic sont définies par les jeux de coefficients suivants :

Classe de trafic	α_{Q1}	$\alpha_{Ql} (l \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{ql} (l \geq 2)$	α_{qr}
1 ^{ère} classe	1,0	1,0	1,0	1,2	1,2
2 ^e classe	0,9	0,8	0,7	1,0	1,0

Il y a lieu de définir la classe de trafic pour le projet individuel.

NOTE Le choix d'une classe de trafic doit tenir compte du développement probable du trafic réel et de ses effets dynamiques sur l'itinéraire considéré.

La 1^{ère} classe de trafic couvre les effets d'accumulations possibles de véhicules lourds sur l'ouvrage, compte tenu de la composition du trafic sur l'itinéraire correspondant. Elle doit être adoptée pour des ouvrages destinés à supporter une grande proportion de véhicules se rapportant à des activités utilitaires lourdes (industrielles, agro-alimentaires ou forestières), ou lorsque le trafic international représente une part importante du trafic total de poids lourds sur l'itinéraire concerné (le nombre des véhicules circulant à vide est alors faible). Elle est également recommandée pour les ouvrages larges en site urbain.

La 2^e classe de trafic couvre les effets d'accumulations de véhicules comme la 1^{ère} classe, mais pour les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routiers et autoroutiers français.

Classe de trafic (extrait NF EN 1991-2/NA)

➤ **Modèle de charge 1 (LM1) :**

Ce modèle de charge consiste en la combinaison de charges concentrées et de charges uniformément réparties

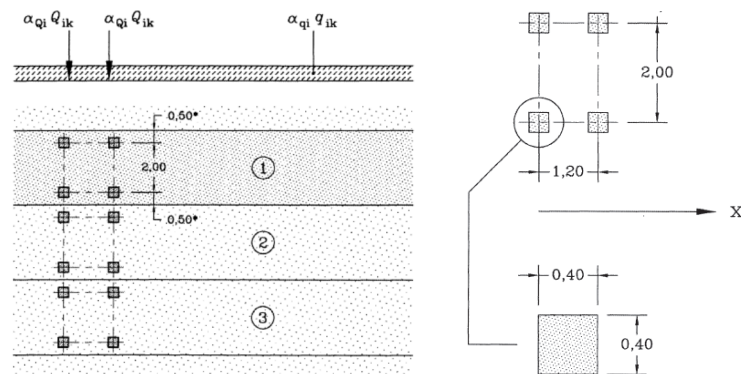


Schéma explicatif du modèle de charge 1 (extrait NF EN 1991-2))

Le tableau 4.2 de l'EN 1991-2 explicite les valeurs caractéristiques des charges :

Emplacement	Tandem TS	Système UDL
	Charges d'essieu Q_{ik}	q_{ik} (ou q_{rk})
Voie n°1	300 kN	9 kN/m ²

Le trafic routier considéré est un trafic de classe 2. Les coefficients suivants tirés de l'EN 1991-2/NA § 4.3.2 (3) seront donc utilisés :

α_{Q1}	$\alpha_{Qi} (i \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	α_{qr}
0.9	0.8	0.7	1.0	1.0

⇒ Les valeurs retenues seront donc :

Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)	α_{Q1}	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	α_{qr}
300	9	0.9	0.7	1.0	1.0

⇒ En appliquant les coefficients de pondération issus de l'EN 1991-2/NA § 4.3.2 (3) ci-dessus, on obtient :

Emplacement	Tandem TS	Système UDL
	Charges d'essieu Q_{ik}	q_{ik} (ou q_{rk})
Voie n°1	$0.9 \times 300 = \mathbf{270 \text{ kN}}$	$0.7 \times 9 = \mathbf{6.3 \text{ kN/m}^2}$
Air résiduelle	0	2,5 kN/m ²

➤ Modèle de charge 2 (LM2) :

Ce modèle de charge consiste en une charge d'essieu unique $\beta_Q Q_{ak}$ appliquée en un point quelconque de la chaussée.

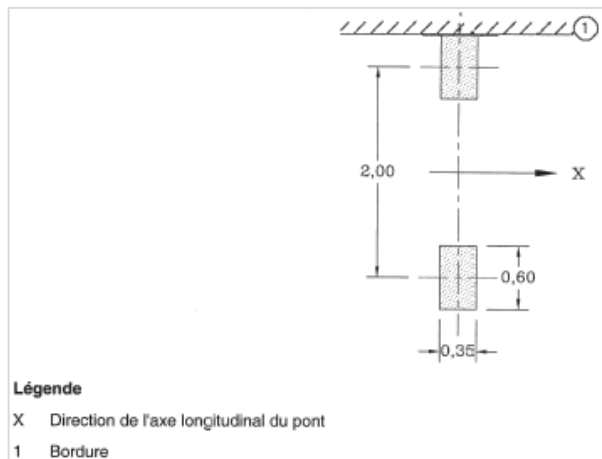


Schéma explicatif du modèle de charge (extrait NF EN 1991-2)

- ⇒ $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$; $\beta_Q = 0.8$
- ⇒ $\beta_Q Q_{ak} = \mathbf{320 \text{ kN}}$.

➤ Modèle de charge 3 (LM3) : Véhicules spéciaux

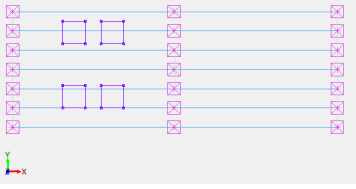
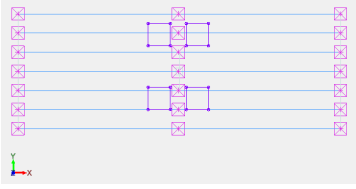
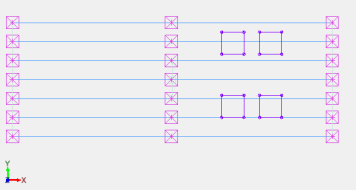
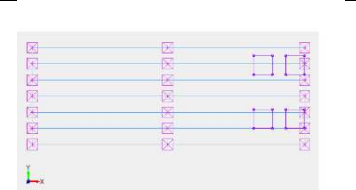
Lors de l'intervention sur site, il a été repéré un véhicule de type HITACHI ZW310 franchissant le pont. La charge de ce modèle est d'environ 25 tonnes. Concernant le modèle de charge, il a été considéré le modèle de charge 1 de l'Eurocode (distance entre essieu de 1,20 m pour une largeur de 2,0 m et des empreintes de roue équivalente à 0,40 x 0,40 m).

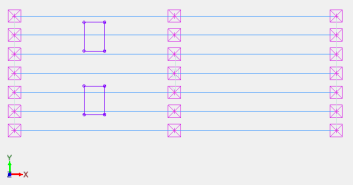
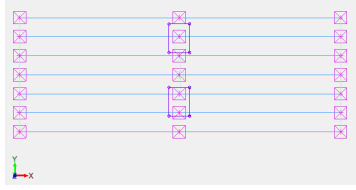
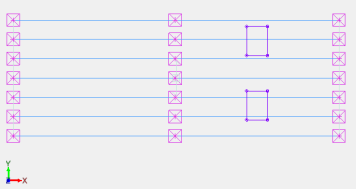
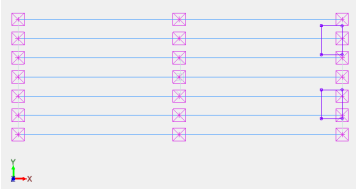


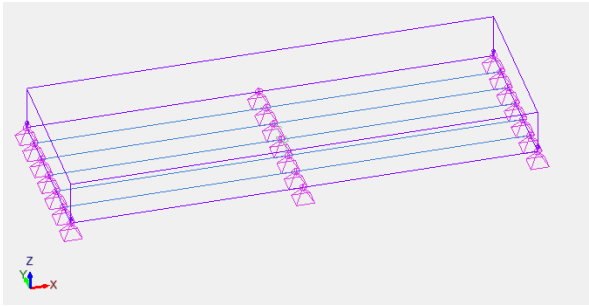
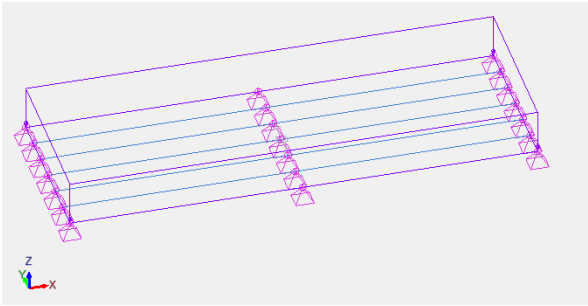
➤ Modèle de charge 4 (LM4) : Chargement de foule

Le chargement de foule est représenté par une charge uniformément répartie égale à 5 kN/m². Il convient d'appliquer ce modèle sur les longueurs et les largeurs appropriées du pont routier.

➤ Synthèse des différents cas de chargement suivant les modèles :

Modèle 1 – Tandem (TS)	
Cas 1	Cas 2
	
Cas 3	Cas 4
	

Modèle 2 – Tandem (gr1b)	
Cas 1	Cas 2
	
Cas 3	Cas 4
	

Modèle 1 – Système (UDL)	Modèle 4 – Système (gr4)
	

4.1.4. Combinaisons d'actions

Pour la vérification de l'ossature en situations de projet durable et transitoire, on appliquera l'Eurocode 0 qui permet de choisir entre l'expression de base et les expressions alternatives.

➤ Combinaisons d'actions pour les ELU de résistance

Pour la vérification de l'ossature en situations de projet durable et transitoire, on appliquera l'Eurocode 0 qui permet de choisir entre l'expression de base et les expressions alternatives.

- L'expression de base :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Les expressions alternatives :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

Pour l'application aux ponts routiers et pour la vérification des éléments structuraux (STR) non soumis à des actions géotechniques, l'annexe nationale demande d'utiliser uniquement l'expression de base (6.10) qui, traduite en fonction des actions, des coefficients partiels et des coefficients ψ classiques, prend les principales formes suivantes [EC0 Anx.A2 Tab.A2.4(B)] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} (1,35 G_{k,j,\text{sup}} + 1,00 G_{k,j,\text{inf}}) \\ 1,35 (TS + UDL + q_{\text{rk}}) + 1,50 \text{Min}(F_w^* ; 0,6 F_{wk}) \\ 1,35 g_{\text{ri}_{1-1b,2,3,4,5}} \\ 1,5 T_k + 1,35 (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{\text{rk}}) \\ 1,5 F_{wk} \\ 1,5 Q_{S_{n,k}} \end{array} \right\} + \gamma_P P$$

➤ Combinaisons d'actions pour les ELS

- Combinaison caractéristique :

[EC0 6.5.3.a)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

De la même façon, exprimée avec les paramètres classiques, elle peut prendre les formes suivantes :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} (TS + UDL + q_{fk}) + \text{Min}(F_w^* ; 0,6 F_{wk}) \\ gr_{i=1a,2,3,4,5} + 0,6 T_k \\ gr1b \\ T_k + (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) \\ F_{wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

- Combinaison fréquente :

[EC0 6.5.3.b)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ou sous forme plus pratique :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} (0,75 TS + 0,4 UDL + q_{fk}) + 0,50 T_k \\ 0,75 gr4 + 0,5 T_k \\ 0,75 gr1b \\ 0,6 T_k \\ 0,2 F_{wk} \\ 0,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

- Combinaison quasi-permanente :

[EC0 6.5.3.c)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ou sous forme plus explicite et plus pratique :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P_k + 0,5 T_k$$

➤ **Liste des combinaisons d'action :**

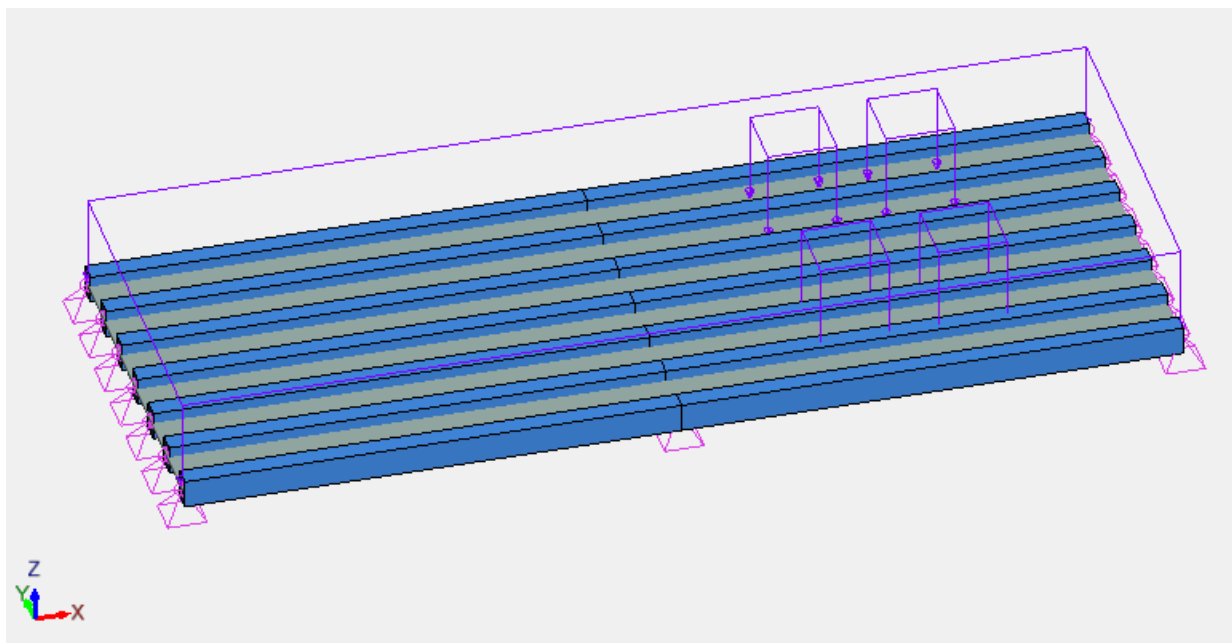
Les combinaisons d'actions considérées sont les suivantes :

