République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا لألشغال العموميـة فرنسـيس
جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude d'un viaduc au niveau du PK 02+920 dans le cadre de projet de dédoublement de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR – BEJAIA

Présenté par :

BOUAROURI Tarek Ziad
BENSEBAA Besma

Encadré par :

Mr.BEZZOU Samir
Mr.FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIMENT

Tout d'abord, nous exprimons notre gratitude envers Allah le Généreux pour nous avoir donné la volonté et le courage de réaliser ce mémoire.

Nous tenons particulièrement à remercier **M. GHERBI Walid** et **M. BEZZOU Samir** pour leur aide et leurs encouragements tout au long de ce mémoire.

Nous exprimons également notre profonde gratitude à nos enseignants pour les connaissances qu'ils nous ont transmises tout au long de notre cursus à l'ENSTP.

Nous remercions tous les responsables de l'administration de l'école, pour leur aide précieuse.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury pour avoir consacré leur temps à lire et évaluer notre modeste travail.

Merci À toutes les personnes qui nous ont soutenus et encouragés tout au long de cette période de travail, nous exprimons notre profonde gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à....

Mon père,

Ta guidance éclairée, ton exemple inspirant ont façonné ma vision du professionnalisme. Chaque succès que j'atteins est le reflet de tes valeurs et de ton dévouement envers l'excellence. Merci pour être mon modèle.

Ma mère,

Ton amour infini, ta force et ta bienveillance sont les piliers sur lesquels je construis ma carrière professionnelle. Chaque victoire est dédiée à ta présence rassurante et à ton soutien indéfectible. Merci pour être ma source d'inspiration.

Ma sœur Djihad,

Complice de mes joies et de mes peines, ta présence a illuminé chacun de mes jours. Cette réussite est aussi la tienne, en témoignage de notre lien indéfectible.

Ma mère Saliha,

Grace à tes prières constantes et ton amour inconditionnel, je suis aujourd'hui ici.

A mes chères tantes, oncles et cousines,

Vous m'avez toujours encouragé et soutenu, merci infiniment et que Dieu vous protège (un grand merci pour Halla et Reda).

A mes précieuses amies, Randa, Imen, Feriel, Nihed et Oumnia,

Vous qui avez partagé ma vie durant mon parcours, qui n'ont jamais cessé de me supporter, je vous souhaite une vie pleine de succès.

À mes sœurs de cœur Meroua, Rania, Cherifa Amira et Madina,

Vos rires, vos conseils et votre amour ont enrichi ma vie. Cette dédicace est un témoignage de notre lien unique et de notre complicité.

À mon binôme Tarek,

Compagnon de projets et de défis, ta collaboration a été essentielle. Cette réussite est le fruit de notre travail d'équipe, Merci pour être mon partenaire de travail exceptionnel.

À toutes la famille **BENSEBAA** et **GUERMACHE**

MERCI **B. BESMA**

Dédicace

Je dédie ce mémoire à ceux qui ont été ma source d'inspiration et de soutien tout au long de ce parcours académique.

À mes parents, dont l'amour inconditionnel et le soutien indéfectible m'ont porté dans les moments de doute et m'ont donné la force de persévérer. Papa et maman, c'est grâce à votre sacrifice, votre patience et vos encouragements constants que j'ai pu accomplir ce rêve. Vous avez toujours cru en moi, même lorsque je doutais de moi-même, et pour cela, je vous en serai éternellement reconnaissant.

À ma sœur Manel et mon frère Mohamed, pour leur encouragement constant et leur présence réconfortante, qui m'ont rappelé l'importance de la famille.

À mes amis Karim et Moussa, pour leur amitié sincère et leurs conseils avisés, qui ont rendu ce voyage plus enrichissant et plus agréable.

À mes camarades et amis Othman, Salah, DJABOUB, Aymen, Ahmed, ZAAF, Ayoub et Yacine, pour leur camaraderie, leur soutien moral et les précieuses connaissances qu'ils ont partagées, qui ont été essentiels pour surmonter les défis rencontrés.

À mon binôme Besma, pour sa collaboration exemplaire, son soutien indéfectible et ses idées brillantes. Travailler ensemble a été une expérience enrichissante et je suis reconnaissant pour sa contribution inestimable à ce mémoire.

Et enfin, à toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, par leurs conseils, leur assistance ou leur simple présence, je vous exprime ma profonde gratitude.

Ce mémoire est autant le vôtre que le mien.

TAREK. B

Résumé

L'objectif de ce mémoire est de faire l'étude d'un pont rail construit par encorbellement successif intégré dans le cadre de dédoublement de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR – BEJAIA.

L'ouvrage est constitué de 15 travées principales de 40m, 2 travées de rive de 30m sur une longueur totale de 660m.

Dans ce mémoire, une recherche bibliographique sur l'interaction rail-structure est abordée en premier lieu. Ensuite, après une présentation du projet, nous avons commencé l'étude de l'ouvrage qui se fait en deux grandes étapes : l'étude de la superstructure et étude de l'infrastructure, en passant par le prédimensionnement, calcul des charges et surcharges, calcul de la précontrainte, l'étude sismique, les différents équipements et le ferraillage des éléments à l'aide des normes et des règles bien définies, la modélisation est faite avec le logiciel MIDAS CIVIL, et ROBOT STRUCTURAL.

Mots clés : Pont rail, encorbellement successif, précontrainte, viaduc, voussoir, appareils d'appuis à pot.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة جسر سكة حديدية المدمج ضمن إطار ازدواجية خط سكة حديدية بني منصور-بجاية يتكون الجسر من 15 عارضة رئيسية بطول 40 مترًا، و2 عارضة جانبية بطول 30 مترًا على طول إجمالي يبلغ 660 متر.

في هذا المشروع، يتم التطرق أولاً إلى البحث الببليوغرافي حول تفاعل السكك الحديدية مع الهيكل. بعد تقديم المشروع، بدأنا في دراسة الجسر التي تتم في مرحلتين رئيسيتين: دراسة الهيكل العلوي ودراسة البنية التحتية، من خلال التصميم الأولي، حساب الأحمال والحمولات الزائدة، الدراسة الزلزالية، وتجهيزات مختلفة وتسليح العناصر وفقًا للمعايير والقواعد. المحددة بوضوح، وتم النمذجة باستخدام برنامج « MIDAS CIVIL- ROBOT STRUCTURAL »

الكلمات المفتاحية: جسر السكك الحديدية، جسر، الإجهاد المسبق، التركيب المتتالي. ازدواجية خط سكة حديدية

Abstract

The objective of this thesis is to study a railway bridge built by successive cantilever construction integrated into the project of doubling the railway line BENI MANSOUR - BEJAIA.

The structure consists of 15 main spans of 40m, 2 end spans of 30m over a total length of 660m.

In this thesis, a literature review on the rail-structure interaction is addressed in the first place. Then, after presenting the project, we started the study of the structure which is done in two main stages: the study of the superstructure and the study of the substructure, including preliminary design, calculation of loads and live loads, calculation of prestressing, seismic study, various equipment, and reinforcement of elements using well-defined standards and rules, the modeling is done with the software MIDAS CIVIL, and ROBOT STRUCTURAL.

Key words: Rail bridge, successive cantilever, Prestressing, voussoir.

Sommaire

INTRODUCTIONGENERALE……..……1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.

I.1. Introduction 2
I.2. Principe du phénomène d'interaction voie-ouvrage 2
I.3. Principe de fonctionnement des longs rails soudés continus 2
I.4. Le comportement du tablier à la flexion 3
I.5. Actions à considérer dans l'analyse d'interaction 3
I.5.1. Efforts dus aux variations de température 3
I.5.2. Efforts dus au freinage/démarrage 4
I.5.3. Efforts dus à la flexion du tablier 4
I.7. Contraintes admissibles dans les longs rails soudés posés sur un pont 5
I.8. Déplacements limites 5
I.9. Rotations d'extrémité du tablier 5
I.10. Conclusion 5

CHAPITRE II : GENERALITE

II.2. Présentation de l'ouvrage 6
II.2.1. Données fonctionnelles 7
II.2.1.1. Tracé en plan 7
II.2.1.2. Profil en long 8
II.2.1.3. Profil en travers 8
II.2.2. Les données naturelles 9
II.2.2.1. Les données Géotechnique 9
II.2.2.2. Les données Hydrauliques 10
II.2.2.3. Les données climatiques 10
II.2.2.4. Les données Sismologiques 11
II.3. Conclusion 12

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX EPREDIMENSIONNEMENT.

III.1. Introduction 13
III.2. Normes et références 13
III.3. Béton 13
III.4. Armatures 15
III.4.1. Armatures passives 15
III.4.2. Armatures actives 16
III.5. Choix de la section transversale 16

III.5.1. Caractéristiques géométriques du voussoir.....17
III.5.1.1.Voussoir courant 17
III.5.1.2.Voussoir sur pile (VSP) 18
III.6. Conclusion 18

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES.

IV.1. Introduction 19
IV.2. Charges permanentes.....19
IV.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire 20
IV.3.1. Modèles de charges 20
IV.3.1.1.Modèle de charge UIC71 20
IV.3.1.2.Modèle de charge SW 20
IV.3.1.3.Modèle de charge train à vide 21
IV.3.2. Excentricité des charges verticales 21
IV.3.3. Effet dynamique : 21
IV.3.4. Force centrifuge.....23
IV.3.5. Effort de lacet 23
IV.3.6. Actions dues à la traction et au freinage 23
IV.4. Charges variables 24
IV.4.1. Charges de Construction.....24
IV.4.2. Charge du vent.....24
IV.4.3. Charge climatique.....24
IV.5. Charges accidentelles 24
IV.5.1. Déraillement 25
IV.5.2. Action sismique 25
IV.5.2.1.Classification des sites : 26
IV.5.2.2.Spectre de réponse : 26
IV.6. Combinaison d'actions :.....28
IV.6.1. Etats limites ultimes : 28
IV.6.2. Etats limites de service : 29
IV.7. Conclusion.....29

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE.

