RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
Liberté
Égalité
Fraternité

Cerema
CLIMAT & TERRITOIRES DE DEMAIN

A151 – PONT DE ROUMARE SUR L'A150



INSTITUT CARNOT Clim'adapt

Produit conçu avec le système de management de la qualité certifié AFAQ ISO 9001

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
Liberté
Égalité
Fraternité

Cerema
CLIMAT & TERRITOIRES DE DEMAIN

Le Cerema[1], référent public en aménagement, accompagne l'État, les collectivités et les entreprises pour adapter les territoires au changement climatique.

Il joue un rôle clé dans l'élaboration et la mise en œuvre de politiques publiques nationales et de projets territoriaux adaptés au climat de demain dans 6 domaines d'activité : aménagement et stratégies territoriales, bâtiment, mobilités, infrastructures de transport, environnement et risques, mer et littoral.

Avec des équipes multidisciplinaires et 27 implantations sur les territoires de l'Hexagone et des Outre-mer, le Cerema dispose d'une approche globale pour conseiller, innover et fédérer.

www.cerema.fr

[1] Le Cerema est un établissement public relevant des ministères chargés de l'Aménagement du territoire et de la Transition écologique

INSTITUT CARNOT Clim'adapt

Produit conçu avec le système de management de la qualité certifié AFAQ ISO 9001

A151 – PONT DE ROUMARE
APROA

Commanditaire : Direction Interdépartementale des Routes Nord-Ouest
Auteur : David TRONCHET
Responsable du rapport

David TRONCHET – Département des Techniques d'Ouvrages d'Art – Groupe Innovation, Technique et Expertises
Direction Technique Infrastructures de Transport et Matériaux du Cerema - 110 route de Paris - 77171 SOURDUN

Historique des versions du document

Version	Date	Commentaire
V0	15/01/2026	Première diffusion

Références
N° d'affaire NOVA : 25-NC-0021 PROG 2025 DIRNO
Partenaires : Cerema Normandie-Centre ; DIR Nord-Ouest

Nom	Service	Rôle	Date	Visa
TRONCHET	Cerema ITM / DTOA / GITEX	**Auteur principal**	15/01/2026	DT
MARCHAND	Pierre	Relecteur	15/01/2026	PM

Résumé de l'étude

5 à 10 mots clés à retenir de l'étude

Statut de communication de l'étude

Les études réalisées par le Cerema sur sa subvention pour charge de service public sont par défaut indexées et accessibles sur le portail documentaire du Cerema. Toutefois, certaines études à caractère spécifique peuvent être en accès restreint ou confidentiel. Il est demandé de préciser ci-dessous le statut de communication de l'étude.

☐ Accès libre : document accessible au public sur internet

☐ Accès restreint : document accessible uniquement aux agents du Cerema

☒ Accès confidentiel : document non accessible

Cette étude sera capitalisée sur la plateforme documentaire CeremaDoc, via le dépôt de document : https://doc.cerema.fr/depot-rapport.aspx

SOMMAIRE

1 Contexte et objet de l'etude 7
2 Présentation de l'ouvrage 8
2.1 Situation géographique 8
2.2 Description de la structure de l'ouvrage 9
2.2.1 Caractéristiques principales 9
2.3 Plans et photos de l'ouvrage 11
3 Synthèse des Inspections realisees 16
3.1 IDP 2023 16
3.2 Sur Pile 17
3.3 Sur culée 17
3.4 Sur travée Ouest de tablier (25,50 m) 18
3.5 Sur travée Est de tablier (36,50 m) 19
4 Description des travaux a realiser 20
4.1 Commentaires 20
4.1.1 Sur les fissures longitudinales en about de travées Est et Ouest 20
4.1.2 Sur la fissure transversale en travée Est 20
4.1.3 Sur les Dispositifs de Retenue 20
4.1.4 Sur le vérinage pour changement des AAEF sur les culées 21
4.2 Remplacement des AAEF et de leur bossage supérieur 22
4.2.1 Vérinage 22
4.2.2 Configuration de vérinage 22
4.2.3 Remplacement des bossages d'appui 23
4.2.4 Remplacement des AAEF 26
4.3 Travaux secondaires 26
4.3.1 Purge et réparation des bétons dégradés sur l'ouvrage 26
4.3.2 Traitement des fissures de l'ouvrage 27
5 Etude de verinage 31
5.1 Hypothèses 31
5.1.1 Charges permanentes G 31
5.1.2 Précontrainte P 31
5.1.3 Surcharges d'exploitation Q 32
5.1.4 Effets thermiques Tk 33
5.2 Modélisation et résultats 34
5.2.1 Vérification du non dépassement du moment de flexion sous vérinage 34
5.2.2 Vérification du non dépassement de la rotation sur pile sous vérinage 38

5.2.3 Vérification de la non décompression de l'articulation béton sur pile sous vérinage 39
5.2.4 Détermination des réactions d'appuis pour choix du type de vérins 39
5.2.5 Détermination du tassement des AAEF sous charges permanentes G 45
5.3 Recalcul des AAEF 47
5.3.1 Détermination des réactions d'appui verticales sous surcharges d'exploitation Q 47
5.3.2 Détermination de la réaction d'appui horizontale sous freinage 51
5.3.3 Détermination des déformations sous dilatation thermique uniforme DT_N 52
5.3.4 Détermination des réactions d'appui verticales et des déformations sous gradient thermique DT_M 52
5.3.5 Résultats 53
6 Contraintes 58
6.1 Autoroute A150 et A151 58
6.2 Accessibilité et installation de chantier 58
7 Estimation des travaux 59
8 Planning 60
9 Annexes 62
9.1 Plans de ferraillage 62
9.2 Plans de précontrainte 67

1 CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE

Dans le cadre de sa politique de gestion des ouvrages d'Art, la Direction Interdépartementale des Routes Nord-Ouest a missionné le Cerema en vue des réparations du Pont de Roumare (PR 0+826) de l'autoroute A151.

Le présent document constitue l'APROA du Pont de Roumare de l'A151.

Le dossier d'ouvrage en notre possession est constitué des documents suivants :

- Plan d'exécution (1972) : N°2137_30 (fin 1972) : ensemble – coffrage ;
- Plan d'exécution (1972) : N°2137_35 (début 1973) : tablier - câblage armatures ;
- Plan de marché (non daté) : N°A15_PS_9bis_3 (N°I.6.4) : coffrage – appuis ;
- Inspections détaillées périodiques (1984/1989/1992/2005/2012/2017/2023).

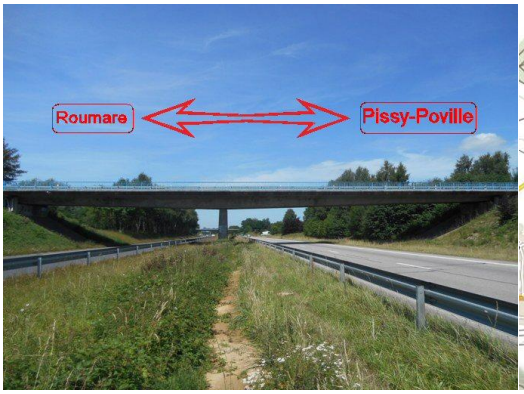
Certains extraits du dossier d'ouvrage sont proposés en Annexes.

2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2.1 Situation géographique

L'ouvrage se situe sur la commune de Roumare (76 - Seine-Maritime) au Nord-Ouest de Rouen, au PR 0+826 de l'autoroute A151 (gérée par la DIR Nord-Ouest).

Il permet à l'A151 (située entre l'A150 au Sud et la RN 27 au Nord) de franchir l'autoroute A150 (gérée par la DIR Nord-Ouest et reliant Rouen à Yvetot).





NORD





SUD

Figure 1 – Elévation Sud et Plans de situation



Figure 2 – Elévation Sud (Image Google - juillet 2025)



Figure 3 – Vue depuis la chaussée de l'ouvrage (Image Google - juin 2025)

2.2 Description de la structure de l'ouvrage

2.2.1 Caractéristiques principales

Ouvrage composé d'un tablier à 2 travées, constitué d'une dalle précontrainte ; construit fin 1972 / début 1973.

Longueur de l'ouvrage : 63,36 m ; 2 travées inégales (25,50 m côté Ouest ; 36,50 m côté Est) ; 2 abouts de 68 cm.

Largeur :

- dalle d'ouvrage : 10,00 m ;
- chaussée : ~ 7,30 m.

Ouvrage droit (biais 100 grades), unidirectionnel (1 voie + 1 BAU + 2 trottoirs de service), inscrit dans une courbe en "S" limitée à 70 km/h.

2.2.1.1 Dalle de l'ouvrage

Précontrainte : 44 câbles 30Ø7 ; répartis sur 2 lignes dans l'épaisseur de la dalle centrale, aucune précontrainte dans les encorbellements.

Dalle à larges encorbellements (2,15 m) et à inertie variable (épaisseur variable) :

- 1,18 m sur culée Ouest ;
- 1,80 m sur pile centrale ;
- 0,92 m sur culée Est.

2.2.1.2 Pile centrale

Constituée d'un voile d'épaisseur variable de 1,25 à 1,00 m, sur semelle épaisse fondée sur 2 files de 4 pieux Ø800 mm.

Équipée d'une articulation en béton de type SBR Freyssinet, le long de la tête de voile (section réduite de béton linéaire). L'articulation ne semble pas être traversée par des aciers verticaux, vraisemblablement du fait d'une intensité faible des efforts horizontaux.

2.2.1.3 Culées

Constituées d'un chevêtre sur mur de front sur semelle épaisse fondée sur 2 files de 2 pieux Ø 800 mm.

Équipées de murets en retour et de perrés.

Chevêtre penté vers perré ; eaux arrêtées par cordon de mortier (réalisé à postériori) puis évacuées par tuyau PVC Ø80 mm à travers les murets.

2.2.1.4 *Appareils d'Appui en Élastomère Fretté (AAEF) et bossages d'appui*

Les mesures indiquées ci-dessous ont été réalisées lors de la visite du 13 avril 2025, en présence de la DIR Nord-Ouest.

- Culée Ouest (sous about travée 25,50 m) :

	Dimension transversale (mm)	Dimension longitudinale (mm)	Epaisseur (mm)
Bossage supérieur béton	500	400	20 à 110
AAEF (3 sur 1 ligne d'appui)	500	300	22
Bossage inférieur béton	500 à 530	400	30 à 35

Pour mémoire :

- *IDP 1984&1989 : AAEF type CIPEC 5(10+2), mauvaise réalisation des bossages supérieurs, pas de plaque métallique en partie supérieure, absence de bossage inférieur (relevée en 1989) ;*
- *IDP 1992 : AAEF très minces (2 feuillets), bossages supérieurs très épais et sous-dimensionnés (pas de débords latéraux) ;*
- *Inspection appareils d'appui 2003 : néoprène fretté hauteur 2 à 3 cm, présence de bossages inférieurs ;*
- *IDP 2012 : AAEF 500 x 400 x 22 mm ;*
- *IDP 2017&2023 : AAEF 500 x 300 x 22 mm.*

Hauteur minimale disponible entre l'arase supérieure du chevêtre de culée et l'intrados de dalle de l'ouvrage, au droit de la ligne d'appui : ~8 cm (AAEF Sud), ~11 cm (AAEF Central) et ~15 cm (AAEF Nord).

- Culée Est (sous about travée 36,50 m) :

	Dimension transversale (mm)	Dimension longitudinale (mm)	Epaisseur (mm)
Bossage supérieur mortier	450	450	25 à 30
Plaque métallique	450	450	15
AAEF (3 sur ligne d'appui)	400	300	60
Bossage inférieur béton	500	420	20 à 75

Pour mémoire :

- *IDP 1984&1989 : AAEF type CIPEC 5(10+2), mauvaise réalisation des bossages supérieurs, pas de plaque métallique en partie supérieure, absence de bossage inférieur (relevée en 1989) ;*
- *IDP 1992 : remplacement des AAEF, réfection des bossages, présence d'une plaque métallique en partie supérieure ;*
- *Inspection appareils d'appui 2003 : AAEF 5(10+2) mm équipés d'une plaque métallique en partie supérieure, présence de bossages inférieurs ;*
- *IDP 2012&2017&2023 : AAEF 300 x 400 x 5(10+2) mm équipés d'une plaque métallique (d'épaisseur 15 mm mesurée en 2023) en partie supérieure.*

Hauteur minimale disponible entre l'arase supérieure du chevêtre de culée et l'intrados de dalle de l'ouvrage, au droit de la ligne d'appui : ~12 cm (AAEF Sud), ~15 cm (AAEF Central) et ~18 cm (AAEF Nord).

Bossages supérieurs constitués d'une plaque métallique et d'un mortier maté, signe d'une méthode de pose (par « conjugaison » des surfaces) différente de celle de la culée Ouest (absence de plaque métallique).

2.2.1.5 Equipements

- Étanchéité : épaisseur 3 cm (datant de la construction de l'ouvrage).
- Chaussée :
  - 8 cm d'enrobé à la construction (correspondant à une hauteur vue de la bordure de trottoir type T2, égale à 22 cm) ;
  - restaurée entre 2017 et 2023 (cf. IDP 2023) ;
  - 3 cm d'enrobé raboté et remis en œuvre en 2025 (selon DIR Nord-Ouest) ;
  - ~16 cm d'enrobé lors de la visite du 13 avril 2025 (hauteur vue de la T2, égale à ~14 cm) ;
- Joints de Chaussée Est et Ouest :
  - JdC de type CIPEC W50 (cf. IDP 1992) ;
  - souffle de 32 mm (cf. IDP 2017&2023) ;
  - absence de relevés de JdC au niveau des bords de trottoirs (cf. IDP 1984) ;
  - de la famille des joints à lèvres comportant des lèvres, ou arêtes, en alliage d'aluminium scellées dans une longrine en béton armé liée à l'ouvrage par des aciers de couture ; de souffle nominal égal à 50 mm.
- Réseau de concessionnaire : non communiqué ; présence d'un fourreau vide de Ø80 mm côté Nord.
- DR rive Nord :
  - combinaison barrière de type BHO + garde-corps S8 (cf. IDP 2023) ;
  - BHO mise en œuvre en 1983, fixée sur une longrine en béton (ép. 33 cm) non ancrée dans le tablier.
- DR rive Sud :
  - combinaison GS métallique + garde-corps S8 (cf. IDP 2023) ;
  - GS métallique, fixée sur une longrine en béton (ép. mini. 28 cm) non ancrée dans le tablier.
- Absence de dalle de transition (cf. § V.1 de l'IDP 1984).

2.3 Plans et photos de l'ouvrage

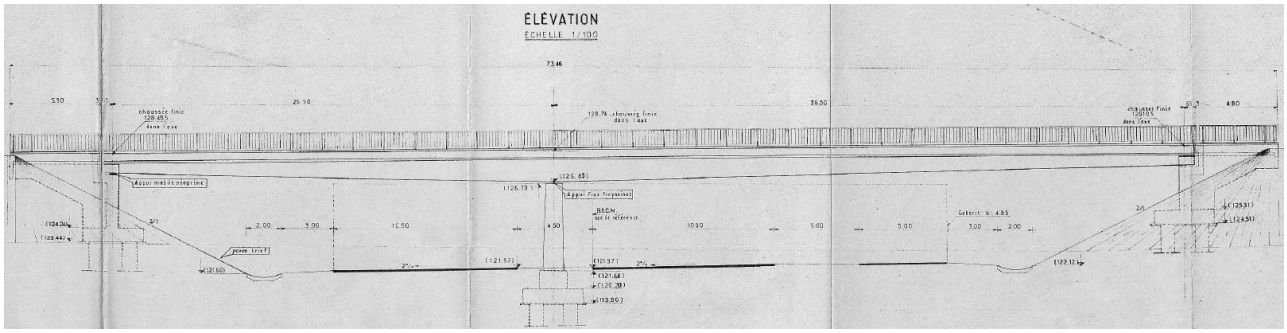


Figure 4 - Plan N°2137_30 – Ensemble - Coffrage – Elévation

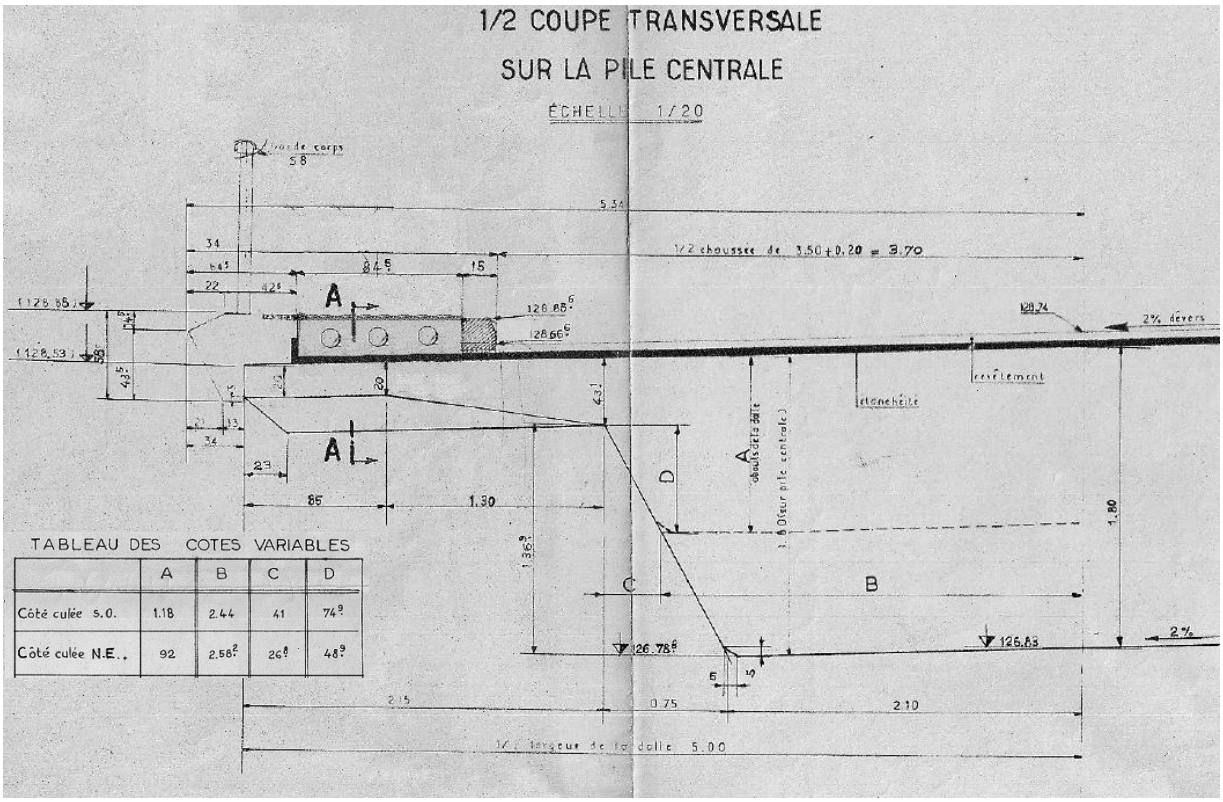
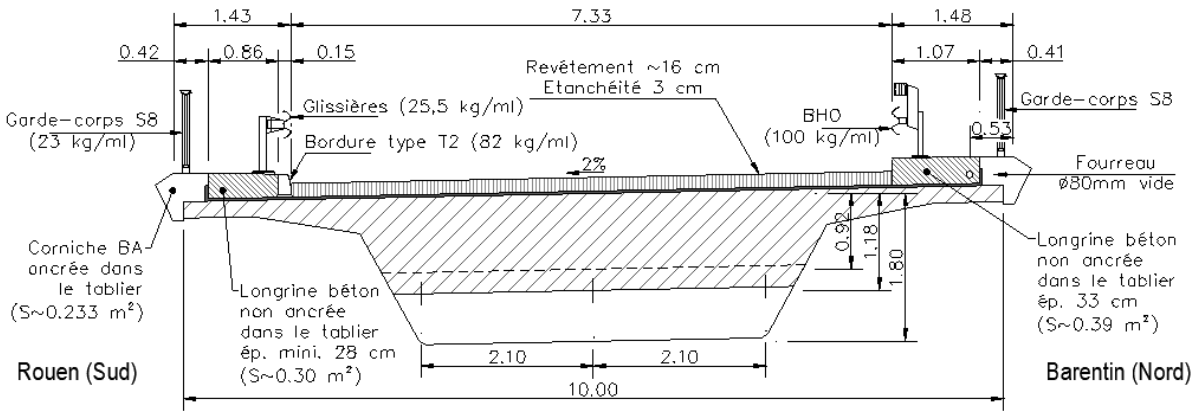


Figure 5 - Plan N°2137_30 – Ensemble – Coffrage

(étanchéité = 3cm ; enrobé = 8 cm ; hauteur vue bordure type T2 = 22 cm)



NOTA : Suite à la visite du 13 avril 2025, la hauteur vue de la bordure type T2 au Sud est égale à ~ 14 cm.

Figure 6 – Coupe transversale actuelle

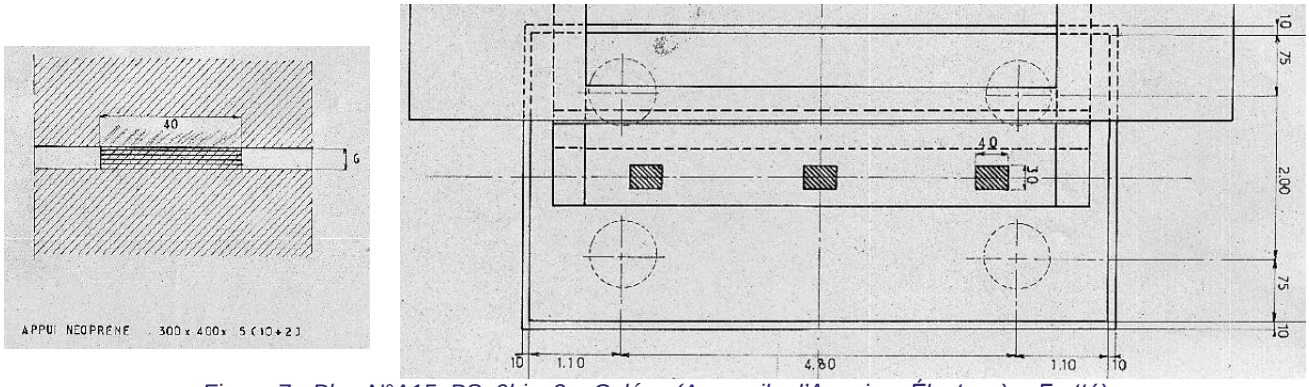


Figure 7 - Plan N°A15_PS_9bis_3 – Culées (Appareils d'Appui en Élastomère Fretté)

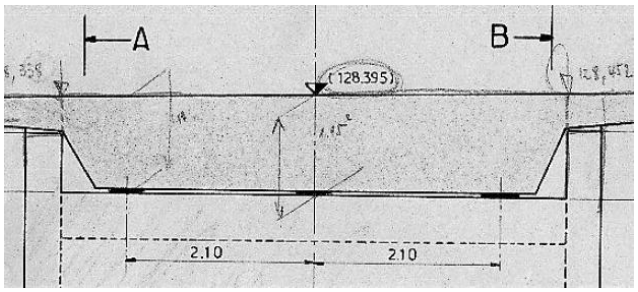


Figure 8 - Plan N°A15_PS_9bis_3 – Elévation Culée Ouest (Appareils d'Appui en Élastomère fretté)

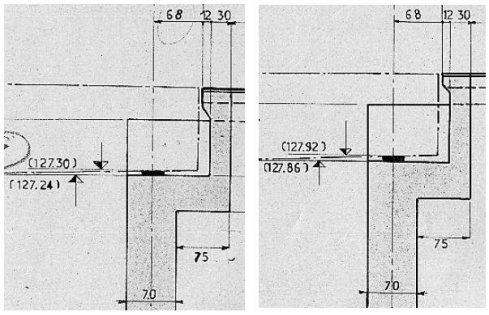


Figure 9 - Plan N°A15_PS_9bis_3 – Elévations Culées Ouest (127.30) et Est (127.92)

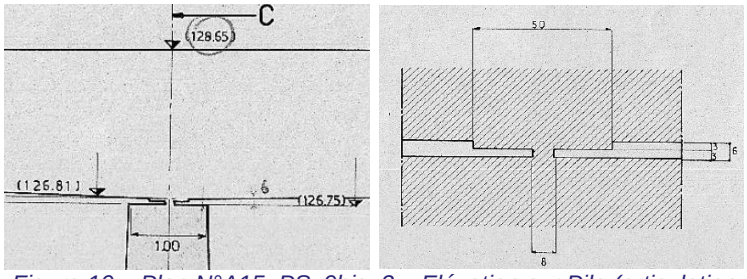


Figure 10 – Plan N°A15_PS_9bis_3 – Elévation sur Pile (articulation Freyssinet)

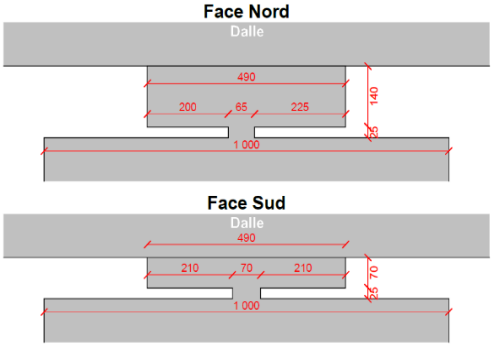


Figure 11 – Rapport IDP 2011 - Elévation sur Pile (articulation Freyssinet)

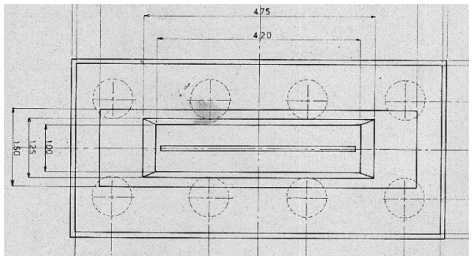


Figure 12 - Plan N°A15_PS_9bis_3 – Vue en plan Pile (articulation Freyssinet)

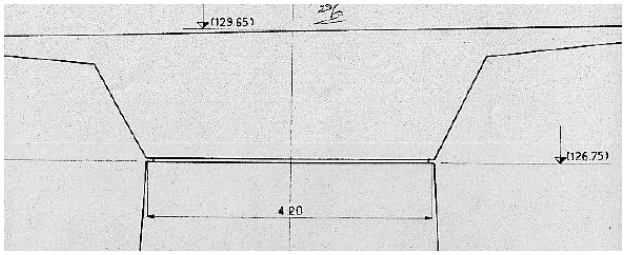


Figure 13 - Plan N°A15_PS_9bis_3 – Coupe transversale sur pile (articulation Freyssinet)



Figure 14 - Rapport IDP 2011 – Culée Ouest



Figure 15 - Rapport IDP 2011 – Culée Est



Figure 16 - Rapport IDP 2023 – Culée Est – Joint de chaussée à lèvres (ou hiatus) type CIPEC W50



Figure 17 - Rapport IDP 2023 – Culée Ouest – Joint de chaussée à lèvres (ou hiatus) type CIPEC W50



Figure 18 - Rapport IDP 2023 – Culée Ouest – AA Sud, face Sud



Figure 19 - Rapport IDP 2017 – Culée Ouest – AA Sud, face Est – Absence de débord du bossage supérieur vis-à-vis de l'AAEF



Figure 20 - Rapport IDP 2023 – Culée Ouest – AA Central, face Est – Absence de débord du bossage supérieur vis-à-vis de l'AAEF



Figure 21 - Rapport IDP 2023 – Culée Ouest – AA Nord, face Est – Absence de débord du bossage supérieur vis-à-vis de l'AAEF



Figure 22 - Rapport IDP 2023 – Culée Est – AA Sud, face Sud



Figure 23 - Rapport IDP 2023 – Culée Est – AA Central, face Sud



Figure 24 - Rapport IDP 2023 – Culée Est – AA Nord, face Nord



Figure 25 - Rapport IDP 2011 – Elévation Pile face Est (articulation Freyssinet)



Figure 26 - Rapport IDP 2011 – Détail de l'articulation Freyssinet



Figure 27 - Rapport IDP 2023 – Pile – Section rétrécie de béton (articulation Freyssinet)

3 SYNTHESE DES INSPECTIONS REALISEES

Pour mémoire, les PR sont croissants :

- du Nord vers le Sud pour l'A151 ;
- du Sud vers le Nord pour l'A150.

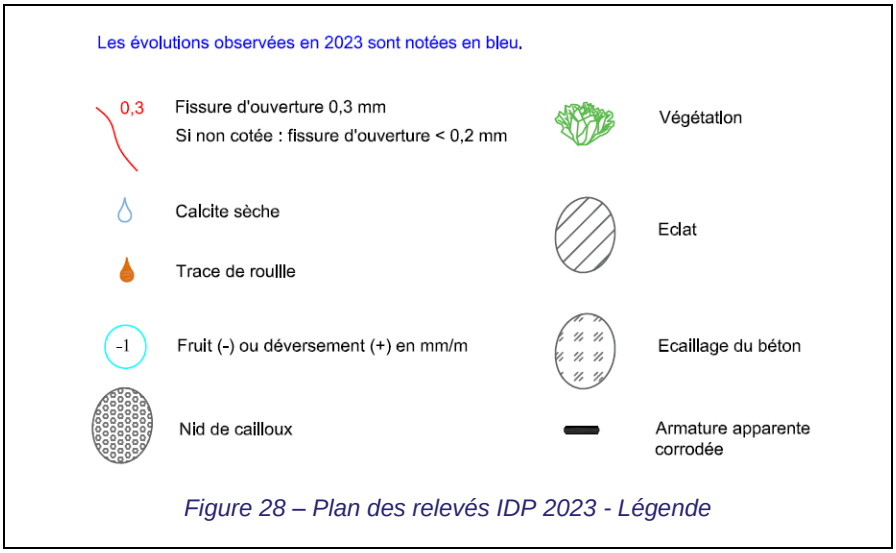


Figure 28 – Plan des relevés IDP 2023 - Légende

3.1 IDP 2023

Dégradations des solins des joints de chaussée Est et Ouest : microfissuration des solins, éclat sur solin Ouest.