N°	Nom	Détails
101	1.35x[1 G]	1.35*1
102	1.35x[1 G]+1.35x[2 LM1 - TS - Cas 1]+1.35x[5 LM1 - UDL]	1.35*1 + 1.35*2 + 1.35*5
103	1.35x[1 G]+1.35x[3 LM1 - TS - Cas 2]+1.35x[5 LM1 - UDL]	1.35*1 + 1.35*3 + 1.35*5
104	1.35x[1 G]+1.35x[5 LM1 - UDL]+1.35x[4 LM1 - TS - Cas 3]	1.35*1 + 1.35*5 + 1.35*4
105	1.35x[1 G]+1.35x[6 LM2 - gr1b - Cas 1]	1.35*1 + 1.35*6
106	1.35x[1 G]+1.35x[7 LM2 - gr1b - Cas 2]	1.35*1 + 1.35*7
107	1.35x[1 G]+1.35x[8 LM2 - gr1b - Cas 3]	1.35*1 + 1.35*8
108	1.35x[1 G]+1.35x[12 LM4 - gr4]	1.35*1 + 1.35*12
109	1x[1 G]+1x[2 LM1 - TS - Cas 1]	1.00*1 + 1.00*2
110	1x[1 G]+1x[3 LM1 - TS - Cas 2]	1.00*1 + 1.00*3
111	1x[1 G]+1x[4 LM1 - TS - Cas 3]	1.00*1 + 1.00*4
112	1x[1 G]+1x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 1.00*5
113	1x[1 G]+1x[12 LM4 - gr4]	1.00*1 + 1.00*12
114	1x[1 G]+0.75x[2 LM1 - TS - Cas 1]+0.4x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 0.75*2 + 0.40*5
115	1x[1 G]+0.75x[3 LM1 - TS - Cas 2]+0.4x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 0.75*3 + 0.40*5
116	1x[1 G]+0.75x[4 LM1 - TS - Cas 3]+0.4x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 0.75*4 + 0.40*5
117	1x[1 G]+0.75x[6 LM2 - gr1b - Cas 1]	1.00*1 + 0.75*6
118	1x[1 G]+0.75x[7 LM2 - gr1b - Cas 2]	1.00*1 + 0.75*7
119	1x[1 G]+0.75x[8 LM2 - gr1b - Cas 3]	1.00*1 + 0.75*8
120	1x[1 G]+0.75x[12 LM4 - gr4]	1.00*1 + 0.75*12
121	1x[1 G]	1.00*1
122	1.35x[1 G]	1.35*1
123	1.35x[1 G]+1.35x[2 LM1 - TS - Cas 1]+1.35x[5 LM1 - UDL]	1.35*1 + 1.35*2 + 1.35*5
124	1.35x[1 G]+1.35x[3 LM1 - TS - Cas 2]+1.35x[5 LM1 - UDL]	1.35*1 + 1.35*3 + 1.35*5
125	1.35x[1 G]+1.35x[5 LM1 - UDL]+1.35x[4 LM1 - TS - Cas 3]	1.35*1 + 1.35*5 + 1.35*4
126	1.35x[1 G]+1.35x[6 LM2 - gr1b - Cas 1]	1.35*1 + 1.35*6
127	1.35x[1 G]+1.35x[7 LM2 - gr1b - Cas 2]	1.35*1 + 1.35*7
101	1.35x[1 G]+1.35x[8 LM2 - gr1b - Cas 3]	1.35*1 + 1.35*8
102	1.35x[1 G]+1.35x[12 LM4 - gr4]	1.35*1 + 1.35*12
103	1x[1 G]+1x[2 LM1 - TS - Cas 1]	1.00*1 + 1.00*2
104	1x[1 G]+1x[3 LM1 - TS - Cas 2]	1.00*1 + 1.00*3
105	1x[1 G]+1x[4 LM1 - TS - Cas 3]	1.00*1 + 1.00*4
106	1x[1 G]+1x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 1.00*5
107	1x[1 G]+1x[12 LM4 - gr4]	1.00*1 + 1.00*12
108	1x[1 G]+0.75x[2 LM1 - TS - Cas 1]+0.4x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 0.75*2 + 0.40*5
109	1x[1 G]+0.75x[3 LM1 - TS - Cas 2]+0.4x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 0.75*3 + 0.40*5
110	1x[1 G]+0.75x[4 LM1 - TS - Cas 3]+0.4x[5 LM1 - UDL]	1.00*1 + 0.75*4 + 0.40*5
111	1x[1 G]+0.75x[6 LM2 - gr1b - Cas 1]	1.00*1 + 0.75*6
112	1x[1 G]+0.75x[7 LM2 - gr1b - Cas 2]	1.00*1 + 0.75*7
113	1x[1 G]+0.75x[8 LM2 - gr1b - Cas 3]	1.00*1 + 0.75*8
114	1x[1 G]+0.75x[12 LM4 - gr4]	1.00*1 + 0.75*12
115	1x[1 G]	1.00*1
116	1.35x[1 G]	1.35*1

117	1.35x[1 G]+1.35x[2 LM1 - TS - Cas 1]+1.35x[5 LM1 - UDL]	1.35*1 + 1.35*2 + 1.35*5
118	1.35x[1 G]+1.35x[3 LM1 - TS - Cas 2]+1.35x[5 LM1 - UDL]	1.35*1 + 1.35*3 + 1.35*5
119	1.35x[1 G]+1.35x[5 LM1 - UDL]+1.35x[4 LM1 - TS - Cas 3]	1.35*1 + 1.35*5 + 1.35*4
120	1.35x[1 G]+1.35x[6 LM2 - gr1b - Cas 1]	1.35*1 + 1.35*6
121	1.35x[1 G]+1.35x[7 LM2 - gr1b - Cas 2]	1.35*1 + 1.35*7

4.1.5. Modélisation de la structure

Le modèle de calcul a été généré sur **Advance Design** version 2016 logiciel de modélisation aux éléments finis de la société GRAITEC prenant en compte les réglementations en vigueur citées en hypothèses de calcul.



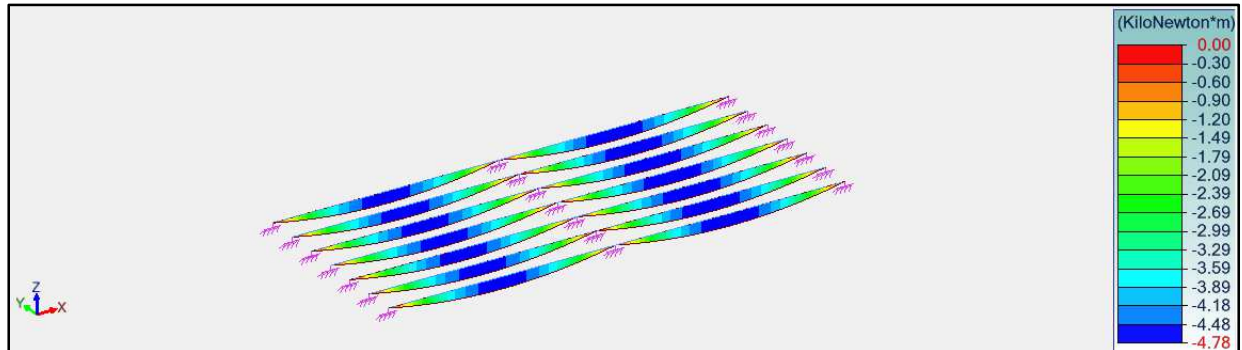
Exemple de modélisation – Perspective (charge d'exploitation surfacique qk et ponctuelles Qk)

4.2. Vérification des poutres précontrainte – Q Eurocodes

4.2.1. Calculs des sollicitations à mi-travée – Q Eurocodes

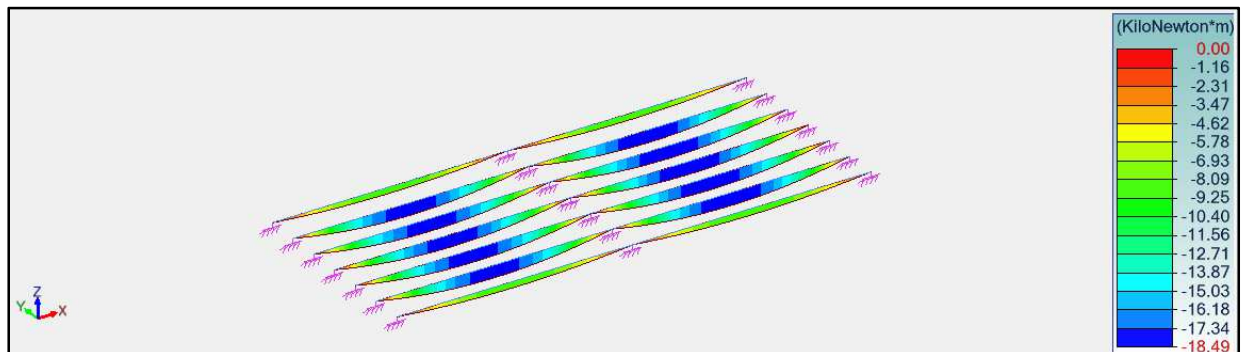
NOTA : En phase de construction, les poutrelles sont considérées comme des éléments isostatiques.

➤ Sous le poids propre de la poutre seule G1



⇒ Moment max. Med (G1) mi-travée = 4.78 kN.m

➤ Sous le poids propre du béton coulé G2



⇒ Moment max. en travée Med (G2) = 18.49 kN.m

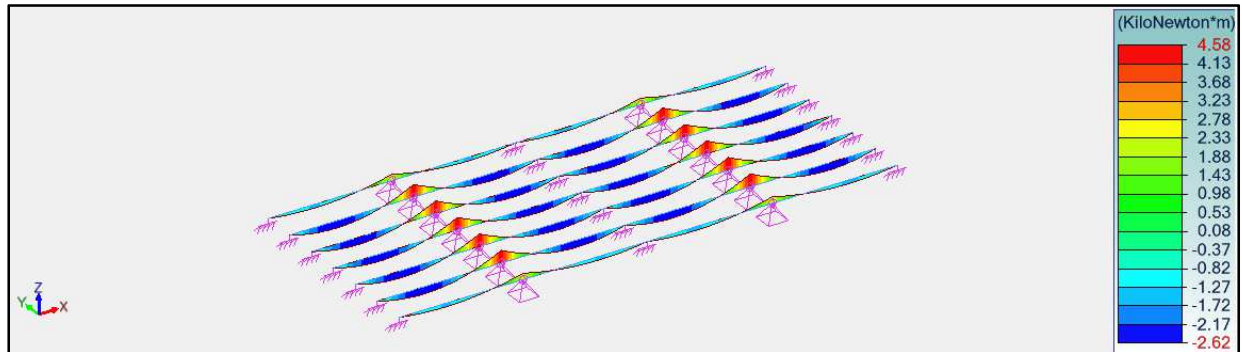
➤ Nécessité d'un étai en phase de construction

	Contrainte sup.	Contrainte inf.
P_initiale	6.43	6.43
G1	1.63	-1.63
Avant coulage	8.05	4.80
G2	6.16	-6.16
Après coulage	14.22	-1.36

⇒ Il est constaté une contrainte en traction de 1.36 MPa après le coulage du béton
 Un étalement a dû être mis en place.