V.1. Introduction 30
V.2. Découpage en voussoirs 30
V.3. Effort dus à l'exécution du fléau 31

V.4. Etude de fléau 33
V.5. Combinaison d'action :.....34
V.6. Etude de stabilité du fléau 36
V.6.1. Calcul du nombre des barres.....36
V.6.2. Calcul de la surface des cales 37
V.7. Conclusion.....38

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. Introduction.....39
VI.2. Etude de la précontrainte de fléau 39
VI.2.1. Calcul de la précontrainte.....39
VI.2.2. Détermination du nombre de câbles.....40
VI.2.3. Disposition des câbles 41
VI.2.3.1. Répartition des câbles dans chaque voussoir : 41
VI.2.3.2. Etude du tracé des câbles : 42
VI.2.4. Calcul des pertes de précontrainte 47
VI.2.4.1. Pertes de tension instantanées 47
VI.2.4.2. Pertes de tension différées.....50
VI.2.5. Vérification des contraintes du fléau 53
VI.3. Etude de la précontrainte de continuité (éclisses.....53
VI.3.1. Modélisation numérique 54
VI.3.2. Calcul du nombre de câbles pour la travée principale 54
VI.3.3. Disposition des câbles.....55
VI.3.3.1. Répartition des câbles dans chaque voussoir 55
VI.3.3.2. Etude du tracé des câbles : 56
VI.3.4. Calcul du nombre des câbles pour la travée de rive :.....57
VI.3.5. Vérification des contraintes de continuité :.....60
VI.4. Conclusion 60

CHAPITRES VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. Introduction 61
VII.2. Les charges considérer pour le dimensionnement.....62
VII.3. La détermination des efforts :.....63
VII.4. Dimensionnement de l'armature passive 64
VII.4.1. Ferraillage transversal.....64

VII.4.2. Ferraillage longitudinal 65
VII.5. Vérification des contraintes tangentielle 66
VII.5.1. Vérification vis-à-vis l'ElS 66
VII.5.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU 67
VII.6. Diffusion de précontrainte : 67
VII.6.1. Vérification réglementaire dans le cas général : 68
VII.6.1.1. Effet de surface : 68
VII.6.1.2. Effet d'éclatement : 68
VII.7. Conclusion 69

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. Introduction 70
VIII.2. Joint de dilatation : 70
VIII.2.1. Calcul du souffle des joints 70
VIII.3. Les appareils d'appuis : 71
VIII.3.2. Efforts verticaux pour l'appareil d'appui à pot 72
VIII.3.3. Choix des appareils d'appuis 74
VIII.3.4. Les dés d'appuis 74
VIII.3.4.1. Ferraillage des dés d'appuis 75
VIII.3.4.2. Vérification de l'appareil d'appuis 76
VIII.4. L'évacuation des eaux 76
VIII.5. Conclusion 76

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. Introduction : 77
IX.2. Etude de la pile : 77
IX.2.1. Calcul de la raideur K 79
IX.2.2. Etude sismique 80
IX.2.2.1. La méthode spectrale monomodale 80
IX.2.2.2. Spectre de réponse élastique 81
IX.2.2.3. Evaluation de l'effort sismique longitudinal 81
IX.2.2.4. Evaluation de l'effort sismique transversale 82
IX.2.2.5. Composante verticale du séisme 84
IX.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement 84
IX.2.4. Evaluation des efforts agissant sur la pile 84

IX.1. Introduction : 77
IX.2. Etude de la pile : 77
IX.2.1. Calcul de la raideur K 79
IX.2.2. Etude sismique 80
IX.2.2.1. La méthode spectrale monomodale 80
IX.2.2.2. Spectre de réponse élastique 81
IX.2.2.3. Evaluation de l'effort sismique longitudinal 81
IX.2.2.4. Evaluation de l'effort sismique transversale 82
IX.2.2.5. Composante verticale du séisme 84
IX.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement 84
IX.2.4. Evaluation des efforts agissant sur la pile 84
IX.2.5. Combinaison d'action à l'état limite accidentelle 85
IX.2.6. Combinaison des efforts 86
IX.2.7. Ferraillage de la pile 86
IX.2.7.1. Armatures longitudinales 86
IX.2.7.2. Armatures transversales 88
IX.2.7.3. Vérification de l'effort tranchant 89
IX.3. Etude de la culée 89
IX.3.1. Prédimensionnement de la culée 89
IX.3.2. Efforts dus à la culée 90
IX.3.2.1. Evaluation des efforts due à la culée 90
IX.3.2.2. Mur frontal 91
IX.3.2.3. Mur garde de grève 92
IX.3.2.4. Mur en retour 94
IX.4. Etude de fondation 96
IX.4.1. Etude de la semelle 96
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations 96
IX.4.1.2. Détermination de nombre du pieux 96
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu 97
IX.4.2. Ferraillage de la semelle 98
IX.4.3. Etude des pieux 100
IX.4.3.1. Ferraillage des pieux 101
IX.5. Conclusion : 102
CONCLUSION GENERALE 103
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXE A
ANNEXE B

Liste des tableaux

CHAPITRE II : GENERALITE

Tableau. II-1 Les moyennes des précipitation annuelles et mensuelles (P) de la région de Bejaia (1970-2015)……..…….……..……..….11

Tableau. II-2 Classification des ponts (RPOA 2008)…… ……..…..13

Tableau. II-3 Coefficient d'accélération (RPOA 2008)……...……..13

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX EPREDIMENSIONNEMENT

Tableau. III-1 Les caractéristiques mécaniques du béton……...…..…….17

Tableau. III-2 valeurs des résistances du béton……..…….……..……17

Tableau. III-3 Déformation du béton……..…….……..……18

Tableau. III-4 Les dimensions de la section transversale du voussoir……..…….……...…….20

Tableau. III-5 Les caractéristiques géométriques de la section courante…….....…….21

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau. IV-1 Les charges permanentes (CP et CCP)…….…….……..23

Tableau. IV-2 Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW0 et SW2……...…….25

Tableau. IV-3 Longueurs déterminantes LΦ……...……...……26

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

Tableau. V-1 Longueur des voussoirs……...……..…..….37

Tableau. V-2 résultats des moments fléchissant et effort tranchant…….……..41

Tableau. V-3 Moment fléchissant et effort tranchant pour le demi fléau gauche…….….42

Tableau. V-4 Résultats des combinaisons type A et B……...…..……..42

Tableau. V-5 Le nombre des barres dywidag……..…….…...…...44

Tableau. V-6 Calcul de la contrainte fclim……...……..44

Tableau. V-7 surface des cales……..……..……..……44

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau. VI-1 Câbles de fléau……..…….…...…..48
Tableau. VI-2 Tracé en élévation des câbles de fléau……..…….……52
Tableau. VI-3 Tracé en plan des câbles de fléau……...…..…53
Tableau. VI-4 Pertes dues aux frottements……...…….…55
Tableau. VI-5 Pertes dues au recul à l'ancrage……...……...56
Tableau. VI-6 Pertes due au fluage du béton…….…...……58
Tableau. VI-7 Pertes dues à la relaxation……..……...……..……59
Tableau. VI-8 Câbles de continuités dans la travée principale……..…...62
Tableau. VI-9 Tracé en élévation des câbles de continuité au niveau de la travée principale…...63
Tableau. VI-10 Tracé en plan des câbles de continuité au niveau de la travée principale…….64
Tableau. VI-11 Câbles de continuités dans la travée de rive……...……..65
Tableau. VI-12 Tracé en élévation des câbles de continuité au niveau de la travée de rive...…...66
Tableau. VI-13 Tracé en plan des câbles de continuité au niveau de la travée de rive……..…...66

CHAPITRES VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau. VII-1 détails de calcul…….…….…...……76
Tableau. VII-2 Ferraillage du voussoir courant……...……..77
Tableau. VII-3 Tableau récapitulatif des contraintes tangentielles……...…….78

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau. VIII -1 Descente de charges sur les appuis……...……..85
Tableau. VIII -2 Surface Sp du pot……..……..86
Tableau. VIII -3 Surface Sc du coussin……..…….……...86
Tableau. VIII -4 Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants....86
Tableau. VIII -5 Modèles des appareils d'appuis……..…….……...88

Tableau. VIII -6 Dimensions des dés d'appuis……...……...88

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau. IX -1 Positions et hauteurs des piles……...……92

Tableau. IX -2 Raideur longitudinal et transversal des piles……...……..94

Tableau. IX -3 Distribution des forces sismiques longitudinal sur chaque appui……..…...97

Tableau. IX -4 Distribution des forces transversales sismiques sur chaque appui…..……..……98

Tableau. IX -5 Vérification vis-à-vis du flambement……....99

Tableau. IX -6 Efforts appliqués sur les piles……...……...100

Tableau. IX -7 Combinaisons sismiques pour la pile 9……...……100

Tableau. IX -8 Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile…….……101

Tableau. IX -9 ferraillage longitudinal de la pile……...……..102

Tableau. IX -10 ferraillage transversale de la pile……...……...…….103

Tableau. IX -11 prédimensionnement de la culée……...…….104

Tableau. IX -12 calcul du coefficient de poussée Kad……..……...105

Tableau. IX -13 Les surcharges agissants sur la culée……..…….……..106

Tableau. IX -14 Combinaisons les plus défavorables sur la culée……...106

Tableau. IX -15 Les sollicitations défavorables du mur frontal……...……106

Tableau. IX -16 Moments des poussées des terres dynamiques…….…..……...107

Tableau. IX -17 Moments d'une charge locale située en arrière du mur…….....108

Tableau. IX -18 Les sollicitations défavorables du mur en retour……...109

Tableau. IX -19 Dimensions des semelles…….……..……110

Tableau. IX -20 Sollicitations sur les semelles……...…….110

Tableau. IX -21 Efforts revenant à chaque pieu……..…….……111

Tableau. IX -22 Vérification de la méthode des bielles……...……113

Tableau. IX -23 Ferraillage transversal de la semelle……..…….…...113

Tableau. IX -24 Distribution des armatures de la semelle……...……114

Tableau. IX -25 Détermination des coefficients de WERNER……...…….115

Tableau. IX -26 Sollicitations en tête de pieux…….……..…….115
Tableau. IX -27 Ferraillage des pieux……..…….…...115

Liste des figures

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Fig.I-1 Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques 3
Fig.I-2 Représentation de l'effet de la force de freinage sur le tablier 4