Pour mémoire, dégradations déjà repérées à l'IDP de 2017 : micro-fissures sur solin.

Dégradations des AAEF et des bossages : état médiocre, à remplacer ; bossages d'appui supérieurs à remplacer.

Pour mémoire, dégradations déjà repérées lors des précédentes IDP.

Classe IQOA de l'ouvrage en 2023 : 3

- Tablier : 3 (fissure transversale de la dalle du tablier).
- Culées : 2E (AAEF et bossages supérieurs : en mauvais état).
- Pile : 2.
- Équipements : 2 (Chaussée, DR, Corniches, JdC : en mauvais état).

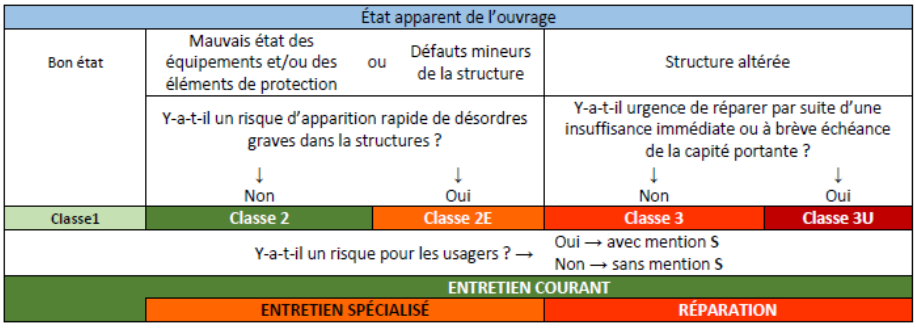


Figure 29 – Présentation de la méthode IQOA

La chaussée a été rabotée et rénovée, sur une épaisseur de 3 cm, en 2025 (information donnée par la DIR Nord-Ouest lors de la visite du 13 avril 2025).

3.2 Sur Pile

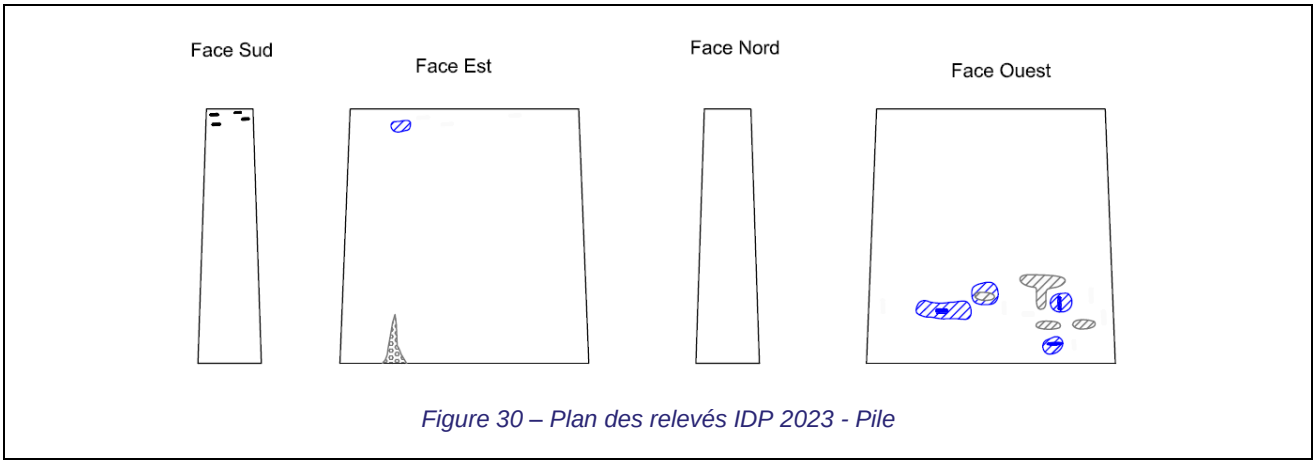


Figure 30 – Plan des relevés IDP 2023 - Pile

Fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.

Pour mémoire, dégradations déjà repérées :

- *à l'IDP 2017 :*
  - *Sur pile : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.*

3.3 Sur culée

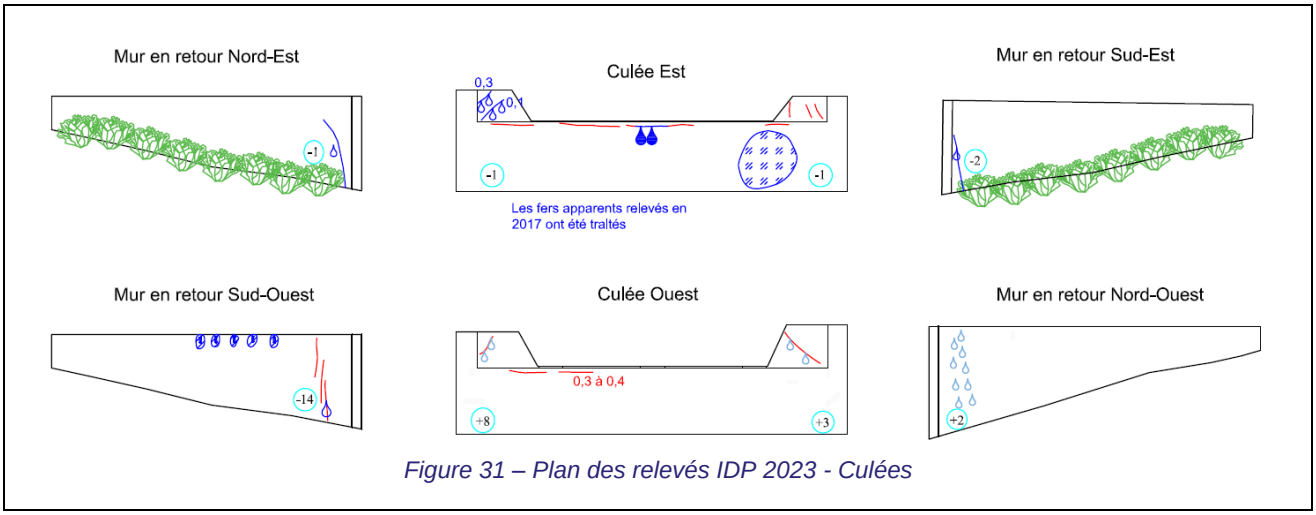


Figure 31 – Plan des relevés IDP 2023 - Culées

Fissures :

- Sur culée Est :
  - mur de front : plusieurs fissures d'ouverture ≤ 0,2 mm ;
  - mur garde-grève : fissures biaises dont une d'ouverture 0,3 mm ;
  - mur en retour : 1 fissure verticale sur chaque mur.
- Sur culée Ouest :
  - mur de front : 2 fissures horizontales en tête de mur, d'ouverture 0,3 à 0,4 mm ;
  - mur garde-grève : fissures biaises avec efflorescence inactive ;
  - mur en retour : Nord, pas de fissure relevée ; Sud, 3 fissures verticales dont une avec efflorescence inactive.

Pour mémoire, ces fissures ont déjà été repérées :

- *à l'IDP 2011 :*
  - *Sur culée Est :*
    - *mur en retour Nord-Est : fissure verticale avec efflorescence inactive ;*
    - *mur garde-grève : fissure biaise de 0,1 mm d'ouverture.*
  - *Sur culée Ouest :*
    - *mur en retour Nord-Ouest : fissure verticale avec efflorescence inactive ;*
    - *mur en retour Sud-Ouest : fissure verticale.*

- *à l'IDP 2017 :*
  - *Sur culée Est :*
    - *mur garde-grève : 5 fissures biaises de 0,1 mm d'ouverture ;*
    - *mur de front : plusieurs fissures d'ouverture ≤ 0,2 mm.*
  - *Sur culée Ouest :*
    - *mur en retour : efflorescence inactive (Nord-Ouest) ; 3 fissures verticales (Sud-Ouest) ;*
    - *mur garde-grève : 2 fissures biaises avec efflorescence inactive ;*
    - *mur de front : 2 fissures horizontales, en tête de mur, d'ouverture ≤ 0,2 mm.*

Dégradations :

- Sur culée Ouest :
  - mur en retour Sud : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.

Pour mémoire, certaines dégradations ont été repérées :

- *à l'IDP 2017 :*
  - *Sur culée Ouest :*
    - *en tête de mur de front : fers apparents corrodés par manque d'enrobage.*
  - *Sur culée Est :*
    - *en tête de mur de front : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.*

3.4 Sur travée Ouest de tablier (25,50 m)

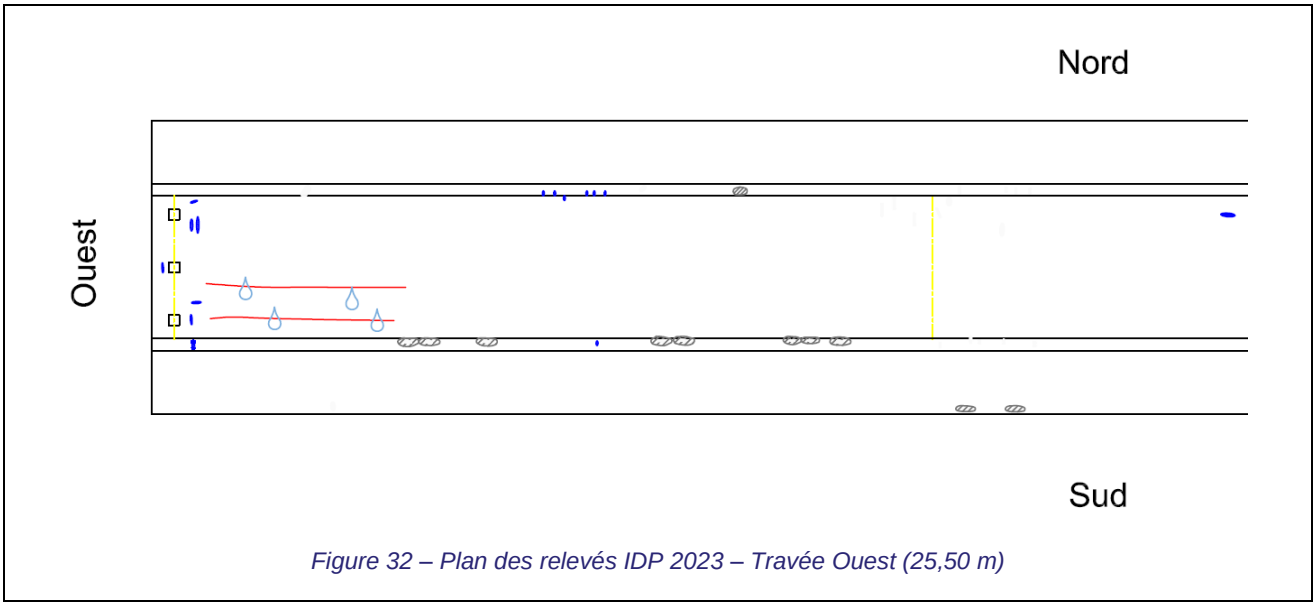


Figure 32 – Plan des relevés IDP 2023 – Travée Ouest (25,50 m)

Pas d'évolution des 2 fissures longitudinales en sous-face d'about Ouest près de la culée, d'ouverture ≤ 2 mm avec efflorescence inactive.

Pour mémoire, ces 2 fissures ont déjà été repérées :

- *à l'IDP 1984 (1ère IDP = état de référence) sous forme de micro-fissures (ouvertures infimes) :*
  - *Culée n°1 (Ouest) : 2 micro-fissures, l'une de 3 m et l'autre de 4 m de longueur.*
- *à l'IDP 1992 : pas d'évolution des micro-fissures, même aspect tant en longueur qu'en ouverture (1/10 à 2/10).*
- *à l'IDP 2005 : évolution des micro-fissures par l'apparition d'efflorescence (dépôt cristallin de sels solubles dû à l'infiltration d'eau dans le béton) :*
  - *Culée C0 (Ouest) : 2 micro-fissures avec efflorescence, l'une de 2,4 m et l'autre de 2,7 m de longueur.*
- *à l'IDP 2011 : 2 fissures longitudinales avec efflorescences inactives, situées respectivement :*
  - *Culée Ouest, côté Nord : de 1,6 m à 4,5 m du mur de front.*
  - *Culée Est, côté Sud : de 1,0 m à 4,5 m du mur de front.*
- *à l'IDP 2017 : pas d'évolution des 2 fissures d'ouverture ≤ 0,2 mm avec efflorescence inactive.*

Dégradations :

- sur corniches : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec trace de calcite sèche ;
- en sous face d'about Ouest : fers apparents corrodés par manque d'enrobage ;
- sur joues travée Ouest : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.

Pour mémoire, ces dégradations ont déjà été repérées :

- *à l'IDP 2017 :*
  - *sur corniches : fers apparents corrodés par manque d'enrobage ;*
  - *en sous face d'about Ouest : fers apparents corrodés par manque d'enrobage ;*
  - *sur joues travée Ouest : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.*

3.5 Sur travée Est de tablier (36,50 m)

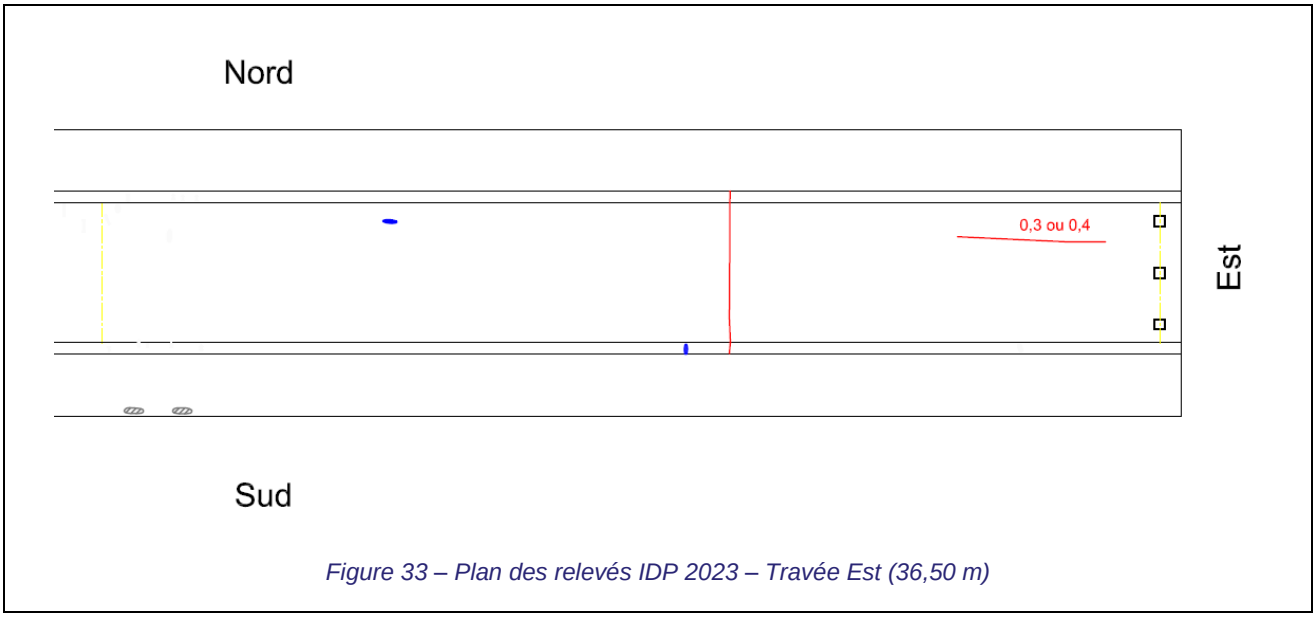


Figure 33 – Plan des relevés IDP 2023 – Travée Est (36,50 m)

Pas d'évolution de la fissure transversale (en sous-face d'about Est de tablier) d'ouverture ≤ 0,2 mm, se prolongeant sur les joues Sud et Nord.

Pour mémoire, cette fissure a déjà été repérée :

- *à l'IDP 2011 : 1 fissure transversale :*
  - *Culée Est : à 22 m de la pile / 14,50 m de la culée, se prolongeant sur toute la joue Sud et sur 0,10 m sur la joue Nord.*
- *à l'IDP 2017 : 1 fissure transversale d'ouverture ≤ 0,2 mm, au 1/3 de travée, se prolongeant sur les joues Sud et Nord.*

Evolution de l'ouverture de la fissure longitudinale (en sous-face d'about Est de tablier) : ouverture de « ≤ 0,2 mm » à « 0,3 ou 0,4 mm ».

Pour mémoire, cette fissure a déjà été repérée :

- *à l'IDP 1984 (1ère IDP = état de référence) sous forme de micro-fissures (ouvertures infimes) :*
  - *Culée n°3 (Est) : 1 micro-fissure de 3 m de longueur.*
- *à l'IDP 1992 : pas d'évolution des micro-fissures, même aspect tant en longueur qu'en ouverture (1/10 à 2/10).*
- *à l'IDP 2005 : évolution de la micro-fissure par l'apparition d'efflorescence (dépôt cristallin de sels solubles dû à l'infiltration d'eau dans le béton) :*
  - *Culée C2 (Est) : 1 micro-fissure avec efflorescence de 3 m de longueur.*
- *à l'IDP 2017 : 1 fissure longitudinale d'ouverture ≤ 0,2 mm.*

Dégradations :

- sur corniches : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec trace de calcite sèche ;
- en sous face d'about Est : fers apparents corrodés par manque d'enrobage ;
- sur joues travée Est : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.

Pour mémoire, ces dégradations ont déjà été repérées :

- *à l'IDP 2017 :*
  - *sur corniches : fers apparents corrodés par manque d'enrobage ;*
  - *en sous face d'about Est : fers apparents corrodés par manque d'enrobage ;*
  - *sur joues travée Est : fers apparents corrodés par manque d'enrobage, avec épaufrures.*

4 DESCRIPTION DES TRAVAUX A REALISER

Les travaux consistent à :

- de l'entretien courant : nettoyage de la végétation aux abords de l'ouvrage et sur le tablier ;
- de l'entretien spécialisé : traitement des aciers apparents corrodés de l'ouvrage, liés à un manque d'enrobage de béton ;
- des réparations :
  - remplacement des appareils d'appui et de leur bossage supérieur ;
  - traitement des fissures de l'ouvrage ;
  - mise en œuvre de joints de trottoirs ;
  - réfection des solins des joints de chaussée.

4.1 Commentaires

4.1.1 Sur les fissures longitudinales en about de travées Est et Ouest

Ces fissures longitudinales peuvent être le résultat :

- De la mauvaise diffusion de la précontrainte, du fait d'un manque vraisemblable d'aciers transversaux de couture, lié à une insuffisance des règlements (cf. IDP 1984,2011, 2017 et 2023).
- D'une flexion transversale, liée au décintrement de l'appareil d'appui central (cf. IDP 2011 et 2017).

On peut penser que l'ordre de mise en tension est pour une grande part responsable de leur ouverture (cf. IDP 1984).

4.1.2 Sur la fissure transversale en travée Est

Cette fissure transversale :

- Peut traduire un effort de flexion de la dalle. Ce désordre peut être lié à un problème de flexion de par sa position au 1/3 Est de la travée la plus longue (IDP 2017) ; la zone de moment maximal en travée est proche du tiers de travée sur un ouvrage hyperstatique à 2 travées. Cette fissure :
  - Peut dater de l'origine de l'ouvrage (cf. IDP 2011 et 2017), peut-être à cause d'un mauvais phasage lors de la mise en place de la précontrainte du fait de l'absence d'évolution de la fissure (cf. IDP 2017).
  - Peut-être le signe d'une insuffisance de précontrainte (cf. IDP 2011 et 2017).
  - Est peut-être due au vérinage du tablier lors du changement (entre 1989 et 1992 : cf. § 2.2.1.4) des AAEF originaux de la culée Est (cf. IDP 2023).

4.1.3 Sur les Dispositifs de Retenue

Les DR, type BHO et GS métallique, présents sur l'ouvrage, sont fixés sur une longrine en béton non ancrée dans le tablier afin de limiter les dégâts et les conséquences des accidents survenant sur cet ouvrage situé en sortie de courbe (cf. IDP 1984).

Selon l'étude (Cerema NC de 2016) sur la faisabilité du remplacement des Dispositifs de Retenue (DR) de l'ouvrage par des DR marqués CE de niveau H2, pour mise en conformité du niveau de sécurité du DR côté Sud (GS métallique) :

- Compte tenu de la faible résistance du béton en compression (hypothèse d'un béton C35), de la faible épaisseur des encorbellements et de la quantité insuffisante d'armatures transversales en fibre supérieure d'encorbellement (cf. Annexes) : 9,58 cm²/ml pour la section de tablier sous trottoir (h = 20 cm) et sous chaussée (h ~ 43 cm) ; le remplacement des DR existants ne pourra pas être réalisé sans épaississement des encorbellements et ajout de nouveaux aciers en nappe supérieure.
- Même si le tablier ne présente pas de défauts d'étanchéité (complexe datant de la construction de l'ouvrage en 1972), la démolition/reconstruction des longrines existantes et leur ancrage au tablier par des scellements, et la mise en œuvre de nouveaux aciers nécessiteront la réfection complète de l'étanchéité.

Selon le guide GC barrières de retenue des Poids Lourds du SETRA :

- La BHO est un modèle de barrière très souple, qui transmet des efforts réduits à la structure en contrepartie d'une répartition linéaire plus grande et d'une flèche dynamique notable (1,4 à 1,6 m) ; elle est mise en œuvre sur des ouvrages d'art pour lesquels la résistance de la structure ne permet pas l'implantation de barrières trop rigides.
- L'ancrage par adhérence de la BHO consiste à couler en place sur un support durci une longrine (longueur minimale de 30 m requise) non ancrée dans la structure dans laquelle seront fixés les montants des barrières par l'intermédiaire de tiges de scellement (longueur ~23-24cm) ; la liaison à la structure se fait uniquement par adhérence du béton frais sur le support durci (béton, étanchéité, revêtement).
- La BHO n'atteint son niveau de sécurité H2 qu'à partir d'une distance de 24 m de son extrémité.

Cette conception d'ancrage de la BHO a pour :

- Avantage : l'absence d'ancrage dans la structure et donc de traversée de l'étanchéité.
- Inconvénient : le risque d'une perte d'adhérence non détectée après un premier choc.

Selon le guide méthodologique sur les DR marqués CE sur Ouvrages d'Art, du Cerema :

- La nécessité de faire évoluer les DR existants doit être appréciée en fonction de la fréquence et de la nature des accidents, d'une éventuelle inefficacité/dangerosité des DR ou d'un niveau de retenue inadapté.
- Dans le cas du remplacement d'un DR existant pour améliorer son niveau de retenue :
  - La résistance de la structure doit être prise en compte pour le choix du niveau de retenue ; il y a un risque de renforcements disproportionnés si les efforts transmis par les ancrages sont trop importants.
  - Il est possible de retenir un niveau de retenue adaptée aux possibilités d'installation au vu de la structure de l'ouvrage, sans descendre en dessous du niveau existant.
- La mise en conformité d'un DR existant non-conforme aux règles actuelles n'est pas systématique, sa mise en conformité doit être étudiée lors de modifications importantes du profil en travers sur l'ouvrage (élargissement, aménagement du profil en travers, etc.).

La solution de maintenir en l'état les DR existants de l'ouvrage est retenue pour les raisons suivantes :

- Le DR existant (BHO) côté Nord (côté extérieur de la courbe) est d'un niveau de sécurité suffisant (H2), noté 2 à l'IQOA de 2023, sa liaison au tablier par adhérence de sa longrine d'ancrage ne montre pas de signe de non adhérence provoqué par de(s) choc(s) qui auraient pu se matérialiser par des déformations et/ou déplacements des corniches en BA ou des Garde-Corps type S8.
- Le DR existant (GS métallique) côté Sud (côté intérieur de la courbe) est d'un niveau de sécurité insuffisant (N), noté 2 à l'IQOA de 2023, mais n'a pas démontré une inefficacité/dangerosité ou un niveau de retenue inadapté ; ce DR est situé en bord de chaussée, il protège également un trottoir de service d'une largeur de 85 cm qui en cas d'intrusion d'un véhicule peut prolonger le maintien du véhicule sur l'ouvrage avant un éventuel basculement (si roue hors Garde-Corps type S8 et donc hors tablier).
- La BHO et la GS métallique sont raccordées à l'extrémité Est de l'ouvrage à une GBA (niveau de sécurité H2), leur efficacité est donc assurée dès leurs extrémités situées à l'entrée de l'ouvrage.
- En cas d'endommagement des DR existants suite à un choc ou une pathologie de type corrosion, la réparation de ces DR non marqués CE pourra être réalisée à l'identique.
- Faire évoluer les DR existants semble correspondre à des renforcements disproportionnés (épaississement de l'encorbellement, ajout de nouveaux aciers sous l'étanchéité) qui nécessiteraient la réfection complète de l'étanchéité existante qui ne présente pas de défaut.

4.1.4 Sur le vérinage pour changement des AAEF sur les culées

Pour mémoire, la pile est munie d'une section rétrécie de béton (articulation Freyssinet) ; en l'état, le tablier ne peut donc pas être soulevé dans son ensemble.

Le vérinage peut être envisagé :

- Soit par ligne d'appui (sur culée Est puis sur culée Ouest, par exemple).
- Soit sur l'ensemble du tablier (simultanément sur les 3 lignes d'appui (2 culées et 1 pile), au moyen de vérins couplés), mais nécessitera pour la pile :
  - la mise en œuvre d'une plateforme de travail (type échafaudage) en tête de pile (pile implantée dans le TPC de largeur ~4,60 m de l'autoroute A150 ; tête située à ~ 6 m de hauteur depuis la chaussée de l'A150) ;
  - la démolition de l'articulation type Freyssinet ;
  - la mise en place de consoles de vérinage sur les faces Est et Ouest de la pile ;
  - la reconstruction de l'articulation sur pile.

La solution vérinage par ligne d'appui est retenue car économiquement moins onéreuse que la solution vérinage total.

4.2 Remplacement des AAEF et de leur bossage supérieur

Les Inspections Détaillées Périodiques de l'ouvrage ont montré la dégradation des AAEF et de leur bossage d'appui supérieur ; leur remplacement est donc à réaliser.

4.2.1 Vérinage

Le vérinage du tablier, ligne d'appui par ligne d'appui (sur culée Est puis sur culée Ouest, par exemple), va permettre de remplacer les AAEF et leur bossage d'appui supérieur.

Les bossages supérieurs seront démolis après vérinage du tablier (cf. § 5 « Etude de vérinage » pour la détermination des hauteurs de vérinage autorisées) pour décompression et dépose des AAEF.

Le faible espacement entre le sommier de la culée et l'intrados du tablier (entre 8 et 18 cm environ, mesures effectuées lors de la visite du 13 avril 2025) rend l'environnement de travail très restreint.

Le vérinage sera réalisé :

- de nuit pour limiter les effets du gradient thermique dans le tablier (le gradient thermique génère un moment de flexion dans le tablier) ;
- après coupure de la circulation de l'A151 lors d'Opérations Coup de Poing (OCP), pour réduire le poids des charges à soulever (poids propre du tablier et des superstructures uniquement) et donc l'encombrement des vérins.

Le vérinage sera réalisé par LAO (Levage Assisté par Ordinateur) ce qui permet de garantir un vérinage quasi-uniforme entre vérins d'une même ligne d'appuis et minimiser ainsi les dénivellations d'appui (pour minimiser les efforts parasites dans le tablier) ce qui pourrait être préjudiciable pour la structure. Les mouvements sont enregistrés par des capteurs de déplacement (précision 1/100 de millimètre) et les efforts par des capteurs de pression ; l'ensemble de ces informations est centralisé sur un pupitre de commande. Les capteurs seront en contact avec les parties en déplacement, et fixés par des pieds magnétiques sur des plaques en acier collées à la résine sur les parements en béton. La présence de personnel en face des capteurs (en cas de lecture directe sur le capteur) ou devant un affichage déporté sera nécessaire afin de suivre les valeurs de déplacement.

Le choix des vérins se fera après estimation des descentes de charge de l'ouvrage (cf. § 5 « Etude de vérinage »). Un coefficient de sécurité de 50% sur la charge ELS sera considéré.

4.2.2 Configuration de vérinage

Au vu de l'espace disponible, des vérins de faible hauteur et par conséquent avec une faible course devront être utilisés. Un unique soulèvement sera réalisé afin de décomprimer puis déposer les AAEF.