➤ **Sous le poids propre du béton coulé G2', avec étaie**

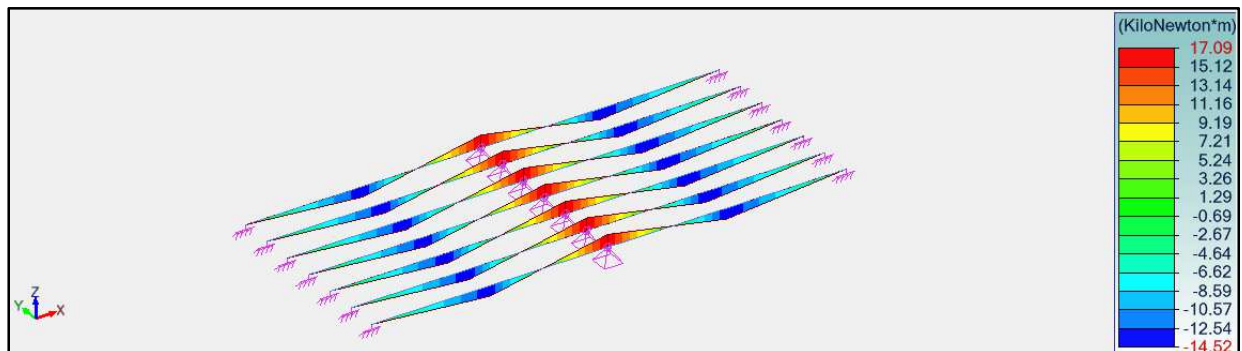
NOTA : On suppose qu'un étai a été placé à mi-travée de chaque poutre précontrainte pendant la construction.



⇒ Moment max. en travée $M_{ed}(G2') = 4.58 \text{ kN.m}$

➤ **Désétaie** (Poutre continue)

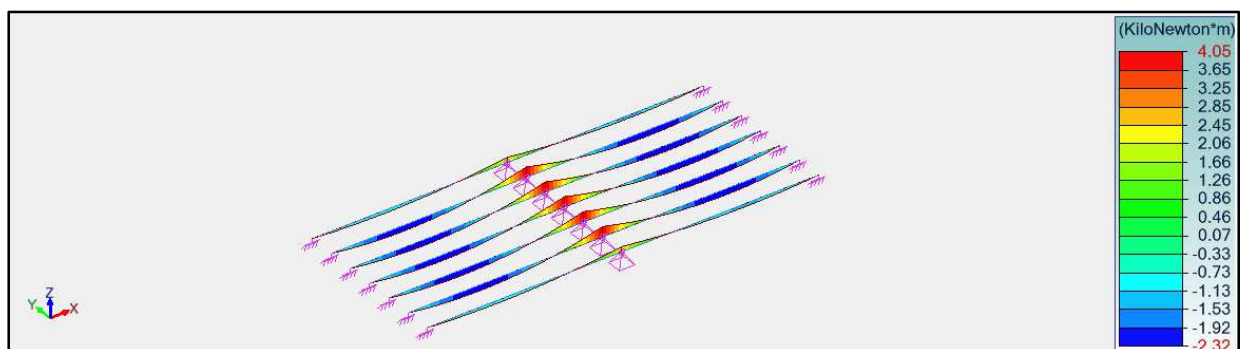
NOTA : La structure est devenue hyperstatique lors de la dépose des étais provisoires.



⇒ Moment max. en travée $M_{ed} = 14.52 \text{ kN.m}$

Appuis : $M_{ed} = 17.09 \text{ kN.m}$

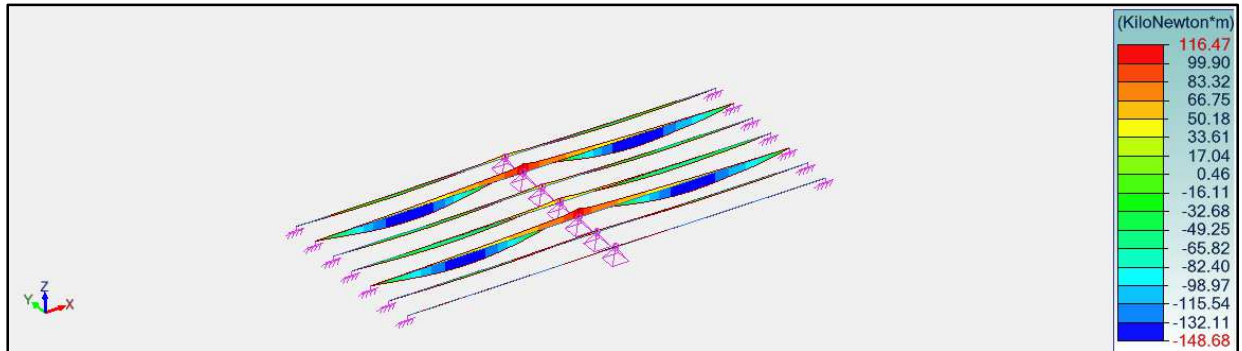
➤ **Sous la superstructure G3 (Poutre continue)**



⇒ Moment max. en travée $M_{ed}(G3) = 2.32 \text{ kN.m}$

Appuis : $M_{ed}(G3) = 4.05 \text{ kN.m}$

➤ **Sous le trafic Q1 défini dans l'Eurocode (Poutre continue)**



⇒ Moment max. en travée $M_{ed}(Q1) = 148.68 \text{ kN.m}$ Appuis : $M_{ed}(Q1) = 116.47 \text{ kN.m}$

4.2.2. Estimation des pertes de précontrainte à mi- travée – Q Eurocodes

➤ Mise en tension des armatures

Tension initiale $P_0 = (0.85 \cdot f_{pk}) =$		56905 N	1478.6 MPa
	$f_{cm}(t_p) =$	27.22 MPa	
	$E_{cm}(t_p) =$	29708 MPa	
<u>Glissement des armatures</u>			
glissement	$\Delta l =$	5 mm	
longueur banc	$l =$	80 m	
	$\Delta P_{s1} =$	-493 N	$\Delta P_{s1} = E_p \Delta l / l A_p$
Tension après bétonnage P1 =		56412 N	1465.8 MPa

➤ Pertes entre la mise en tension et la mise en précontrainte

Perte par relaxation pendant l'étuvage			
	$\mu =$	0.828	$\mu = P_1/Fpk$
	$\theta_o =$	20	°C
	$\theta_{max} =$	60	°C
	$t_{eq} =$	2261	h éq.10.2
	$t_{0,T} =$	2.592	jours éq.B.10
	$t_o =$	7.134	jours éq.B.9
âge (réel) du béton au relâchement	$t_p =$	16	h (si pas étuvage : 3 jours)
	$t_p+t_{eq} =$	2277	h
relaxation à la fin de l'étuvage	$\Delta\sigma_{pr} =$	3.42%	de la tension initiale
	$\Delta F_{pr1} =$	-1928	N
Perte d'origine thermique			
$\Delta F_{\theta_{max}} = (1-\lambda) A_p E_p \alpha_c (\theta_{max}-\theta_o)$	$\alpha_c =$	0.00001	
	$\lambda =$	0.5	
$\lambda = 0,5$ lorsque la production fait l'objet d'un contrôle sinon = 0.1	$\Delta F_{\theta} =$	-1578	N
Pertes dues au retrait			
considérées nulles pendant l'étuvage			
	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_p, t_o) =$	0	N
Pertes totales avant relâchement			
Tension avant la mise en précontrainte $P_2 =$		52906 N	1374.7 MPa
	$\Delta P_2 =$	7.03%	% de P_o

➤ **Perte par raccourcissement du béton au relâchement de l'armature**

moment poids propre de la poutre	$M_{pp} =$	4778.0	Nm	
surtension dues au poids propre au niveau des armatures	$\sigma_{pp} =$	-0.319	MPa	
perte estimée	$\Delta P_{c \text{ estimée}} =$	1445.97	N	
surtension dues à la précontrainte au niveau des armatures	$\sigma_p =$	5.76	MPa	ATTENTION : SI DIFFERENT DE 0 CLIQUER SUR LA MACRO EN HAUT
contrainte résultante	$\sigma =$	5.45	MPa	
	$\Delta P_c =$	1445.97	N	
Tension après mise en précontrainte $P_3 =$		51460 N	1337.2 MPa	
	$\Delta P_3 =$	9.57%	% de P_o	
surtensions dus à la pose du plancher	$\sigma_p =$	-0.305	MPa	
	$\Delta P_c =$	-71	N	

➤ **Pertes différées de la mise en précontrainte à la solidarisation à 22 jours**

Relaxation à 22 jours	t_2	22	jours		
	μ_2	0.784			
	t_2	528	h		
	t_e	32614	h		
	ΔF_{pr}	-1933	N		
	ΔF_{pr2}	-5.0	N		
Retrait total à 22 jours		-1.8040E-04			
Fluage à 22 jours	$\varphi(\tau_2, \tau_0) =$	1.0228			
Pertes différées de la mise en précontrainte à la solidarisation à 22 jours				RETRAIT	35.32 MPa
	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_2, t_0)$	69.21	MPa	FLUAGE	33.79 MPa
	$\Delta F_{p,c+s+r}(t_2, t_0)$	2663	N	RELAX	0.10 MPa
				TOTAL	69.21 MPa
Tension à la solidarisation	$P_{solid} =$	48726	N		1266.1 MPa
	$\Delta P_{solid} =$	14.37%	% de P_0		

➤ **Pertes différées de la solidarisation à la mise en service à 120 jours**

surtensions dus à l'enlèvement de l'étais et aux superstructures	$\sigma_p =$	0.724	MPa		
	$\Delta P_c =$	168	N		
Relaxation à 120 jours	t_5	120	jours		
	μ_5	0.744			
	t_5	2880	h		
	t_e	167766	h		
	ΔF_{pr}	-1938	N		
	ΔF_{pr5}	-5	N		
Retrait total à 120 jours		-3.6589E-04			
Fluage à 120 jours	$\varphi(\tau_5, \tau_2)$	1.1953	de la solidarisation du plancher à la mise en service		
Pertes différées de la solidarisation à la mise en service à 120 jours				RETRAIT	36.53 MPa
	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_5, t_2)$	71.36	MPa	FLUAGE	34.72 MPa
	$\Delta F_{p,c+s+r}(t_5, t_2)$	2746	N	RELAX	0.10 MPa
				TOTAL	71.36 MPa
Tension à la mise en service	$P_{mise serv} =$	46148	N		1199.1 MPa
	$\Delta P_{solid} =$	18.90%	% de P_0		

➤ **Pertes totales à temps infini à 20833 jours**

Relaxation à 20833 jours		t_6	20833	jours
		μ_6	0.706	
		t_6	499992	h
		t_e	528960	h
		ΔF_{pr}	-2243	N
		ΔF_{pr6}	-305	N
Retrait à 20833 jours			-4.7385E-04	
Fluage à 20833 jours		$\varphi(\tau_6, \tau_5)$	1.4103	de la mise en service à temps infini
Pertes totales (différées) à temps infini à 20833 jours				
		$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_6, t_5)$	63.70	MPa
		$\Delta F_{p,c+s+r}(t_6, t_5)$	2451	N
				RETRAIT 21.19 MPa
				FLUAGE 36.44 MPa
				RELAX 6.06 MPa
				TOTAL 63.70 MPa
Tension à temps infini		$P_{inf} =$	43697	N
		$\Delta P_{inf} =$	23.21%	% de P_o
				1135.4 MPa

4.2.3. Vérification des contraintes à mi-travée – Q Eurocodes

Nota : contraintes « - » = compression ; « + » = traction

Temps infini		alfa= 0.589		beta = 0.483						
COMBINAISON	DESIGNATION	F en N et MOMENT kNm	F.S.HOURDIS		F.I.HOURDIS		F.S.POUTRE		F.I.POUTRE	
			MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
			partielle	cumulée	partielle	cumulée	partielle	cumulée	partielle	cumulée
COMBINAISON PERMANENTE	Fprec_solid	-292358.4					-1.95		-7.80	
	Gpoutre	4.78					-1.59	-3.54	1.59	-6.20
	Gplancher	-4.58					1.53	-2.02	-1.53	-7.73
	Enlèvement Etai	14.52	-0.49	-0.49	0.18	0.18	0.19	-1.82	0.91	-6.82
	perles/mont	30179	-0.15	-0.65	0.20	0.38	0.22	-1.60	0.61	-6.21
	retrait		-0.49	-1.14	0.76	1.15	-1.16	-2.76	0.20	-6.01
	Fluage		0.63	-0.51	-0.82	0.33	-0.22	-2.98	0.88	-5.12
	TOTAL P.P.à vide			-0.51		0.33		-2.98		-5.12
	SUPERSTRUCTURES	2.32	-0.08		0.03		0.03		0.15	
COMBI.QP.	Ψ2*SURCHARGE	0.00	0.00		0.00		0.00		0.00	
TOTAL COMBI QUASI PERMAN.				-0.59		0.35		-2.95		-4.98
COMBI.FREQ.	Ψ1*SURCHARGE	108.84	-3.68		1.32		1.43		6.84	
TOTAL COMBI.FREQUENTE				-4.27		1.67		-1.52		1.87
COMBI.CARACT.	SURCHARGE	148.68	-5.03		1.80		1.95		9.35	
TOTAL COMBI.CARACT				-5.62		2.16		-1.00		4.37

➤ **Contrainte dans le béton : σ**

- Sous combinaison caractéristique :
Fibre comprimée : $\sigma_c = 5.62 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
Fibre tendue: $\sigma_c = 4.37 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

- Sous combinaison fréquente :
Fibre comprimée : $\sigma_c = 4.27 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
Fibre tendue: $0 < \sigma_c = 1.87 \text{ MPa} < 3.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Risque de fissurations**

- Sous combinaison quasi permanente :
Fibre comprimée : $\sigma_c = 4.98 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
Fibre tendue: Pas de traction \Rightarrow **Condition vérifiée**

➤ **Contrainte dans les armatures de précontrainte sous combinaison caractéristique :**
 σ_{pm}

$$\sigma_{pm} = 1135.4 \text{ MPa} < 0.8 f_{pk} = 1416 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En conclusion, les poutres précontraintes **ne sont pas vérifiées** sous les chargements de trafic définis selon l'EUROCODE.