CHAPITRE II : GENERALITE

Fig. I-2 Situation du Viaduc N°2 7
Fig. I-3 Tracé en plan de la voie portée 7
Fig. I-4 Profil en long de la voie portée 8
Fig. I-5 Profil en travers de la voie portée 8
Fig. I-6 Coupe longitudinale des sondages carottés.....9
Fig. I-7 Bassin versant de la zone étudiée.....10
Fig. I-8 Carte de zonage de l'Algérie (RPOA 2008) et position de la région d'étude.....11

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET PREDIMENSIONNEMENT

Fig. III-1 diagramme contrainte déformation de l'acier FeE500 16
Fig. III-2 Coupe transversale d'un voussoir 17
Fig. III-3 Coupe transversale de la section courante.....17
Fig. III-4 Coupe transversale de la section sur pile 18

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Fig.IV-1 Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales 20
Fig.IV-2 Modèles de charges SW0 et SW2 20
Fig.IV-3 Excentricité de la charge verticale.....21
Fig.IV-4 Facteur dynamique pour l'analyse statique.....22
Fig.IV-5 La valeur caractéristique de la force centrifuge 23
Fig.IV-6 Situation de Calcul 1 - Charge équivalente QA1d et qA1d.....25
Fig.IV-7 Situation de Calcul 2 - Charge équivalente qA2d 25
Fig.IV-8 Extrait RPOA 2008 Tableau 3.2 Caractéristiques géotechniques des sites 26
Fig.IV-9 Détermination du spectre élastique horizontal 26
Fig.IV-10 Extrait RPOA 2008 Tableau 3.3 valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....26
Fig.IV-11 Spectre de réponse élastique et Spectre de Dimensionnement horizontale.....27

Fig.IV-12 Détermination du spectre élastique verticale.....27
Fig.IV-13 Spectre de réponse élastique et Spectre de Dimensionnement verticale.....28
Fig.IV-14 Coefficient des actions variables.....29

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

Fig. V-1 La distribution des voussoirs 31
Fig. V-2 Equipage mobile 31
Fig. V-3 Diagramme du moment fléchissant due à QPRC 31
Fig. V-4 Charges du chantier aléatoires 32
Fig. V-5 Diagramme du moment fléchissant due à QPRA1 et QPRA2.....32
Fig. V-6 Diagramme du moment fléchissant due à Qw 32
Fig. V-7 Diagramme des moments fléchissant 36
Fig. V-8 Disposition des barres Dywidag et des cales provisoires 38

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Fig. VI-1 Illustration présente les câbles de précontraintes.....39
Fig. VI-2 Illustration présente la distribution des câbles de fléau 42
Fig. VI-3 Ancrage des câbles au niveau des âmes 43
Fig. VI-4 Rayons de courbure minimaux 43
Fig. VI-5 Câblage en élévation 44
Fig. VI-6 Distribution longitudinal des câbles de fléau……44
Fig. VI-7 Tracé des câbles en plan.....45
Fig. VI-8 Disposition des câbles de fléau en plan 47
Fig. VI-9 Valeurs de f et φ. 48
Fig. VI-10 diagramme des tensions 49
Fig. VI-11 Vue en perspective des câbles de fléau 54
Fig. VI-12 Vue en plan des câbles de fléau.....54
Fig. VI-13 Moment max à l'ELS due à la combinaison la plus défavorable.....55
Fig. VI-14 Effort tranchant max à l'ELS due à la combinaison la plus défavorable.....56
Fig. VI-15 La distribution des câbles de continuité au niveau de la travée principale 56
Fig. VI-16 Distribution longitudinal des câbles de continuité au niveau de la travée principale…….57
Fig. VI-17 Disposition des câbles de continuité en plan au niveau de la travée principale.....57
Fig. VI-18 La distribution des câbles de continuité au niveau de la travée de rive 58
Fig. VI-20 Disposition des câbles de continuité en plan au niveau de la travée de rive……..60

CHAPITRES VII : ETUDE TRANSVERSALE

Fig. VII-1 Section du voussoir courant modélisée.....61
Fig. VII-2 Section du voussoir sur pile modélisée.....61
Fig. VII-3 effort de la force centrifuge 62
Fig. VII-4 effort de lacet 62
Fig. VII-5 effort de freinage.....62
Fig. VII-6 Moments à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable 63
Fig. VII-7 Moments de l'hourdis inferieur à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable .63
Fig. VII-8 Moments des deux âmes à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable.....63
Fig. VII-9 Ferraillage du voussoir 66
Fig. VII-10 Armature de diffusion de précontrainte 69

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU PONT

Fig.VIII-1 appareil d'appuis à pot 71
Fig.VIII-2 disposition des appareils d'appuis.....72
Fig.VIII-3 valeurs du coefficient n 73
Fig.VIII-4 Dimensions des dés d'appuis 74
Fig.VIII-5 Ferraillage dés d'appuis.....75

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig.IX-1 Coupe transversal de la partie caisson de la pile.....78
Fig.IX-2 Coupe transversal de la partie pleine de la pile.....78
Fig.IX-3 Vue en face et latéral de la pile 78
Fig.IX-4 Séisme transversal.....83
Fig.IX-5 Abaque de Walther 87
Fig.IX-6 Ferraillage mur garde grève 94
Fig.IX-7 Modélisation de la culée 95
Fig.IX-8 Ferraillage de la culée 95
Fig.IX-9 Vue en plan de la semelle sous pile.....98
Fig.IX-10 Vue en plan de la semelle sous culée. 98
Fig.IX-11 Méthode des bielles.....98

Les ponts algériens constituent un élément important des infrastructures du pays, permettant de traverser des obstacles naturels tels que des rivières et des vallées ou des routes. Ces structures jouent un rôle essentiel dans la connectivité et le développement du pays, facilitant les déplacements et contribuant à la croissance économique des régions qu'elles desservent.

La diversité des ponts algériens reflète l'évolution du génie civil du pays et est à la fois fonctionnelle et esthétique. Des ponts en arc aux ponts suspendus et viaducs, chaque structure démontre l'expertise des ingénieurs et leur concentration sur la construction d'infrastructures durables et sûres.

En regardant de plus près les différents types de ponts qui existent en Algérie, on peut apprécier le patrimoine historique et technique de ces ouvrages qui ont façonné les paysages urbains et ruraux du pays.

La conservation et la modernisation de ces ponts sont essentielles pour assurer des déplacements sûrs et fluides et pour préserver le patrimoine architectural algérien.

Dans ce cadre des études nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude par l'étude d'un pont rail réaliser par encorbellement successif fait partie '' la ligne ferroviaire Béni Mansour-Bejaia ''

Pour cela cette étude va s'articuler sur trois grandes parties :

Partie 1 : La présentation de l'ouvrage

Partie 2 : Le dimensionnement de l'ouvrage et le calcul de la superstructure d'ouvrage

Partie 3 : Etude de l'infrastructure : piles, culées et leurs fondations

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION RAIL STRUCTURE

I.1.Introduction

L'interaction entre la voie et le pont, c'est-à-dire les conséquences que le comportement de l'un a sur le comportement de l'autre, se manifeste à cause des liaisons qui existent entre les deux, qu'il s'agisse d'une pose de voie directe ou d'une pose de voie ballastée.

Cette interaction se traduit par des efforts dans les rails, et dans le tablier et ses appuis et par des déplacements des uns et des autres.

I.2.Principe du phénomène d'interaction voie-ouvrage

D'après Code UIC 774-3 :

Dans chaque Réseau une grande partie des voies existantes est actuellement équipée de longs rails soudés, en particulier parmi celles circulées à grande et très grande vitesse, où il ne se conçoit plus que des poses de voie de ce type.

De nombreuses études ont porté sur l'évaluation et la limitation des contraintes dans le rail et sur la stabilité de la voie posée sur plate-forme courante (hors pont), d'une part sous le seul effet des contraintes thermiques, d'autre part sous l'effet conjugué des contraintes thermiques et des charges ferroviaires.

La présence d'un tablier dilatable, pouvant se déplacer sous une voie équipée de longs rails soudés continus, introduit une discontinuité des caractéristiques de l'assise de cette dernière. Cette discontinuité entraîne des déplacements relatifs entre l'assise et la voie, lorsque le tablier se dilate, entraînant ainsi des efforts appliqués aux rails et à la structure, ainsi que des variations de contraintes supplémentaires dues aux forces produites par les charges ferroviaires.

I.3.Principe de fonctionnement des longs rails soudés continus

La fixation des rails sur les traverses est en général constituée par des attaches élastiques qui assurent un serrage bien déterminé du rail sur les traverses. Ce serrage est tel que les mouvements longitudinaux des rails sont intégralement communiqués aux traverses, la résistance au glissement des rails sur les traverses étant toujours plus importante que la résistance offerte par le ballast au déplacement longitudinal de la voie.

Le libre déplacement des rails sous les effets thermiques et sous des forces exercées par les véhicules se trouvant contrarié par la résistance du ballast, les rails sont le siège de forces longitudinales.

Dans les longs rails soudés continus, il existe une "zone centrale" où la dilatation est, en pratique, totalement empêchée et deux zones extrêmes de "respiration" longues de 150 m environ chacune ; les appareils de dilatation disposés en extrémité de LRS ont une variation d'ouverture d'environ 50 mm et permettent le libre mouvement des extrémités des longs rails soudés.

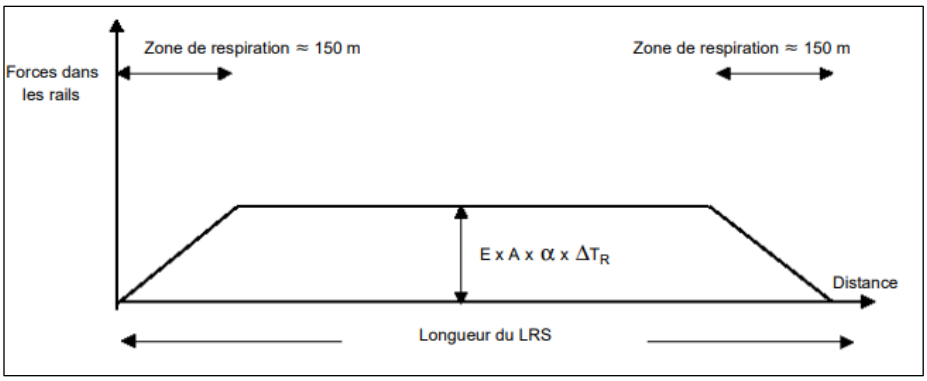


Fig.I-1 Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques

I.4.Le comportement du tablier à la flexion

Le passage du train sur l'ouvrage génère des effets d'interaction pont/voie dus à la flexion du tablier. Cette flexion induit des déplacements longitudinaux de l'arête supérieure du tablier. Les effets d'interactions dépendent de la flexibilité, de la position de l'axe neutre, de la raideur de l'appui fixe du tablier et enfin de la hauteur du tablier H. Ces déplacements longitudinaux entrainent des forces importantes dans la voie c'est-à-dire dans les rails mais aussi dans les appuis du pont.