Des vérins à écrou de sécurité seront à privilégier. L'écrou de sécurité permet d'assurer un calage mécanique sur le corps du vérin et apporte une sécurité physique en cas d'incident (fuite d'huile, etc.) et un calage provisoire pour maintenir le tablier lors de l'OCP pour remplacement des AAEF et réalisation des bossages d'appui supérieurs. Dans le cas où la taille de vérins ne permet pas de disposer d'écrous de sécurité, des cales seront à prévoir en complément des vérins.

Les vérins seront mis en place sur le chevêtre de culée, selon la ligne d'appui, entre les bossages d'appui inférieurs et au droit des frettages débordants des bossages d'appui supérieurs (cf. Annexes). Il conviendra de veiller à laisser suffisamment de place entre les vérins et les bossages d'appui supérieurs à reconstruire, pour pouvoir réaliser le matage de ces derniers.

4.2.3 Remplacement des bossages d'appui

Sur l'ouvrage existant, la situation au niveau des culées est la suivante :

- bossages supérieurs :
  - épaisseurs comprises entre 20 et 110 mm ;
  - débords bossages / AAEF : compris entre 0 et 50 mm ;
- bossages inférieurs :
  - épaisseurs comprises entre 20 et 75 mm ;
  - débords bossages / AAEF : compris entre 0 et 51 mm.

Le guide du SETRA « Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté » de juin 1990 préconise de réaliser :

- un bossage supérieur de 20 mm d'épaisseur minimum ;
- un bossage inférieur de 50 mm d'épaisseur minimum ;
- des bossages de dimensions minimales égales à +10 cm par rapport à celles des appareils d'appui.

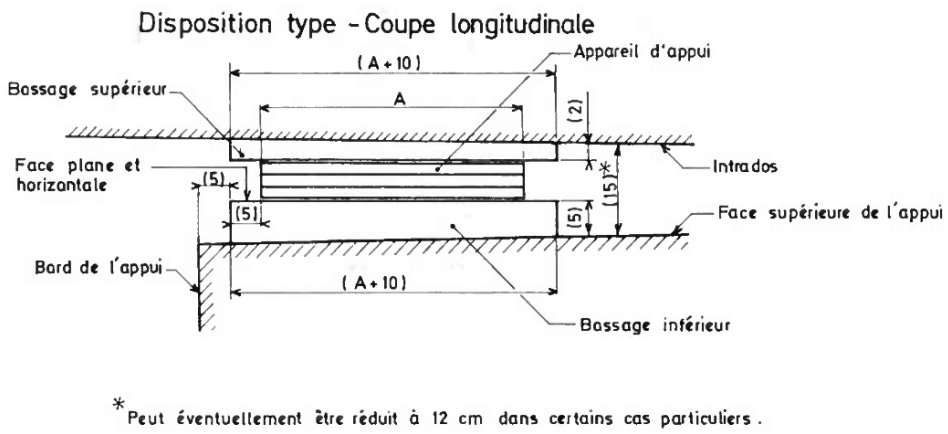


Figure 34 - Extrait guide SETRA (§ 1.2.4) – Dimensions à adopter pour les bossages

D'après le guide du STRRES « Entretien et réparation des appareils d'appuis » de février 2010 (FAEQ 5 § 4.5.4.1.1), le bossage supérieur doit comporter une plaque métallique de 10 mm placée sur l'appareil d'appui afin d'assurer une bonne planéité entre l'appareil d'appui et le bossage. Il est indiqué également que le bossage supérieur doit avoir une épaisseur de 40 mm minimum dans le cas d'un mortier maté soit une épaisseur totale d'environ 50 mm.

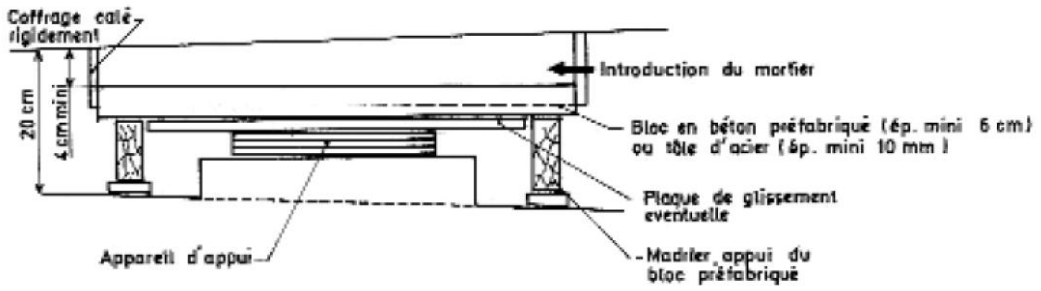


Figure 35 - Extrait guide STRRES FAEQ5 (§ 4.5.4.1) – Disposition type pour matage de bossage supérieur

De plus, d'après le guide « Conception et prédimensionnement des appuis en béton » du Cerema de juillet 2023, on s'assurera que l'épaisseur minimale des bossages respecte :

- h_s (hauteur du bossage supérieur) ≥ 2 cm ;
- h_i (hauteur du bossage inférieur) ≥ 5 cm.

Les dimensions en plan du bossage doivent respecter un débord minimal de 50 mm et supérieur à b/6 (respectivement, *a/6* où *a* et *b* sont les dimensions de l'appareil d'appui).

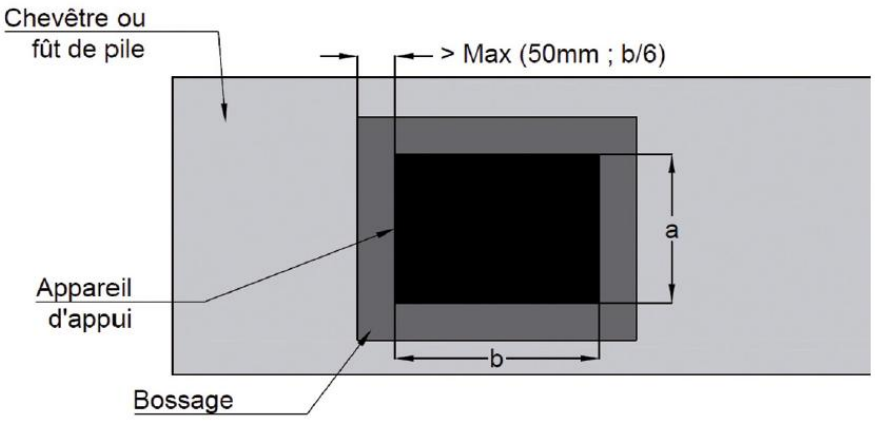


Figure 36 - Extrait guide Cerema (§ 4.1.2) – Dimensions en plan du bossage

Culée Ouest :

- le débord transversal des bossages supérieurs et inférieurs (0 à 15 mm) ne respecte pas les préconisations de débord minimal du guide du Cerema (Max (50 mm ; 500/6) = 83 mm) ;
- l'épaisseur des bossages inférieurs (30 à 35 mm) ne respecte pas les préconisations d'épaisseur minimale du guide du Cerema (≥ 5 cm).

Culée Est :

- le débord transversal des bossages inférieurs (50 mm) ne respecte pas les préconisations de débord minimal du guide du Cerema (Max (50 mm ; 400/6) = 67 mm) ;
- l'épaisseur de certains bossages inférieurs (20 à 75 mm) ne respecte pas les préconisations d'épaisseur minimale du guide du Cerema (≥ 5 cm).

Dans le présent APROA, compte tenu :

- de leurs dégradations, les bossages d'appui supérieurs seront démolis puis reconstruits selon les préconisations du guide du Cerema ;
- de leur bon état, les bossages d'appui inférieurs sont conservés.

Les nouveaux bossages d'appui supérieurs seront réalisés selon les préconisations du guide du STRRES :

- par matage au mortier (FAEQ 5 § 4.5.4.1) sur tôle d'épaisseur 10 mm ; pour les épaisseurs de mortier supérieures à 4 cm, le matage est réalisé par serrage de couches successives, au moyen d'une dame en bois frappée au marteau ;
- par calage par injection de liant hydraulique (FAEQ 5 § 4.5.4.3) sur plaque en acier inoxydable : pour les épaisseurs de mortier inférieures à 4 cm.

4.2.3.1 Le matage

L'AAEF est posé sur le bossage d'appui inférieur, une tôle d'acier inoxydable de 10 mm d'épaisseur minimale est calée sur l'AAEF. La face de la tôle inox en contact avec l'appareil d'appui est parfaitement plane. Ses dimensions en plan sont supérieures d'au moins 10 cm à celles de l'appareil d'appui.

Coffrage sur trois faces de l'espace restant entre la tôle et le tablier. Ce coffrage est solidement lié à l'appui et/ou au tablier.

Par la face non coffrée, on introduit le mortier qui est compacté par une petite dame mise au bout d'un marteau pneumatique léger.

L'épaisseur optimale d'un mortier maté est de l'ordre de 5 cm (le rapport « surface d'assise en cm² / hauteur de matage » ne doit pas être inférieur à 700), l'épaisseur minimale réaliste étant de 4 cm.

Le mortier maté n'est valable que pour des bossages dont la plus petite dimension en plan est inférieure à 60 cm.

Le mortier maté :

- doit être gâché très sec et être très riche en ciment ;
- sa consistance s'apprécie manuellement et elle est celle d'une pâte dure et difficile à pétrir ;
- est réalisé par serrage de couches successives, au moyen d'une dame en bois frappée au marteau (attention : le compactage peut être d'une efficacité telle qu'il peut provoquer le soulèvement de la structure !).

Le décoffrage se fera sitôt le matage terminé, ce qui permettra de rattraper les défauts ou, même, de démolir sans trop de difficultés un matage manqué.

L'opération de matage est une opération importante pour assurer les bonnes conditions d'appui de la structure. Elle est délicate. Aussi il est fortement conseillé de faire procéder à un essai de convenance qui portera autant sur la qualification de la personne exécutant le matage que sur la validité de la formule de composition du mortier.

4.2.3.2 Le calage par injection

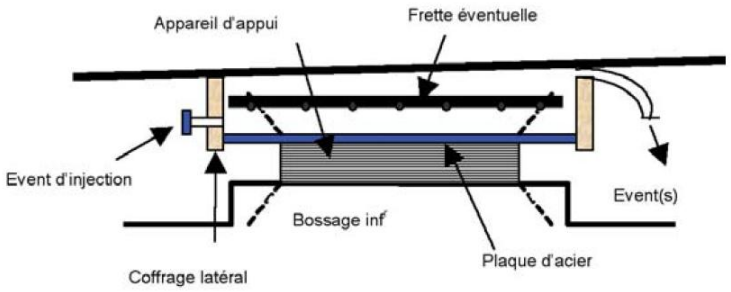


Figure 37 - Extrait guide STRRES FAEQ5 (§ 4.5.4.3) - Principe de réalisation d'un bossage supérieur par injection

L'AAEF est posé sur le bossage inférieur. Il reçoit une plaque :

- d'épaisseur minimale 12 mm ou au moins 2% de la diagonale de l'appareil d'appui ;
- surdimensionnée en plan afin que la diffusion des réactions d'appui ne sollicite que très faiblement les bords de la plaque ;
- en acier inoxydable et laissée en place ;
- vérifiée en planéité (interdire les découpes à la cisaille qui déforment la tôle).

Un coffrage vertical (avec joints d'étanchéité) entoure la plaque située au-dessus de l'appareil d'appui. Il est muni d'un injecteur du côté le plus bas de l'intrados et d'un ou deux évents du côté opposé.

Un jour avant l'injection, l'intrados sera humidifié et cette opération sera répétée 1 heure avant l'injection du bossage.

Le produit d'injection :

- sera à base de liant hydraulique modifié à faible granulométrie ;
- devra permettre d'obtenir des résistances sur chantier de 60 MPa à 24 heures, tout en gardant un produit assez maniable ;
- devra respecter le dosage en eau et la DPU (Durée Pratique d'Utilisation) attendue.

Les temps de maniabilité et de prise sont très différents selon la température à la mise en œuvre. Dans les premières heures, le produit d'injection restant encore relativement liquide, il est déconseillé de mettre en contact les éléments par une légère descente du tablier.

Il est conseillé de faire des essais préalables et de les recommencer si la température à la mise en œuvre a varié sensiblement.

Avant de procéder à la mise en charge de l'ensemble, des éprouvettes de contrôle du mortier d'injection seront écrasées.

4.2.4 Remplacement des AAEF

Les appareils d'appui existants sont de type élastomère fretté ; ils seront remplacés par des appareils d'appui qui possèdent des enrobages supérieurs, inférieurs (dimension e) et latéraux (dimension e') en élastomère minimaux et non nuls, tels que décrits dans le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires » du SETRA de juillet 2007. Ils devront être dimensionnés selon les règles de ce guide, dans la mesure du possible.

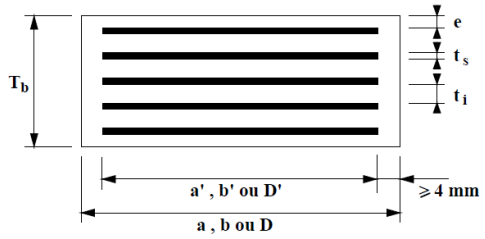


Figure 38 - Extrait guide technique SETRA (§ 2.2) - Constitution type d'un appareil d'appui (actuel) de type B selon la norme NF EN 1337-3

4.3 Travaux secondaires

Cette partie décrit les travaux secondaires nécessaires, à réaliser dans le cadre des travaux principaux. Il s'agit de réparation de zones de béton dégradé et de fissures en partie courante de l'ouvrage. Ces travaux sont décrits dans les sous-parties suivantes.

4.3.1 Purge et réparation des bétons dégradés sur l'ouvrage

La méthode d'élimination du béton dégradé devra être conforme à la norme NF P 95-101 de juin 2017. Les moyens de purge doivent toujours être contrôlés. Ils sont soumis à l'accord du maître d'œuvre. La purge du béton peut faire l'objet d'un essai de convenance.

Compte tenu de l'aspect local des zones à traiter, nous préconisons un décapage par piquage. Le piquage permettra de dégager les armatures corrodées tout en maîtrisant la surface à traiter. La puissance du matériel devra être adaptée à l'épaisseur du béton pour ne pas provoquer la microfissuration des granulats. Les sections de béton piquées devront être suffisantes pour favoriser l'adhérence des sections reconstituées.

La purge et la réparation des bétons dégradés :

- Sur les parties d'ouvrage (tablier et pile) situées au-dessus de l'autoroute A150, devront se faire, soit sous réduction, soit sous coupure des voies de circulation de l'A150.
- Sur le tablier de l'ouvrage, devront se faire sous coupure de la circulation sur l'ouvrage (donc de l'A151) ; ceci afin d'éviter toute vibration créée par le passage de véhicules pouvant engendrer une mauvaise adhérence entre le béton frais de ragréage du tablier et le béton durci du tablier.

Un béton désolidarisé suite à la corrosion et au foisonnement des aciers sonne creux si on l'ausculte à l'aide d'un marteau de géologue. Le degré de résonnance au son creux indique l'avancement de la dégradation. Il convient de purger les éléments qui semblent réellement en phase de déconsolidation également souvent reconnaissables à la formation d'écailles dans le béton.

Il convient de dégager complètement la périphérie des armatures sur une longueur telle qu'apparaisse à chaque extrémité une partie saine, la distance minimale de dégagement entre l'arrière des armatures et le béton devant être de 2 cm. De plus, les bords de la zone dégagée doivent être francs et taillés de façon sensiblement perpendiculaire au parement afin d'éviter un ajout de matériau en épaisseur trop faible pouvant conduire à terme à un décollement.

Les zones concernées par la protection des armatures sont toutes celles où la purge du béton pollué parvient à dégarnir les aciers. Lorsque les aciers présentent des traces de rouille ou de corrosion, il convient de :

- Décaper les aciers par brossage jusqu'à disparition totale des produits de corrosion et des matières étrangères de toute nature (laitance, morceaux de béton adhérents, etc.). Le décapage permettra de dégager totalement la périphérie des armatures présentant des traces de corrosion. Il devra être réalisé sur une longueur telle qu'apparaisse à chaque extrémité une partie saine.
- Nettoyer à l'air comprimé de manière à éliminer la poussière.

Afin de faciliter l'accrochage du produit de ragréage au support, la surface du parement béton sera humidifiée. L'humidification sera réalisée par arrosage ou par aspersion d'eau jusqu'à saturation du support. Avant l'application du produit de ragréage, le support devra être humide mais non ruisselant.

Le contrôle de l'humidification comprend une validation de l'état de saturation du support avant ragréage.

Ensuite, un ragréage sera effectué sur toutes les zones qui ont fait l'objet de purge. Une première couche mince sera appliquée en la serrant fortement pour réaliser l'accrochage. La seconde couche sera talochée et lissée afin d'obtenir une finition lisse et fermée.

Si un revêtement de protection des armatures est nécessaire, il doit être conforme à la NF EN 1504-7 et doit être appliqué sur toute la périphérie des armatures sans déborder sur le béton. Certains revêtements de protection des armatures, à base de liant hydraulique, sont à privilégier (fonction complémentaire de couche d'accrochage sur béton).

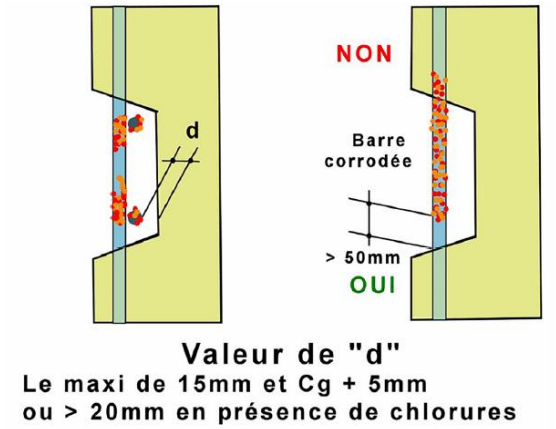


Figure 39 - Extrait guide STRRES FABEM1V2 (§ 3.5.6.3) et NF P 95-101 (§ 6.2.2) – Principe dégagement d'armature corrodée dans le cadre de la préparation du support

Avec Cg la plus grosse dimension des granulats du produit de réparation.

4.3.2 Traitement des fissures de l'ouvrage

L'ouvrage présente quelques fissures, notamment au niveau de l'intrados et des culées. Le traitement des fissures sera réalisé (cf. Introduction guide STRRES FABEM2) par :

- Injection pour les fissures qui mettent en jeu la résistance de la structure ; l'injection consiste à faire pénétrer dans des fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et/ou une étanchéité ; elle ne s'applique qu'aux fissures injectables, c'est-à-dire d'ouverture d'au moins 0,3 mm.
- Calfeutrement pour les fissures qui ne mettent pas en jeu la résistance de la structure ; le calfeutrement consiste à colmater sur une certaine profondeur les fissures par un produit souple, voire rigide, pour rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau ou pour empêcher la pénétration de matières solides (risque de blocage des mouvements des fissures).

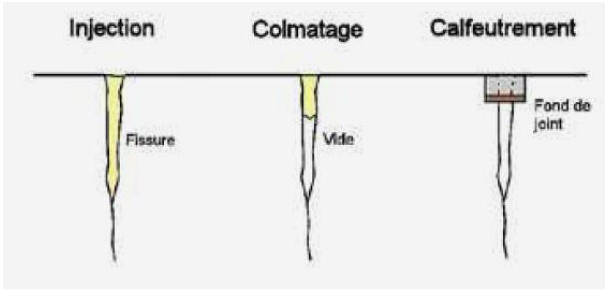


Figure 40 - Extrait guide STRRES FABEM1V2 (§ 3.5.3.4) - Rappel différentes techniques de traitement des fissures

Il est donc envisagé :

- L'injection de la fissure longitudinale d'ouverture 0,3 ou 0,4 mm, située en sous-face d'about Est de tablier.
- Le calfeutrement des 2 fissures horizontales d'ouverture 0,3 à 0,4 mm, situées en tête du mur de front de la culée Ouest.

Concernant la fissure transversale (d'ouverture ≤ 0,2 mm), il n'est pas prévu son traitement dans le présent APROA ; il conviendra néanmoins d'assurer son suivi par la mise en œuvre soit d'un témoin au plâtre soit d'un dispositif « passif » pour déterminer si la fissure est active ou pas.

Ouvertures des fissures en mm	Milieu ambiant	Activité	Techniques de traitement	Produits utilisables	Fonctions recherchées	Observations
< 0,1	sec	mortes	peintures, minéralisateurs et consolidants	LHM, PUR, EP, acrylique /PMMA… base silicates et silicates ciment	diminution des porosités de surface	généralement le choix s'oriente vers des produits microporeux
	humide ou humide et ruisselant		nécessite un assèchement lors de la mise en œuvre	LHM, EP, émulsion PUR et EP	cuvelage ou étanchéité	pour utilisation de PUR, l'assèchement doit être strictement contrôlé ; sinon, il y a à redouter des défauts d'adhérence et d'étanchéité
de 0,1 à 0,2	sec	mortes	revêtements	LHM, PUR, EP	fermeture en surface	produits à consistance pâteuse
			injection	PUR, EP	combler un vide	résine très fluide et DPU lente. Ces résines étant très diluées, elles présentent une faible résistance
		avec souffle	revêtements souples	LHM, PUR	couvrir la fissure	produit souple à consistance pâteuse avec une épaisseur en adéquation avec le souffle
			pontages de surface	EP, PUR	obturation locale de la surface	produit souple armé avec une rupture d'adhérence sur les bords de la fissure
	humide ruisselant	mortes	injection de blocage + revêtement	gel de silice, hydrogel acrylique /PMMA, gel mixte	arrêt de venue d'eau + fermeture en surface pérenne	produit réactif de blocage à condition que l'adhérence soit supérieure à la sous-pression ; le revêtement doit être compatible avec le produit d'injection
		avec souffle	injection de blocage + revêtement	hydrogel acrylique /PMMA, PUR	arrêt de venue d'eau + fermeture en surface et résistance aux déformations	la capacité à la déformation doit être compatible avec le souffle et le revêtement doit être compatible avec le produit d'injection
de 0,3 à 3	sec	mortes	injection	EP, ciments surbroyés	remplir et assurer une continuité	avant d'injecter avec des coulis de ciment, la fissure doit être injectée à l'eau pour éviter son colmatage immédiat
		avec souffle	calfeutrement en engravure	mastic PUR, silicone ou acrylique…	étancher, isoler	la réalisation d'une engravure (saignée) est difficile si les fissures sont sinueuses
			pontage de surface	PUR, EP	obturation locale de surface	en fonction du souffle, une rupture d'adhérence sur les bords de la fissure peut être nécessaire
	humide ruisselant	mortes	injection	gel PUR, acrylique, PMMA, gel mixte, mousse PUR	blocage d'une venue d'eau en profondeur et remplissage de continuité	les gels mixtes ciment ou synthétique assurent la pérennité après assèchement
		avec souffle	injection de blocage + revêtement ou pontage	hydrogel acrylique, PMMA, PUR, mousse flexible PUR	arrêt de venue d'eau + fermeture en surface et résistance aux déformations	la capacité à la déformation doit être compatible avec le souffle le revêtement doit être compatible avec le produit d'injection

Figure 41 - Extrait guide STRRES FABEM2 (§ 3.2.2) - Choix du traitement des fissures en fonction de leur ouverture

EP :	résines époxydes ;
Gel de silice :	tous les dérivés de l'acide silicique et des silicates ;
Gel mixte :	gel obtenu par combinaison de plusieurs produits de réactions indépendantes ;
Hydrogel :	gel en solution aqueuse ;
LHM :	liant hydraulique modifié ;
PAAm :	polyacrylamide (voir le nota) ;
PMMA :	polyméthacrylate de méthyle ;
PUR :	résines polyuréthannes.

Figure 42 - Extrait guide STRRES FABEM2 (§ 3.2.2) – Abréviations des produits utilisables

Le choix définitif du produit est obligatoirement lié à la réussite d'un essai de convenance, adapté aux travaux à exécuter.

4.3.2.1 Injections de fissures

L'injection des fissures ne peut avoir lieu que si les conditions thermiques et hygrométriques d'emploi des produits sont respectées (se reporter à la fiche technique du produit et à la procédure d'injection).

Il est donc nécessaire de mesurer la température du support et celle de l'atmosphère ainsi que l'hygrométrie de l'air avant le début de l'opération.

Le chargement pour ouvrir les fissures et les moyens de stabilisation des gradients thermiques sont mis en œuvre. La mise en place d'un abri de protection peut permettre d'éviter des variations trop rapides de la température du support.

L'injection est réalisée :

- Soit en injectant évent après évent. Dans ce cas, le produit d'injection est généralement introduit par l'injecteur situé le plus bas et l'injection est poursuivie jusqu'à ce que le produit apparaisse aux différents évents (c'est à dire les injecteurs situés au-dessus). Ces évents sont fermés au fur et à mesure de la progression du produit d'injection.
- Soit en injectant par groupes d'évents, par exemple dans le cas de fissures de longueur importante ou de fissures très fines (afin de limiter le risque de dépassement du « temps d'utilisation » attendu). Dans ce cas, le produit d'injection passe par un réseau de tubes d'alimentation reliés aux évents-injecteurs du groupe. Généralement quelques évents sont conservés pour contrôler le passage du produit d'injection.

Les injections de fissures se déroulent selon les étapes ci-dessous :

- Identification des zones à traiter en concertation avec le maître d'œuvre.
- Purge et suppression d'éventuelle calcite.
- Percement des évents d'injections.
- Cachetage si nécessaire ou ragréage des mauvais bétons.
- Injection depuis le bas de la zone en remontant. Dans le cas de quantités importantes, reprendre l'injection le lendemain via d'autres évents. En cas de fuite, l'obturation d'une fuite du produit d'injection peut être obtenue avec du ciment prompt (ciment conforme à la norme NF P15-314), arrêter temporairement l'injection, puis la reprendre.
- Maintenir la pression pendant un certain temps, dès que la fissure est totalement injectée.
- Démontage des évents et nettoyage de la zone.

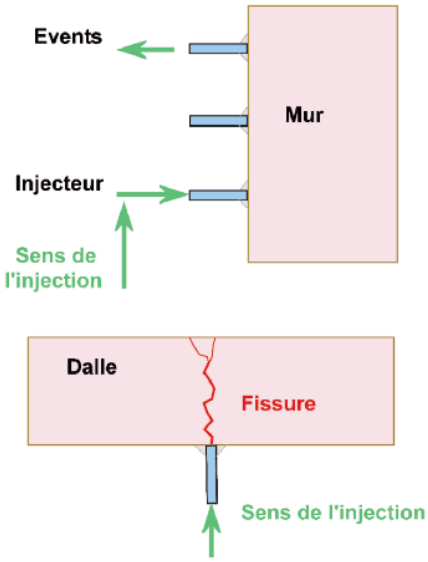


Figure 43 - Extrait guide STRRES FABEM3V2 (§ 5.4.3) – Exemple d'injection par l'évent le plus bas



Figure 44 - Extrait guide STRRES FABEM3V2 (§ 5.4.3) – Exemple d'injection par groupe d'évents

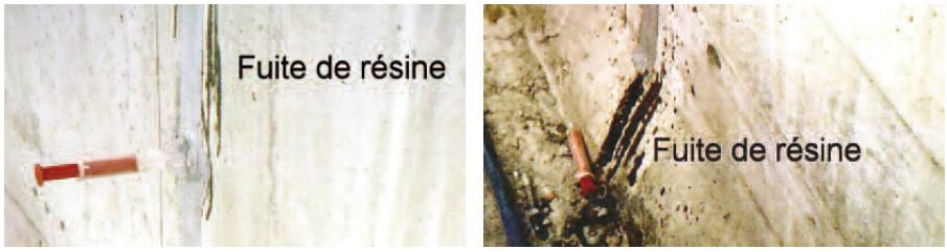


Figure 45 - Extrait guide STRRES FABEM3V2 (§ 5.4.3) - fuites de résine d'injection

4.3.2.2 Calfeutrement des fissures

Le calfeutrement est préparé et réalisé conformément aux dispositions de la procédure de calfeutrement, de la notice d'emploi des produits, des normes en vigueur (NF P 95-103), ainsi qu'aux règles de l'art.

Pour la réalisation des calfeutrements, les fissures et leur support doivent être débarrassés de tous les dépôts qui pourraient gêner leur traitement comme la poussière, la boue, les traces de calcite, etc. Il pourra être utilisé à cet effet, une brosse métallique ou de l'air comprimé déshuilé.

Le produit de calfeutrement sera appliqué dans une saignée rectangulaire (plutôt qu'en V afin de permettre au produit de mieux résister aux mouvements de la fissure), réalisée au droit de la fissure et dans laquelle sera préalablement disposé un fond de joint. Les extrémités du calfeutrement seront fixées dans une engravure et un revêtement d'étanchéité compatible sera appliqué sur toute la surface calfeutrée.

5 ETUDE DE VERINAGE

5.1 Hypothèses

Le vérinage sera réalisé de nuit pour limiter les effets du gradient thermique (efforts de flexion) dans le tablier et sans circulation sur l'ouvrage (sous coupure de l'autoroute A151).

La conception du joint de chaussée existant (type CIPEC W50) autorise, pour de courtes périodes, un décalage possible entre les parties en regard du joint de 1 à 2 cm, voire 3 cm si le joint est ouvert ; ce décalage permet de réaliser le vérinage sans déposer le profilé en caoutchouc du joint qui reste néanmoins une opération relativement aisée.