4.3. Vérification des poutres précontraintes – Q = 25 tonnes

4.3.1. Calculs des sollicitations à mi-travée – Q = 25 tonnes

X/Lportee	En construction				
	PHASE	POUTRE SEULE		POSE PLANCHER	
	X	M0(x)	T0(x)	M1(x)	T1(x)
0.00	0	0	3 825	0	5 439
0.10	0.51	1 756	3 060	2 034	2 538
0.20	1.02	3 121	2 295	2 589	-363
0.30	1.53	4 097	1 530	1 664	-3 263
0.40	2.04	4 682	765	-740	-6 164
0.50	2.55	4 877	0	-4 623	-9 064
Mi- travée	2.55	4 877	0	-4 623	-9 064

En construction		EN SERVICE				Sollicitation à l'ELU	
ENLEVEMENT ETAI		SUPERSTRUCTURES		SURCHARGES			
M2(x)	T2(x)	M3(x)	T3(x)	M4(x)	T4(x)	Med	Ved
0	9 064	0	3 213	0	81 859	0	151869
4 623	9 064	1 475	2 570	37 573	65 487	69708	121495
9 246	9 064	2 622	1 928	66 797	49 115	123925	91121
13 869	9 064	3 441	1 285	87 671	32 744	162651	60748
18 491	9 064	3 933	643	100 195	16 372	185887	30374
23 114	9 064	4 097	0	104 370	0	193633	0
23 114	9 064	4 097	0	104 370	0	193633	0

4.3.2. Estimation des pertes de précontrainte à mi- travée – Q = 25 tonnes

➤ Mise en tension des armatures

Tension initiale $P_0 = (0.85 \cdot f_{pk}) =$		56905 N	1478.6 MPa
	$f_{cm}(t_p) =$	27.22 MPa	
	$E_{cm}(t_p) =$	29708 MPa	
<u>Glissement des armatures</u>			
glissement	$\Delta l =$	5 mm	
longueur banc	$l =$	80 m	
	$\Delta P_{s1} =$	-493 N	$\Delta P_{s1} = E_p \Delta l / l A_p$
Tension après bétonnage $P_1 =$		56412 N	1465.8 MPa

➤ Pertes entre la mise en tension et la mise en précontrainte

<u>Perte par relaxation pendant l'étuvage</u>			
	$\mu =$	0.828	$\mu = P_1 / F_{pk}$
	$\theta_0 =$	20 °C	
	$\theta_{max} =$	60 °C	
	$t_{eq} =$	2261 h	éq. 10.2
	$t_{0,T} =$	2.592 jours	éq. B.10
	$t_0 =$	7.134 jours	éq. B.9
âge (réel) du béton au relâchement	$t_p =$	16 h	(si pas étuvage : 3 jours)
	$t_p + t_{eq} =$	2277 h	
relaxation à la fin de l'étuvage	$\Delta \sigma_{pr} =$	7.48%	de la tension initiale
	$\Delta F_{pr1} =$	-4220 N	
<u>Perte d'origine thermique</u>			
$\Delta F_{\theta_{max}} = (1 - \lambda) A_p E_p \alpha_c (\theta_{max} - \theta_0)$	$\alpha_c =$	0.00001	
$\lambda = 0,5$ lorsque la production fait l'objet d'un contrôle sinon = 0.1	$\lambda =$	0.5	
	$\Delta F_{\theta} =$	-1578 N	
<u>Pertes dues au retrait</u>			
considérées nulles pendant l'étuvage			
	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}(t_p, t_0) =$	0 N	
<u>Pertes totales avant relâchement</u>			
Tension avant la mise en précontrainte $P_2 =$		50614 N	1315.2 MPa
	$\Delta P_2 =$	11.05%	% de P_0

➤ **Perte par raccourcissement du béton au relâchement de l'armature**

moment poids propre de la poutre	$M_{pp} =$	4876.9	Nm	
surtension dues au poids propre au niveau des armatures	$\sigma_{pp} =$	0.000	MPa	
perte estimée	$\Delta P_{c \text{ estimée}} =$	1730.85	N	
surtension dues à la précontrainte au niveau des armatures	$\sigma_p =$	6.52	MPa	
contrainte résultante	$\sigma =$	6.52	MPa	
	$\Delta P_c =$	1730.85	N	
Tension après mise en précontrainte	$P_3 =$	48883	N	1270.2 MPa
	$\Delta P_3 =$	14.10%	% de P_0	
surtensions dus à la pose du plancher	$\sigma_p =$	0.000	MPa	
	$\Delta P_c =$	0	N	

ATTENTION : SI DIFFERENT DE 0 CLIQUER SUR LA MACRO EN HAUT

➤ **Pertes différées de la mise en précontrainte à la solidarisation à 22 jours**

Relaxation à 22 jours	t_2	22	jours	
	μ_2	0.780		
	t_2	528	h	
	t_e	29	h	
	ΔF_{pr}	-2197	N	
	ΔF_{pr2}	2022.4	N	
Retrait total à 22 jours		-1.8040E-04		
Fluage à 22 jours	$\varphi(t_2, t_0) =$	1.0228		
Pertes différées de la mise en précontrainte à la solidarisation à 22 jours				RETRAIT 35.02 MPa
	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}(t_2, t_0)$	33.18	MPa	FLUAGE 37.97 MPa
	$\Delta F_{p,c+s+r}(t_2, t_0)$	1277	N	RELAX -39.81 MPa
				TOTAL 33.18 MPa
Tension à la solidarisation	$P_{solid} =$	47606	N	1237.0 MPa
	$\Delta P_{solid} =$	16.34%	% de P_0	

➤ **Pertes différées de la solidarisation à la mise en service à 120 jours**

surtensions dus à l'enlèvement de l'étais et aux superstructures	$\sigma_p =$	1.034	MPa	
	$\Delta P_c =$	239	N	
Relaxation à 120 jours	t_5	120	jours	
	μ_5	0.731		
	t_5	2880	h	
	t_e	6	h	
	ΔF_{pr}	-1833	N	
	ΔF_{pr5}	365	N	
Retrait total à 120 jours		-3.6589E-04		
Fluage à 120 jours	$\varphi(t_5, t_2)$	1.1953	de la solidarisation du plancher à la mise en service	
Pertes différées de la solidarisation à la mise en service à 120 jours				RETRAIT 36.36 MPa
	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}(t_5, t_2)$	66.82	MPa	FLUAGE 37.70 MPa
	$\Delta F_{p,c+s+r}(t_5, t_2)$	2571	N	RELAX -7.25 MPa
				TOTAL 66.82 MPa
Tension à la mise en service	$P_{mise \text{ serv}} =$	45274	N	1176.4 MPa
	$\Delta P_{solid} =$	20.44%	% de P_0	

➤ **Pertes totales à temps infini à 20833 jours**

Relaxation à 20833 jours		t_6	20833	jours		
		μ_6	0.692			
		t_6	499992	h		
		t_e	11	h		
		ΔF_{pr}	-4464	N		
		ΔF_{pr6}	-2631	N		
Retrait à 20833 jours					-4.7385E-04	
Fluage à 20833 jours		$\varphi(\tau_6, \tau_5)$	1.4103	de la mise en service à temps infini		
Pertes totales (différées) à temps infini à 20833 jours						
		$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_6, t_5)$	114.21	MPa	RETRAIT	21.08 MPa
		$\Delta F_{p,c+s+r}(t_6, t_5)$	4395	N	FLUAGE	41.03 MPa
					RELAX	52.10 MPa
					TOTAL	114.21 MPa
Tension à temps infini		P_{inf}	40879	N		1062.2 MPa
		ΔP_{inf}	28.16%	% de P_o		

4.3.3. Vérification des contraintes à mi-travée sous les chargements de trafic définis dans l'Eurocode

Nota : contraintes « - » = compression ; « + » = traction

Temps infini		alfa= 0.589		beta = 0.483						
COMBINAISON	DESIGNATION	F en N et MOMENT kNm	F.S.HOURDIS		F.I.HOURDIS		F.S.POUTRE		F.I.POUTRE	
			MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
			partielle	cumulée	partielle	cumulée	partielle	cumulée	partielle	cumulée
COMBINAISON PERMANENTE	Fprec_solid	-380851.2					-6.35		-6.35	
	Gpoutre	4.88					-1.63	-7.97	1.63	-4.72
	Gplancher	-4.62					1.54	-6.43	-1.54	-6.26
	Enlèvement Etai	23.11	-0.78	-0.78	0.28	0.28	0.30	-6.13	1.45	-4.81
	perles/mont	53819	-0.22	-1.00	0.35	0.63	0.37	-5.76	0.99	-3.82
	retrait		-0.49	-1.49	0.76	1.39	-1.16	-6.91	0.20	-3.62
	Fluage		0.66	-0.84	-1.01	0.38	1.39	-5.53	-0.16	-3.78
	TOTAL P.P.à vide			-0.84		0.38		-5.53		-3.78
SUPERSTRUCTURES	4.10	-0.14		0.05		0.05		0.26		
COMBI.QP.	Ψ2*SURCHARGE	62.62	-2.12		0.76		0.82		3.94	
TOTAL COMBI QUASI PERMAN.				-3.09		1.19		-4.65		0.41
COMBI.FREQ.	Ψ1*SURCHARGE	73.06	-2.47		0.89		0.96		4.59	
TOTAL COMBI.FREQUENTE				-3.45		1.32		-4.51		1.07
COMBI.CARACT.	SURCHARGE	104.37	-3.53		1.27		1.37		6.56	
TOTAL COMBI.CARACT				-4.51		1.70		-4.10		3.04

➤ **Contrainte dans le béton : σ_c**

- Sous combinaison caractéristique :

Fibre comprimée : $\sigma_c = 4.51 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Fibre tendue: $\sigma_c = 3.04 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- Sous combinaison fréquente :

Fibre comprimée : $\sigma_c = 4.51 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Fibre tendue: $0 < \sigma_c = 1.07 \text{ MPa} < 3.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Risque de fissurations**

- Sous combinaison quasi permanente :

Fibre comprimée : $\sigma_c = 4.65 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Fibre tendue: $0 < \sigma_c = 0.41 \text{ MPa} < 3.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Risque de fissurations**

➤ **Contrainte dans les armatures de précontrainte sous combinaison caractéristique : σ_{pm}**

$\sigma_{pm} = 1062.2 \text{ MPa} < 0.8 f_{pk} = 1416 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

4.3.1. Vérification de l'effort tranchant – Q = 25 tonnes

➤ **Calcul de Vrd,c**

N	0.3270	MN
A_c	0.2700	m ²
I	0.0062	m ⁴
b_w	0.2	m
h_f	0.3	m
V	0.2167	m
V'	0.3833	m
S	0.0164	m ³
f_ctk,0.05	2.2	MPa
f_ctd	1.467	MPa
σ_cp	1.2112	MPa
Vrd,c	0.1502	MN

On constate que $V_z = 152 \text{ kN} > V_{rd,c} = 150.2 \text{ kN}$. Les armatures d'efforts tranchants sont nécessaires.

➤ **Calcul de Vrd**

Lors de l'investigation, des armatures de cadre en HA 12 avec un espacement de 12 cm ont été repérées aux niveaux des appuis des poutres précontraintes.