I.5.Actions à considérer dans l'analyse d'interaction

- La dilatation thermique du tablier seul, dans le cas des longs rails soudés.
- La dilatation thermique du tablier et du rail, lorsqu'il existe un appareil de dilatation.
- Les forces de freinage et de démarrage du terrain.
- La rotation de la structure sur ses appuis due à la flexion du tablier sous charges verticales.
- Les déformations dues au fluage et au retrait dans les structures en béton armé.
- Le déplacement longitudinal des appuis de pont sous gradient thermique.
- La déformation de la structure due au gradient vertical de température.

NB : dans la majeure partie des cas, seuls les quatre premiers effets sont pris en considération car c'est eux qui ont un effet prépondérant, les autres sont négligeable.

I.5.1. Efforts dus aux variations de température

Deux formes de variations de température peuvent être considérées, elles dépendent principalement de la présence d'un appareil de dilatation dans la voie :

- Variation uniforme de température dans le tablier en absence d'AD dans la voie.
- Différences de températures entre la structure et les rails dans le cas où les AD sont présents dans la voie.

La température de référence pour un pont est la température du tablier. Par rapport à cette valeur, les variations de températures du pont n'accèdent pas ± 35°C et ± 50°C pour celles du rail, dans le cas de la présence d'un appareil de dilatation la différence de température entre les rails et le tablier n'excède pas ± 20°C.

I.5.2. Efforts dus au freinage/démarrage

Les forces de démarrage et de freinage appliquées sur le rail sont considérées réparties uniformément sur la longueur d'application et ont les valeurs caractéristiques suivantes :

- Pour le démarrage : Q=33kN/m par voie avec L×Q≤103kN
- Pour le freinage : Q=20kN/m par voie avec L×Q≤6×103kN

NB : dans le cas d'un pont à deux voies au plus, les forces de démarrage sur une voie doivent être combinées avec les forces de freinage sur l'autre voie, on considère deux voies chargées au plus.

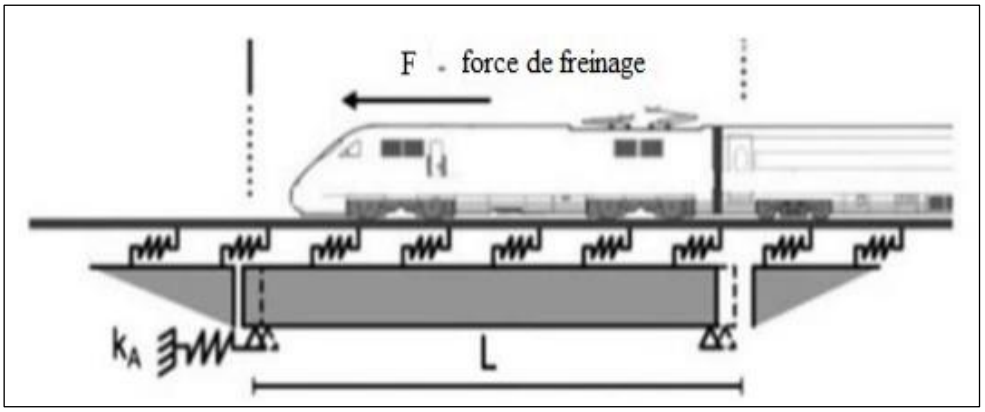


Fig.I-2 Représentation de l'effet de la force de freinage sur le tablier

I.5.3. Efforts dus à la flexion du tablier

Les charges verticales d'exploitation génèrent une flexion du tablier et donc une rotation des sections d'extrémités, avec le déplacement de l'arête supérieure du tablier. Ces charges peuvent être appliquées sur le tablier, sur la plateforme aux deux extrémités du tablier ou à une extrémité seulement.

I.6.Combinaisons des effets de cas de charge

Pour le calcul de la réaction d'appui totale du tablier et afin de comparer la contrainte globale dans le rail à la valeur admissible fixée par le code, l'effet global $\sum R$ est calculé comme suit :

$$\sum R = \alpha R\,(\Delta T) + \beta R\,(\text{freinage}) + \gamma R\,(\text{flexion})$$

I.7.Contraintes admissibles dans les longs rails soudés posés sur un pont

- La contrainte maximale supplémentaire admissible est de 72 N/mm² en compression
- La contrainte maximale supplémentaire admissible est de 92 N/mm² en traction.

I.8.Déplacements limites

Des déplacements sont imposés afin d'éviter une déconsolidation trop importante du ballast. Les limites de déplacement favorisent le respect de la limitation de la contrainte longitudinale supplémentaire dans les rails. Ces limites sont :

- Sous les forces de démarrage et/ou de freinage le déplacement maximum admissible entre les rails et le tablier ou la plate-forme doit être limité à 4 mm,
- Si les rails sont continus à au moins une extrémité de la structure, et sous les mêmes forces de démarrage et/ou freinage, le déplacement horizontal absolu du tablier doit être limité à +/-5 mm.
- Si la voie est équipée d'un appareil de dilatation aux deux extrémités de l'ouvrage, le déplacement horizontal absolu du tablier sous ces mêmes charges doit être limité à 30 mm.

I.9.Rotations d'extrémité du tablier

La rotation sur appui sous convoi de chemin de fer est un facteur important pour le problème de l'interaction pont-voie. Pour la restriction de la rotation d'appui il y a aussi d'autres critères à respecter, comme par exemple les effets dynamiques (déconsolidation du ballast) ainsi que des problèmes de confort.

Dans le cas de voies ballastées avec longs rails soudés continus, le déplacement horizontal admissible de l'arête supérieure à l'extrémité du tablier ou entre les arêtes supérieures aux extrémités de 2 tabliers consécutifs sous l'effet de la flexion verticale est : $\delta(_{\theta H}) = 8$ mm .

I.10.Conclusion

En conclusion de ce chapitre, il est évident que l'analyse de l'interaction entre la voie et l'ouvrage est extrêmement complexe et requiert une étude approfondie. Il est indéniable que la prise en compte de son impact est essentielle pour tout ouvrage ferroviaire en cours d'étude.

CHAPITRE II
GENERALITE

II.1. Introduction

La construction par encorbellement implique l'exécution de la construction élément par élément sans toucher le sol. Le but est de faire supporter le poids propre de la partie déjà construite, ainsi que le poids des coffrages ou des appareils nécessaires pour l'exécution.
Chaque tranche, connue sous le nom de voussoir, est liée à la tranche précédente. Elle devient autoporteuse dès qu'elle atteigne une résistance suffisante et sert de base à une nouvelle avancée.
La réalisation de porte-à-faux importants nécessite l'utilisation de sections transversales résistantes à la torsion. La section en forme de caisson est donc choisie pour les ponts en encorbellement.

Des câbles de précontrainte sont utilisés à chaque étape de la construction pour garantir la stabilité de la console ainsi créée, de longueur croissante, également connu sous le nom de câbles de fléau. Ils se trouvent dans la partie supérieure de la poutre. À l'aide de dispositifs appropriés, les voussoirs peuvent être préfabriqués, transportés et mis en place. Ils peuvent être bétonnés dans des coffrages mobiles.

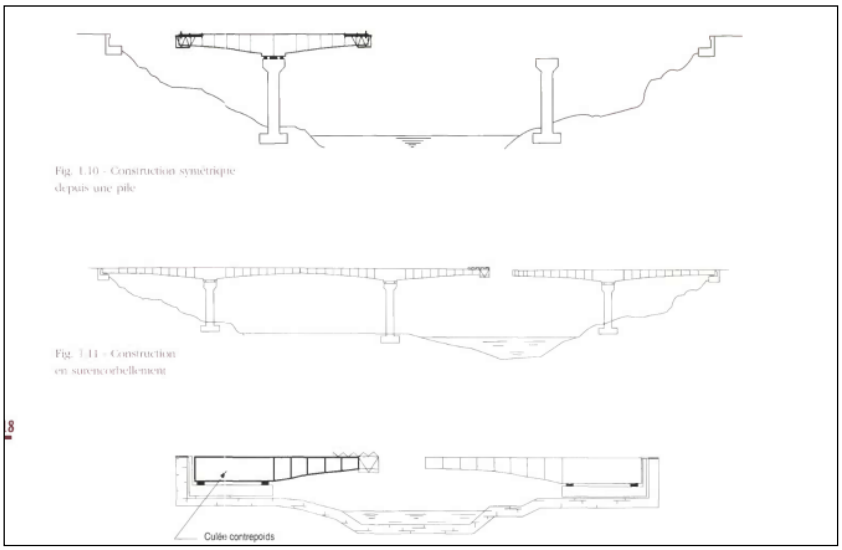


Fig. I-1 Construction par encorbellement successif

II.2. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de l'Etude d'exécution des viaducs pour le Projet de dédoublement de la voie et rectification du tracé de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR-BEJAIA sur 87km.
Le viaduc N°02(O.A PK 2+920) s'étend sur une longueur totale de 660 m avec un rayon de courbure égal à 1500 m, franchit Oued SAHEL, soutenu par 16 piliers intermédiaires (P1→P16) qui divisent la portée totale en travées respectives de 30m-40m-…-40m-30m allant de la culée C1 vers la culée C2.



Fig. I-2 Situation du Viaduc N°2

II.2.1. Données fonctionnelles

Les caractéristiques de la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

II.2.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan d'un ouvrage fait référence à la représentation graphique de cet ouvrage vue du dessus. C'est une vue en deux dimensions qui montre la disposition spatiale des éléments constitutifs de l'ouvrage.