5.1.1 Charges permanentes G

Les hypothèses concernant les charges permanentes ont été déterminées à partir du dossier d'ouvrage et de la visite du 13 avril 2025.

Longueur totale de l'ouvrage = 63,36 mètres (0,68 - 25,50 travée Ouest - 36,50 travée Est - 0,68m).

	Section (m^2)	Poids volumique (t/m^3)	Poids linéaire (t/ml)	Poids total (t)
2 Garde-corps S8			0,023 / GC S8	2,91
2 Corniches BA	0,233 / corniche	2,5	0,583	73,81
Longrine béton côté Sud	0,300	2,5	0,750	47,52
Longrine béton côté Nord	0,390	2,5	0,975	61,78
Glissière métallique côté Sud			0,0255	1,62
BHO côté Nord			0,100	6,34
Bordure T2 côté Sud			0,082	5,20
Étanchéité (larg. 9,47 m et ép. 3 cm)	0,284	2,4	0,682	43,20
Enrobé (larg. 7,33 m et ép. 16 cm)	1,173	2,4	2,815	178,34
			Total superstructures	***420,71***
Dalle béton (variation linéaire de son épaisseur)	7,580 (sur culée Ouest) 10,393 (sur pile) 6,274 (sur culée Est)	2,5		1356,87
			Total G (Charges permanentes)	***1777,59***

5.1.2 Précontrainte P

D'après le dossier d'ouvrage en notre possession, la précontrainte est constituée de câbles 30Ø7 ; en conséquence les hypothèses ci-dessous seront retenues.

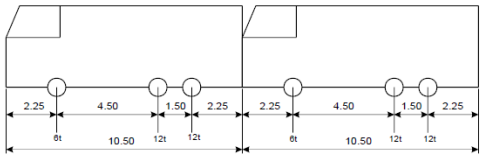
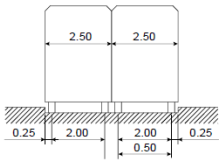
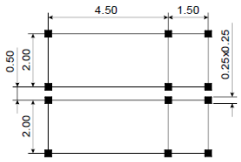
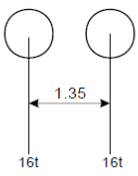
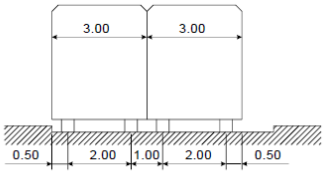
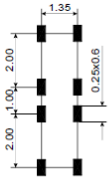
Procédé Boussiron		
Désignation	18ϕ7	30ϕ7
Section en mm²	692	1154
Force sous ancrage à la mise en tension (tonnes) / Contrainte (kgf/mm²)	87 à 100 / 125 à 145	145 à 166 / 125 à 145
Force utile en service (tonnes) / Contrainte (kgf/mm²)	55 à 60 / 79 à 87	90 à 100 / 79 à 87

Figure 46 - Extrait guide Méthodes courantes d'évaluation structurale – Évolution des armatures et procédés de précontrainte

- Diamètre d'un câble 30Ø7 : 38,33 mm ;
- $Ø_{nominal\ 1gaine}$ = 55 mm (cf. circulaire N° 71-46 03/05/1971 accordant agrément précontrainte) ;
- Contrainte à la mise en tension : 1150,8 MPa (0,80 x 1660 KN / 1154 mm²)
- Module des aciers de précontrainte : 190 000 MPa
- Valeur de la rentrée d'ancrage (post-tension) : 0,006 m
- Perte de tension par frottement en courbe : 0,18 rd^{-1} (câble ne traversant pas de joints)
- Perte de tension par unité de longueur : 0,002 m^{-1} (câble ne traversant pas de joints).

5.1.3 Surcharges d'exploitation Q

Aucune note de calcul n'a été retrouvée ; néanmoins compte tenu de l'année de construction de l'ouvrage (fin 1972 / début 1973), les charges d'exploitation AL, BC et BT du Fascicule 61 titre II de décembre 1971 ont vraisemblablement été prises en compte pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction. Les charges d'exploitation MC120 et piétons de ce même fascicule ne seront pas considérées dans la suite du document, compte tenu de l'incertitude de leur prise en compte.

Largeur Roulable (chaussée)	LR = 7, 33 m
Largeur Chargeable	LC = 6,33 m = LR - 0,50 m le long de chaque dispositif de sécurité (glissière ou barrière)
Classe du pont	Pont de première classe (pont supportant une chaussée de largeur roulable ≥ 7 m)
Système de charge AL	A(l) en t/m² = 0,23+(36/(12+L)) avec L la longueur chargée (m) AL = a_1 x a_2 x A(l) a_1 = 1 (pour 1 ou 2 voies chargées) a_2 = $V_{0,1èreclasse}$ / (Largeur roulable / nbre de voies) a_2 = 3,50 m / 3,50 m = 1,00 (si 1 voie) a_2 = 3,50 m / (7,33 m / 2 voies) = 0,96 (si 2 voies) La charge AL est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies de circulation
Système de charge BC	 *Longitudinalement*  *Transversalement*  *En plan* BC est à multiplier par b_c b_c = 1,20 (si 1 file considérée) ; b_c = 1,10 (si 2 files considérées) On ne peut disposer plus de files de camions que de voies de circulation ; même si cela est géométriquement possible (chaussées de 7,50 et 10,50 m par exemple) Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable
Système de charge BT	 *Longitudinalement*  *Transversalement*  *En plan* BT est à multiplier par b_t = 1,00
Charges d'exploitation : MC120 et piétons	Non prises en compte

D'après le Fascicule 61 titre II de décembre 1971, les charges du système B (BC et BT) sont frappées de majorations dynamiques déterminées par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2\,L} + \frac{0{,}6}{1 + 4\,\frac{G}{S}}$$

Avec :

- L = longueur de l'élément exprimée en mètres = 63,36 m ;
- G = sa charge permanente = 1778 t ;
- S : sa charge B maximale après multiplication par le coefficient bc ou bt :
  - $S_{BC,\ 1\ voie}$ = 60 t x 1,20 = 72 t
  - $S_{BC,\ 2\ voies}$ = 120 t x 1,10 = 132 t
  - $S_{BT,\ 1\ voie}$ = 32 t x 1,00 = 32 t
  - $S_{BT,\ 2\ voies}$ = 64 t x 1,00 = 64 t.

	BC, 1 voie	BC, 2 voies	BT, 1 voie	BT, 2 voies
d (coefficient de majoration dynamique)	1,035	1,040	1,032	1,034

La chaussée étant encadrée par des dispositifs de retenue, la largeur chargeable sera prise égale à 6,33 m (largeur roulable égale à 7,33 m moins 2 bandes de 0,50 m).

Remarque : il faudrait en théorie prendre la portée L de chaque travée si l'on suit les prescriptions du fascicule 61 titre II. Cette modification entraîne une augmentation d'environ 2 % du coefficient de majoration dynamique. Nous considérerons cette augmentation négligeable au regard des incertitudes multiples de notre étude. En outre, minimiser le coefficient dynamique est sécuritaire pour le reste de l'étude.

5.1.4 Effets thermiques Tk

(selon les normes NF EN 1991-1-5 section 6 & NF EN 1991-1-5/NA clause 6.1.4.1)

Tk = $((DT_N + 0{,}75DT_M)\ ;\ (0{,}35DT_N + DT_M))$

5.1.4.1 Hypothèses

Affaire : **Pont de Roumare (76 - Seine-Maritime)**

Données :

Tablier de type : **3-Tablier béton** [EN1991-1-5 ; 6.1.1]
Type de tablier : **3**
Type de tablier béton : dalle

Méthode de calcul pour le gradient thermique : **Méthode 1 (Gradient linéaire)**

Département : **76**

5.1.4.2 Dilatation thermique uniforme DT_N

Composantes de température uniforme : [EN1991-1-5 ; 6.1.3.1 et 6.1.3.2NA]

températures extrêmes de l'air sous abri	T_{max} =	35	$\Delta T_{e,max}$ =	2	$T_{e,max}$ =	37 °C
et composante de températures uniformes	T_{min} =	-20	$\Delta T_{e,min}$ =	8	$T_{e,min}$ =	-12 °C
					ΔT_N =	49 °C

Étendues de variation de températures : [EN1991-1-5 ; 6.1.3.3]

Température d'origine du pont : T_0 = 10 °C (valeur par défaut : 10°C)
Étendue des variations positives : $\Delta T_{N,exp}$ = 27 °C
Étendue des variations négatives : $\Delta T_{N,con}$ = 22 °C

5.1.4.3 *Gradient thermique DT_M*

Composante de Gradient thermique : [EN1991-1-5 ; 6.1.4.1-Tab6.1NA]

rappel : méthode utilisée : Méthode 1 (Gradient linéaire)

$\Delta T_{M,heat}$ = 12 °C (face sup. plus chaude que partie inf.)
$\Delta T_{M,cool}$ = 6 °C (face inf. plus chaude que partie sup.)

Ajustement des valeurs de composante linéaire : [EN1991-1-5 ; 6.1.4.1-Tab6.2NA]

Type de revêtement : e) épaisseur 150mm

$K_{sur,Theat}$ = 0,7
$K_{sur,Tcool}$ = 1,0

$\Delta T_{M,heat\ corrigé}$ = 8,4 °C
$\Delta T_{M,cool\ corrigé}$ = 6,0 °C

5.2 Modélisation et résultats

Le tablier a été modélisé à l'aide du logiciel ST1 2D pour l'étude de la flexion longitudinale et des réactions d'appuis.

Les unités utilisées sont la tonne (t) et le mètre (m).

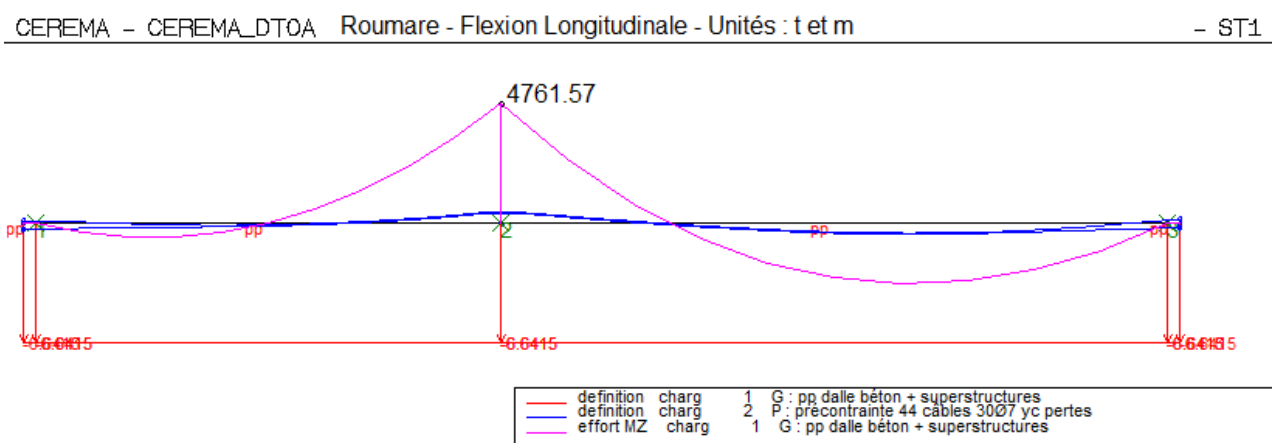


Figure 47 – Visualisation des chargements G et P et du moment de flexion sous G (appuis : n°1 culée Ouest ; n°2 pile ; n°3 culée Est)

Le poids propre :

- de la dalle béton du tablier est déterminé automatiquement, à partir des sections variables du tablier modélisées dans ST1 ;
- des superstructures sur le tablier est modélisé par une charge uniformément répartie prise égale à ~6,64 t/ml (420,71 t / 63,36 m).

5.2.1 Vérification du non dépassement du moment de flexion sous vérinage

--- RESULTATS DU CHARGEMENT : 1 ---

Titre : G : pp dalle béton + superstructures

Appui	Noeud	Fx	Fy	Mz
1	2	0.0000	187.09	0.0000
2	3	0.0000	1235.6	0.0000
3	4	0.0000	354.98	0.0000

--- RESULTATS DU CHARGEMENT : 2 ---

Titre : P : précontrainte 44 câbles 3Ø7 yc pertes

Appui	Noeud	Fx	Fy	Mz
1	2	-1239.0	9.9560	0.0000
2	3	15.784	-16.912	0.0000
3	4	1223.2	6.9556	0.0000

--- RESULTATS DU CHARGEMENT : 3 ---

Titre : G+P

Appui	Noeud	Fx	Fy	Mz
1	2	-1239.0	197.05	0.0000
2	3	15.784	1218.7	0.0000
3	4	1223.2	361.94	0.0000

--- RESULTATS DU CHARGEMENT : 7 ---

Titre : pp dalle béton

Appui	Noeud	Fx	Fy	Mz
1	2	0.0000	142.26	0.0000
2	3	0.0000	954.39	0.0000
3	4	0.0000	260.25	0.0000

--- RESULTATS DE LA SURCHARGE : 10 ---

Titre : AL sur une largeur de 1m sans a1 et a2

Appui	Noeud		Fx	Fy	Mz
1	2	Min	0.0000	-5.2215	0.0000
		Max	0.0000	14.245	0.0000
2	3	Min	0.0000	-.75001E-01	0.0000
		Max	0.0000	30.458	0.0000
3	4	Min	0.0000	-1.2164	0.0000
		Max	0.0000	14.880	0.0000

--- RESULTATS DE LA SURCHARGE : 20 ---

Titre : BC sur 1 voie sans bc et delta

Appui	Noeud		Fx	Fy	Mz
1	2	Min	0.0000	-11.905	0.0000
		Max	0.0000	41.033	0.0000
2	3	Min	0.0000	-.28682	0.0000
		Max	0.0000	60.492	0.0000
3	4	Min	0.0000	-2.7771	0.0000
		Max	0.0000	44.384	0.0000

--- RESULTATS DE LA SURCHARGE : 30 ---

Titre : BT sur 1 voie sans bt et delta

Appui	Noeud		Fx	Fy	Mz
1	2	Min	0.0000	-7.0757	0.0000
		Max	0.0000	31.249	0.0000
2	3	Min	0.0000	-.34386	0.0000
		Max	0.0000	33.455	0.0000
3	4	Min	0.0000	-1.8726	0.0000
		Max	0.0000	31.580	0.0000

Figure 48 – Réactions d'appuis (n°1 culée Ouest ; n°2 pile ; n°3 culée Est) sous divers chargements (résultats ST1)

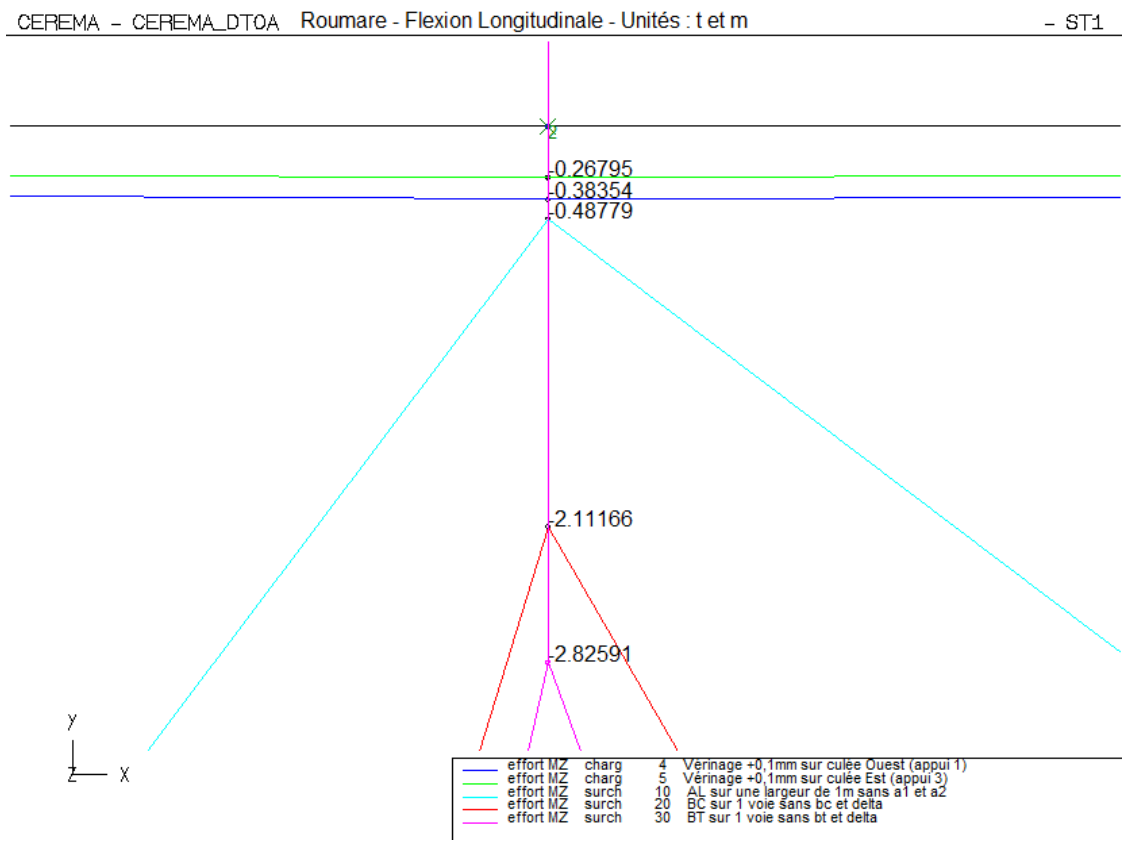


Figure 49 – Moments de flexion sur pile (appui n°2) sous divers chargements (résultats ST1)

D'après la figure ci-dessus, si l'on considère la prise en compte :

- d'une voie de circulation de largeur 3,50 m (largeur chaussée actuelle égale à 7,33 m), pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction, on en déduit le tableau ci-dessous :

	Moment de flexion (t.m) sur pile (appui 2)
Charg 4 : vérinage +0,76 mm sur culée Ouest (appui 1)	-2,915
Charg 5 : vérinage +1,08 mm sur culée Est (appui 3)	-2,894
AL sur une largeur de 3,5 m (1 voie) avec $a_1 = a_2 = 1,00$	-1,707
BC sur 1 voie avec $b_c = 1,20$ et $d = 1,035$	-2,623
BT sur 1 voie avec $b_t = 1,00$ et $d = 1,032$	-2,916

- de deux voies de circulation de largeur totale 7,00 m (largeur chaussée actuelle égale à 7,33 m), pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction, on en déduit le tableau ci-dessous :

	Moment de flexion (t.m) sur pile (appui 2)
Charg 4 : vérinage +1,52 mm sur culée Ouest (appui 1)	-5,829
Charg 5 : vérinage +2,18 mm sur culée Est (appui 3)	-5,841
AL sur largeur de 6,33 m (2 voies) avec $a_1 = 1,00$ et $a_2 = 0,96$	-2,964
BC sur 2 voies avec $b_c = 1,10$ et $d = 1,040$	-4,832
BT sur 2 voies avec $b_t = 1,00$ et $d = 1,034$	-5,844

D'après l'Instruction Provisoire n°1 de 1965 relative à l'emploi du BP (cf. article 14 « Sécurité vis-à-vis de la rupture »), la sollicitation développée par les surcharges d'exploitation y compris leur majoration dynamique, est pondérée par 1,8.

D'après le bulletin technique n°2 de mars 1971 (cf. article 2 « Calcul des sollicitations pondérées ») et la circulaire MEL n°70-115 du 27 octobre 1970 (cf. article 7 « Sollicitations pondérées »), relatifs au Fascicule 61 titre VI du 4 avril 1968 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en BA) ; la sollicitation développée par les surcharges d'exploitation y compris leurs majorations dynamiques, est pondérée par 1,5, pour une vérification de la sécurité par rapport aux surcharges et/ou en flexion composée.

En considérant deux voies de circulation pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction ; il est possible d'envisager un vérinage du tablier (de nuit pour limiter les effets du gradient thermique dans ce dernier), d'environ :

- 1,52 mm sur la culée Ouest ;
- 2,18 mm sur la culée Est ;

sans que l'effet de flexion engendré par le vérinage dans le tablier ne dépasse l'effet de flexion de la surcharge d'exploitation du type BT (effet de flexion le plus défavorable, en rouge ci-dessus).

Les pondérations 1,8 et 1,5 décrites ci-dessus correspondent à de l'ELU, elles n'ont donc pas été prises en compte.

5.2.1.1 *Calcul des contraintes dans la section de dalle sur pile, sous vérinage sur culée Est*

La section de dalle sur pile a été modélisée à l'aide du logiciel CDS pour l'étude des contraintes, selon les hypothèses ci-dessous :

- Combi. $_{ELS\ cara.}$: G + Précontrainte + Tk (gradient thermique) + Vérinage 2,18 mm / culée Est ;
- Béton C35 => f_{ck} = 35 MPa ; f_{cd} = 0,6 f_{ck} = 21 MPa ; E_{cm} = 22000[(f_{ck}+8)/10]^{0,3} = 34 077 MPa ; ε_c = f_{cd}/E_{cm} = 0,616 **‰ ;**
- Aciers HA (cf. Nomenclatures aciers en Annxes) => f_{yk} = 420 MPa (aciers fin 1972 / début 1973) ; f_{yd} = 0,8 f_{yk} = 336 MPa ; ε_{se} = f_{yd}/E_s = 1,68 **‰ ;**
- 44 câbles de précontrainte 30Ø7 en fibre supérieure de dalle ; $Ø_{1gaine}$ = 61 mm² (cf.
- 70 aciers HA en périphérie de la section de dalle :
  - 17 HA 10 en fibre inférieure de dalle ;
  - 6 HA 10 le long des âmes ;
  - 20 HA 12 en fibre inférieure et supérieure des encorbellements ;
  - 27 HA 10 en fibre supérieure de dalle ;
- Dans CDS : le moment de flexion M_Y est positif s'il comprime les fibres situées du côté des Z positifs et les unités sont en MN et m ;
- $M_{Y,G}$ = -47,62 MN.m (valeur ST1 : +4761,57 t.m => tend la fibre supérieure) ;
- $M_{Y,Tk(gradient\ thermique)}$ = 1,78 MN.m (valeur ST1 : -178,24 t.m => tend la fibre inférieure) ;
- $M_{Y,Vérinage\ 2,18\ mm\ sur\ culée\ Est}$ = 0,0584 MN.m (valeur ST1 : -5,841 t.m => tend la fibre inférieure) ;

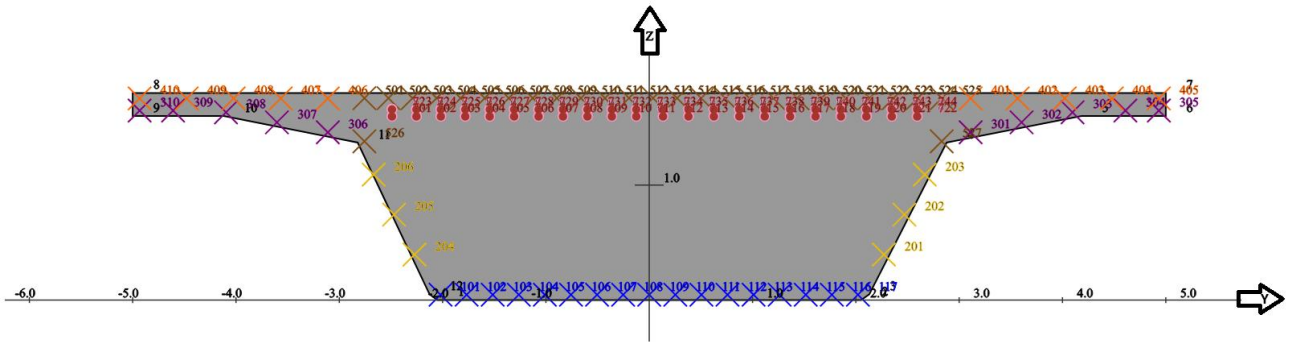
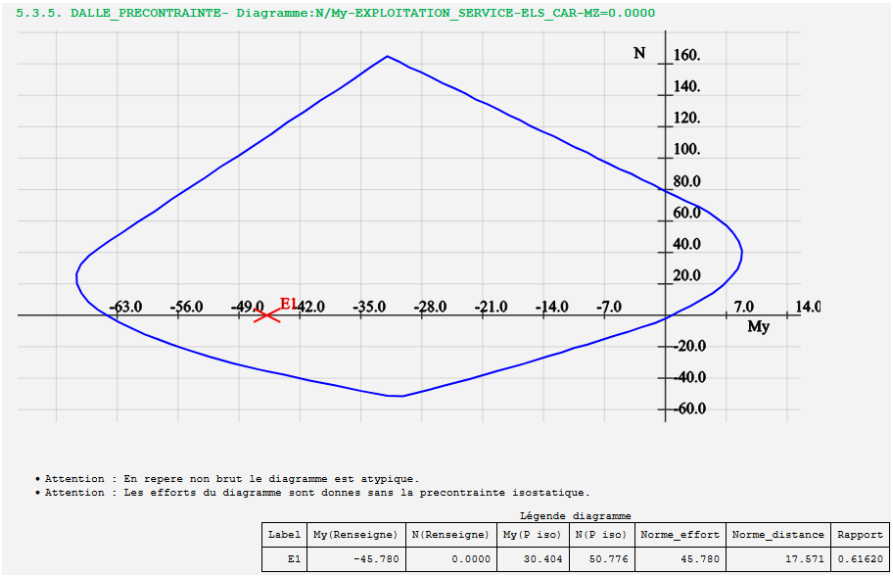


Figure 50 – Section tablier sur pile (appui n°2) – Aciers HA et Précontrainte (graphique CDS)

Les justifications CDS sont vérifiées et aboutissent au digramme d'interaction ci-dessous.



Légende diagramme

Label	My(Renseigne)	N(Renseigne)	My(P iso)	N(P iso)	Norme_effort	Norme_distance	Rapport
E1	-45.780	0.0000	30.404	50.776	45.780	17.571	0.61620

Figure 51 – Section tablier sur pile (appui n°2)

Diagramme d'interaction N/M_Y sous G + P + Tk (gradient thermique) + Vérinage 2,18 mm sur culée Est

Pour mémoire :

- Sous G + P :
  - aciers :
    - comprimés en fibre > de nervure et encorbellement ($Sigma_{max.}$ = 4,81 MPa) ;
    - comprimés en fibre < de nervure ($Sigma_{max.}$ = 62,10 MPa) ;
  - béton :
    - comprimé en fibre > de nervure et encorbellement ($Sigma_{max.}$ = 1,70 MPa) ;
    - comprimé en fibre < de nervure ($Sigma_{max.}$ = 10,85 MPa).

- Sous G + P + Tk (gradient thermique) + Vérinage 2,18 mm sur culée Est :
  - aciers :
    - comprimés en fibre > de nervure et encorbellement ($Sigma_{max.}$ = 7,50 MPa) ;
    - comprimés en fibre < de nervure ($Sigma_{max.}$ = 58,51 MPa) ;
  - béton :
    - comprimé en fibre > de nervure et encorbellement ($Sigma_{max.}$ = 2,06 MPa) ;
    - comprimé en fibre < de nervure ($Sigma_{max.}$ = 10,21 MPa).

Les contraintes dans le béton et les aciers HA sont vérifiées.

5.2.2 Vérification du non dépassement de la rotation sur pile sous vérinage

Pour mémoire, le Fascicule 62 Titre I Section I BAEL 91 révisé 99 d'avril 99 (cf. articles A.8.4,312 et A.8.4,313), limite les déplacements angulaires relatifs d'une articulation en béton à 1/20 (≤ 0,05 radian) en état limite de service.