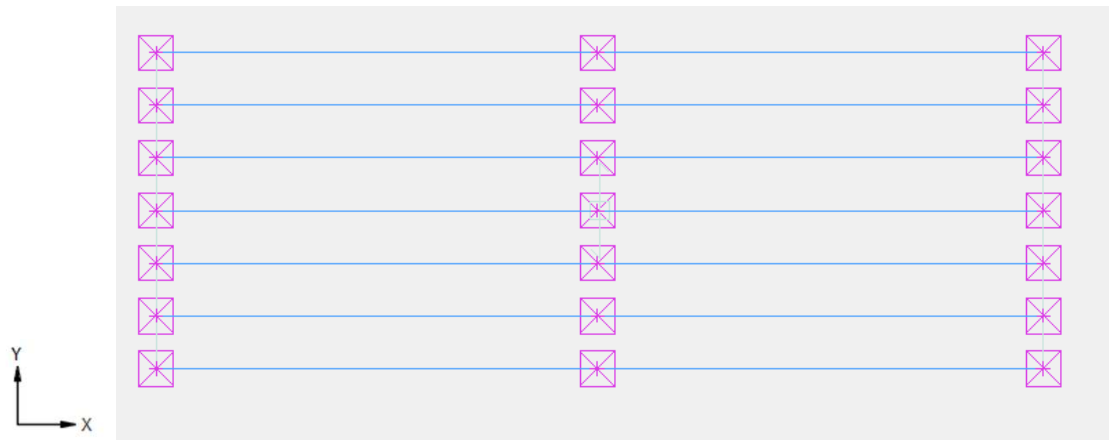
Vrd sur appui		
As	2.26	cm ²
Fyk	500	MPa
Espacement	0.12	m
d	0.45	m
Vrd	331.63	kN

⇒ $V_{rd} = 331.63 \text{ kN} > V_{Ed, ELU} = 152 \text{ kN}$, les poutrelles sont vérifiées à l'effort tranchant.

En conclusion, les poutres précontraintes sont **vérifiées** sous les chargements d'un véhicule spécial de type HITACHI ZW310 (25 tonnes).

4.4. Vérification de la dalle du pont

4.4.1. Caractéristique de la dalle du pont



Dalle du pont

Les caractéristiques de la dalle sont les suivantes :

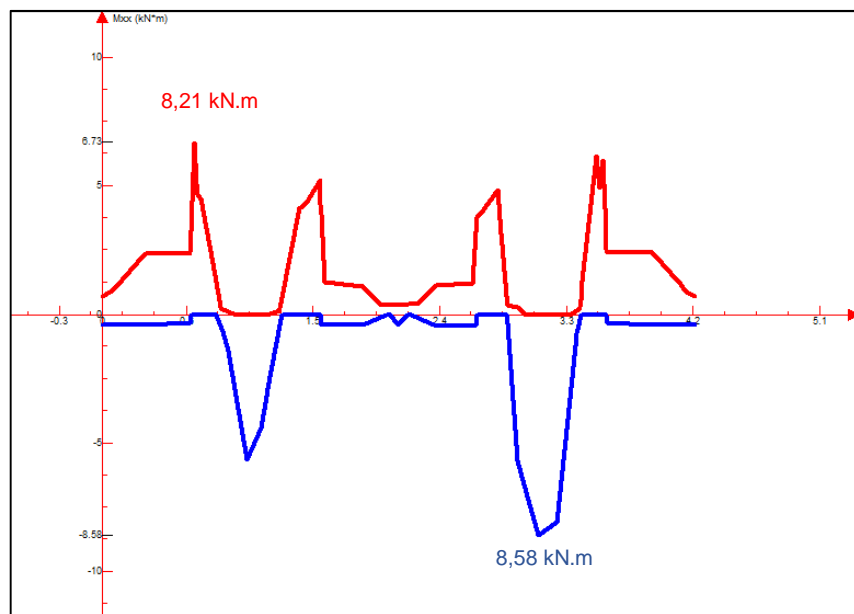
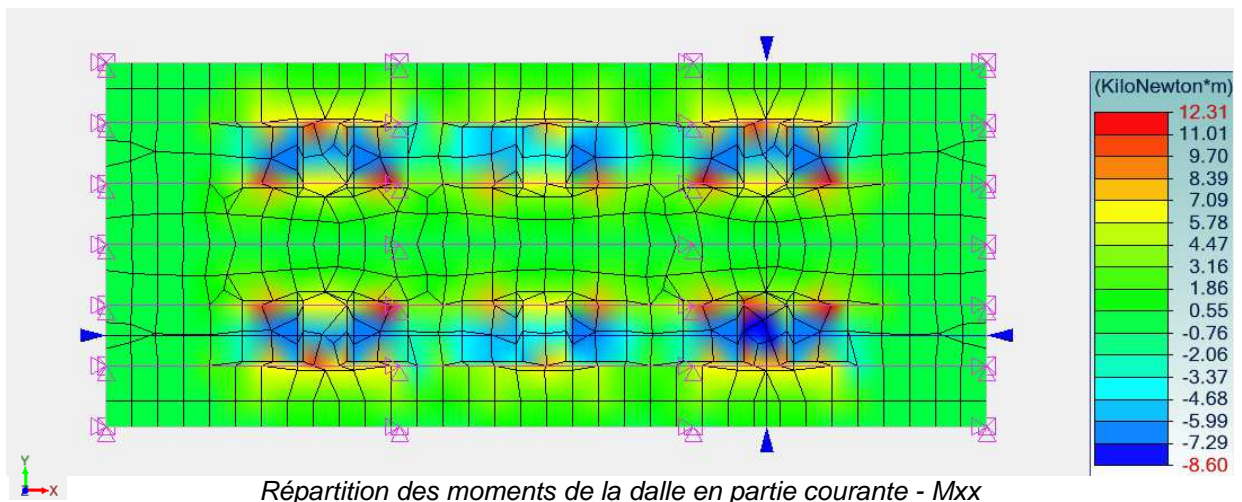
- Type : Dalle continue ;
- Épaisseur de la dalle : 25 cm ;
- Largeur des appuis (largeur poutre précontrainte) : 20 cm ;
- Portée de la dalle (sur x) : 70 cm ;
- Classe de résistance du béton : C20/25 ;
- Classe de résistance des armatures : Armature HA : Fe E500 (hypothèse) ;

Caractéristique de la dalle – Sur appui					
Direction	Fibre	Type/nb barre	As (cm ² /m)	d équivalent (m)	Espacement (m)
Longitudinales (direction X)	Nappe SUP	3 x HA Ø8 (-1 mm) 3 x HA Ø10 (-1mm)	3,06	0,14	0,25
	Nappe INF	3 x HA Ø8 (-1mm) 3 x HA Ø12 (-1mm)	2,00	0,21	0,25
Transversales (direction Y)	Nappe SUP	3 x HA Ø8 (-1mm)	1,15	0,13	0,25
	Nappe INF	4 x HA Ø8 (-1mm)	1,54	0,22	0,20

Caractéristique de la dalle – à mi-travée					
Direction	Fibre	Type/nb barre	As (cm ² /m)	d équivalent (m)	Espacement (m)
Longitudinales (direction X)	Nappe SUP	3 x HA Ø10 (-1mm)	1,91	0,14	0,25
	Nappe INF	3 x HA Ø8 (-1mm)	1,15	0,21	0,25
Transversales (direction Y)	Nappe SUP	3 x HA Ø8 (-1mm)	1,15	0,13	0,25
	Nappe INF	4 x HA Ø8 (-1mm)	1,15	0,22	0,20

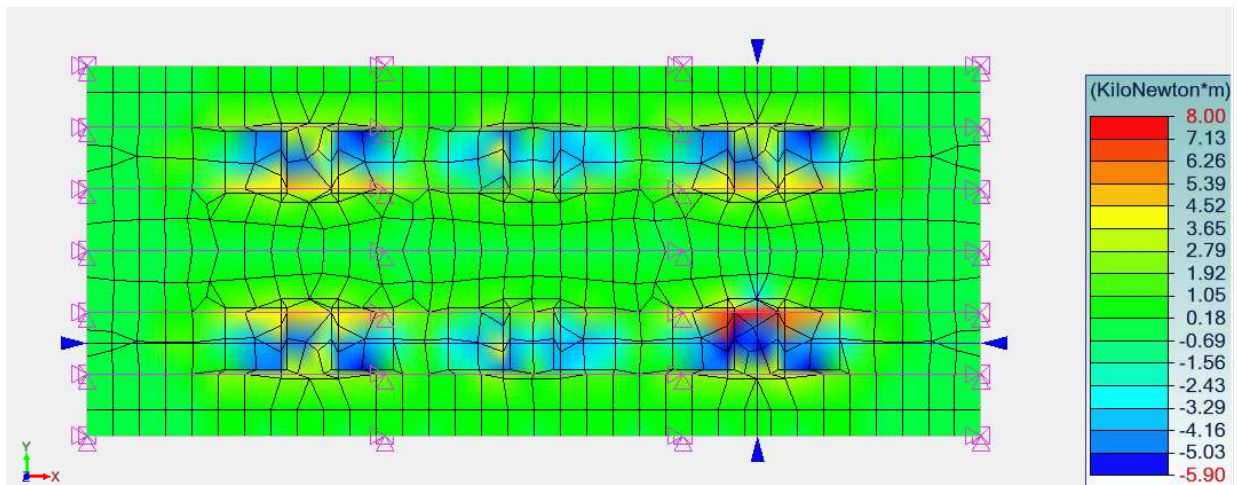
NB : il a été pris en compte une perte de section de 1mm pour toutes les armatures mesurées lors des investigations in-situ.

4.4.2. Analyse des efforts sollicitants à l'ELU :

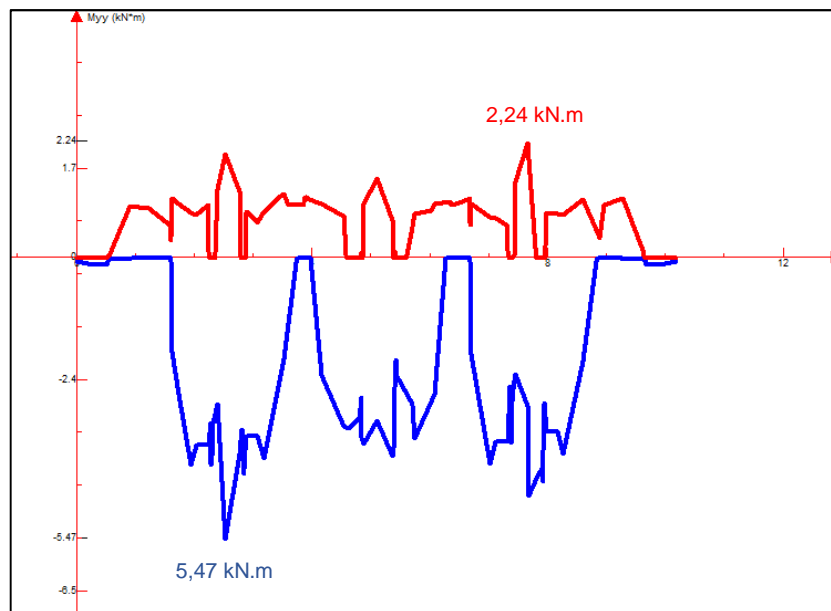


On obtient pour le moment sollicitant $M_{ed,XX}$ ELU :

- ⇒ $M_{ed,XX} (ELU) SUP = 8,21 \text{ kN.m}$
- ⇒ $M_{ed,XX} (ELU) INF = 8,58 \text{ kN.m}$



Répartition des moments de la dalle en partie courante - Myy



Coupe BB des moments de la dalle en partie courante - Myy

On obtient pour le moment sollicitant Med,YY ELU :

- ⇒ $M_{ed,YY} (ELU)_{SUP} = 2,24 \text{ kN.m}$
- ⇒ $M_{ed,YY} (ELU)_{INF} = 5,47 \text{ kN.m}$

4.4.3. Vérification des efforts résistants à l'ELU :

Les vérifications ont été réalisées sur le ferrailage de la dalle à mi- travée du pont. A mi- travée du pont, le ferrailage de la dalle est en effet moins important.