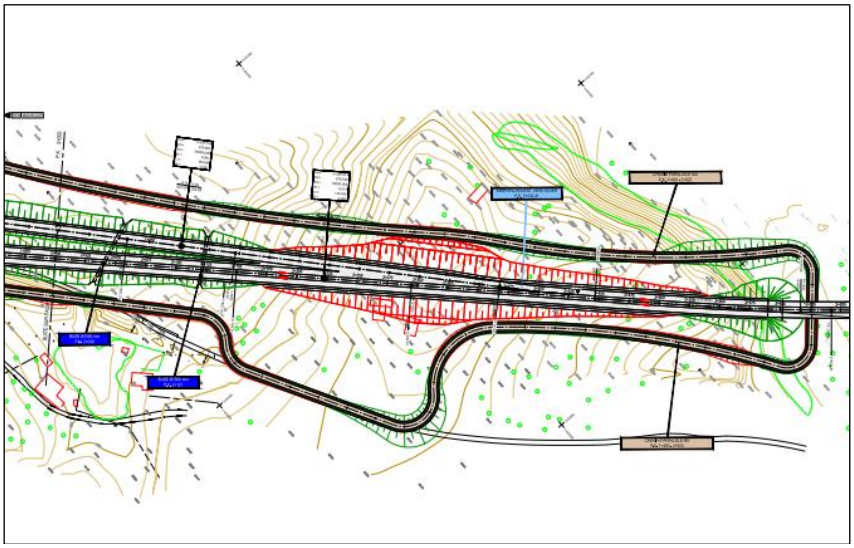


Fig. I-3 Tracé en plan de la voie portée

II.2.1.2. Profil en long

La ligne qui se trouve sur l'extrados de l'ouvrage (FSR) représente le profil en long et définit le tracé en plan en élévation. Il doit être défini en tenant compte d'un large éventail de paramètres liés aux contraintes fonctionnelles. En fonction de l'obstacle surmonté ou des contraintes naturelles, ainsi que du type prévisible de l'ouvrage à franchir.

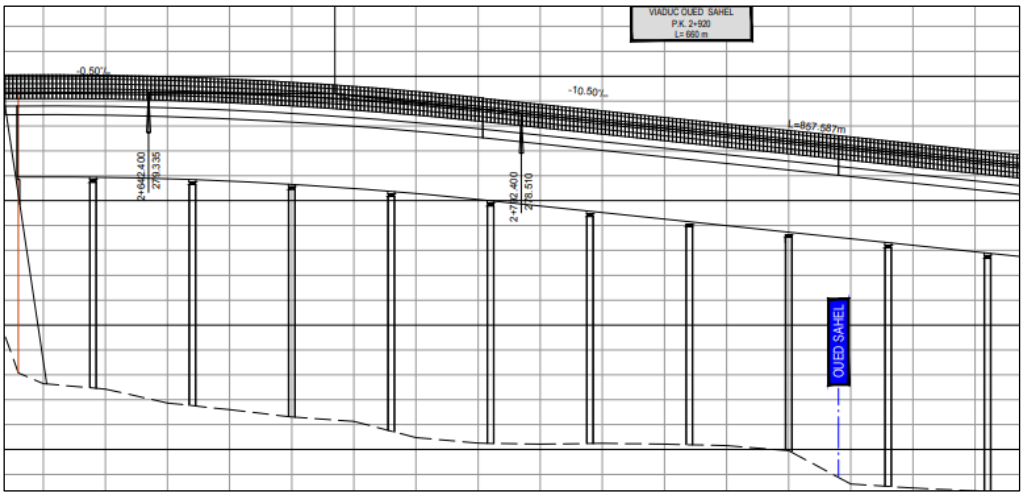


Fig. I-4 Profil en long de la voie portée

II.2.1.3. Profil en travers

Dans un pont ferroviaire, on considère l'absence de dévers même si le pont est en courbe. Le dévers sera ensuite créé lors de la pose du ballast.

Pour notre projet :

- Largeur du tablier :12.8m
- Epaisseur du ballast : 30cm.
- Entraxe des voies : 1,435m.

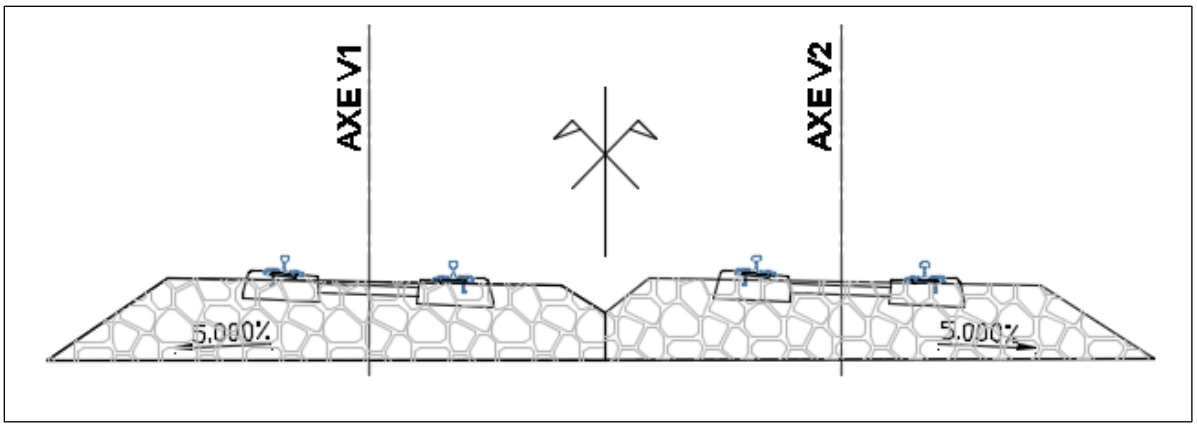


Fig. I-5 Profil en travers de la voie portée

II.2.2. Les données naturelles

II.2.2.1. Les données Géotechnique

Les données géotechniques sont nécessaires dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour franchissement projeté. À partir d'une reconnaissance qui donne les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles des fondations.

Le programme géotechnique a été établi selon les normes algériennes et les règles d'art pour la construction d'un tel ouvrage, tout en considérant l'acquisition des données nécessaires pour la conception et la stabilité de l'ouvrage, ainsi que l'aspect économique du projet.

- ✓ Essais in situ : les sols du projet ont été reconnus par les essais in situ suivants :
  - Neuf (09) sondages carottés notés FC2-1 à FC2-9 d'une profondeur de 20m à 40m selon la nature lithologique rencontrée, accompagnés avec des essais de SPT chaque 3m, destinés à reconnaître visuellement la nature des couches traversées et de prélever des échantillons pour les essais de laboratoire.
  - Des piézomètres équipent les sondages carottés pour avoir une approche sur le niveau de la nappe phréatique.
  - Neuf (09) sondages pressiométriques notés PMT2-1 à PMT2-9 descendus jusqu'à 40m de profondeur avec un essai à chaque 1 mètre.
- ✓ Essais en laboratoire : Les essais en laboratoire ont été exécutés avec les échantillons intacts et remaniés qui sont prélevés lors des essais SPT pour analyser les caractéristiques géotechniques, mécaniques et chimiques des sols.

Selon les résultats des essais, on propose des fondations profondes à base des pieux de 1.5m de diamètre appuyé sur des formations alluvionnaires.

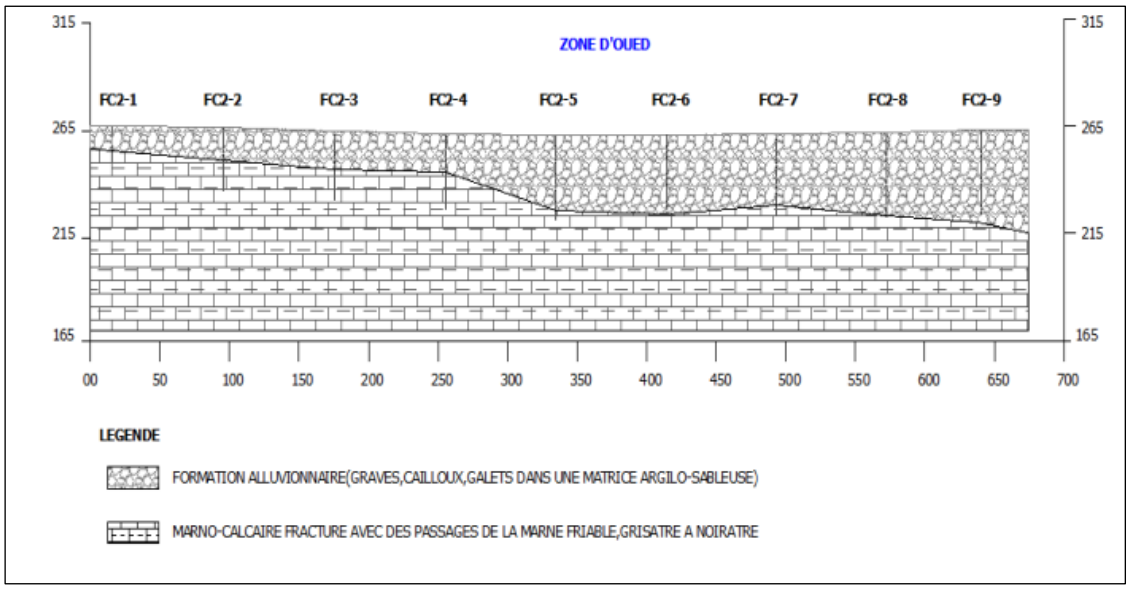


Fig. I-6 Coupe longitudinale des sondages carottés.

II.2.2.2. Les données Hydrauliques

Le bassin versant de la zone étudiée est défini comme suit :

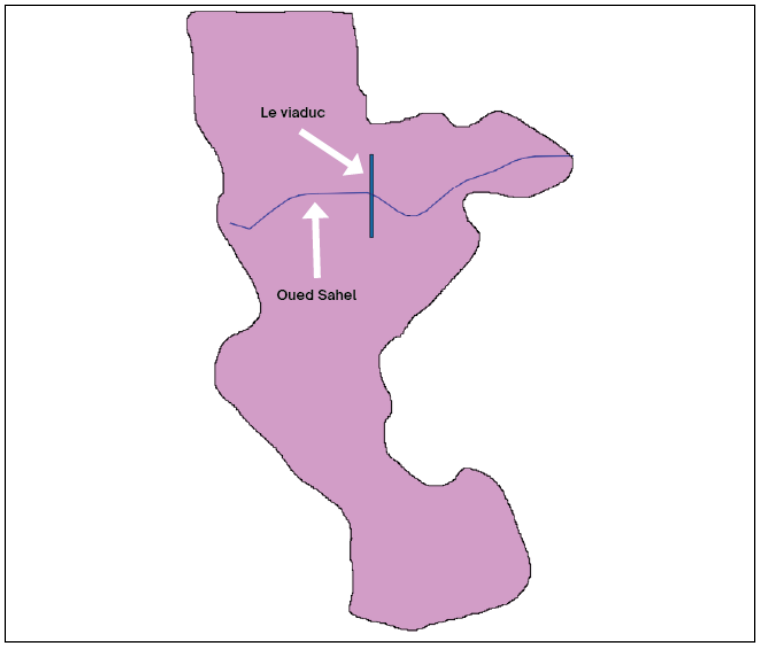


Fig. I-7 Bassin versant de la zone étudiée

Pour les données de précipitations, on a utilisé ceux de la station météorologique sise à l'aéroport de Bejaïa.