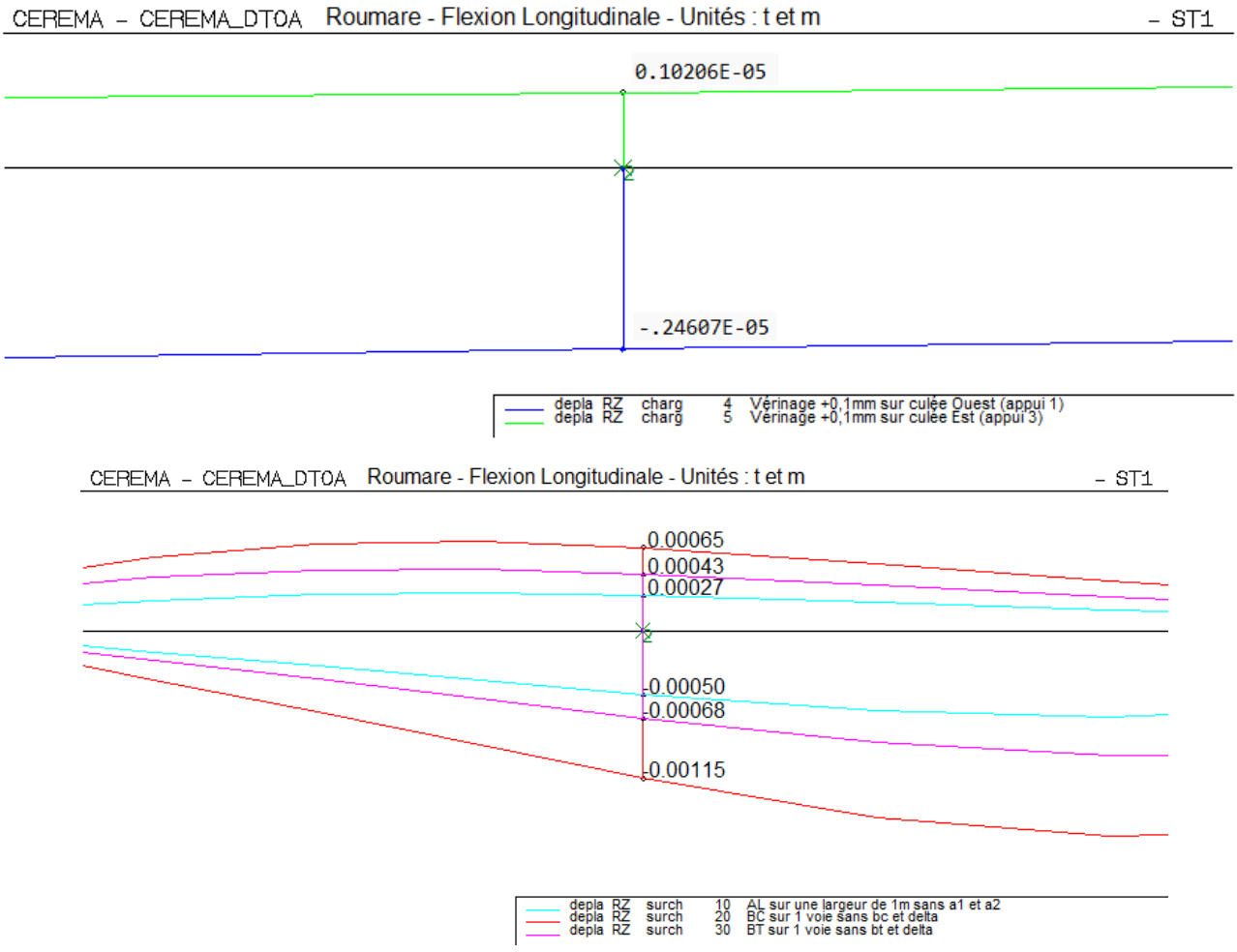


Figure 52 – Rotations sur pile (appui n°2) sous surcharges d'exploitation (résultats ST1)

D'après la figure ci-dessus, si l'on considère la prise en compte :

- de deux voies de circulation de largeur totale 7,00 m (largeur chaussée actuelle égale à 7,33 m), pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction, on en déduit le tableau ci-dessous :

	Rotation (radian) sur pile (appui 2)
Charg 4 : vérinage +1,52 mm sur culée Ouest (appui 1)	$-0{,}37\text{x}10^{-4}$
Charg 5 : vérinage +2,18 mm sur culée Est (appui 3)	$0{,}22\text{x}10^{-4}$
AL sur largeur de 6,33 m (2 voies) avec $a_1 = 1{,}00$ et $a_2 = 0{,}96$	$0{,}16\text{x}10^{-2}$ / $-0{,}30\text{x}10^{-2}$
BC sur 2 voies avec $b_c = 1{,}10$ et $d = 1{,}040$	$0{,}15\text{x}10^{-2}$ / $-0{,}26\text{x}10^{-2}$
BT sur 2 voies avec $b_t = 1{,}00$ et $d = 1{,}034$	$0{,}89\text{x}10^{-3}$ / $-0{,}14\text{x}10^{-2}$

En considérant deux voies de circulation pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction ; il est possible d'envisager un vérinage du tablier (de nuit pour limiter les effets du gradient thermique dans ce dernier), d'environ :

- 1,52 mm sur la culée Ouest ;
- 2,18 mm sur la culée Est ;

sans que l'effet de rotation engendré par le vérinage dans le tablier ne dépasse l'effet de rotation de la surcharge d'exploitation du type AL (effet de rotation le plus défavorable, en rouge ci-dessus).

5.2.3 Vérification de la non décompression de l'articulation béton sur pile sous vérinage

--- RESULTATS DE L'ENVELOPPE : 1001 ---

Titre : G + P + Vérinage +2,2mm sur culée Ouest

Appui	Noeud		Fx	Fy	Mz
1	2	Min	0.0000	197.38	0.0000
		Max	0.0000	197.38	0.0000
2	3	Min	0.0000	1218.2	0.0000
		Max	0.0000	1218.2	0.0000
3	4	Min	0.0000	362.17	0.0000
		Max	0.0000	362.17	0.0000

--- RESULTATS DE L'ENVELOPPE : 1002 ---

Titre : G + P + Vérinage +3,2mm sur culée Est

Appui	Noeud		Fx	Fy	Mz
1	2	Min	0.0000	197.39	0.0000
		Max	0.0000	197.39	0.0000
2	3	Min	0.0000	1218.2	0.0000
		Max	0.0000	1218.2	0.0000
3	4	Min	0.0000	362.17	0.0000
		Max	0.0000	362.17	0.0000

Figure 53 – Réactions d'appuis (n°1 culée Ouest ; n°2 pile ; n°3 culée Est) sous « G + P + Vérinage » (résultats ST1)

Si l'on considère G + P + Vérinage, la réaction d'appui sur pile (Fy = 1218,2 t) est positive ; l'articulation Freyssinet linéaire reste comprimée sous le vérinage envisagé.

5.2.4 Détermination des réactions d'appuis pour choix du type de vérins

--- RESULTATS DU CHARGEMENT : 6 ---

Titre : 1 t/ml

Appui	Noeud	Fx	Fy	Mz
1	2	0.0000	6.7501	0.0000
2	3	0.0000	42.347	0.0000
3	4	0.0000	14.263	0.0000

Figure 54 – Réactions d'appuis (n°1 culée Ouest ; n°2 pile ; n°3 culée Est) sous surcharge uniformément répartie de 1t/ml sur l'ensemble de l'ouvrage (résultats ST1)

D’après la figure ci-dessus, on en déduit le tableau ci-dessous :

Charge permanente (t/ml)	Réaction d’appui (t)		
	Sur culée Ouest (appui 1)	Sur pile (appui 2)	Sur culée Est (appui 3)
2 Garde-corps S8 : 2x0,023	0,311	1,948	0,656
2 Corniches BA : 2x0,583	7,871	49,377	16,631
Longrine béton côté Sud : 0,750	5,063	31,760	10,697
Longrine béton côté Nord : 0,975	6,581	41,288	13,906
Glissière métallique côté Sud : 0,0255	0,172	1,080	0,364
BHO côté Nord : 0,100	0,675	4,235	1,426
Bordure T2 côté Sud : 0,082	0,554	3,472	1,170
Étanchéité (larg. 9,47 m et ép. 3 cm) : 0,682	4,602	28,874	9,725
Enrobé (larg. 7,33 m et ép. 16 cm) : 2,815	19,000	119,195	40,146
Total Réaction d’appui sous G	***44,83***	***281,23***	***94,72***

Les réactions d’appui sur culées ont été étudiées selon le manuel d’utilisation du programme MCP 70 du SETRA qui concerne les ponts-dalles d’inertie variable (épaisseur constante ou variable, pleine ou élégie, à larges encorbellements) en béton précontraint.

2.3.2.1 - *Hypothèses de calcul*

Pour des structures présentant de larges encorbellements en coupe transversale, on convient tout d'abord de distinguer les *encorbellements* et la nervure plutôt appelée ici *dalle centrale*.

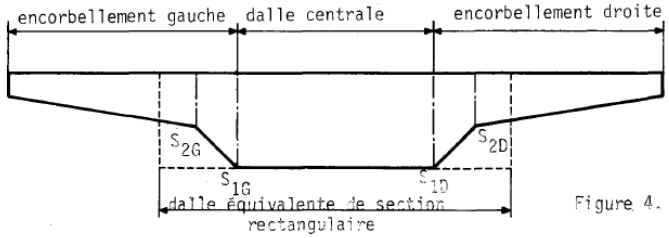


Figure 4.

Il est postulé, par ailleurs, que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité de l'intrados en coupe transversale rencontrée à partir de l'axe de la dalle (sections S_1 sur le croquis ci-dessus).

On substitue donc à la dalle avec encorbellements, une "dalle équivalente" de section rectangulaire de même épaisseur que la dalle centrale et présentant la même inertie de flexion longitudinale que la structure étudiée, compte tenu de ses encorbellements.

Soit 2b la largeur droite de la dalle rectangulaire équivalente; cette valeur 2b est intermédiaire entre la largeur droite du tablier (dalle centrale + encorbellements) et la largeur droite de la dalle centrale.

Figure 55 – Principes d’étude des dalles à larges encorbellements (cf. § 2.3.2 du Manuel d’utilisation MCP du SETRA de 1971)

On en déduit les largeurs de « dalle équivalente » suivantes.

- Pour la section sur culée Ouest : 2b = 6,749 m ; en considérant une épaisseur de 1,18 m et une inertie de flexion égale à 0,924 m³ :

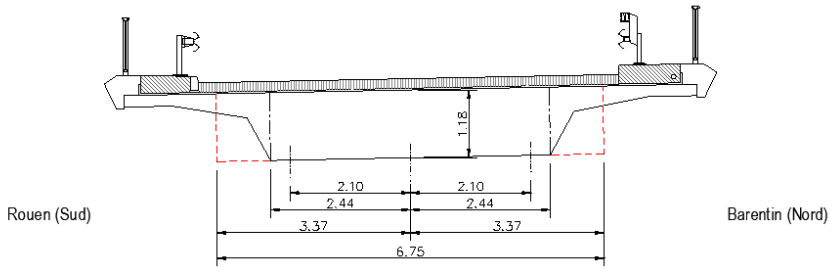


Figure 56 – Dalle équivalente – Section sur culée Ouest

- Pour la section sur culée Est : 2b = 7,027 m ; en considérant une épaisseur de 0,92 m et une inertie de flexion égale à 0,456 m^3 :

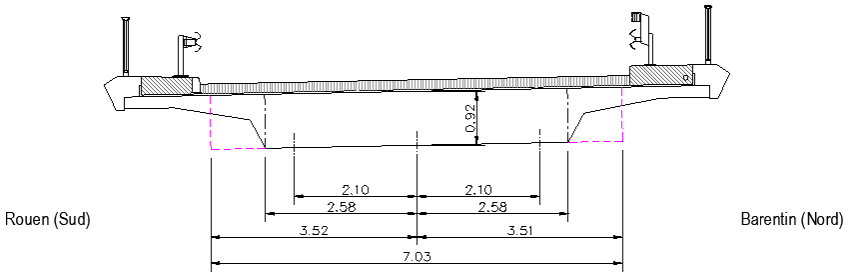


Figure 57 – Dalle équivalente – Section sur culée Est

5.2.4.1 Etude des réactions d'appui sur culées

2.3.2.2 - *Chargements appliqués sur la dalle centrale*

On applique la théorie de MM. GUYON et MASSONNET à la dalle équivalente, et les chargements appliqués à la dalle centrale sont purement et simplement reportés sur cette dalle équivalente.

2.3.2.3 - *Chargements appliqués aux encorbellements.*

Efforts exercés dans les sections d'encastrement S1 par les surcharges disposées sur les encorbellements

Appelant e_0 l'excentrement de la section S_{1G}, on considère une charge linéaire répartie p (ξ) sur une fibre parallèle à l'axe du pont, placée sur l'encorbellement et excentrée de e (voir figure ci-dessous).

Cette charge est reportée dans la section S_{1G} où elle se traduit par les densités suivantes d'effort transversaux, compte tenu des signes de e et de e_0 , et du fait que l'intensité p(x) de la charge est essentiellement positive

$m_0 (x,e_0) = (e - e_0)\, p(x) = \sum_n (e - e_0)\, p_n(x)$ pour

$t_0 (x,e_0) = -p(x) = -\sum_n p_n(x)$ $e < e_0 < o$

Appelant e'_0 l'excentrement de la section S_{1D}, on obtient de même les densités de moment m'_0 et d'effort tranchant t'_0 :

$m'_0 (x,e'_0) = -(e' - e'_0)\, p(x)$ pour

$t'_0 (x,e'_0) = +p(x)$ $o < e'_0 < e'$

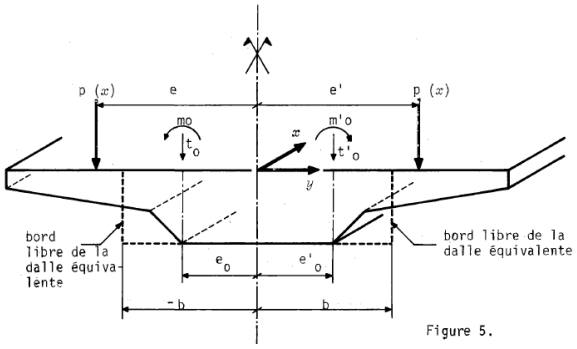


Figure 58 – Principes d'étude des dalles à larges encorbellements (cf. § 2.3.2 du Manuel d'utilisation MCP du SETRA de 1971)

On en déduit les réactions d'appui suivantes.

5.2.4.1.1 Culée Ouest

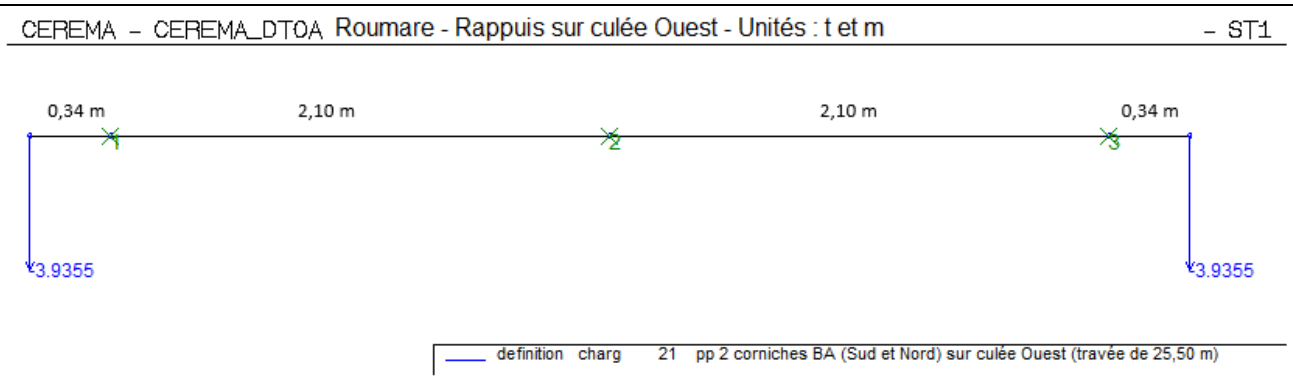


Figure 59 – Chargement de la dalle centrale sur culée Ouest (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous pp des 2 corniches BA (résultats ST1)

Avec :

- 3,9355 t = 7,871 t / 2.

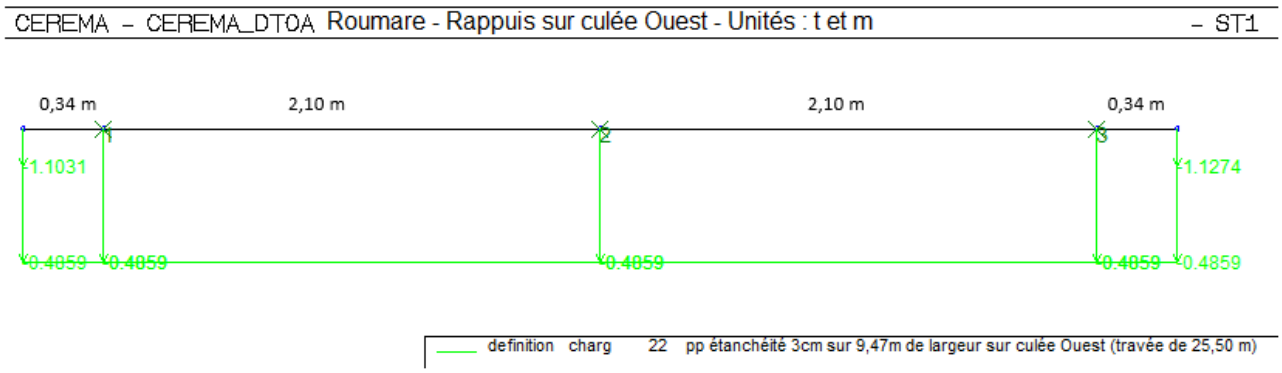


Figure 60 – Chargement de la dalle centrale sur culée Ouest (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous pp de l'étanchéité (résultats ST1)

Avec :

- 1,1031 t = 4,602 t / 9,47 m x 2,27 m ;
- 0,4859 t/ml = 4,602 t / 9,47 m ;
- 1,1274 t = 4,602 t / 9,47 m x 2,32 m.

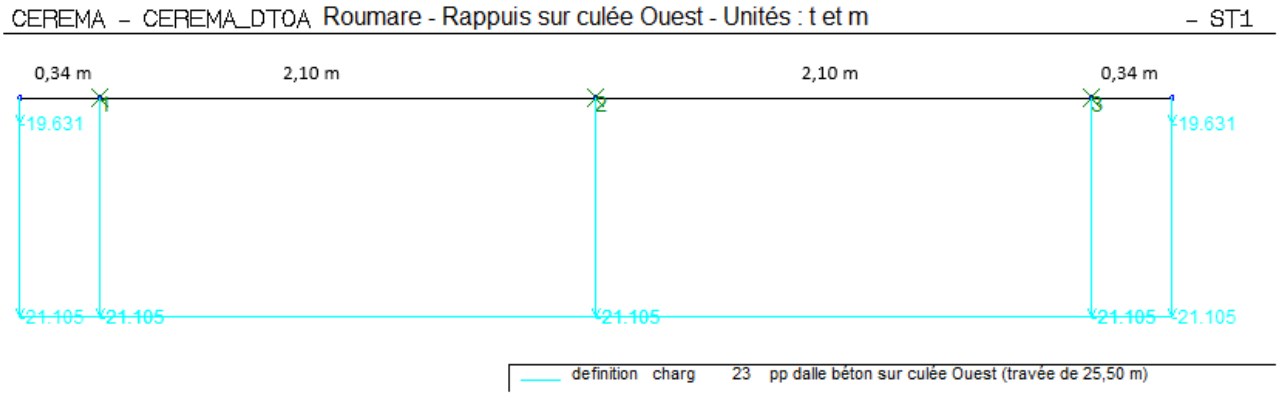


Figure 61 – Chargement de la dalle centrale sur culée Ouest (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous pp dalle béton (résultats ST1)

Avec :

- 19,631 t = 0,138 x 142,26 t ;
- 21,105 t/ml = 0,724 x 142,26 t / (2,44 m x 2).

```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       20 ---

Titre : G : pp dalle béton + superstructures sur culée Ouest (travée de 25,50 m)

   Appui    Noeud        Fx          Fy          Mz
       1        2      0.0000      70.338      0.0000
       2        3      0.0000      44.711      0.0000
       3        4      0.0000      72.040      0.0000
```

Figure 62 – Réactions d'appui sur culée Ouest (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous G (résultats ST1)

Sur la culée Ouest, la réaction d'appui :

- maximale est égale à 72,04 t (AAEF côté Nord) ;
- minimale est égale à 44,71 t (AAEF Central).

5.2.4.1.2 Pour la culée Est

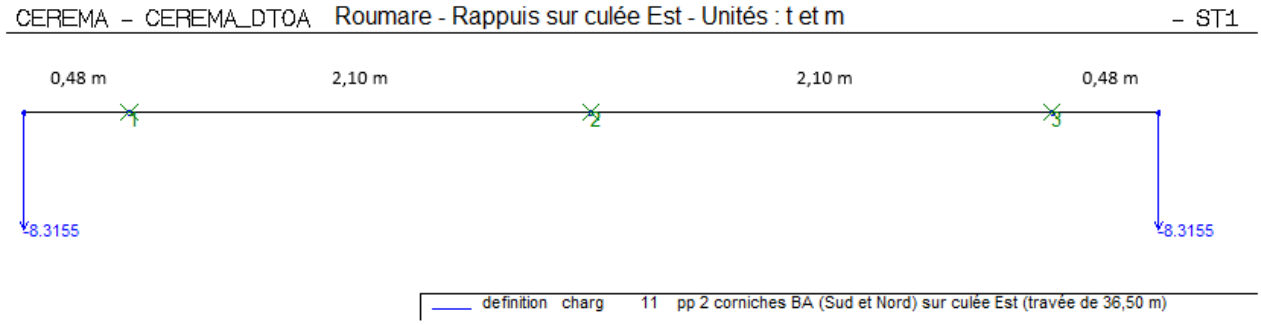


Figure 63 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous pp des 2 corniches BA (résultats ST1)

Avec :

- 8,3155 t = 16,631 t / 2.

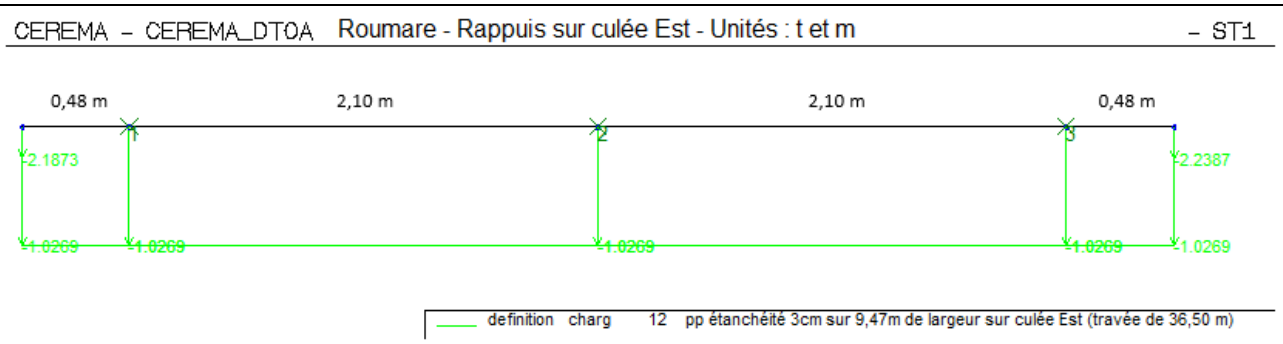


Figure 64 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous pp de l'étanchéité (résultats ST1)

Avec :

- 2,1873 t = 9,725 t / 9,47 m x 2,13 m ;
- 1,0269 t/ml = 9,725 t / 9,47 m ;
- 2,2387 t = 9,725 t / 9,47 m x 2,18 m.

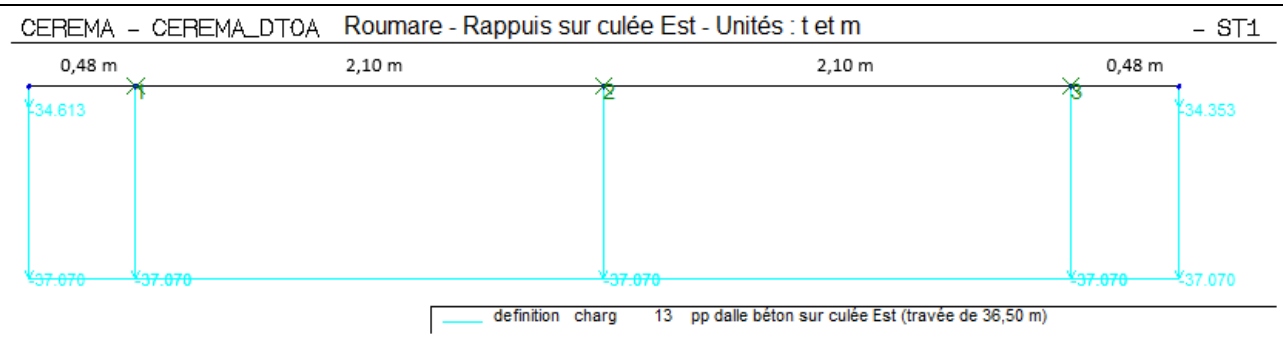


Figure 65 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous pp dalle béton (résultats ST1)

Avec :

- 34,613 t = 0,133 x 260,25 t ;
- 37,070 t/ml = 0,735 x 260,25 t / (2,58 m x 2) ;
- 34,353 t = 0,132 x 260,25 t.

```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       10 ---

Titre : G : pp dalle béton + superstructures sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui     Noeud         Fx          Fy          Mz
         1          2      0.0000      144.48      0.0000
         2          3      0.0000      62.409      0.0000
         3          4      0.0000      148.22      0.0000
```

Figure 66 – Réactions d'appui sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous G (résultats ST1)

Sur la culée Est, la réaction d'appui :

- maximale est égale à 148,22 t (AAEF côté Nord) ;
- minimale est égale à 62,41 t (AAEF Central).

5.2.4.2 *Choix du type de vérins*

Cap. T 700b (kN)	Course* (mm)	Référence Vérin	Angle +/- (degré)	Surface (cm²)	Huile (cm3)	H (mm) rentré	H (mm) sorti	Poids (kg)
10 (97)	6/6,7	CUSP10	2	13,9	9,3	35,5	41,5	1,2
20 (198)	6/7	CUSP20	2	28,3	19,8	40,5	46,5	1,9
30 (310)	6/7,3	CUSP30	2	44,2	32,1	42,5	48,5	2,7
50 (550)	10/13,3	CUSP50	4	78,5	104	57	67	5,6
75 (792)	10/14	CUSP75	4	113,1	158	60,5	70,5	8
100 (1078)	10/14,7	CUSP100	4	153,9	226	63,5	73,5	10,8
150 (1589)	10/14,3	CUSP150	3	227	324	65	75	15,3
200 (2090)	10/14,9	CUSP200	3	298,6	446	69	79	21,5
250 (2542)	10/15,5	CUSP250	3	363,1	569	72,5	82,5	27,3
300 (3167)	10/14,1	CUSP300	2	452,4	637	72,5	82,5	34,4
400 (4008)	10/14,6	CUSP400	2	572,6	837	77,5	87,5	46,2
500 (5115)	10/15,2	CUSP500	2	730,6	1111	82,5	92,5	62,7
600 (5987)	10/15,6	CUSP600	2	855,3	1334	87,5	97,5	78,4
800 (7527)	10/16,3	CUSP750	2	1075,2	1757	93,5	103,5	105,2
1000 (10165)	10/17,4	CUSP1000	2	1452,2	2531	103	113	157

** tête inclinée / tête droite*

Figure 67 – Exemples de vérins ultra plats à tête inclinable

- Culée Ouest :

Capacité vérin = 1,5 x 72 t ~ 108 t => vérin de capacité 150 t (diamètre extérieur 20 cm) ; $H_{rentré}$ = 65 mm (pour 80 à 150 mm disponible) ; surface effective du vérin 227 cm² soit un diamètre de 17 cm => $Sigma_{béton}$ = 108 t / 227 cm² ~ 48 MPa !

Si plaque métallique de dimensions 25 x 25 x 1,5 cm sur vérin de diamètre 17 cm => $Sigma_{béton}$ = 108 t / 625 cm² = 17,3 MPa => OK (< 21 MPa).

- Culée Est :

Capacité vérin = 1,5 x 148 t ~ 222 t => vérin de capacité 250 t (diamètre extérieur 25,2 cm) ; $H_{rentré}$ = 72,5 mm (pour 120 à 180 mm disponible) ; surface effective du vérin 363,1 cm² soit un diamètre de 21,5 cm => $Sigma_{béton}$ = 222 t / 363,1 cm² ~ 61 MPa !

Si plaque métallique de dimensions 33 x 33 x 2,5 cm sur vérin de diamètre 21,5 cm => $Sigma_{béton}$ = 222 t / 1089 cm² = 20,4 MPa => OK (< 21 MPa).

Les calculs ci-dessus ne comprennent pas l'effet de la précontrainte sur les réactions d'appui sur culées, estimé à ~ +10 t sur culée Ouest et ~ +7 t sur culée Est (cf. § 5.2.1).

5.2.5 Détermination du tassement des AAEF sous charges permanentes G

(Selon la norme NF EN 1337-3 de septembre 2005 et le guide technique AAEF de juillet 2007)

La définition géométrique de l'AAEF considère les dimensions a, b, a' et b' pour les appareils de forme rectangulaire ; a (dimensions en plan de l'appareil d'appui) et a' (dimension en plan des frettes) et désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire

La norme prend en compte dans le calcul le feuillet externe lorsque son épaisseur est strictement supérieure à 2,5 mm. En pratique, pour la France, l'épaisseur des couches externes est souvent la moitié de celle des feuillets internes.

La déformation verticale (tassement) totale V_z d'un appareil d'appui fretté est la somme de la déformation verticale des feuillets individuels donnée par l'expression ci-dessous issue de la norme.

$$v_z = \sum \frac{F_z\, t_i}{A'} \left(\frac{1}{5\, G_d\, S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec :

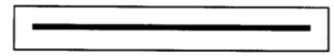
- F_z : effort vertical de calcul ;
- t_i : épaisseur d'un feuillet individuel d'élastomère dans un appareil d'appui fretté ;
- A' (surface des frettes) = a' x b' ;
- S_1 = coefficient de forme du feuillet le plus épais (feuillet interne) = A'/(l_p x ti) pour un appareil d'appui rectangulaire ; l_p = 2(a'+b').

Le guide technique (cf. § 3.3.2) propose de modifier la formule de la norme en présence de feuillets externes (demi-feuillets), en majorant la valeur de S1 par 2/1,4 pour le calcul du tassement des feuillets externes.