Mrd,XX ELU INF		
As	1,54	cm ² /m
Fyk	500	MPa
Fck	20	Mpa
b	1	m
d	0,22	m
x	0,005	m
Mrd	15	kN.m/m

Mrd,XX ELU SUP		
As	1,15	cm ² /m
Fyk	500	MPa
Fck	20	Mpa
b	1	m
d	0,13	m
x	0,004	m
Mrd	7	kN.m/m

Ecrêtage et redistribution		
Ecrêtage sur appui		
Hauteur h	0,3	m
largeur appui t	0,2	m
Δmed sur appui	1,13	kN.m
Redistribution		
Coefficient δ	0.8	
Med redistribution sur appui	6,57	kN.m
Valeur après écrêtage et distribution		
Med redistribution - Δmed sur appui	5,44	kN.m
Med redistribution à mi-travée	10,22	kN.m

En comparaison avec les moments résistants Mrd ELU :

- ⇒ $M_{rd,XX(ELU) INF} > M_{ed,XX(ELU) INF} \Rightarrow$ Validé (Taux de travail à 66 %)
- ⇒ $M_{rd,XX(ELU) SUP} < M_{ed,XX(ELU) SUP} \Rightarrow$ Validé (Taux de travail à 78 %)

Mrd,YY ELU INF		
As	1,15	cm ² /m
Fyk	500	MPa
Fck	25	Mpa
b	1	m
d	0,21	m
x	0,006	m
Mrd	10	kN.m/m

Mrd,YY ELU SUP		
As	1,15	cm ² /m
Fyk	500	MPa
Fck	25	Mpa
b	1	m
d	0,14	m
x	0,010	m
Mrd	7	kN.m/m

En comparaison avec les moments résistants Mrd ELU :

- ⇒ $M_{rd,YY(ELU) INF} > M_{ed,YY(ELU) INF} \Rightarrow$ Validé (Taux de travail à 60 %)
- ⇒ $M_{rd,YY(ELU) SUP} > M_{ed,YY(ELU) SUP} \Rightarrow$ Validé (Taux de travail à 36 %)

La dalle du pont **est validée** pour les charges permanentes actuelles et les charges d'exploitation selon l'EUROCODE et selon les charges du véhicule spéciale de type HITACHI ZW310 (25 tonnes).

5. Conclusion

5.1. Synthèse des investigations

➤ **Inspection visuelle / Sondages destructifs :**

Lors de l'inspection visuelle, il a été repéré des désordres de type corrosion et éclat de béton en sous-face d'une poutre précontrainte en bordure du pont (poutre n°P1). Les autres poutres précontraintes ne présentent pas de désordres visibles.

Au niveau de la dalle du pont en béton armé, il n'a été observé aucune fissure en surface, ni en sous-face. Cependant il a été notifié des déformations de l'ordre de 5 cm, localisées sur les zones de passage des roues de véhicules.

Lors des sondages destructifs, il a été repéré une corrosion amorcée sur les armatures de la dalle en béton armé au niveau des sondages destructifs. Des pertes de section sur les armatures sondées ont été découvertes lors des investigations.

➤ **Mesure d'enrobage :**

Il a été réalisé un échantillonnage de mesures d'enrobages sur les faces accessibles des poutres précontraintes. Les mesures d'enrobage ont été réalisées sur 6 poutres précontraintes (sur un total de 14 poutres précontraintes). L'enrobage minimum des poutres précontraintes pour les cadres est d'environ 5 mm (enrobage en sous-face) et la moyenne des enrobages pour les cadres de 9,2 mm.

➤ **Mesures du front de carbonatation :**

La profondeur de carbonatation pour la dalle en béton armé est d'environ 2,5 cm. Le pourcentage d'armatures dans la zone carbonatée de la dalle du pont est quasiment nul puisque les enrobages sont en moyenne compris entre 10 cm et 25 cm.

La corrosion des armatures de la dalle du pont n'est vraisemblablement pas due à la carbonatation du béton, cette corrosion peut être due à une présence éventuelle de chlorures dans le béton ou la mise en place d'armatures corrodées pendant le coulage de la dalle.

Par ailleurs, la profondeur de carbonatation des poutres précontraintes est d'environ 1,5 cm sur toutes les faces. Le pourcentage des cadres des poutres précontraintes en zones carbonatées est de 100 %.

➤ **Mesures de potentiels électrochimiques :**

Le traitement des mesures de potentiels électrochimique a montré une concentration électronégative plus importante en bordure de la dalle du pont (environ 50% de probabilité de corrosion).

Les mesures de potentiels électrochimiques au niveau des sous-faces des poutres précontraintes révèlent une corrosion peu probable des armatures (inférieure à 10% de probabilité de corrosion) sur l'ensemble des mesures. Hormis la poutre précontrainte n°P1 présentant des éclats béton et des armatures corrodées.

➤ **Résistance à la compression du béton :**

La résistance caractéristique à la compression sur site suivant les 3 prélèvements par carottage est estimée à 21,7 MPa, ce qui correspond à un béton de classe C20/25.

5.2. Synthèse des vérifications de capacité portante

Il a été réalisé deux vérifications de capacité portante avec des charges d'exploitation différentes :

- La première vérification correspond aux charges d'exploitation des ponts selon les EUROCODES.
- La deuxième vérification correspond à la charge d'exploitation actuelle. Cela correspond l'utilisation du véhicule spécifique engin de chantier (HITACHI ZW310) avec une charge limitée à 25 tonnes.

Synthèse de la vérification de capacité portante du pont		
	Charge d'exploitation selon l'Eurocode	Charge d'exploitation Actuelle
Poutres précontraintes	Non Validée	Validée
Dalle de pont	Validée	Validée

NB 1 :

Le calcul a été réalisé pour une charge d'exploitation bien spécifique (HITACHI ZW310 avec une charge de 25 tonnes). Pour l'ajout de toutes charges supplémentaires, il faudra réaliser un renforcement de la structure.

NB 2 :

Le calcul des poutres précontraintes a été réalisé pour une structure **saine et sans désordre**. Si la structure présente des désordres, une réparation sera nécessaire afin de pouvoir obtenir la capacité portante démontrée dans la présente note.

NB 3 :

Le calcul de la dalle en béton armé du pont a été réalisé en prenant en compte **les pertes de section** mesurées lors des sondages destructifs (perte de section maximale de 1mm).

5.3. Préconisation de renforcement

Les poutres précontraintes ne sont pas vérifiées pour les charges d'exploitation des ponts selon les EUROCODES. Pour répondre aux exigences de l'EUROCODE, il sera préconisé de réaliser des renforcements aux niveaux de celles-ci. Les renforcements peuvent être par carbone. **Il serait nécessaire de réaliser des essais d'arrachement du béton sur les poutres précontraintes (essai SATEC) pour valider la faisabilité de mise en œuvre de cette solution.**

Pour l'utilisation du pont suivant des charges spécifiques, celui-ci est validé pour une charge d'exploitation de 25 tonnes et il n'est pas nécessaire de le renforcer. Cela correspond à l'utilisation d'engins spécifique de type HITACHI ZW310. **Par ailleurs des traitements de réparation et de protection sont nécessaires pour garantir la pérennité de l'ouvrage.**

5.4. Traitement de réparation et protection

5.4.1. Généralité

Les produits de réparation utilisés devront être conformes aux exigences de la norme NF EN 1504 (partie 1 à 10) « Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton » :

- EN 1504 – 1 Définitions
- EN 1504 – 2 Systèmes de protection de surface pour béton
- EN 1504 – 3 Réparation structurale et réparation non structurale
- EN 1504 – 4 Collage structural
- EN 1504 – 5 Produits et systèmes d'injection de béton
- EN 1504 – 6 Scellement d'armatures
- EN 1504 – 7 Protection contre la corrosion des armatures
- EN 1504 – 8 Maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité
- EN 1504 – 9 Principes généraux d'utilisation des produits et systèmes
- EN 1504 – 10 Application sur site des produits et systèmes et contrôle de la qualité des travaux

Les travaux de traitement devront être réalisés par une ou des entreprises qualifiées et spécialisées dans ce type de travaux. L'entreprise mettra en œuvre les dispositions nécessaires afin d'assurer la stabilité des structures durant les réparations de l'ouvrage.

Sont présentées dans les paragraphes suivant les méthodologies de réparation et protection envisagées :

5.4.2. Méthode de réparation « traditionnelle »

La méthode de réparation des poutres précontraintes devra être réalisée à minima sur les zones présentant une corrosion importante. Lors des investigations in-situ il a été repéré une seule poutre à reprendre (poutre n°P1).

La réalisation des travaux de réparation pourrait nécessiter des sondages complémentaires si nécessaire.

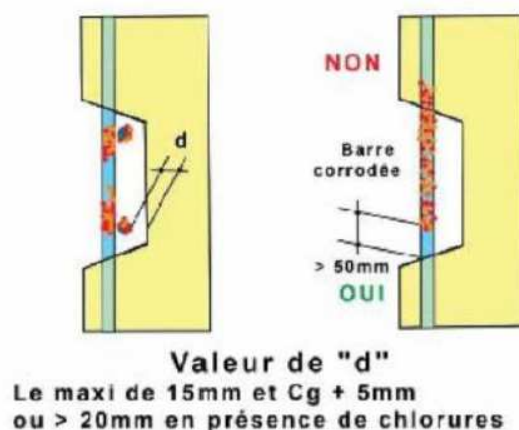
➤ **Purge du béton dégradé et préparation des supports :**

Le béton altéré sera purgé par un procédé à définir. Ces procédés peuvent être : hydro-démolition, purge mécanique, sablage ... Cependant, il conviendra de veiller aux traitements des déchets et notamment à la pollution des sites aquatiques.

Des mesures de profils de pénétration de chlorure seront nécessaires pour lever le doute sur une éventuelle contamination.

En cas de présence avérée chaque élément sera purgé sur toute sa surface de façon à éliminer la totalité du béton pollué par les chlorures (teneur supérieure à 0,40% de chlorure par rapport au ciment). Le béton sain sous-jacent devra être suffisamment repiqué afin de permettre une bonne fixation mécanique entre le matériau de réparation et le support.

Les armatures mises à nues lors de la purge, devront être détournées sur toutes leurs périphéries et de 2 cm minimum à l'arrière des armatures, comme précisé sur le schéma ci-dessous :



Dégagement des barres corrodées - Guide FABEM n°1 - Source : STRRES

Les armatures mises à nues par la purge devront être nettoyées. L'hydro-démolition ou le sablage permettent, en plus de purger le béton, de nettoyer les armatures. Ce nettoyage permettra d'éliminer toutes traces de corrosion sur la totalité de la circonférence de l'armature.

➤ **Remplacement des armatures :**

A ce stade, un contrôle de la section des armatures sera alors réalisé afin de déterminer si les aciers ont subis une perte de section :

- ❖ Les armatures ayant perdu de leur section initiale devront être reconstituées ou remplacées à l'identique.
- ❖ Les armatures découvertes et corrodées mais n'ayant pas perdu de leur section initiale seront conservées.

Les calculs de portance ont été réalisés avec une perte de section maximale de 1 mm.

➤ **Reconstitution du parement par coulage de béton (possibilité 1)**

La reconstitution du parement en béton pourra être réalisée par coulage de béton selon le principe 3.2 de la norme NF EN 1504-3. Le coulage pourra être réalisé par injection de coulis, de mortiers (classe R4 minimum) ou de micro-bétons dans des coffrages étanches. L'injection pourra être réalisée soit par gravité à l'aide d'une pompe à béton ou à mortier, soit sous pression à l'aide d'une presse d'injection.

Les armatures devront être suffisamment enrobées. Compte tenu de la classe d'exposition de l'ouvrage (XS3), l'enrobage conseillé est de 6 cm.

➤ **Reconstitution du parement par projection de béton ou de mortier (possibilité 2)**

La reconstitution du parement en béton pourra être réalisée par projection de béton ou de mortier par voie sèche selon le principe 3.3 de la norme NF EN 1504-3. Lorsque l'épaisseur de béton à reconstituer dépasse 5 cm, il est conseillé de mettre en place des armatures de peau.

L'épaisseur de béton projeté devra être suffisante pour assurer l'enrobage des armatures, calculé en fonction de la classe d'exposition de l'ouvrage, soit 6 cm.