Tableau. I-1 Les moyennes des précipitation annuelles et mensuelles (P) de la région de Bejaia (1970-2015).

Période	Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total Annuel Moyen
1970-2015	P (mm)	73,2	116,4	72,3	57,6	30,3	22,2	3,2	25,3	33,5	86,1	83,4	97	617,1

(Source : station météorologique sise à l'aéroport de Bejaia et infoclimat.fr)

II.2.2.3. Les données climatiques

✓ Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (D.T.R) avec une intensité assimilée à une valeur caractéristique valent :

- 2 KN/m2 pour les ouvrages en service.
- 1.25KN/m2 pour les ouvrages en construction.

✓ Les températures :

Sur la base des données recueillies sur une période de 45ans (1970 à 2015), on déduit globalement une température moyenne annuelle de 18,39°c, avec des minima de 7,3°C (moyenne mensuelle minimale), correspondant au mois le plus froid (Février), et de 30,3°C (moyenne mensuelle maximale), correspondant au mois le plus chaud (Aout).

✓ La neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts. Cela peut se produire dans certains cas particuliers. L'évaluation des charges se réfère aux règles en vigueur, mais la prise en compte de la neige reste à l'initiative du projeteur en fonction des risques physiques réels.

II.2.2.4. Les données Sismologiques

✓ Historique de la zone d'étude :

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS, 1999) complété, en RPOA 2008, classe la région de Bejaia dans la zone de moyenne sismicité **(Zone II-a).** (fig I-6) De ce fait, le facteur sismique doit nécessairement être pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages importants : tunnel, viaduc, stabilité des grands déblais remblais.

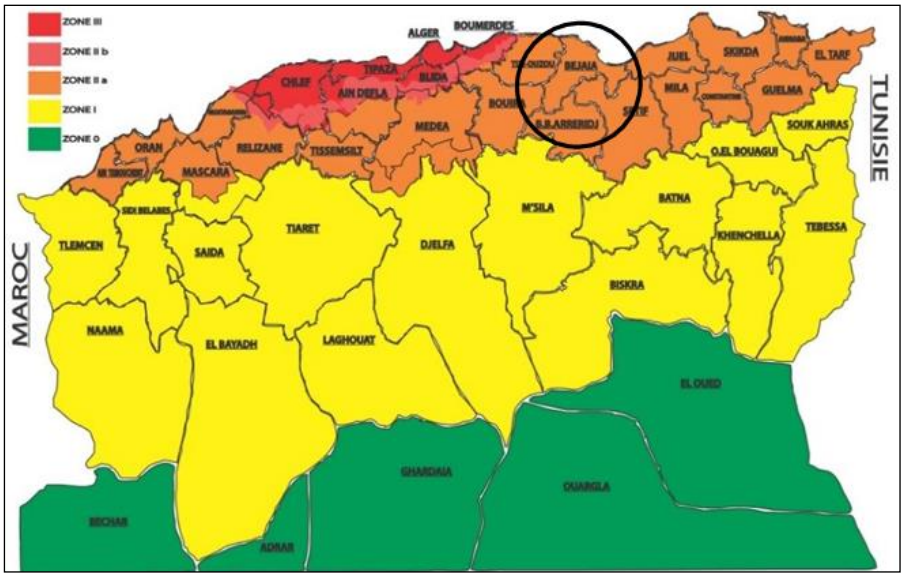


Fig. I-8 Carte de zonage de l'Algérie (RPOA 2008) et position de la région d'étude

✓ Classification des zones sismique :

Le groupe d'ouvrage et les coefficients sismique ont été déterminés en faisant référence aux "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA2008". D'après la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, le talus de la présente zone d'étude correspond au **Groupe 1**.

Tableau. I-2 Classification des ponts (RPOA 2008)

Groupe	Description		Application
1	Pont stragégique	▶Ce groupe recouvre les ponts stragégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire : - Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public - Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aérodromes - Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2008) - Liaisons ferroviaires	
2	Pont important	▶Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après : - Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ; - Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ; - Grandes liaisons d'aménagement du territoire - Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ; - Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003)	○
3	Pont d'importance moyenne	▶Il s'agit des ponts d'importance moyenne. Les ponts qui ne sont pas rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.	

Chaque zone est caractérisée par un coefficient d'accélération, qui dépend que de la classification de l'ouvrage et de la zone sismique. Le tableau ci-dessous, montre qu'une accélération de 0,25g (g étant l'accélération de la pesanteur) doit être prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages les plus importants du projet .

Tableau. I-3 Coefficient d'accélération (RPOA 2008)

Zone 0 : négligeable
Zone I : faible
Zone IIa : moyenne
Zone IIb : élevée
Zone III : très élevée

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

II.3. Conclusion

Il est nécessaire de faire une étude du site pour définir l'environnement et les obstacles à franchir pour faciliter l'étude de l'ouvrage.

Ces données sont fournies par le bureau d'étude de ce projet.

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1.Introduction

Un ingénieur optimise les projets en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles. Pour notre projet la conception, le prédimensionnement et le calcul sont influencés par le choix des matériaux, ce qui sera détaillé dans ce chapitre.

III.2.Normes et références

Les différentes hypothèses de calcul doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage.

- Eurocode 0 NF EN 1990 Eurocodes structuraux : Bases de calcul des structures
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- Eurocode 2 : calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- Eurocode 3 : calcul des structures en acier.
- Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton.
- Eurocode 8 NF EN 1998 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- RCPR : règles définissants les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers), pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- SETRA : Guide de conception Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs
- Règles BPEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- NF EN 1337-5 : Appareils d'appui structuraux : Appareils d'appui à pot
- Code UIC 776-1 : charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails.
- Code UIC 774-3 : Interaction voie/ouvrages d'art recommandations pour les calculs.

III.3.Béton

Le béton est un terme générique qui fait référence à un matériau composite homogène constitué de granulats (sable ou graves) agglomérés par un liant.

Tableau. III-1 Les caractéristiques mécaniques du béton

	Eléments	Type de ciment	Dosage (Kg/m3)	Classe de béton	Classe d'exposition	Fck (MPa)	Fctd (MPa)	Fctm (MPa)
Superstructure	Tablier (coulé sur place)	CPJ	350	C40/50	XC3/XC4	40	1.64	3.5
	Tablier(préfabriqué)	CPJ	350	C45/55	XC3/XC4	45	1.77	3.8
Infrastructure	Propreté	CRS	150	C16/20	/	16	0.89	1.9
	Pieux	CRS	330	C30/37	XC2	30	1.35	2.9
	Fondation	CRS	330	C30/37	XC2	30	1.35	2.9
	Elévation	CRS	330	C30/37	XC4	30	1.35	2.9

Remarques :

- La densité du béton est 24KN/m^3
- fctm=0.3 (fck)$^{2/3}$
- Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours fcm : fcm = fck + 8 (MPa)
  où fck est la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
  Résistance de calcul pour la compression du béton fcd : fcd = $\frac{\alpha cc}{\gamma c}$ fck
- Résistance caractéristique à la traction du béton fctk :
  - ✓ fctk,0.05 = 0,7 fctm Utilisée pour le calcul du moment ultime d'adhérence et le moment de fissuration
  - ✓ fctk,0.95 = 1,3 fctm Utilisée pour le calcul des effets des actions indirectes avant fissuration et le pourcentage d'armatures
- Résistance de calcul pour la traction du béton fctd : fctd = $\frac{\alpha ct \quad fctk,0.05}{\gamma c}$

$\alpha cc \begin{cases} 1 \text{ pour les bâtiments} \\ 0.85 \textit{ pour les ouvrages d'art} \end{cases}$ Valeurs recommandées par l'ANF de l'EC2

αct =1 valeur recommandée [EC2-1-1 3.1.6 et EC2-1-1/AN 3.1.6]

Tableau. III-2 valeurs des résistances du béton

Classe	Résistances	Valeurs (MPa)
C40/50	fctk,05	2.46
	fctk,95	4.56
	fcm	48
C30/37	fcm	38
	fctk,05	2.03
	fctk,95	3.77

- Module moyen de déformation du béton instantanée Ecm à l'âge de 28 jours :

$$Ecm = 22000\left(\frac{fcm}{10}\right)^{0.3}$$

Tableau. III-3 Déformation du béton

Classe	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson	Module d'élasticité transversale (MPa)
C40/50	35220	0.2	14675
C30/37	32387	0.2	13682

III.4.Armatures

III.4.1. Armatures passives

C'est un acier à haute adhérence de nuance **Fe E500** qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité : fe = 500 MPa.
- Module de déformation plastique : Es = 200 000 MPa.

- Résistance de calcul pour la traction de l'acier :

$$fyd = \frac{fyk}{\gamma s}$$

$$\gamma s = \begin{cases} 1{,}15 \ pour\ les\ situations\ normales \\ 1 \ pour\ les\ situations\ accidentelles \\ Coefficient\ de\ sécurité\ sur\ la\ \text{résistance de l'acier} \end{cases}$$

Pour :

- γs = 1.15 la valeur de la contrainte limite est 434.78 Mpa
- γs = 1 la valeur de la contrainte limite est 500 Mpa

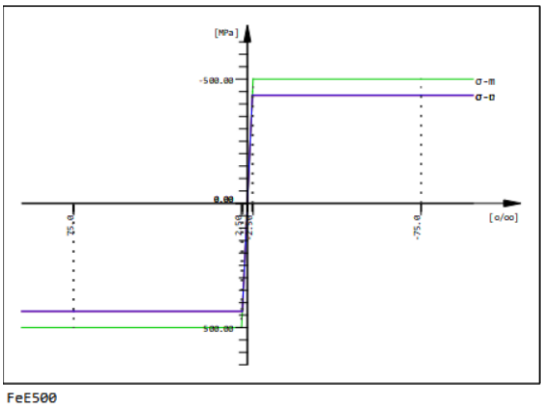


Fig. III-1 diagramme contrainte déformation de l'acier FeE500

III.4.2. Armatures actives

Les armatures actives sont constituées de câbles d'une résistance exceptionnellement élevée, nécessitant des procédés de fabrication impliquant divers traitements thermomécaniques et une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers conventionnels.