Toujours selon le guide technique :

- les tassements obtenus avec ces formules (celle de la norme et celle modifiée du guide technique) sont beaucoup trop importants par rapport au comportement réel de l'appareil d'appui si l'on néglige les mouvements d'adaptation entre 0 et 3 MPa ;
- la norme précise que la déformation verticale n'est à peu près proportionnelle à la charge qu'après un premier tassement que l'on peut estimer à 2 mm. Cette valeur semble trop forte, notamment en cas d'assise sur des platines métalliques. Par ailleurs, l'examen de nombreux essais de tassement indique une très grande dispersion des résultats et cette dispersion est difficilement explicable. De fait, la valeur calculée du tassement selon la norme indique la valeur maximale que l'on puisse obtenir sur un appareil conforme. On observe sur certains essais des valeurs de tassement 2 fois plus petites que celle du calcul normatif vers 8 MPa et au-delà de 15 MPa le raccourcissement peut être 3 fois moindre que la valeur calculée.

5.2.5.1 Tassement AAEF sur culée Ouest

AAEF sur culée Ouest : 2 feuillets avec hauteur ~3 cm => 300 x 500 x 2(10+3)	
(de Type A mais sans enrobage latéral des frettes)	
 **Type A : Appareil d'appui à une seule frette enrobée**	
G_d (MPa) : module de calcul du caoutchouc sous effort statique	0,9
E_b (MPa)	2000
F_z (MN)	0,754
a (m) : + petite dimension	0,300
b (m) : + gde dimension	0,500
a' (m) : + petite dimension en considérant un enrobage latéral d'élastomère égal à 0 mm	0,300
b' (m) : + gde dimension en considérant un enrobage latéral d'élastomère égal à 0 mm	0,500
A' (m²) = a' x b'	0,1500
t_i (m) : épaisseur feuillet interne d'élastomère (le plus épais)	0,010
t_e (m) : épaisseur feuillet externe d'élastomère (en général compris entre 2,5 mm et t_i/2)	0,000
l_p (m) = 2(a'+b')	1,600
$S_i = S_1$ = A'/(l_pxt_i) : coefficient de forme pour feuillet interne (le plus épais)	9,4
V_z (m) $_{1\ \text{feuillet interne}}$ = F_zxt_i/A'x[1/(5$G_d$$S_i^2$)+(1/$E_b$)]	0,000152
V_z (m) $_{1\ \text{feuillet externe}}$ = F_zxt_e/A'x[1/(5G_dx(2/1,4*S_i)²)+(1/E_b)]	0,000000
V_z (mm) $_{2\ \text{feuillets interne et 0 feuillet externe}}$	***0,30***

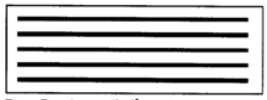
Avec :

- $F_z = G_{max} + P$ = 72,04 t (cf. Figure 60) + 9,96 t / 3 AAEF (cf. Figure 48) = 75,4 t

Le tassement maximal des AAEF de la culée Ouest sous charges permanentes est égal à 0,30 mm en valeur théorique (issue du calcul normatif).

En réalité, si l'on considère une pression de 5,03 MPa (0,754 MN / 0,30x0,50 m²) sur l'appareil d'appui, le tassement maximal est de l'ordre de 0,15 mm (0,30 mm / 2).

5.2.5.2 *Tassement AAEF sur culée Est*

AAEF sur culée Est : 300 x 400 x 5(10+2)	
(de Type B mais sans enrobage latéral des frettes)	
 Type B : Appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé	
G_d (MPa) : module de calcul du caoutchouc sous effort statique	0,9
E_b (MPa)	2000
F_z (MN)	1,505
a (m) : + petite dimension	0,300
b (m) : + gde dimension	0,400
a' (m) : + petite dimension en considérant un enrobage latéral d'élastomère égal à 0 mm	0,300
b' (m) : + gde dimension en considérant un enrobage latéral d'élastomère égal à 0 mm	0,400
A' (m²) = a' x b'	0,1200
t_i (m) : épaisseur feuillet interne d'élastomère (le plus épais)	0,010
t_e (m) : épaisseur feuillet externe d'élastomère (en général compris entre 2,5 mm et t_i/2)	0,005
l_p (m) = 2(a'+b')	1,400
$S_i = S_1 = A'/(l_p x t_i)$: coefficient de forme pour feuillet interne (le plus épais)	8,6
V_z (m) $_{1\ feuillet\ interne} = F_z x t_i / A' x [1/(5G_d S_i^2)+(1/E_b)]$	0,000442
V_z (m) $_{1\ feuillet\ externe} = F_z x t_e / A' x [1/(5G_d x(2/1,4*S_i)^2)+(1/E_b)]$	0,000124
V_z (mm) $_{2\ feuillets\ interne\ et\ 2\ feuillets\ externe}$	***2,02***

Avec :

- $F_z = G_{max} + P$ = 148,22 t (cf. Figure 64) + 6,96 t / 3 AAEF (cf. Figure 48) = 150,5 t

Le tassement maximal des AAEF de la culée Est sous charges permanentes est égal à 2,02 mm en valeur théorique (issue du calcul normatif).

En réalité, si l'on considère une pression de 12,63 MPa (1,516 MN / 0,30x0,40 m²) sur l'appareil d'appui, le tassement maximal est de l'ordre de 0,67 mm (2,02 mm / 3).

5.2.5.3 *Conclusions*

Le tassement maximal des AAEF sous charges permanentes est de l'ordre de :

- 0,15 mm sur la culée Ouest ;
- 0,67 mm sur la culée Est.

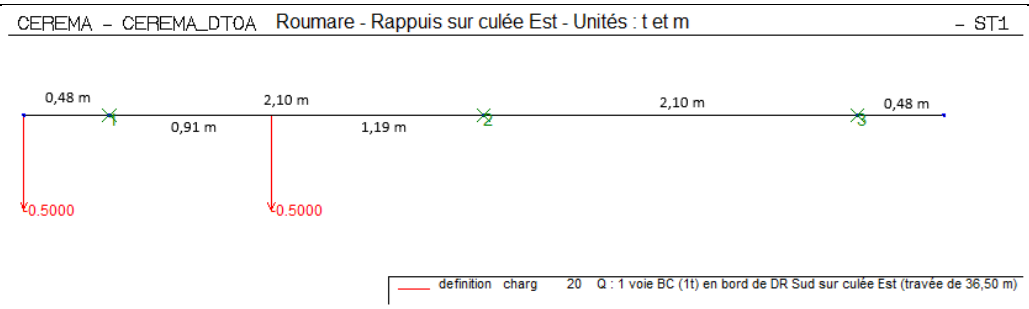
Les tassements déterminés ci-dessus sont inférieurs aux valeurs de vérinage déterminées par le calcul ci-avant :

- 1,52 mm sur la culée Ouest ;
- 2,18 mm sur la culée Est.

En conséquence, il conviendra, par prudence, de se limiter à un vérinage pour décompression des AAEF et enlèvement de ces derniers.

5.3 Recalcul des AAEF

5.3.1 Détermination des réactions d'appui verticales sous surcharges d'exploitation Q

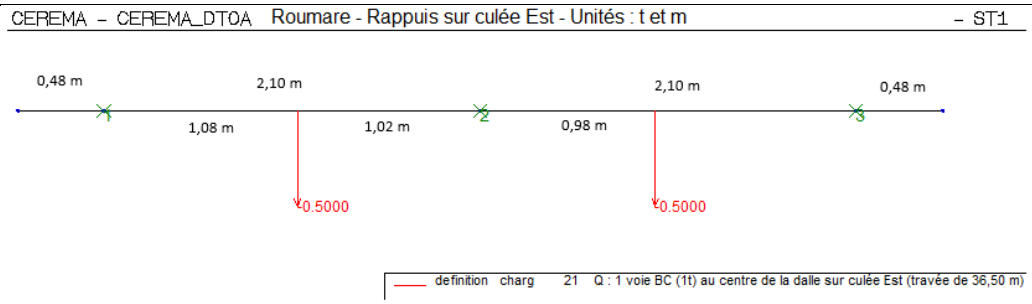



```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       20 ---

Titre : Q : 1 voie BC (1t) en bord de DR Sud sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui    Noeud        Fx          Fy          Mz
       1        2      0.0000      0.88220     0.0000
       2        3      0.0000      0.13323     0.0000
       3        4      0.0000     -.15424E-01  0.0000
```

Figure 68 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 1 voie BC (1t) en bord de DR Sud (résultats ST1)

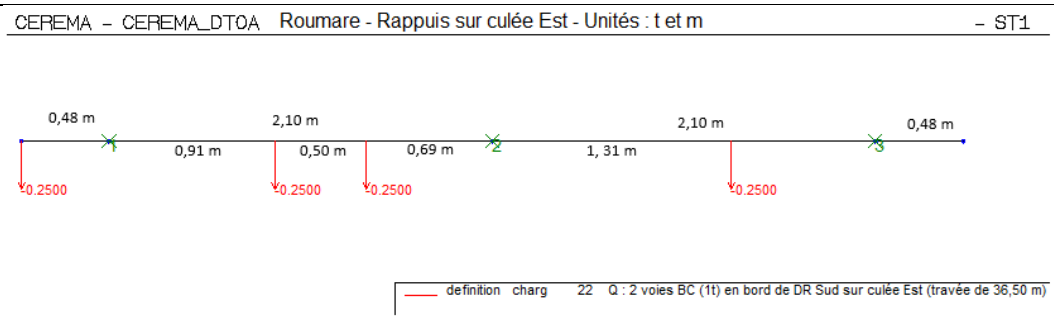



```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       21 ---

Titre : Q : 1 voie BC (1t) au centre de la dalle sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui    Noeud        Fx          Fy          Mz
       1        2      0.0000      0.14787     0.0000
       2        3      0.0000      0.71378     0.0000
       3        4      0.0000      0.13835     0.0000
```

Figure 69 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 1 voie BC (1t) au centre de la dalle (résultats ST1)




```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       22 ---

Titre : Q : 2 voies BC (1t) en bord de DR Sud sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui    Noeud        Fx          Fy          Mz
       1        2      0.0000      0.48001     0.0000
       2        3      0.0000      0.41498     0.0000
       3        4      0.0000      0.10501     0.0000
```

Figure 70 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 2 voies BC (1t) en bord de DR Sud (résultats ST1)

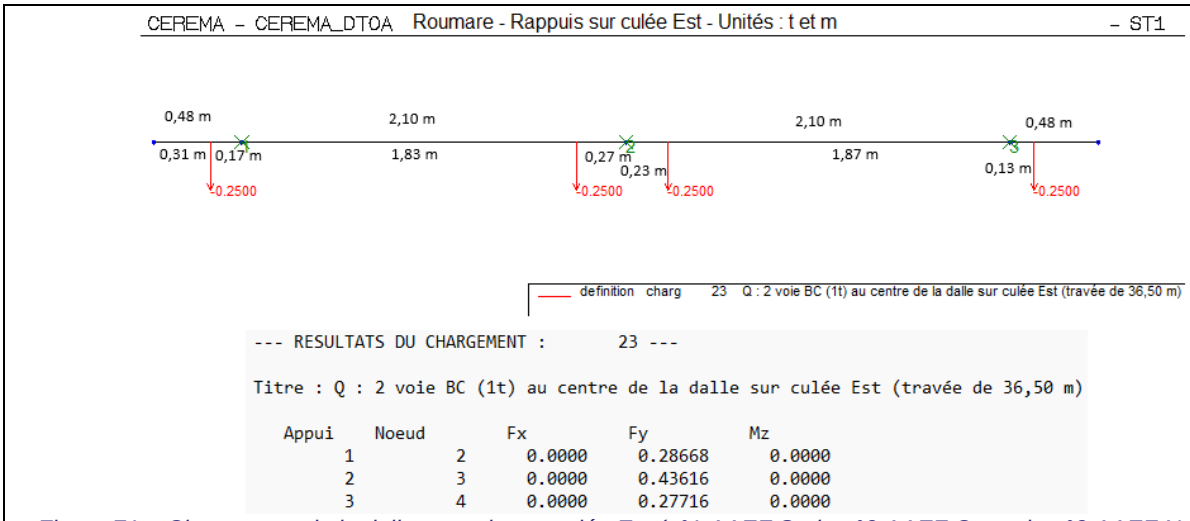


Figure 71 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 2 voies BC (1t) au centre de la dalle (résultats ST1)

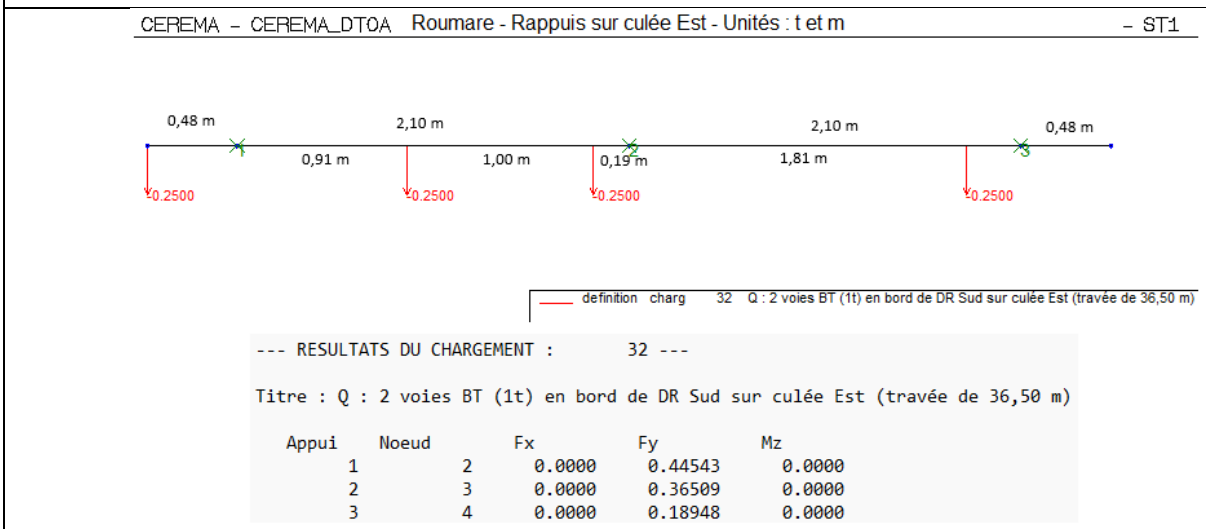


Figure 72 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 2 voies BT (1t) en bord de DR Sud (résultats ST1)

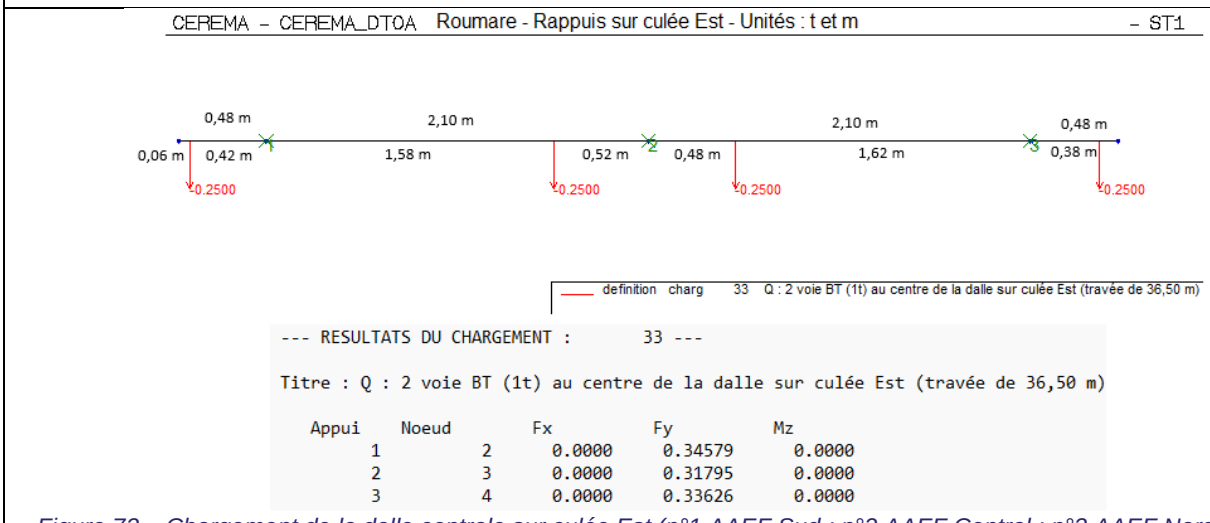
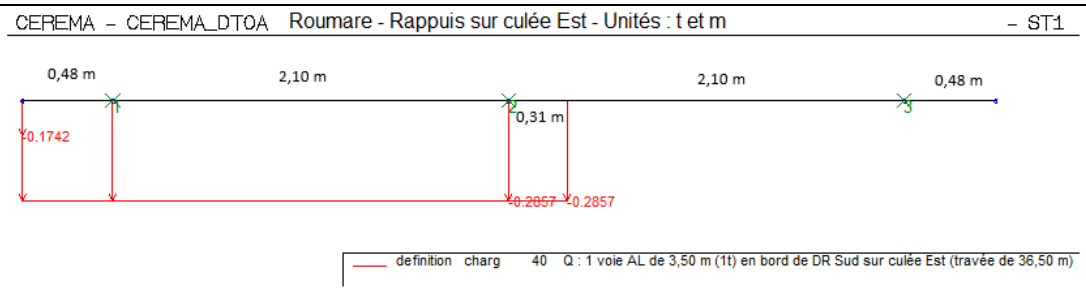


Figure 73 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 2 voies BT (1t) au centre de la dalle (résultats ST1)

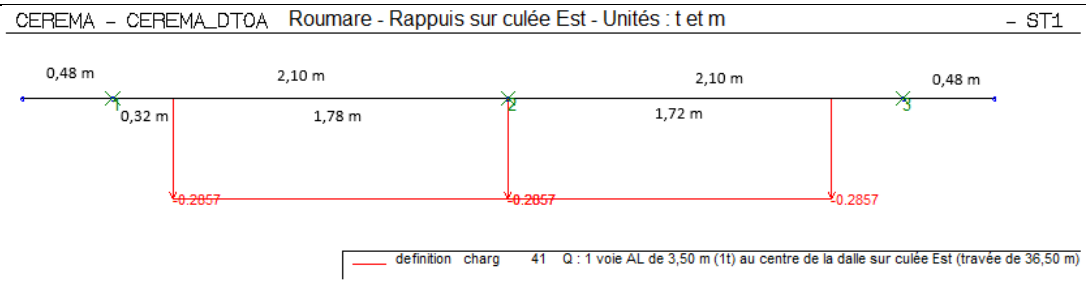



```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       40 ---

Titre : Q : 1 voie AL de 3,50 m (1t) en bord de DR Sud sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui    Noeud         Fx          Fy          Mz
       1        2     0.0000     0.64051     0.0000
       2        3     0.0000     0.37938     0.0000
       3        4     0.0000    -.19889E-01  0.0000
```

Figure 74 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 1 voie AL (1t) en bord de DR Sud (résultats ST1)

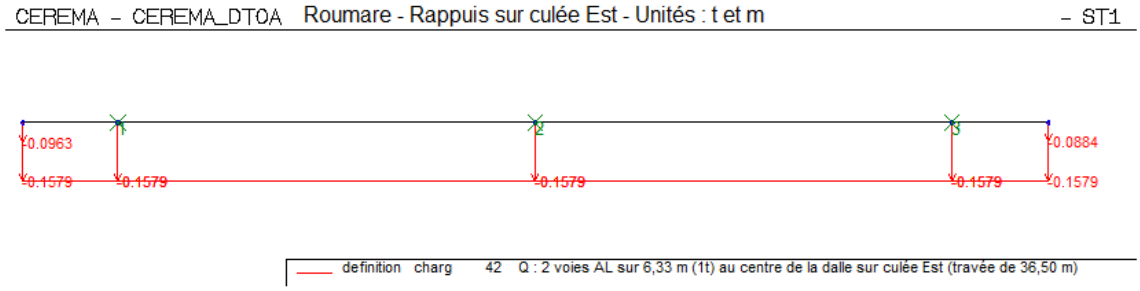



```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       41 ---

Titre : Q : 1 voie AL de 3,50 m (1t) au centre de la dalle sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui    Noeud         Fx          Fy          Mz
       1        2     0.0000     0.14467     0.0000
       2        3     0.0000     0.72494     0.0000
       3        4     0.0000     0.13039     0.0000
```

Figure 75 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 1 voie AL (1t) au centre de la dalle (résultats ST1)




```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       42 ---

Titre : Q : 2 voies AL sur 6,33 m (1t) au centre de la dalle sur culée Est (travée de 36,50 m)

   Appui    Noeud         Fx          Fy          Mz
       1        2     0.0000     0.34225     0.0000
       2        3     0.0000     0.32497     0.0000
       3        4     0.0000     0.33325     0.0000
```

Figure 76 – Chargement de la dalle centrale sur culée Est (n°1 AAEF Sud ; n°2 AAEF Central ; n°3 AAEF Nord) sous 2 voies AL (1t) au centre de la dalle (résultats ST1)

Pour la culée Est (cf. figures précédentes), on en déduit le tableau ci-dessous pour les réactions d'appuis sous surcharges d'exploitation Q.

	Réactions d'appui (t)				
	Maximale sur culée	Minimale sur culée	Sur AAEF Sud de culée	Sur AAEF Central de culée	Sur AAEF Nord de culée
AL sur une largeur de 1 m sans a_1 et a_2	14,88	-1,22	/	/	/
AL sur une largeur de 3,5 m (1 voie) avec $a_1 = a_2 =$ 1,00 en bord Sud de DR	52,08	-4,27	x 0,64	x 0,38	x -0,02
AL sur une largeur de 3,5 m (1 voie) avec $a_1 = a_2 =$ 1,00 au centre de la dalle	52,08	-4,27	x 0,14	x 0,73	x 0,13
AL sur largeur de 6,33 m (2 voies) avec $a_1 =$ 1,00 et $a_2 =$ 0,96 au centre de la dalle	90,42	-7,41	x 0,34	x 0,33	x 0,33
BC sur 1 voie sans b_c et d	44,38	-2,78	/	/	/
BC sur 1 voie avec $b_c =$ 1,20 et d = 1,035 en bord Sud de DR	55,12	-3,45	x 0,88	x 0,13	x -0,01
BC sur 1 voie avec $b_c =$ 1,20 et d = 1,035 au centre de la dalle	55,12	-3,45	x 0,15	x 0,71	x 0,14
BC sur 2 voies avec $b_c =$ 1,10 et d = 1,040 en bord Sud de DR	101,54	-6,36	x 0,48	x 0,41	x 0,11
BC sur 2 voies avec $b_c =$ 1,10 et d = 1,040 au centre de la dalle	101,54	-6,36	x 0,29	x 0,44	x 0,27
BT sur 1 voie sans b_t et d	31,58	-1,87	/	/	/
BT sur 1 voie avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,032 en bord Sud de DR	32,59	-1,93	x 0,88	x 0,13	x -0,01
BT sur 1 voie avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,032 au centre de la dalle	32,59	-1,93	x 0,15	x 0,71	x 0,14
BT sur 2 voies avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,034 en bord Sud de DR	65,31	-3,87	x 0,45	x 0,36	x 0,19
BT sur 2 voies avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,034 au centre de la dalle	65,31	-3,87	x 0,34	x 0,32	x 0,34

Pour la culée Ouest (figures non fournies), on en déduit le tableau ci-dessous pour les réactions d'appuis sous surcharges d'exploitation Q.

	Réactions d'appui (t)				
	Maximale sur culée	Minimale sur culée	Sur AAEF Sud de culée	Sur AAEF Central de culée	Sur AAEF Nord de culée
AL sur une largeur de 1 m sans a_1 et a_2	14,25	-5,22	/	/	/
AL sur une largeur de 3,5 m (1 voie) avec $a_1 = a_2 =$ 1,00 en bord Sud de DR	49,88	-18,27	x 0,62	x 0,40	x -0,02
AL sur une largeur de 3,5 m (1 voie) avec $a_1 = a_2 =$ 1,00 au centre de la dalle	49,88	**-18,27**	x 0,15	**x 0,72**	x 0,13
AL sur largeur de 6,33 m (2 voies) avec $a_1 =$ 1,00 et $a_2 =$ 0,96 au centre de la dalle	86,59	-31,72	x 0,33	x 0,35	x 0,32
BC sur 1 voie sans b_c et d	41,03	-11,91	/	/	/
BC sur 1 voie avec $b_c =$ 1,20 et d = 1,035 en bord Sud de DR	50,96	-14,79	x 0,84	x 0,18	x -0,02
BC sur 1 voie avec $b_c =$ 1,20 et d = 1,035 au centre de la dalle	50,96	-14,79	x 0,15	x 0,71	x 0,14
BC sur 2 voies avec $b_c =$ 1,10 et d = 1,040 en bord Sud de DR	**93,88**	-27,25	**x 0,46**	x 0,44	x 0,10
BC sur 2 voies avec $b_c =$ 1,10 et d = 1,040 au centre de la dalle	93,88	-27,25	x 0,29	x 0,43	x 0,28
BT sur 1 voie sans b_t et d	31,25	-7,08	/	/	/
BT sur 1 voie avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,032 en bord Sud de DR	32,25	-7,31	x 0,84	x 0,18	x -0,02
BT sur 1 voie avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,032 au centre de la dalle	32,25	-7,31	x 0,15	x 0,71	x 0,14
BT sur 2 voies avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,034 en bord Sud de DR	64,63	-14,64	x 0,42	x 0,39	x 0,19
BT sur 2 voies avec $b_t =$ 1,00 et d = 1,034 au centre de la dalle	64,63	-14,64	x 0,33	x 0,34	x 0,33

5.3.2 Détermination de la réaction d'appui horizontale sous freinage

Selon le Fascicule 61 titre II de décembre 1971 :

- les charges de chaussée des systèmes AL et BC sont susceptibles de développer des efforts de freinage s'exerçant à la surface de la chaussée ; dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée ;
- l'effort de freinage susceptible d´être développé par le système BC se trouve limité au poids d'un véhicule de 30 tonnes (parmi les camions BC que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner) ; les efforts de freinage développés par le système BC ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques et les coefficients b_c ne s'appliquent pas ;
- l´effort de freinage correspondant à la charge AL est égal à la fraction 1/(20 + 0,0035xS) du poids de cette dernière, avec S la surface chargée (m²) ;
- pour l´application des règlements de calcul aux états-limites d'utilisation, le coefficient à affecter aux charges des systèmes AL et B et aux forces de freinage sera pris égal à 1,2 ;
- les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage.

Nous considérons par la suite, un effort de freinage :

- maximal égal à 30 t (système BC) ;
- repris par 6 AAEF (3 AAEF / culée).

5.3.3 Détermination des déformations sous dilatation thermique uniforme DT_N

```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :       10 ---

Titre : DT provoquée par un écart de température de 1°C

   Noeud        Dx          Dy          Rz
       1    -.41998E-03  0.0000      0.0000
       2    -.41318E-03  0.0000      0.0000
       3    -.15818E-03  0.0000      0.0000
       4    0.20682E-03  0.0000      0.0000
       5    0.21362E-03  0.0000      0.0000
```

Figure 77 – Déformations aux nœuds (n°2 culée Ouest ; n°3 pile ; n°4 culée Est) sous dilatation thermique provoquée par un écart de température de 1°C (résultats ST1)

Sous dilatation thermique uniforme DT_N (+27°C / -22°C), le déplacement longitudinal maximal du tablier est égal à :

- 11,16x10^{-3} m (0,41x10^{-3} m/°C x 27°C) sur culée Ouest ;
- 5,58x10^{-3} m (0,21x10^{-3} m/°C x 27°C) sur culée Est.