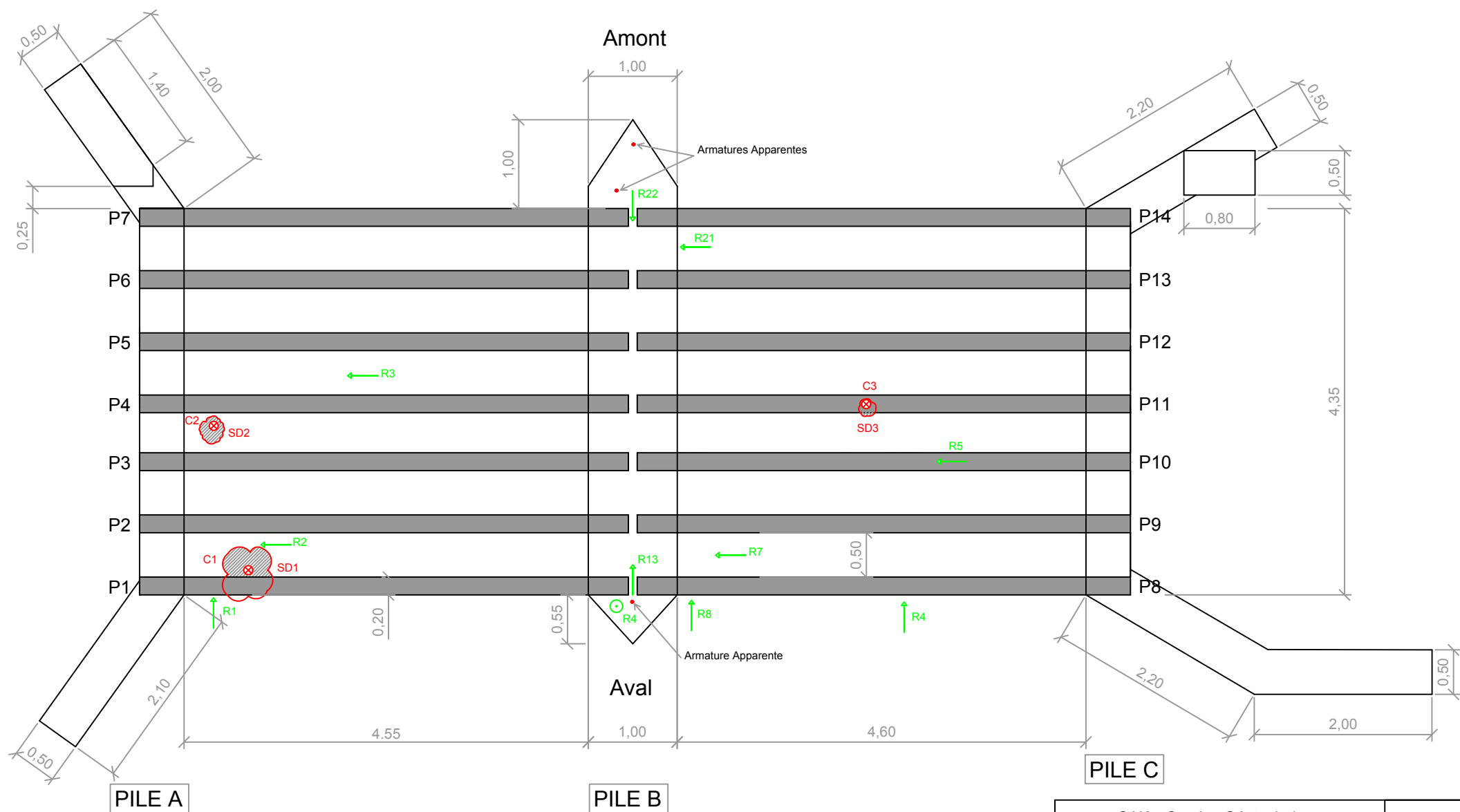
5.4.3. Méthode de protection de surface

Afin d'empêcher la pénétration de gaz carbonique et de chlorures et d'ainsi protéger l'ouvrage, il sera prévu la mise en œuvre d'un revêtement de surface ou d'une imprégnation hydrophobe selon la norme NF EN 1504-2. La surface devra être au préalable nettoyée afin de débarrasser le parement de la poussière, des éventuelles huiles de coffrage ...

La protection de surface devra être réalisée sur les faces exposées des poutres précontraintes. Ainsi la dalle en béton devra présenter une protection de surface. La protection d'étanchéité permettra de ralentir le processus de corrosion des armatures dans le béton.

Dans ce diagnostic structurel, il n'a pas été réalisé de profil de pénétration de chlorure. Si le pont est soumis à des sels de déverglaçage, il faudrait réaliser des investigations complémentaires pour vérifier la teneur en chlorures dans le béton.

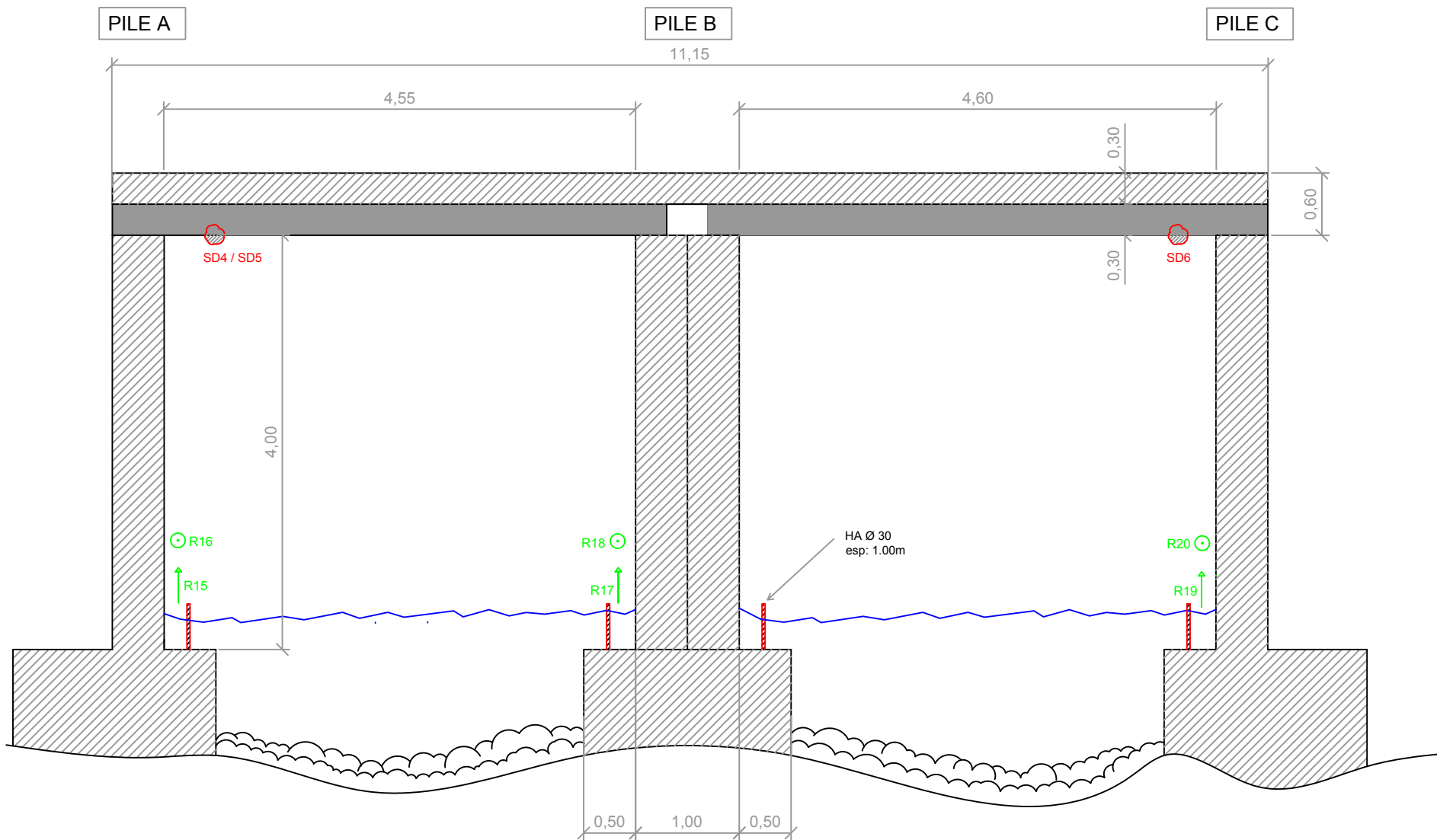
ANNEXE N°1 : Plans des investigations In-situ






Légende :


- C1 Prélèvements de béton par carottage
- ⊗ Sd 1 Sondages destructifs
- R1 Profil Radar H.F

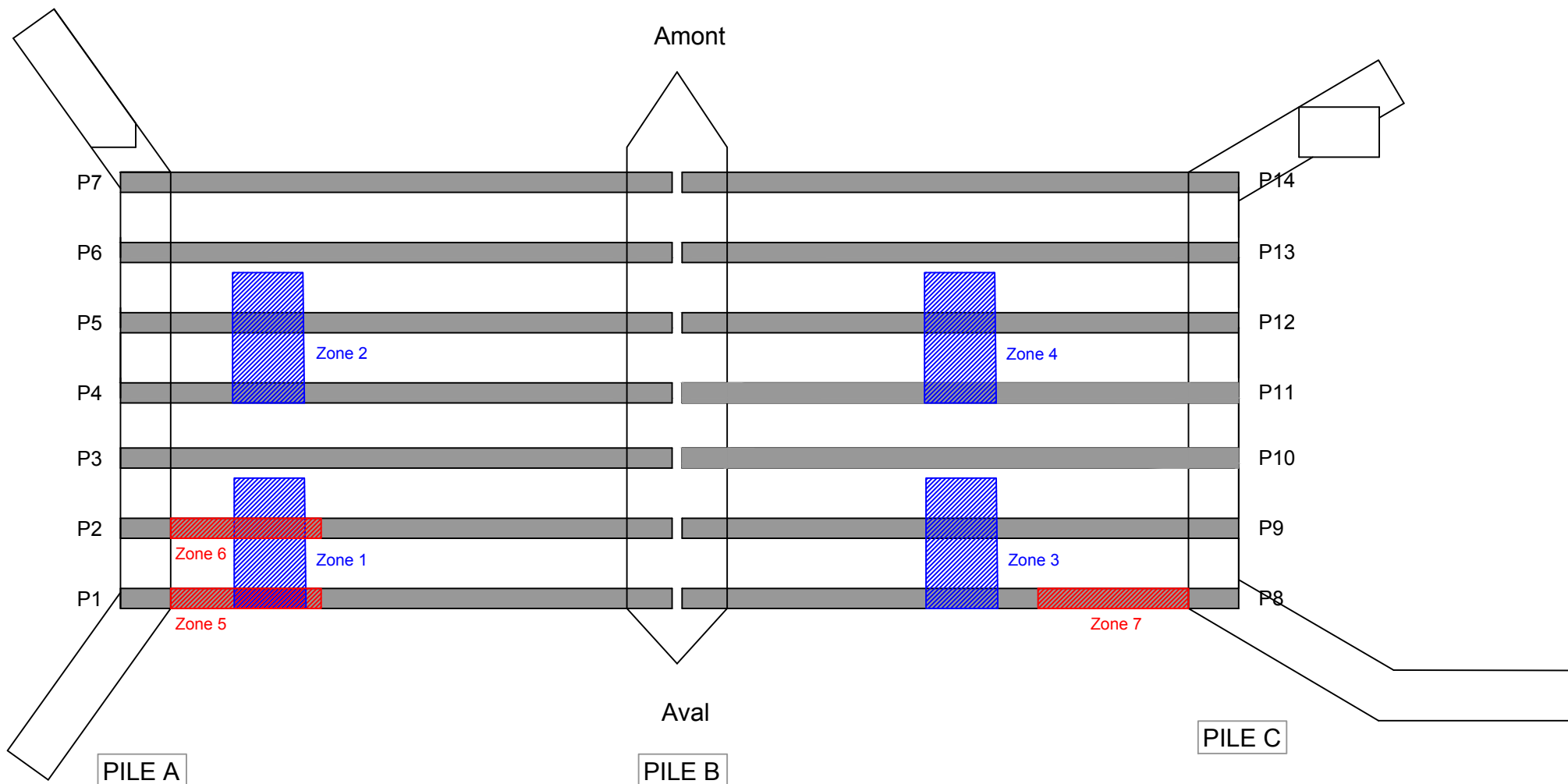
CAI2 - Service Géotechnique	
Pont de la Tartagine - MOLTIFAO	
Vue en plan - Implantation des investigations In-situ	
Dessinateur : M.Antoine	Date : 29/03/19
Réf. : J 0901 CAI2	Plan n°P1





Légende :


	Prélèvements de béton par carottage
	Sondages destructifs
	Profil Radar H.F

CAI2 - Service Géotechnique		
Pont de la Tartagine - MOLTIFAO		
Vue de Face - Implantation des investigations In-situ		
Dessinateur : M.Antoine		Date : 29/03/19
Réf. : J 0901 CAI2		Plan n°P2

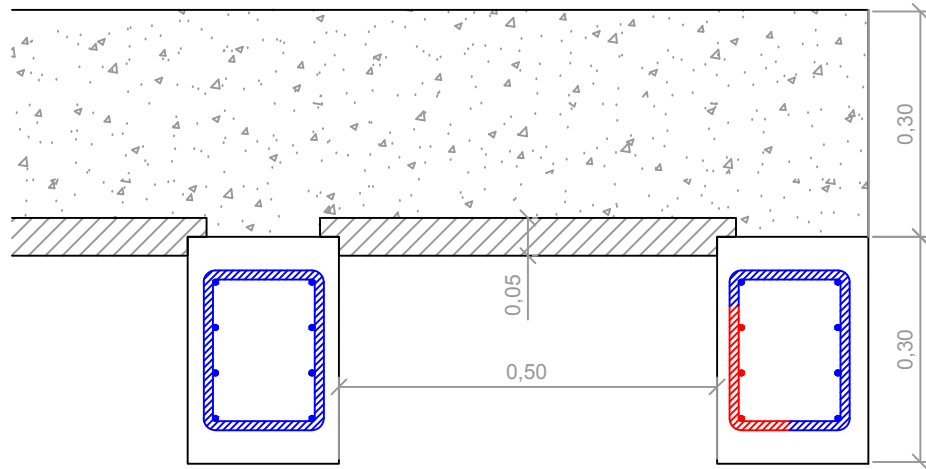


Légende :