Les câbles Freyssinet se caractérisent par les éléments suivants :

- Un chiffre représentant le nombre de torons formant le câble.
- La lettre T signalant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre précisant le type de torons.

On a choisi des torons T15 super qui ont les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : ft = 1860 MPa.
- Module de Young : E=195000Mpa
- Section droite d'un toron : Ap 1toron = 150 mm².
- Diamètre du gain : Φ = 83/90 mm.

III.5.Choix de la section transversale

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson.

Selon le guide SETRA, Il existe plusieurs formes de caisson :

- Monocaissons simples : pour B< 13m.
- Monocaissons à trois âmes : pour 13m < B < 16m.
- Bicaissons : pour B > 16m.

Pour une voie double on a adopté le choix d'une section transversale monocaisson simple.
Pour les portées les plus modestes (inférieures à 60 m, voire à 70 m), il peut être préférable de conserver une hauteur constante.

Tableau. III-4 Les dimensions de la section transversale du voussoir

Paramètres	Formules	Valeurs retenues
Largeur du voussoir B	B = L	12.8m
C	B/4	3.2m
D	B/2	6.4m
Hauteur du voussoir hp	L/14< hp < L/12	3m
Epaisseur de l'hourdis supérieur e1,e2,e3,e4	16cm < e1 <18cm	20cm
	C/8 < e2 < C/7	50cm
	e3 = 0.1 + D/25 e3 > e2 - 0.1 e3 > 1.5 e4	66cm
	D/30 < e4 < D/25	40cm
Gousset supérieur	30° < α < 45°	44˚
Inclinaison de l'âme	10% à 30% 9˚ à 27˚	15.5% 14˚
Epaisseur de l'âme Ea	Cas courant : Ea = L/ 275 +1.25 B/ L - 0.125 Cas particulier : Ea = 0.26 + L /500	45cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur Ec = Ep = E	E ≥ 2Φg + d + e E ≥ 18 à 22 cm	35cm
Gousset inférieur	Cas courant : 40° < α < 45° Cas particulier : α ≈ 15˚	24˚

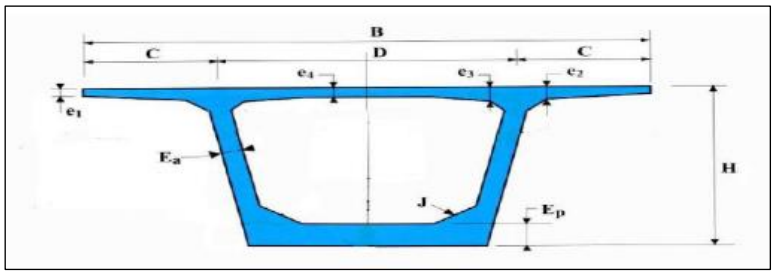


Fig. III-2 Coupe transversale d'un voussoir

III.5.1. Caractéristiques géométriques du voussoir

III.5.1.1. Voussoir courant

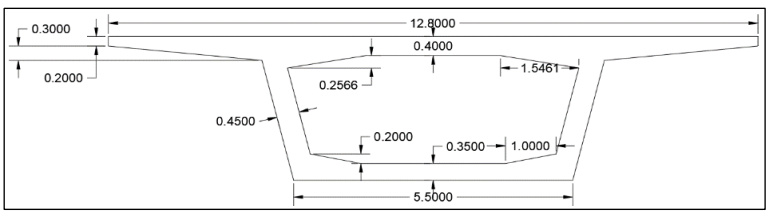


Fig. III-3 Coupe transversale de la section courante

Tableau. III-5 Les caractéristiques géométriques de la section courante

Caractéristique géométrique	Valeurs
Aire (m^2)	9,4688
Centre de gravité (m)	1.8922
Distance de G à la fibre supérieure (m)	1.1078
Distance de G à la fibre inférieur (m)	1.8922
Moment d'inertie (par rapport au CDG) (m^4)	Ix = 11.9904 Iy = 86.4773

III.5.1.2. Voussoir sur pile (VSP)

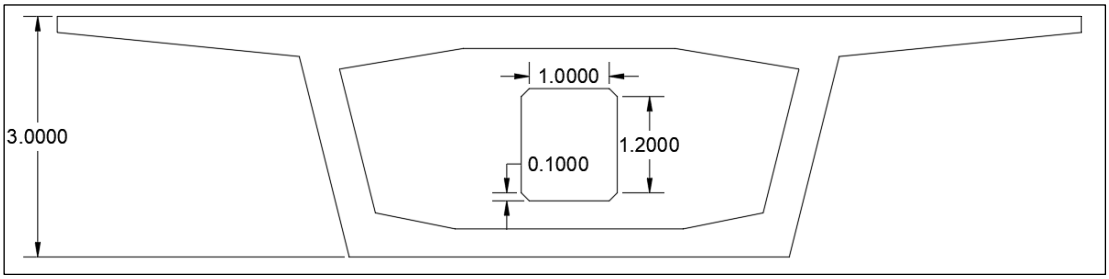


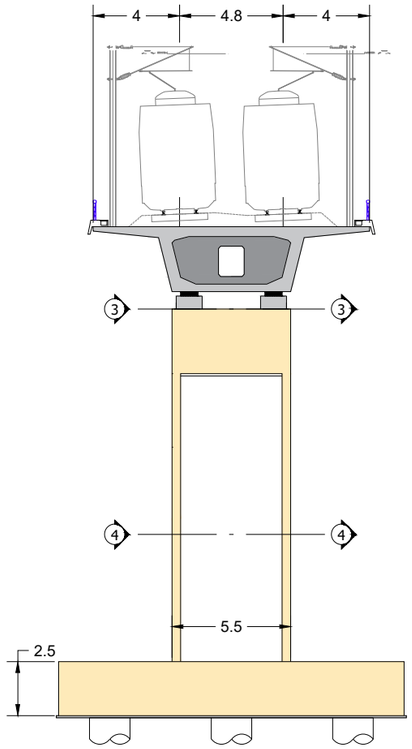
Fig. III-4 Coupe transversale de la section sur pile

III.6. Conclusion

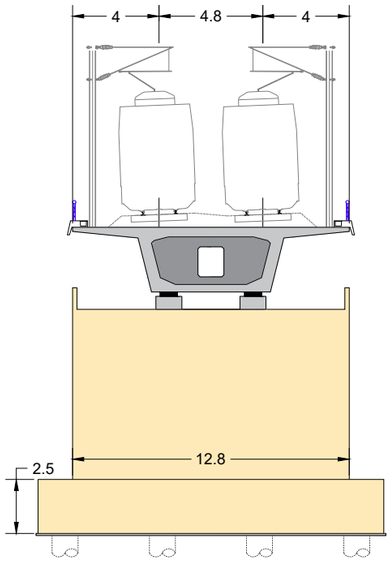
Dans ce chapitre, on a pu justifier les différentes dimensions des sections du voussoir courant et sur pile à l'aide de « guide de conception des voussoirs construit par encorbellement successifs SETRA ».

L'identification et le choix des matériaux est une étape essentielle dans l'étude d'un ouvrage afin de pouvoir commencer l'étude.