5.3.4 Détermination des réactions d'appui verticales et des déformations sous gradient thermique DT_M

```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :        8 ---

Titre : GT face > + chaude de 8,4°C

   Noeud        Dx          Dy          Rz
       1      0.0000     -.25484E-03 0.39896E-03
       2      0.0000     -.19812E-11 0.35056E-03
       3      0.0000     0.33654E-11 -.20320E-04
       4      0.0000     -.13842E-11 -.48807E-03
       5      0.0000     -.35299E-03 -.55015E-03

   Appui    Noeud        Fx          Fy          Mz
       1          2      0.0000      6.9898      0.0000
       2          3      0.0000     -11.873      0.0000
       3          4      0.0000      4.8833      0.0000
```

```
--- RESULTATS DU CHARGEMENT :        9 ---

Titre : GT face < + chaude de 6°C

   Noeud        Dx          Dy          Rz
       1      0.0000     0.18203E-03 -.28497E-03
       2      0.0000     0.14152E-11 -.25040E-03
       3      0.0000     -.24038E-11 0.14514E-04
       4      0.0000     0.98868E-12 0.34862E-03
       5      0.0000     0.25214E-03 0.39297E-03

   Appui    Noeud        Fx          Fy          Mz
       1          2      0.0000     -4.9927      0.0000
       2          3      0.0000      8.4808      0.0000
       3          4      0.0000     -3.4881      0.0000
```

Figure 78 – Déformations aux nœuds (n°2 culée Ouest ; n°3 pile ; n°4 culée Est) et Réactions d'appuis (n°1 culée Ouest ; n°2 pile ; n°3 culée Est) sous gradient thermique DT_M (résultats ST1)

Sous gradient thermique DT_M :

- la rotation du tablier est égale à :
  - 0,35x10^{-3} rad sur culée Ouest et la réaction concomitante sur culée égale à 6,99 t ;
  - 0,49x10^{-3} rad sur culée Est et la réaction concomitante sur culée égale à 4,88 t ;
- la flexion longitudinale du tablier est rappelée ci-dessous :

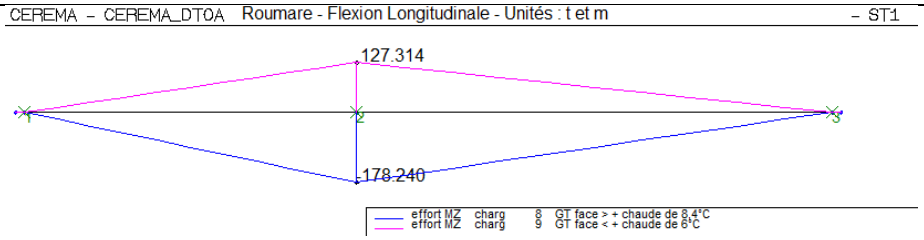


Figure 79 – Moments de flexion (n°1 culée Ouest ; n°2 pile ; n°3 culée Est) sous gradient thermique DT_M (résultats ST1)

5.3.5 Résultats

D'après le bulletin technique n°2 de mars 1971 (cf. article 2 « Calcul des sollicitations pondérées ») et la circulaire MEL n°70-115 du 27 octobre 1970 (cf. article 7 « Sollicitations pondérées »), relatifs au Fascicule 61 titre VI du 4 avril 1968 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en BA) :

- la sollicitation développée par les surcharges d'exploitation y compris leurs majorations dynamiques, est pondérée par 1,5, pour une vérification de la sécurité par rapport aux surcharges et/ou en flexion composée.

Le calcul des AAEF se fait uniquement à l'Etat Limite Ultime selon les vérifications définies dans la norme NF EN 1337-3. Les combinaisons d'actions fondamentales à utiliser sont données dans le tableau 4.1 du guide technique Appareils d'Appui en Elastomère Fretté de juillet 2007.

Nous considérons par la suite, les combinaisons d'actions ci-dessous :

- 1,35 G + P + 1,5 Q + 1,5x0,6 T ;
- 1,35 G + P + 1,5 T +1,2 Q ;
- Avec :
  - G : sollicitation due à la charge permanente ;
  - P : action de la précontrainte
  - Q : sollicitation due aux surcharges d'exploitation ;
  - T : sollicitation due aux effets de la température.

5.3.5.1 Recalculs AAEF existant sur culée Est

Hypothèses :

désignation de l'affaire :		**Pont de Roumare - AAEF existant sur culée Est**			
Note : convention adoptée pour ce tableur : a (petite dimension) est placé dans le sens longitudinal de l'ouvrage ; inverser a et b si besoin.					
Caractéristiques principales des AA :	**300 x 400 ; 4 (10+2) ; 2 x 5**				
petite dimension de l'appareil d'appui :	a =	0,300	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
grande dimension de l'appareil d'appui :	b =	0,400	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
nb de feuillets intermédiaires :	n =	4	u		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
épaisseur feuillets :	t i =	0,010	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
épaisseur frettes :	t s =	0,002	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
enrobage extérieur (face sup et inf des AA) :	e =	0,005	m		[guide setra (1) ; §3.1]
enrobage extérieur latéral :	e lat =	0,000	m		
module de cisaillement conventionnel :	Gg =	0,9	MPa	(statique)	[EN NF 1337-3 ; 4.3.1 et note info setra]
module d'élasticité volumique :	Eb =	2000	MPa		[EN 1337-3 ; 5.3.3.7(20)]
limite élasticité de l'acier (frettes) :	fy =	235	MPa		[EN 1337-3 ; 4.4.3.1]
coefficient de frottement : dessus :	K_f =	0,2	-	(0,6 pour le béton ; 0,2 pour autres surfaces yc résine)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6]
coefficient de frottement : dessous :	K_f =	0,6	-	(0,6 pour le béton ; 0,2 pour autres surfaces yc résine)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6]
défaut de pose :	α_{def} =	0,003	rad		[EN 1337-3 ; 7.1.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]

Caractéristiques déduites :

petite dimension des frettes :	a' =	0,300	m	[EN 1337-3 ; 5.3.2]
grande dimension des frettes :	b' =	0,400	m	[EN 1337-3 ; 5.3.2]
surface en plan des frettes :	A' = A_1 =	0,1200	m²	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(6)]
surface périphérique libre de l'AA :	l_p =	1,400	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(7)]
épaisseurs de feuillets :	te_{int} =	0,010	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(5)]
coefficients de forme interne :	$\beta = S_{int}$ =	8,571	-	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(3)]
épaisseur nominale totale de l'élastomère :	T_e =	0,050	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.7(17)]
épaisseur initiale totale de l'élast. en cisaillement :	T_q =	0,050	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.3(10)]

Sollicitations :

effort vertical **ultime** maximal :	$F_{z,d\ max}$ =	2,770	MN	(condition de distorsion, flambement et traction dans les frettes)	
effort longitudinal **ultime** :	$F_{x,d}$ =	0,075	MN	(condition de non-glissement)	
effort transversal **ultime** :	$F_{y,d}$ =	0,000	MN	(condition de non-glissement)	
résultante des efforts horizontaux (addition vectorielle) :	$F_{xy,d}$ =	0,07500	MN	(condition de non-glissement)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6(16)]
effort vertical minimal **ultime** coexistant avec $F_{xy,d}$:	$F_{z,d\ min}$ =	0,820	MN	(condition de non-glissement)	
déplacement longitudinal **ultime** :	$v_{x,d}$ =	8,37E-03	m	(limitation en distorsion)	
déplacement transversal **ultime** :	$v_{y,d}$ =	0,00000	m	(limitation en distorsion)	
déplac. horizontal maxi en plan (addition vectorielle) :	$v_{xy,d}$ =	8,37E-03	m		[EN 1337-3 ; 5.3.3.3(10)]
rotation **ultime** autour de l'axe transversal/largeur (y) :	$\alpha_y = \alpha_a$ =	7,40E-04	rad	(limitation en distorsion et rotation)	
rotation **ultime** autour de l'axe longitudinal/longueur (x) :	$\alpha_x = \alpha_b$ =	0,00000	rad	(limitation en distorsion et rotation)	
rotation **ultime** /axe transversal (yc défaut de pose évent.) :	$\alpha_{a,d}$ =	0,00374	rad		[EN 1337-3 ; 5.3.3.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]
rotation **ultime** /axe longitudinal (yc défaut de pose évent.) :	$\alpha_{b,d}$ =	0,00000	rad		[EN 1337-3 ; 5.3.3.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]
effort vertical **ultime** concomitant à ces rotations :	F_z =	2,6334	MN		
effort vertical minimal **sous charges perm.** :	$F_{z,d\ Gmin}$ =	0,647	MN	(condition de non-glissement sous charges permanentes)	

Vérifications (synthèse) :

1-Limitation en distorsion :	Ok	taux = 74%	$\varepsilon_t < \varepsilon_{u,k} / \gamma_m$
	Ok	taux = 17%	$\varepsilon_{q,d} < \varepsilon_{q,d\ limite}$
2-Limitation de traction dans les frettes :	NON	taux = 131%	$t_s > t_{s\ mini}$
3-Limitation en rotation :	Ok	taux = 10%	$\Sigma v_{z,d} > (a'.\alpha_a + b'.\alpha_b) / K_{r,d}$
4-Stabilité au flambement :	Ok	taux = 77%	$F_{z,d\ max} / A_r < 2.G.a'.S_{int} / 3.T_e$
5-Stabilité au glissement :	Ok	taux = 64%	$F_{xy,d} < \mu_e F_{z,min}$
	Ok	taux = 54%	$F_{z,d\ min\ (CP)} / A_r > 3$ MPa ?

Avec :

- $F_{z,d\ max}$
  $= 1,35\ G_{max} + P + 1,5\ Q_{max} + 1,5x0,6\ T$
  $= 1,35\ G_{max} + P + 1,5x\ (2voies\ BC) + 1,5x0,6\ DT_M$
  $= 1,35x148,22\ t + (6,96\ t / 3\ AAEF) + 1,5x(101,54\ t\ x\ 0,48) + 1,5x0,6x(4,88\ t / 3\ AAEF)$
  $= 276,99\ t$

- Fx,d
  = 1,5 x Freinage BC / 6 AAEF = 1,5 x 30 t / 6 = 7,5 t
- $F_{z,d\ min}$
  $= 1,35\ G_{min} + P + 1,5\ Q_{min}$
  $= 1,35\ G_{min} + P + 1,5x\ (2voies\ BC)$
  $= 1,35x62,41\ t + (6,96\ t / 3\ AAEF) + 1,5x(-6,36\ t\ x\ 0,48)$
  $= 81,99\ t$

- V_X
  $= 1,5\ DT_N = 1,5x5,58x10^{-3}\ m = 8,37x10^{-3}\ m$

- a_a
  $= 1,5\ DT_M = 1,5x0,49x10^{-3}$ radian $= 0,74x10^{-3}$ radian
- F_Z
  $= 1,35\ G_{max} + P + 1,5\ DT_M + 1,2\ Q_{max}$
  $= 1,35x148,22\ t + (6,96\ t / 3\ AAEF) + 1,5x(4,88\ t / 3\ AAEF) + 1,2x(101,54\ t\ x\ 0,48)$
  $= 263,34\ t$

- $F_{Z,d\ Gmin}$
  $= G_{min} + P$
  $= 62,41\ t + (6,96\ t / 3\ AAEF)$
  $= 64,73\ t$

5.3.5.2 *Recalculs AAEF existant sur culée Ouest*

Hypothèses :

désignation de l'affaire :		**Pont de Roumare - AAEF existant sur culée Ouest**			
Note : convention adoptée pour ce tableur : a (petite dimension) est placé dans le sens longitudinal de l'ouvrage ; inverser a et b si besoin.					
Caractéristiques principales des AA :	**300 x 500 ; 2 (10+2) ; 2 x 0**				
petite dimension de l'appareil d'appui :	a =	0,300	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
grande dimension de l'appareil d'appui :	b =	0,500	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
nb de feuillets intermédiaires :	n =	2	u		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
épaisseur feuillets :	t i =	0,010	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
épaisseur frettes :	t s =	0,002	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
enrobage extérieur (face sup et inf des AA) :	e =	0,000	m		[guide setra (1) ; §3.1]
enrobage extérieur latéral :	e lat =	0,000	m		
module de cisaillement conventionnel :	Gg =	0,9	MPa	(statique)	[EN NF 1337-3 ; 4.3.1 et note info setra]
module d'élasticité volumique :	Eb =	2000	MPa		[EN 1337-3 ; 5.3.3.7(20)]
limite élasticité de l'acier (frettes) :	fy =	235	MPa		[EN 1337-3 ; 4.4.3.1]
coefficient de frottement : dessus :	K_f =	0,6	-	(0,6 pour le béton ; 0,2 pour autres surfaces yc résine)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6]
coefficient de frottement : dessous :	K_f =	0,6	-	(0,6 pour le béton ; 0,2 pour autres surfaces yc résine)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6]
défaut de pose :	α_{def} =	0,003	rad		[EN 1337-3 ; 7.1.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]

Caractéristiques déduites :

petite dimension des frettes :	a' =	0,300	m	[EN 1337-3 ; 5.3.2]
grande dimension des frettes :	b' =	0,500	m	[EN 1337-3 ; 5.3.2]
surface en plan des frettes :	A' = A_1 =	0,1500	m²	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(6)]
surface périphérique libre de l'AA :	l_p =	1,600	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(7)]
épaisseurs de feuillets :	te_{int} =	0,010	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(5)]
coefficients de forme interne :	$\beta = S_{int}$ =	9,375	-	[EN 1337-3 ; 5.3.3.1(3)]
épaisseur nominale totale de l'élastomère :	T_e =	0,020	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.7(17)]
épaisseur initiale totale de l'élast. en cisaillement :	T_q =	0,020	m	[EN 1337-3 ; 5.3.3.3(10)]

Sollicitations :

effort vertical **ultime** maximal :	$F_{z,d\ max}$ =	1,668	MN	(condition de distorsion, flambement et traction dans les frettes)	
effort longitudinal **ultime** :	$F_{x,d}$ =	0,075	MN	(condition de non-glissement)	
effort transversal **ultime** :	$F_{y,d}$ =	0,000	MN	(condition de non-glissement)	
résultante des efforts horizontaux (addition vectorielle) :	$F_{xy,d}$ =	0,07500	MN	(condition de non-glissement)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6(16)]
effort vertical minimal **ultime** coexistant avec $F_{xy,d}$:	$F_{z,d\ min}$ =	0,449	MN	(condition de non-glissement)	
déplacement longitudinal **ultime** :	$v_{x,d}$ =	1,67E-02	m	(limitation en distorsion)	
déplacement transversal **ultime** :	$v_{y,d}$ =	0,00000	m	(limitation en distorsion)	
déplac. horizontal maxi en plan (addition vectorielle) :	$v_{xy,d}$ =	1,67E-02	m		[EN 1337-3 ; 5.3.3.3(10)]
rotation **ultime** autour de l'axe transversal/largeur (y) :	$\alpha_y = \alpha_a$ =	5,30E-04	rad	(limitation en distorsion et rotation)	
rotation **ultime** autour de l'axe longitudinal/longueur (x) :	$\alpha_x = \alpha_b$ =	0,00000	rad	(limitation en distorsion et rotation)	
rotation **ultime** /axe transversal (yc défaut de pose évent.) :	$\alpha_{a,d}$ =	0,00353	rad		[EN 1337-3 ; 5.3.3.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]
rotation **ultime** /axe longitudinal (yc défaut de pose évent.) :	$\alpha_{b,d}$ =	0,00000	rad		[EN 1337-3 ; 5.3.3.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]
effort vertical **ultime** concomitant à ces rotations :	F_z =	1,5534	MN		
effort vertical minimal **sous charges perm.** :	$F_{z,d\ Gmin}$ =	0,480	MN	(condition de non-glissement sous charges permanentes)	

Vérifications (synthèse) :

1-Limitation en distorsion :	**Ok**	taux = 53%	$\varepsilon_t < \varepsilon_{u,k} / \gamma_m$
	Ok	taux = 84%	$\varepsilon_{q,d} < \varepsilon_{q,d\ limite}$
2-Limitation de traction dans les frettes :	**Ok**	taux = 100%	$t_s > t_{s\ mini}$
3-Limitation en rotation :	**Ok**	taux = 56%	$\Sigma v_{z,d} > (a'.\alpha_a + b'.\alpha_b) / K_{r,d}$
4-Stabilité au flambement :	**Ok**	taux = 14%	$F_{z,d\ max} / A_r < 2.G.a'.S_{int} / 3.T_e$
5-Stabilité au glissement :	**Ok**	taux = 44%	$F_{xy,d} < \mu_e F_{z,min}$
	Ok	taux = 88%	$F_{z,d\ min\ (CP)} / A_r > 3$ MPa ?

Avec :

- $F_{z,d\ max}$
  = 1,35 G_{max} + P + 1,5 Q_{max} + 1,5x0,6 T
  = 1,35 G_{max} + P + 1,5x (2voies BC) + 1,5x0,6 DT_M
  = 1,35x72,04 t + (9,96 t / 3 AAEF) + 1,5x(92,88 t x 0,46) + 1,5x0,6x(6,99 t / 3 AAEF)
  = 166,76 t

- Fx,d
  = 1,5 x Freinage BC / 6 AAEF = 1,5 x 30 t / 6 = 7,5 t
- $F_{z,d\ min}$
  = 1,35 G_{min} + P + 1,5 Q_{min}
  = 1,35 G_{min} + P + 1,5x (2voies BC)
  = 1,35x44,71 t + (9,96 t / 3 AAEF) + 1,5x(-27,25 t x 0,46)
  = 44,88 t

- V_X
  = 1,5 DT_N = 1,5x11,16x10^{-3} m = 16,74x10^{-3} m

- a_a
  = 1,5 DT_M = 1,5x0,35x10^{-3} radian = 0,53x10^{-3} radian
- F_Z
  = 1,35 G_{max} + P + 1,5 DT_M + 1,2 Q_{max}
  = 1,35x72,04 t + (9,96 t / 3 AAEF) + 1,5x(6,99 t / 3 AAEF) + 1,2x(92,88 t x 0,46)
  = 155,34 t

- $F_{Z,d\ Gmin}$
  = G_{min} + P
  = 44,71 t + (9,96 t / 3 AAEF)
  = 48,03 t

5.3.5.3 Conclusions

Avec les hypothèses :

- sur les caractéristiques principales des AAEF ;
- d'une épaisseur de chaussée égale à 16 cm d'enrobé ;
- de la prise en compte de deux voies de circulation de largeur totale 7,00 m (largeur chaussée actuelle égale à 7,33 m) pour la justification de l'ouvrage lors de sa construction ;

les AAEF existants de la culée :

- Est ne sont pas justifiés ;
- Ouest sont justifiés.

Pour justifier les AAEF de la culée Est, leurs caractéristiques devront être modifiées comme indiqué ci-dessous.

Hypothèses :

désignation de l'affaire :		**Pont de Roumare - Nouveaux AAEF sur culée Est**			
Note : convention adoptée pour ce tableur : a (petite dimension) est placé dans le sens longitudinal de l'ouvrage ; inverser a et b si besoin.					
Caractéristiques principales des AA :		**300 x 400 ; 4 (8+3) ; 2 x 4**			
petite dimension de l'appareil d'appui :	a =	0,300	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
grande dimension de l'appareil d'appui :	b =	0,400	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
nb de feuillets intermédiaires :	n =	4	u		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
épaisseur feuillets :	t i =	0,008	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
épaisseur frettes :	t s =	0,003	m		[EN 1337-3 ; 5.3.2]
enrobage extérieur (face sup et inf des AA) :	e =	0,004	m		[guide setra (1) ; §3.1]
enrobage extérieur latéral :	e lat =	0,000	m		
module de cisaillement conventionnel :	Gg =	0,9	MPa	(statique)	[EN NF 1337-3 ; 4.3.1 et note info setra]
module d'élasticité volumique :	Eb =	2000	MPa		[EN 1337-3 ; 5.3.3.7(20)]
limite élasticité de l'acier (frettes) :	fy =	235	MPa		[EN 1337-3 ; 4.4.3.1]
coefficient de frottement : dessus :	K_f =	0,2	-	(0,6 pour le béton ; 0,2 pour autres surfaces yc résine)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6]
coefficient de frottement : dessous :	K_f =	0,6	-	(0,6 pour le béton ; 0,2 pour autres surfaces yc résine)	[EN 1337-3 ; 5.3.3.6]
défaut de pose :	α_{def} =	0,003	rad		[EN 1337-3 ; 7.1.4] et [guide Sétra, §3.4.1.3]

Vérifications (synthèse) :

1-Limitation en distorsion :	**Ok**	taux = 65%	$\varepsilon_t < \varepsilon_{u,k} / \gamma_m$
	Ok	taux = 21%	$\varepsilon_{q,d} < \varepsilon_{q,d\ limite}$
2-Limitation de traction dans les frettes :	**Ok**	taux = 70%	$t_s > t_{s\ mini}$
3-Limitation en rotation :	**Ok**	taux = 17%	$\Sigma\ v_{z,d} > (a'.\alpha_a + b'.\alpha_b) / K_{r,d}$
4-Stabilité au flambement :	**Ok**	taux = 49%	$F_{z,d\ max} / A_r < 2.G.a'.S_{int} / 3.T_e$
5-Stabilité au glissement :	**Ok**	taux = 64%	$F_{xy,d} < \mu_e F_{z,min}$
	Ok	taux = 54%	$F_{z,d\ min\ (CP)} / A_r > 3$ MPa ?

Des sondages devront être réalisés avant le démarrage des travaux afin de déterminer l'épaisseur réelle d'enrobé de chaussée.

6 CONTRAINTES

L'ouvrage se situe sur l'autoroute A151, au PR 0+826, et permet le franchissement de l'autoroute A150.

Les principales contraintes du projet sont les suivantes :

- Minimiser les perturbations de trafic de l'A150 et A151.
- Présence d'une pile en TPC de l'autoroute A150.
- Sécurité des usagers des autoroutes et des travailleurs sur le chantier.
- L'accessibilité.

Le phasage des travaux devra donc être adapté à toutes ces contraintes.

6.1 Autoroute A150 et A151

Les travaux sur l'ouvrage doivent minimiser au maximum les perturbations sur les trafics. Une réunion concernant les balisages possibles devra être réalisée en amont des travaux pour définir au mieux les solutions d'interventions.

A ce stade des études, il est envisagé :

- La réduction temporaire, ou coupure ponctuelle, des voies de circulation de l'autoroute A150, pour purge et réparation des bétons dégradés des parties d'ouvrage (tablier et pile) situées au droit de l'autoroute A150.
- La coupure ponctuelle de la circulation de l'autoroute A151, de nuit, lors d'Opérations Coup de Poing (OCP), pour vérinage du tablier (par ligne d'appui) ; après mise en place d'une déviation entre la sortie N°1 de l'A151 et l'entrée N°2 de l'A151, via la D927, puis D6015 et D1043.

6.2 Accessibilité et installation de chantier

La configuration de l'ouvrage empêche l'accès et l'installation de chantier le long de l'autoroute A151.

La présence d'un espace convenable en pied de perré de la culée Est offre des possibilités :

- d'accès pour la réalisation des travaux sur culées, en intrados de tablier et sur pile ;
- d'installation de chantier et d'aire de stockage.

La possibilité d'utilisation de ces zones devra être validée par la Maitrise d'Ouvrage.



Figure 80 – Elévation culée Ouest (Image Google - mai 2025)



Figure 81 – Elévation culée Est (Image Google - juillet 2025)

7 ESTIMATION DES TRAVAUX

N°	DÉSIGNATION DES PRIX	U	QTÉ	PU HT	MONTANT HT
100	**PRIX GÉNÉRAUX**				
101	INSTALLATIONS ET REPLIS DE CHANTIER	FT	1	20 000	20 000
102	ÉTABLISSEMENT ET GESTION DES PAQ, SOGED, PPSPS ET PRE	FT	1	2 000	2 000
103	ÉTUDES ET MÉTHODES D'EXÉCUTION	FT	1	15 000	15 000
104	CONTRÔLE EXTERNE DES ÉTUDES ET MÉTHODES D'EXÉCUTION	FT	1	7 500	7 500
105	ÉPREUVES DE CONVENANCE ET DE CONTRÔLE	FT	1	2 500	2 500
106	LABORATOIRE DE CHANTIER	FT	1	2 000	2 000
107	RECONNAISSANCE DES OUVRAGES EXISTANTS ET DES ZONES DE TRAVAUX	FT	1	2 000	2 000
108	MOYENS D'ACCÈS AUX CULÉES	FT	1	2 500	2 500
109	MOYENS D'ACCÈS À LA PILE	FT	1	5 000	5 000
110	MOYENS D'ACCÈS À L'INTRADOS DU TABLIER	FT	1	7 500	7 500
111	DOSSIER DES OUVRAGES EXÉCUTÉS	FT	1	1 000	1 000
	SOUS-TOTAL PRIX GÉNÉRAUX				**67 000**
200	**SIGNALISATION, DÉVIATION, RESTRICTION**				
201	SIGNALISATION DE CHANTIER	FT	1	2 500	2 500
202	SIGNALISATION ET DÉVIATION PROVISOIRES POUR COUPURE DE L'A151	FT	1	5 000	5 000
203	SIGNALISATION ET RESTRICTION PROVISOIRES DE CIRCULATION DE L'A150	FT	1	20 000	20 000
	SOUS-TOTAL SIGNALISATION, DÉVIATION, RESTRICTION				**27 500**
300	**CHANGEMENT DES APPAREILS D'APPUI SUR LES CULÉES**				
301	AMENÉE ET REPLI DE L'ATELIER POUR LE VÉRINAGE	FT	1	5 000	5 000
302	TRANSFERT DE L'ATELIER DE VÉRINAGE	U	1	1 500	1 500
303	VÉRINAGE DU TABLIER SUR CULÉE	U	2	7 500	15 000
304	DÉPOSE DES APPAREILS D'APPUI EXISTANTS	U	6	100	600
305	DÉMOLITION DES BOSSAGES D'APPUIS SUPÉRIEURS	U	6	250	1 500
306	CHANGEMENT DES APPAREILS D'APPUI EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ	DM³	30	300	9 000
307	POSE PLAQUE MÉTALLIQUE SUR APPAREILS D'APPUI EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ	U	6	250	1 500
308	RECONSTRUCTION DES BOSSAGES D'APPUI SUPÉRIEURS	DM³	56	250	14 000
309	MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS	FT	2	2 500	5 000
	SOUS-TOTAL CHANGEMENT DES APPAREILS D'APPUI SUR LES CULÉES				**53 100**
400	**TRAVAUX DE RÉPARATION DES BÉTONS**				
401	IDENTIFICATION (par sondage manuel) DES ZONES DE BÉTONS DÉGRADÉS À	FT	1	3 000	3 000
402	PURGE DES BÉTONS DÉGRADÉS EN INTRADOS DU TABLIER (hypothèse 5% de l'intrados)	M2	35	200	7 000
403	PURGE DES BÉTONS DÉGRADÉS SUR CULÉES (hypothèse 5% des parties vues du mur de front, du mur garde grève et des murs en retour)	M2	2	200	400
404	PURGE DES BÉTONS DÉGRADÉS SUR PILE (hypothèse 5% des parties vues de la pile)	M2	3	200	600
405	REVÊTEMENT À BASE DE LIANT HYDRAULIQUE POUR PROTECTION DES ARMATURES EXISTANTES CONSERVÉES (si nécessaire)	M2	Quantité à définir	150	
406	ARMATURES DE REMPLACEMENT (si nécessaire)	KG	Quantité à définir	2,5	
407	BÉTON DE STRUCTURE POUR RAGRÉAGE (hypothèse 6 cm d'épaisseur de ragréage)	M3	40	250	10 000
	SOUS-TOTAL TRAVAUX DE RÉPARATION DES BÉTONS				**21 000**
500	**TRAVAUX DIVERS**				
501	NETTOYAGE DE LA VÉGÉTATION AUX ABORDS DE L'OUVRAGE ET SUR LE TABLIER	FT	1	1 500	1 500
502	MISE EN ŒUVRE DE JOINTS DE TROTTOIRS	U	4	2 000	8 000
503	RÉFECTION DES SOLINS DES JOINTS DE CHAUSSÉE (2 solins / Joint de Chaussée)	U	4	2 500	10 000
504	TRAITEMENT DES FISSURES DE L'OUVRAGE				
504a	Par injection d'une fissure longitudinale (située en sous-face d'about Est du tablier)	ML	3	1 500	4 500
504b	Par calfeutrement de 2 fissures horizontales (situées en tête du mur de front de la culée Ouest)	ML	2	1 000	2 000
	SOUS-TOTAL TRAVAUX DIVERS				**26 000**

RÉCAPITULATIF APROA PONT DE ROUMARE SUR L 'A150		
N°	**DÉSIGNATION DES PRIX**	**TOTAL**
100	**SOUS-TOTAL PRIX GÉNÉRAUX**	**67 000**
200	**SOUS-TOTAL SIGNALISATION, DÉVIATION, RESTRICTION**	**27 500**
300	**SOUS-TOTAL CHANGEMENT DES APPAREILS D'APPUI SUR LES CULÉES**	**53 100**
400	**SOUS-TOTAL TRAVAUX DE RÉPARATION DES BÉTONS**	**21 000**
500	**SOUS-TOTAL TRAVAUX DIVERS**	**26 000**
	TOTAL HT	**194 600 €**
	SOMME A VALOIR 10% (pour incertitudes sur prix & quantités, aléas & imprévus)	**19 460 €**
	TVA 20%	**42 812 €**
	TOTAL TTC	**256 872 €**

8 PLANNING

Le planning présenté ci-après détaille la durée des travaux estimée à 4,5 semaines, y compris l'enlèvement des installations de chantier et la remise en l'état du site.