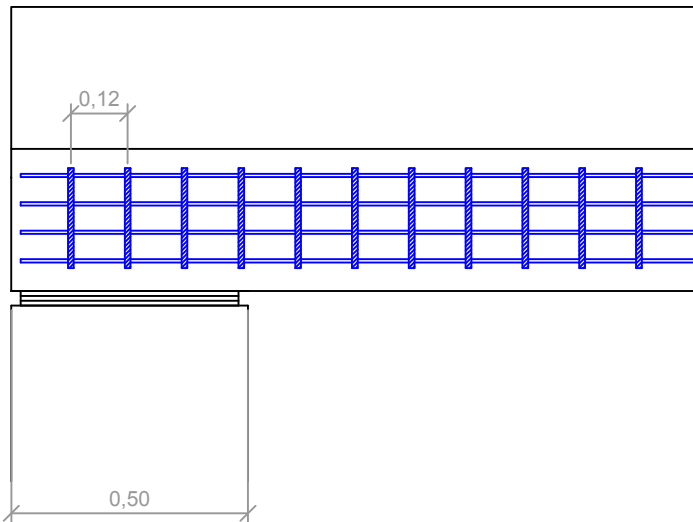
-  Mesures réalisées sur la dalle (surface de la dalle)
-  Mesures réalisées sur les poutres (Sous-face de la poutre)

CAI2 - Service Géotechnique		
Pont de la Tartagine - MOLTIFAO		
Vue en plan - Implantation des mesures de potentiels électrochimiques		
Dessinateur : M.Antoine		Date : 29/03/19
Réf. : J 0901 CAI2		Plan n°P3

Sondage SD1: Coupe A-A



Sondage SD1: Coupe A-A

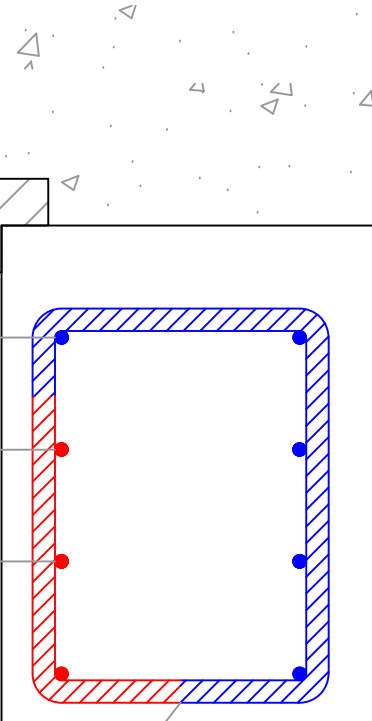


Sondage SD1: Coupe A-A


Acier de précontrainte :
Rond lisse Ø 7 mm
Enr : 18 cm

Acier de précontrainte :
Rond lisse Ø 7 mm
Enr : 12 cm

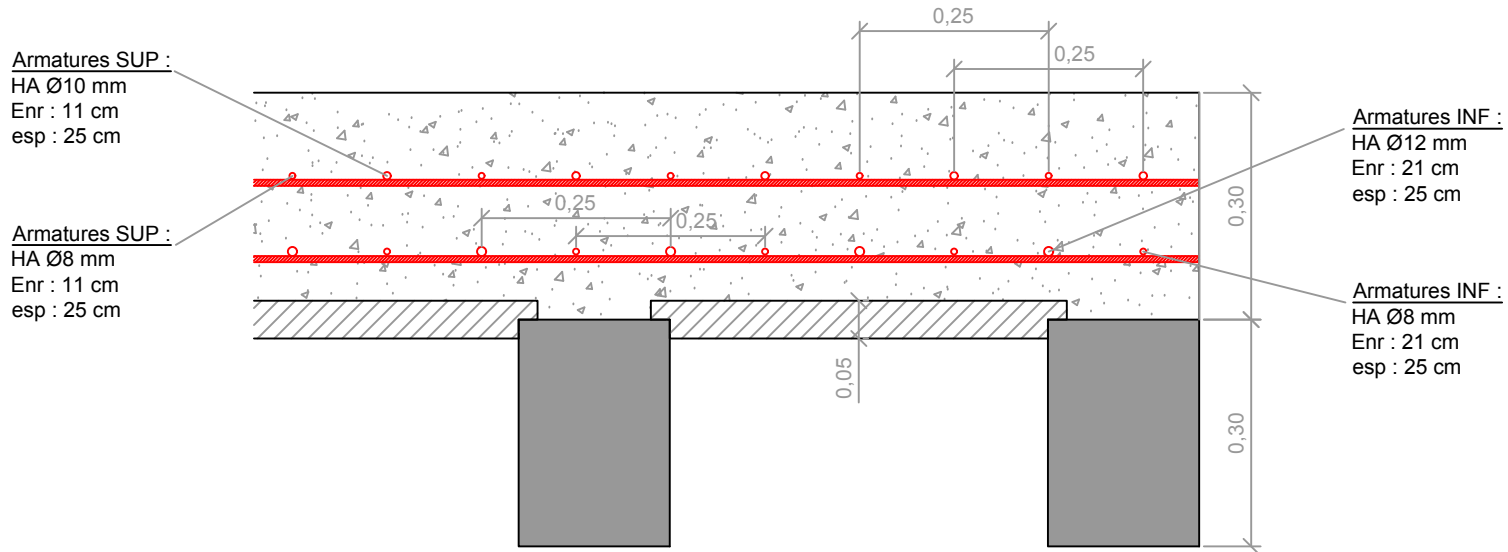
Acier de précontrainte :
Rond lisse Ø 7 mm
Enr : 6 cm



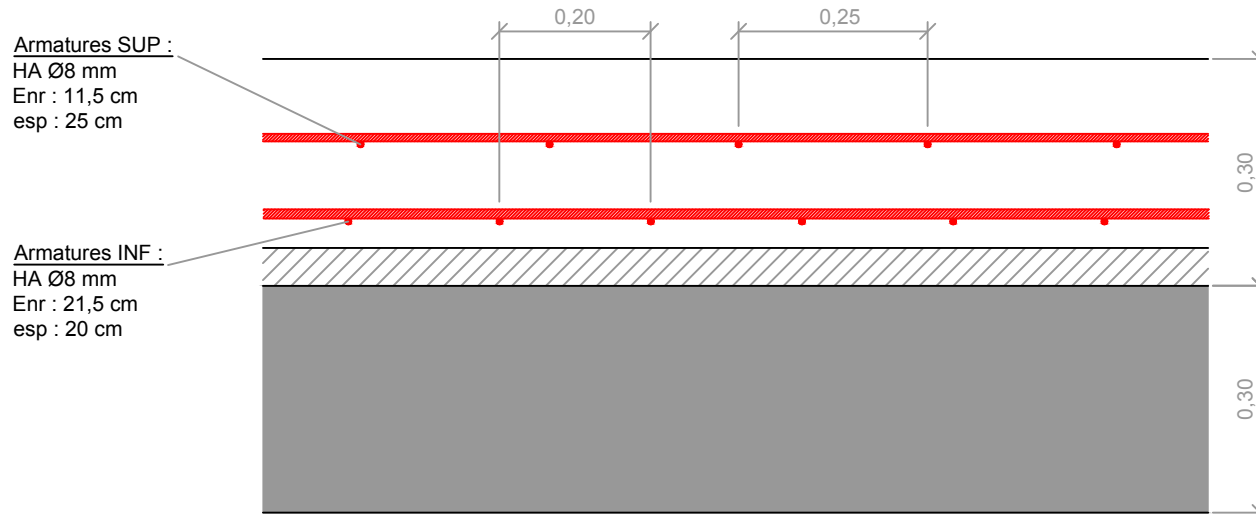
Cadre :
HA 12 mm
Enr : 1 cm
Esp : 12 cm

CAI2 - Service Géotechnique	
Pont de la Tartagine - MOLTIFAO	
Coupes - Poutres précontraintes	
Dessinateur : M.Antoine	Date : 29/03/19
Réf. : J 0901 CAI2	Plan n°P4

COUPE A-A - APPUIS



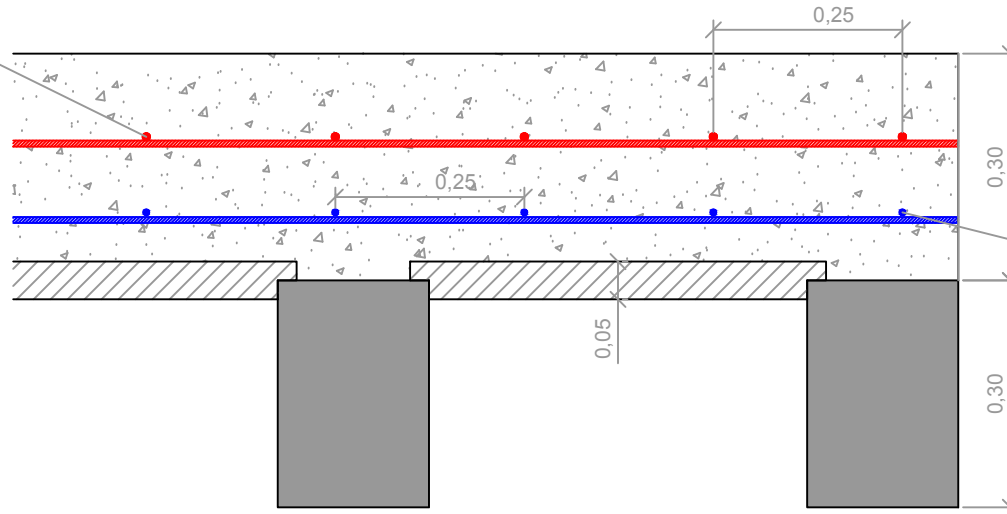
Coupe B-B - APPUIS



CAI2 - Service Géotechnique	
Pont de la Tartagine - MOLTIFAO	
Coupes - Dalle béton armé sur appui	
Dessinateur : M.Antoine	Date : 29/03/19
Réf. : J 0901 CAI2	Plan n°P5

COUPE A-A - MI-TRAVEE

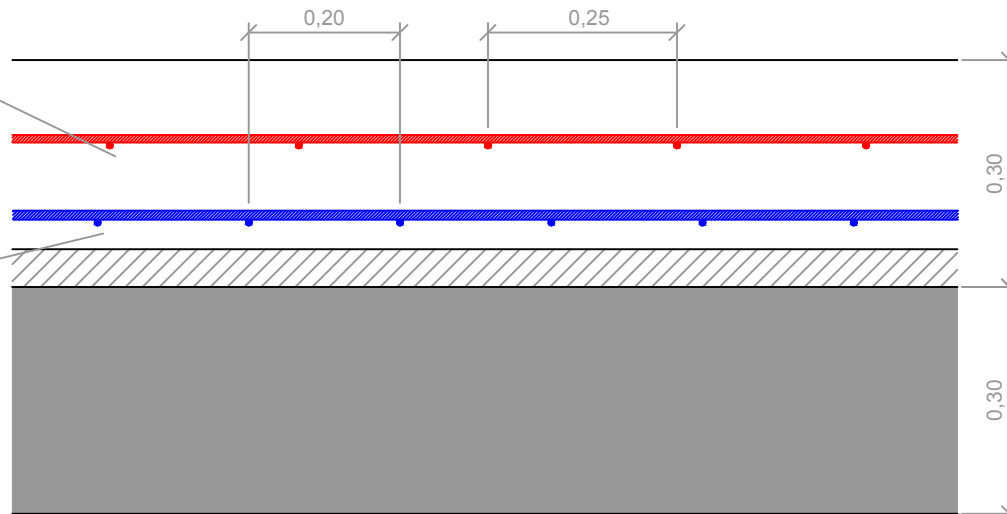
Armatures SUP :
HA Ø10 mm
Enr : 11 cm
esp : 25 cm



Armatures INF :
HA Ø8 mm
Enr : 21 cm
esp : 25 cm

Coupe B-B - MI-TRAVEE

Armatures SUP :
HA Ø8 mm
Enr : 11,5 cm
esp : 25 cm



Armatures INF :
HA Ø8 mm
Enr : 21,5 cm
esp : 20 cm

CAI2 - Service Géotechnique	
Pont de la Tartagine - MOLTIFAO	
Coupes - Dalle béton armé à mi-travée	
Dessinateur : M.Antoine	Date : 29/03/19
Réf. : J 0901 CAI2	Plan n°P5