RESTRICTION PROVISOIRE DE CIRCULATION DE L'A150
COUPURE PROVISOIRE DE CIRCULATION DE L'A151
TRAVAUX DE JOUR
TRAVAUX OCP DE NUIT

	S1							S2							S3							S4							S5						
	lun	mar	mer	jeu	ven	sam	dim	lun	mar	mer	jeu	ven	sam	dim	lun	mar	mer	jeu	ven	sam	dim	lun	mar	mer	jeu	ven	sam	dim	lun	mar	mer	jeu	ven	sam	dim
TRAVAUX APROA PONT DE ROUMARE SUR L'A150																																			
INSTALLATIONS ET PRÉPARATIONS																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET RESTRICTION PROVISOIRES DE CIRCULATION DE L'A150																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET INSTALLATIONS DE CHANTIER																																			
RECONNAISSANCE DES OUVRAGES EXISTANTS ET DES ZONES DE TRAVAUX																																			
NETTOYAGE DE LA VÉGETATION AUX ABORDS DE L'OUVRAGE																																			
TRAVAUX SUR PILE																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET RESTRICTION PROVISOIRES DE CIRCULATION DE L'A150																																			
MISE EN PLACE DES MOYENS D'ACCÈS À LA PILE																																			
IDENTIFICATION (par sondage manuel) DES ZONES DE BÉTONS DÉGRADÉS À TRAÎTER																																			
PURGE ET RÉPARATIONS DES BÉTONS DÉGRADÉS SUR PILE																																			
TRAVAUX SUR CULÉES																																			
MISE EN PLACE DES MOYENS D'ACCÈS AUX CULÉES																																			
IDENTIFICATION (par sondage manuel) DES ZONES DE BÉTONS DÉGRADÉS À TRAÎTER SUR CULÉES																																			
AMENÉE SUR LA CULÉE OUEST DE L'ATELIER POUR LE VÉRINAGE																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET DÉVIATION PROVISOIRE POUR COUPURE DE L'A151																																			
Culée Ouest																																			
VÉRINAGE DU TABLIER SUR CULÉE																																			
DÉPOSE DES APPAREILS D'APPUI EXISTANTS																																			
DÉMOLITION DES BOSSAGES D'APPUIS SUPÉRIEURS																																			
CHANGEMENT DES APPAREILS D'APPUI EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ																																			
RECONSTRUCTION DES BOSSAGES D'APPUI SUPÉRIEURS																																			
MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS																																			
TRANSFERT DE L'ATELIER DE VÉRINAGE VERS LA CULÉE EST																																			
PURGE ET RÉPARATIONS DES BÉTONS DÉGRADÉS SUR CULÉE OUEST																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET DÉVIATION PROVISOIRE POUR COUPURE DE L'A151																																			
Culée Est																																			
VÉRINAGE DU TABLIER SUR CULÉE																																			
DÉPOSE DES APPAREILS D'APPUI EXISTANTS																																			
DÉMOLITION DES BOSSAGES D'APPUIS SUPÉRIEURS																																			
CHANGEMENT DES APPAREILS D'APPUI EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ																																			
RECONSTRUCTION DES BOSSAGES D'APPUI SUPÉRIEURS																																			
MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS																																			
REPLI DE L'ATELIER POUR LE VÉRINAGE																																			
TRAITEMENT PAR CALFEUTREMENT DE 2 FISSURES HORIZONTALES (situées en tête du mur de front de la culée Ouest)																																			
TRAVAUX EN INTRADOS DE TABLIER																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET RESTRICTION CIRCULATION PROVISOIRES DE L'A150																																			
AMENÉE DES MOYENS D'ACCÈS À L'INTRADOS DU TABLIER (nacelle positive)																																			
IDENTIFICATION (par sondage manuel) DES ZONES DE BÉTONS DÉGRADÉS À TRAÎTER																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET DÉVIATION PROVISOIRES POUR COUPURE DE L'A151																																			
PURGE ET RÉPARATIONS DES BÉTONS DÉGRADÉS EN INTRADOS DU TABLIER																																			
TRAITEMENT PAR INJECTION D'UNE FISSURE LONGITUDINALE (située en sous-face d'about est du tablier)																																			
TRAVAUX EN EXTRADOS DE TABLIER																																			
MISE EN OEUVRE DE JOINTS DE TROTTOIRS																																			
RÉFECTION DES SOLINS DES JOINTS DE CHAUSSÉE (2 solins / Joint de Chaussée)																																			
NETTOYAGE DE LA VÉGETATION SUR LE TABLIER																																			
TRAVAUX DE FIN DE CHANTIER																																			
MISE EN PLACE SIGNALISATION ET RESTRICTION CIRCULATION PROVISOIRES DE L'A150																																			
REMISE EN L'ÉTAT DU SITE																																			
REPLIS DES INSTALLATIONS DE CHANTIER																																			

9 ANNEXES

9.1 Plans de ferraillage

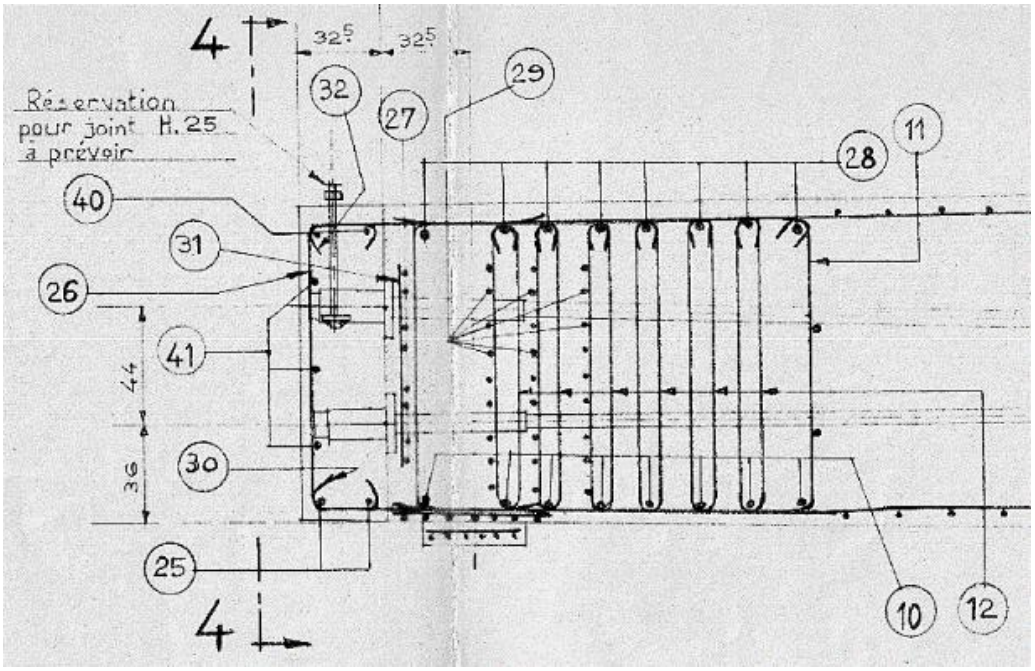


Figure 82 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Elévation about travée Ouest de 25,50 m

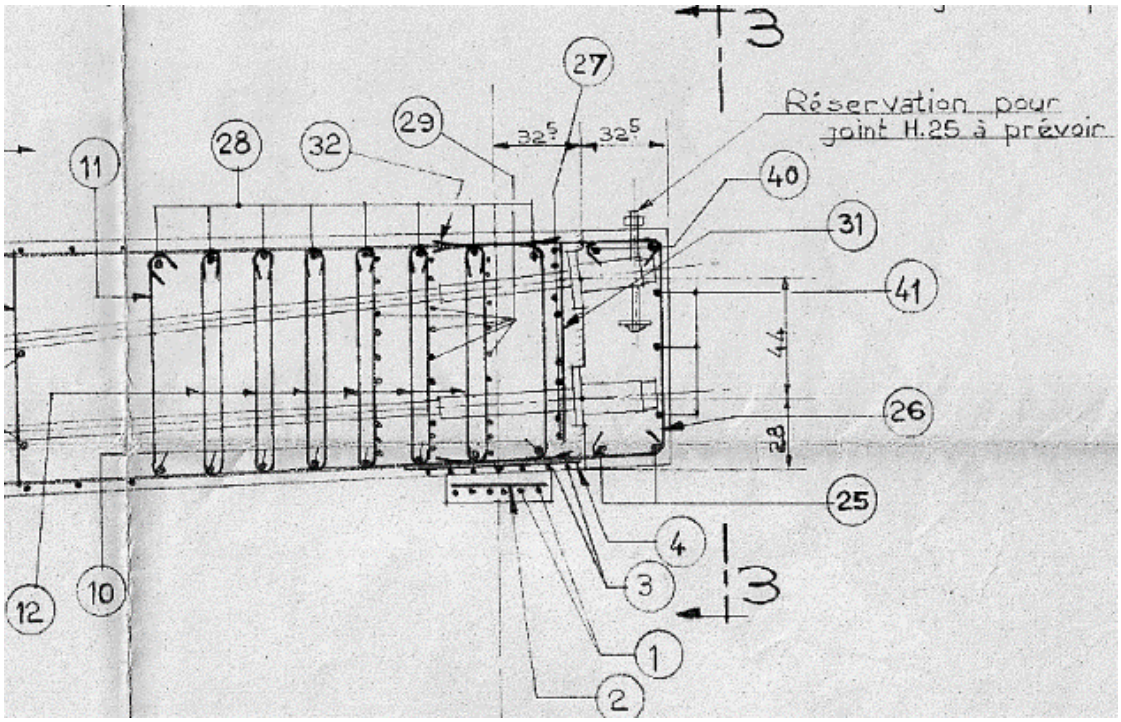


Figure 83 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Elévation about travée Est de 36,50 m

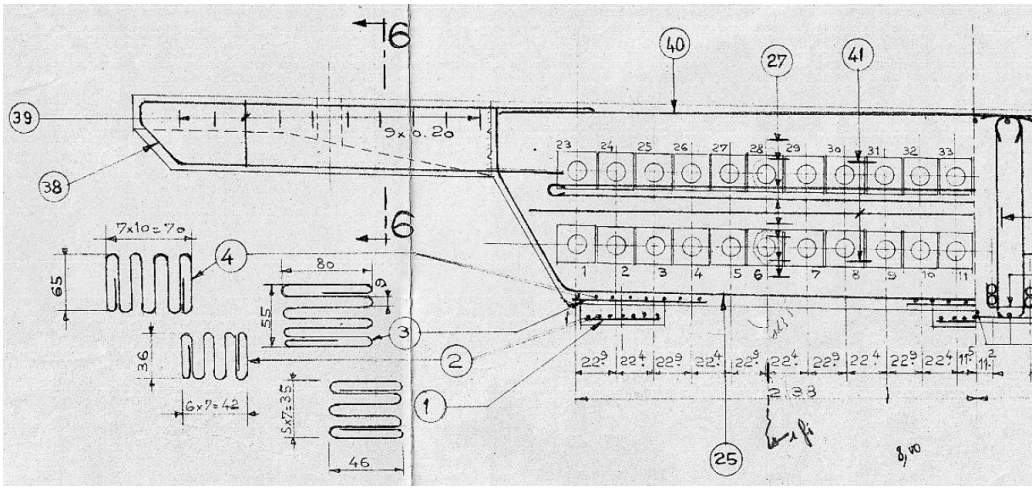


Figure 84 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Demi-coupe about travée Ouest de 25,50 m

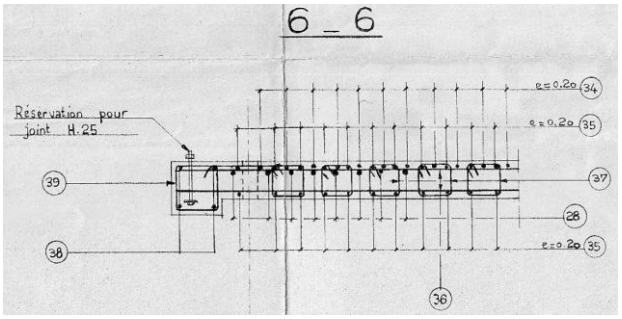


Figure 85 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Elévation encorbellement about de travée Ouest de 25,50 m

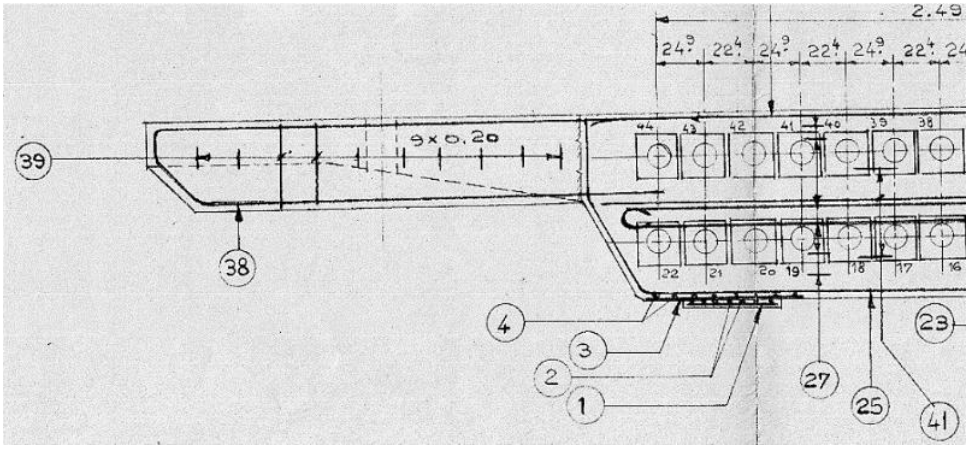


Figure 86 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Demi-coupe about de travée Est de 36,50 m

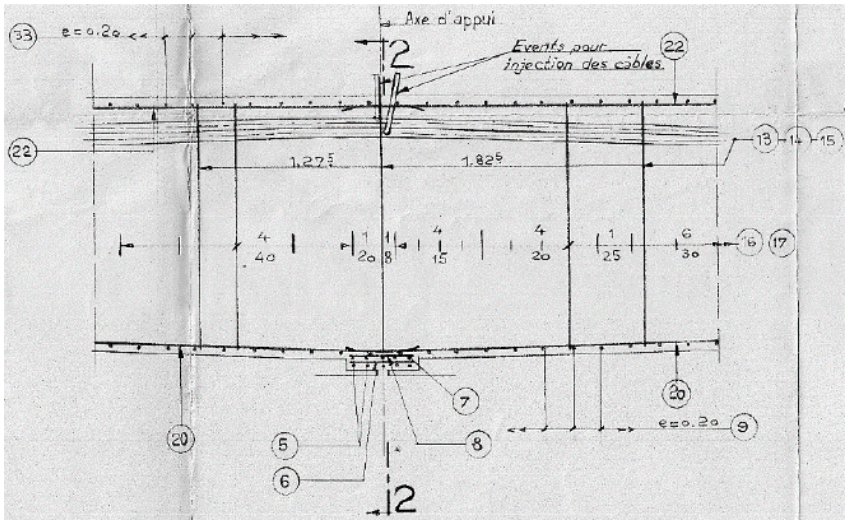


Figure 87 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Elévation sur Pile (articulation Freyssinet)

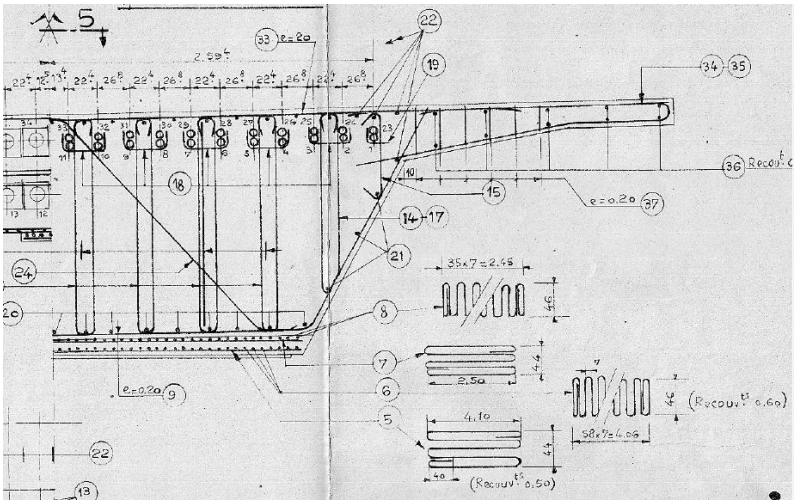


Figure 88 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Demi-coupe tablier sur pile (articulation Freyssinet)

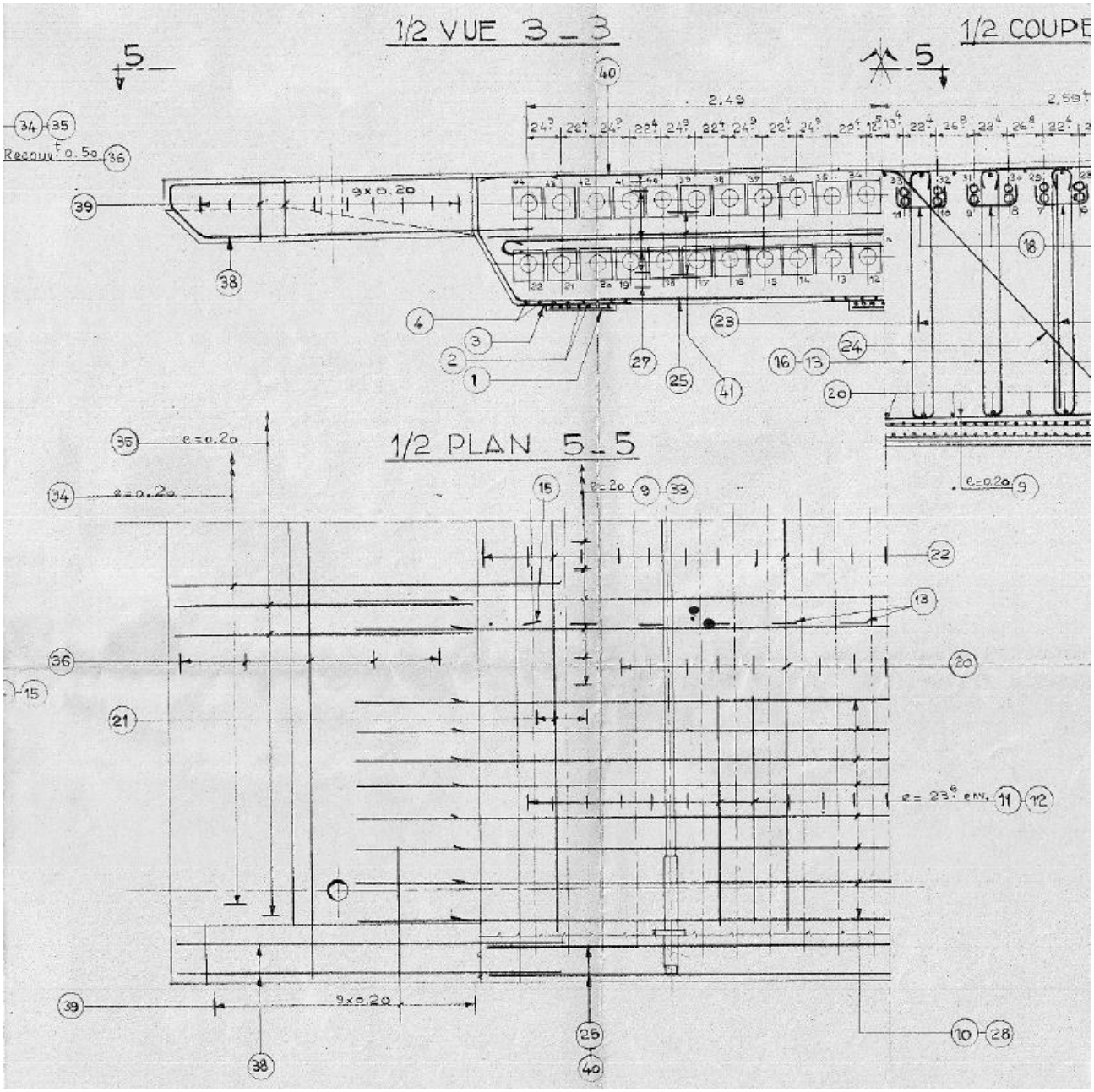


Figure 89 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – About de travée Est de 36,50 m

Armatures transversales en fibre supérieure d'encorbellement :

- Section sous trottoir (ht. 20 cm) : aciers N°34 HA10 e = 20 cm alternés avec les aciers N°35 HA12 e = 20 cm => (5HA12 + 5HA10) / ml => ~ 9,58 cm²/ml ;
- Section sous chaussée (ht. 43,1 cm) : aciers N°33 HA12 e = 20 cm alternés avec les aciers N°34 HA10 e = 20 cm => (5HA12 + 5HA10) / ml => ~ 9,58 cm²/ml.

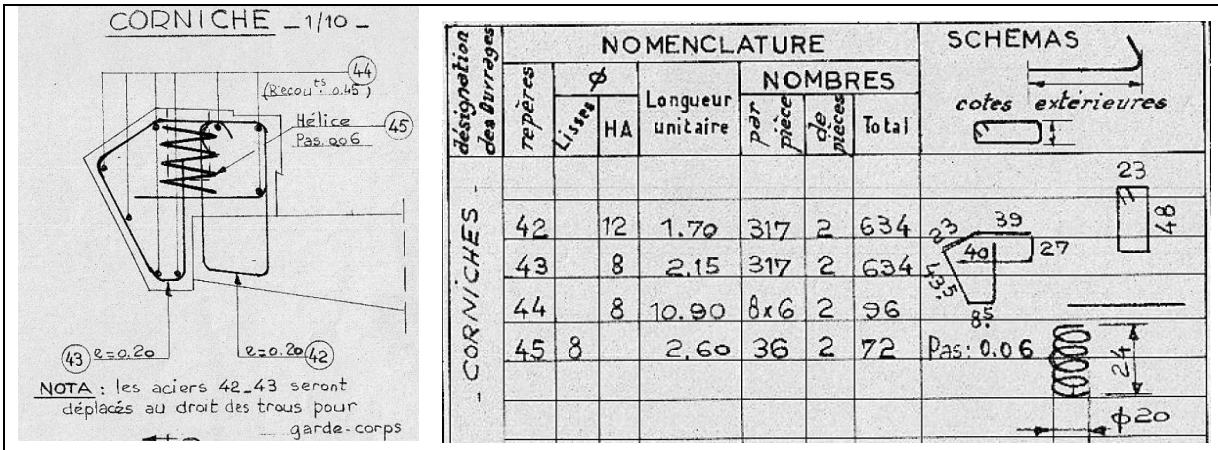


Figure 90 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Corniche

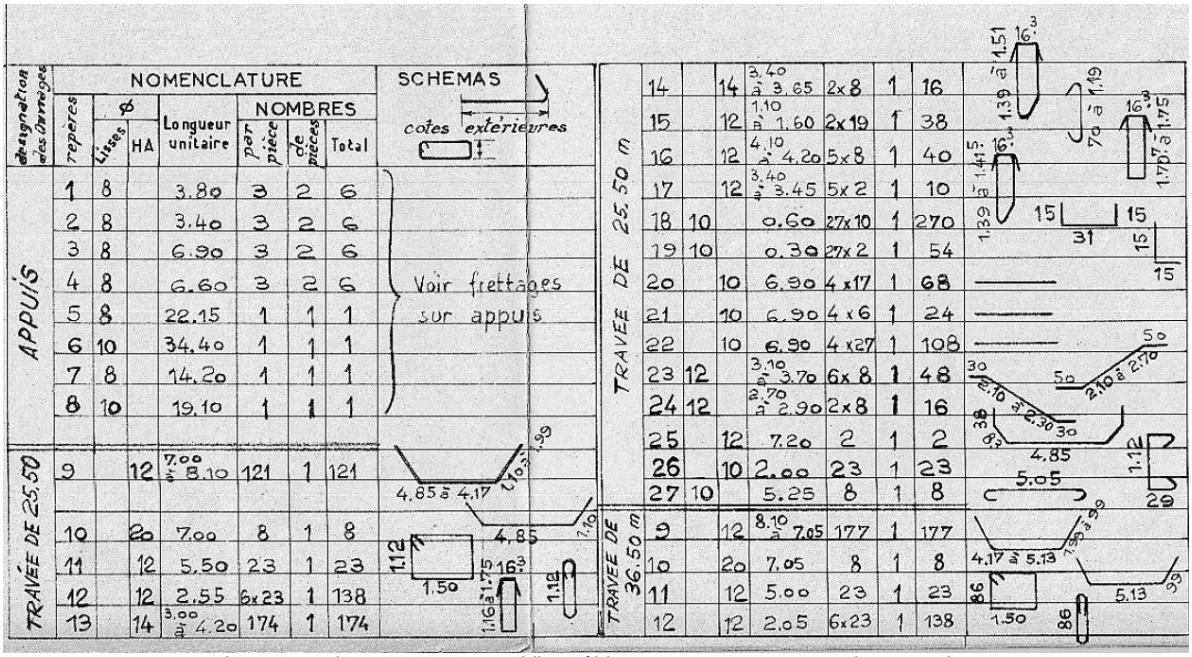


Figure 91 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Nomenclatures aciers

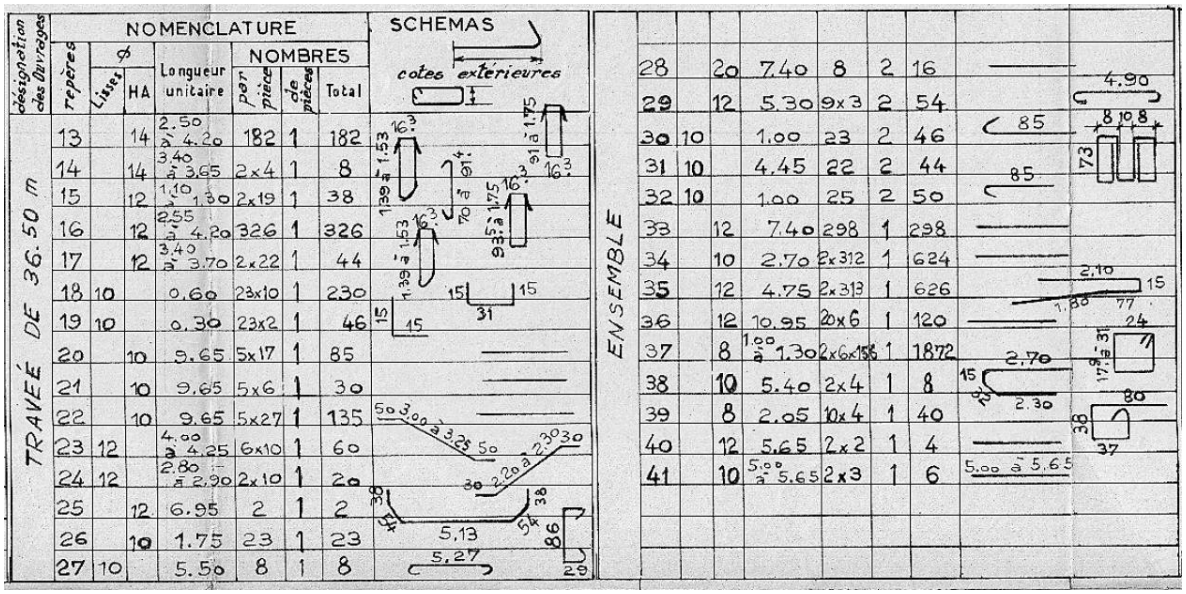


Figure 92 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Nomenclatures aciers

9.2 Plans de précontrainte

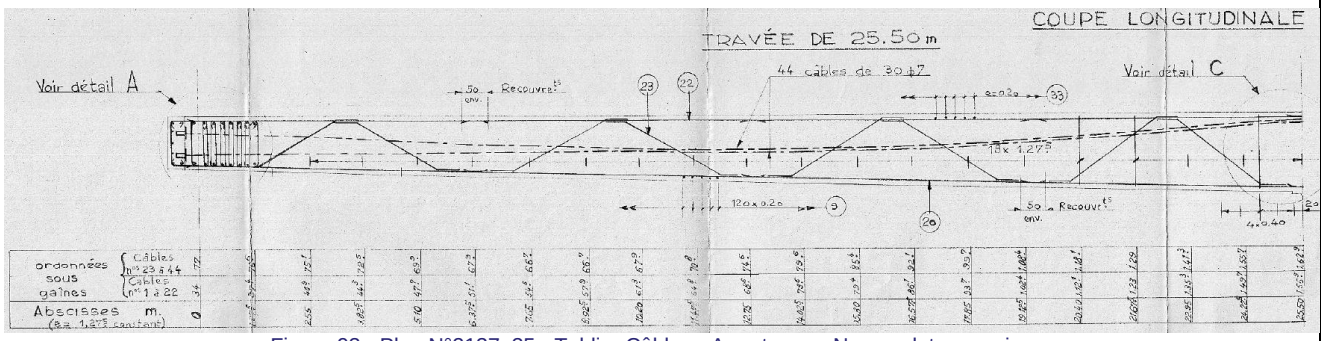


Figure 93 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Nomenclatures aciers

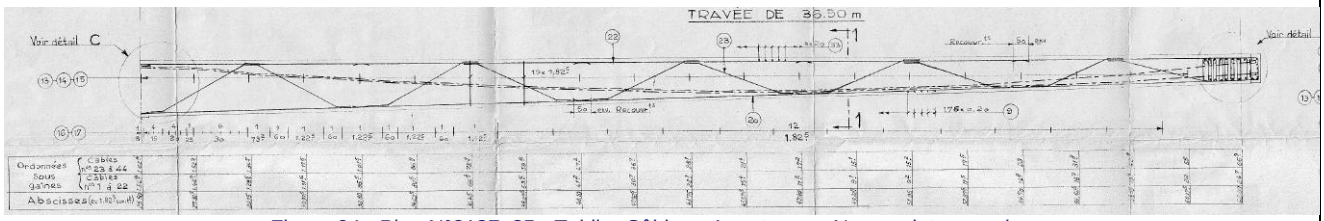


Figure 94 - Plan N°2137_35 - Tablier Câblage Armatures – Nomenclatures aciers



RÉPUBLIQUE
FRANÇAISE

Liberté
Égalité
Fraternité





Siège social : 2 rue Antoine Charial - 69426 Lyon Cedex 03
www.cerema.fr