Coupe transversal sur pile Ech:1/150



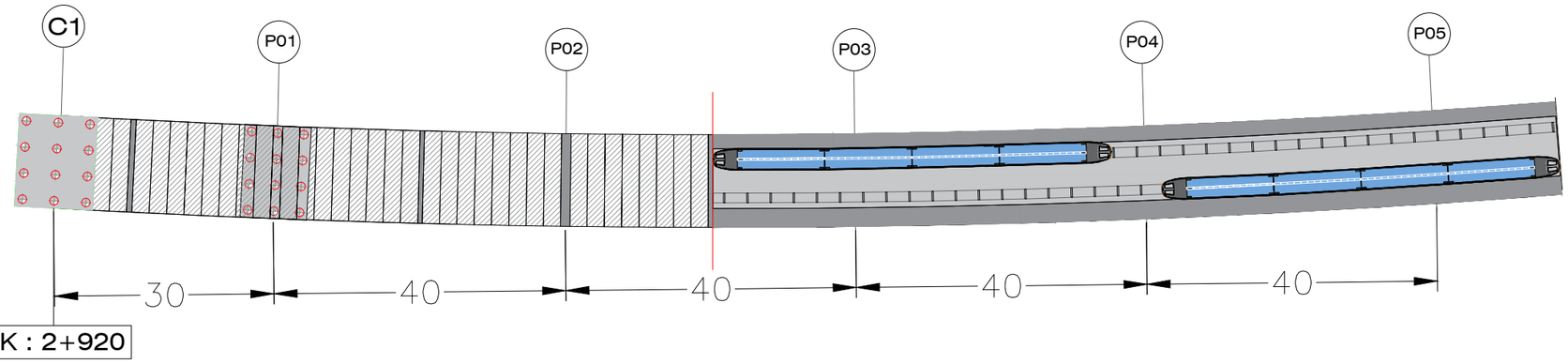
Coupe transversal sur culée Ech:1/150



Vers BENI-MANSOUR

Vers BEJAIA

Vue en plan d'une partie de l'ouvrage Ech:1/500

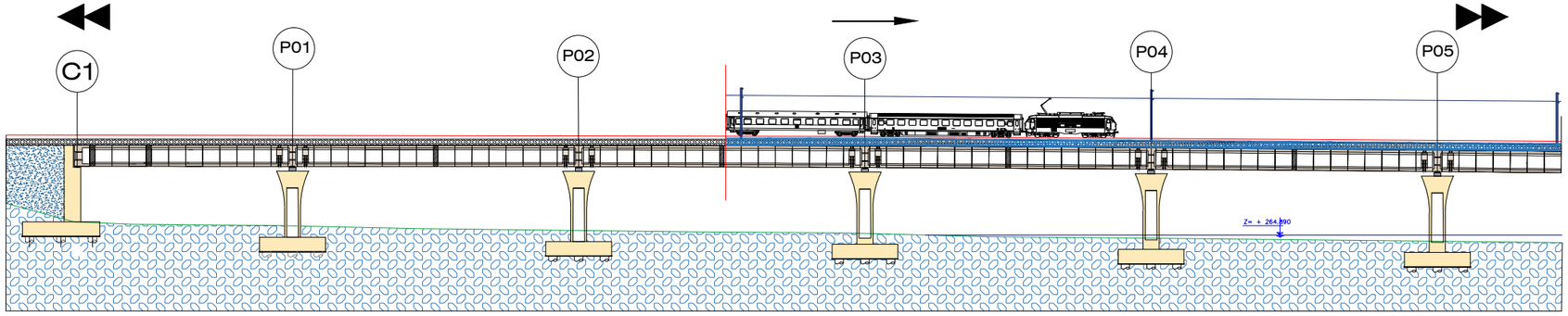


PK : 2+920

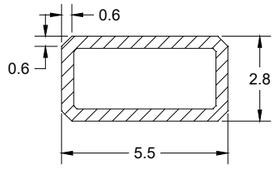
Vers BENI-MANSOUR

Coupe longitudinal d'une partie de l'ouvrage Ech:1/500

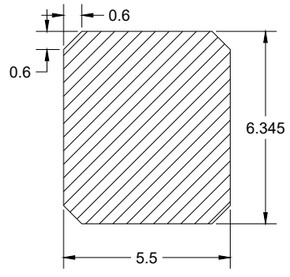
Vers BEJAIA



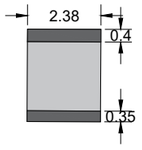
Coupe 4–4 de la pile Ech:1/100



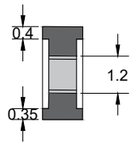
Coupe 3–3 de la pile Ech:1/100



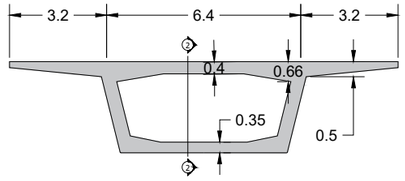
Coupe 2–2 Ech:1/100



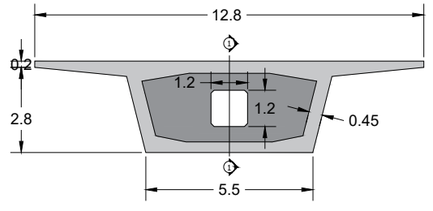
Coupe 1–1 Ech:1/100



Coupe voussoir courant Ech:1/100



Coupe voussoir sur pile/culée Ech:1/100



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude d'un viaduc au niveau du PK 02+920 dans le cadre de projet de dédoublement de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR - BEJAIA	Bouarouri Tarek Bensebaa Besma	Mr.BEZZOU Samir	variable	Plan général	2023/2024

CHAPITRE IV
CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. Introduction

L'analyse de la charge se réfère au RCPR 2009 et à l'EURONORM EN1990-2002, lorsque le premier ne fournit pas suffisamment d'informations ou est plus favorable à la sécurité. Les contributions individuelles rapportées ici, résument globalement les actions auxquelles la structure est soumise dans les phases de construction et de vie infinie et donc la condition pour laquelle cette action doit être supposée sera spécifiée.

IV.2. Charges permanentes

Les charges permanentes sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure, elles se définissent par leur poids propre. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structures.
On note les charges permanentes suivantes :

- G1 ou CP : les actions totales de poids propre.
- G2 ou CCP : complément des charges permanente (Garde-corps, Ballast.).
- P : les actions totales de précontrainte.

Les poids des matériaux donnés par les normes sont :

- Béton armé :25 KN/m^3.
- Ballast :20 KN/m^3.
- Etanchéité : 24 KN/m^3.
- Rail UIC 60 :0.6 KN/m.
- Traverses :10 KN par élément (1666 éléments par KM).
- Caténaires :25 KN par élément (deux éléments chaque 50m).

Tableau. IV-1 Les charges permanentes (CP et CCP)

Charges	Valeurs linières (KN/m)	Remarques
Poids propre de la structure principale	260.4	10% supplémentaires pour tenir compte des diaphragmes
Ballast	160	Largeur de 10m Epaisseur de 0.8m
Rail UIC 60	2.4	4 rails
Traverses	33.33	Espacement de 0.6m
Caténaires	1	02 poteaux chaque 50m de longueur
Garde-corps	2	Deux gardes corps
Corniche	10.8	Deux corniches
Étanchéité	2.4	Largeur de 10m Epaisseur de 0.01m
Total	471.83	

IV.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire

Les actions de trafic variables ont été définies à partir de la norme NF EN 1991-2.
Les chargements correspondent au matériel roulant prévu dans le projet sont représenté ci-dessous :

- Modèle de charge 71 (et modèle de charge SW/0 pour le pont continu) pour représenter le trafic ferroviaire normal sur les voies ferrées principales.
- Modèle de charge SW/2 pour représenter les charges lourdes.

IV.3.1. Modèles de charges

IV.3.1.1. Modèle de charge UIC71

Cette charge représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. La disposition des charges est présentée dans la figure suivante :

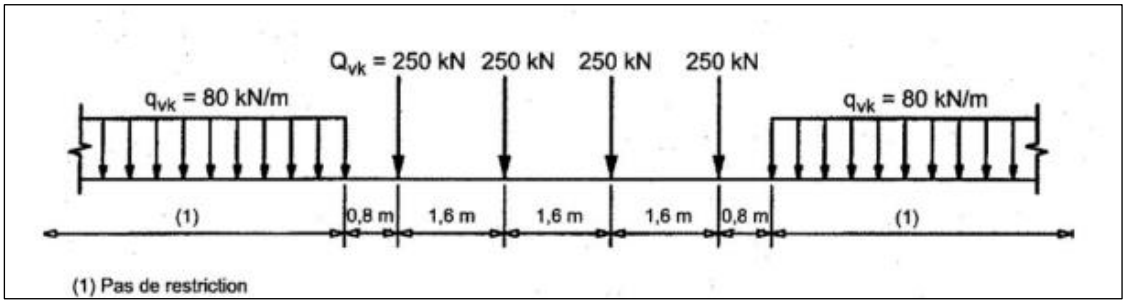


Fig.IV-1 Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

IV.3.1.2. Modèle de charge SW

Cette charge représente l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes. La disposition des charges est reportée dans la figure suivante :

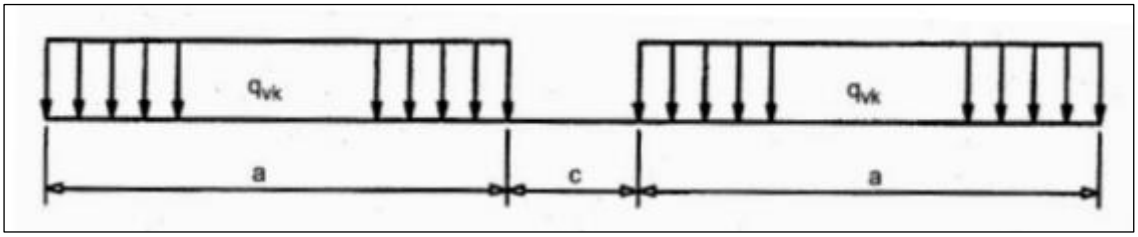


Fig.IV-2 Modèles de charges SW0 et SW2

Tableau. IV-2 Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW0 et SW2

Modèles de charges	qvk (KN/m)	a (m)	c (m)
SW0	133	15	5.3
SW2	150	25	7

IV.3.1.3. Modèle de charge train à vide

Pour certaines vérifications spécifiques (stabilité latérale en présence des actions latérales de trafic ferroviaire et de la charge du vent sur le et les véhicules ferroviaire) on utilise un modèle de charge particulier appelé « train à vide ». Ce modèle consiste en une charge verticale repartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10,0 KN/m.

IV.3.2. Excentricité des charges verticales

L'effet du déplacement latéral des charges verticales doit être pris en compte en prenant le rapport des charges de roues sur tous les essieux jusqu'à 1,25 :1,00 sur toute voie. L'excentricité résultante est illustrée à la figure suivante :

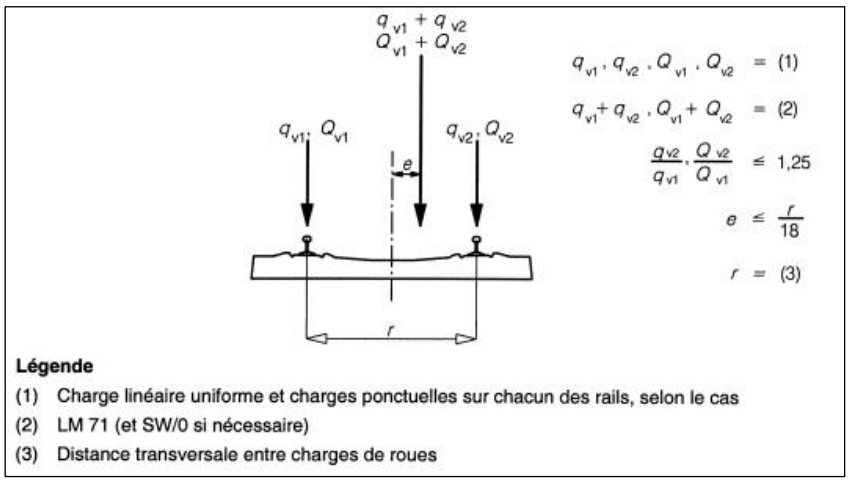


Fig.IV-3 Excentricité de la charge verticale

IV.3.3. Effet dynamique :

L'effet dynamique est pour but de prendre en compte le grossissement dynamique des contraintes et les effets de vibration dans la structure.

Pour le cas de l'ouvrage courant, en raison de la vitesse < 220Km/h, et puisque le pont est hyperstatique ; l'étude dynamique n'est pas nécessaire idem pour la vérification de résonance à cause de l'accélération, en effet, le calcul des coefficients Φ2 et Φ3 est suffisant.

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad \text{with: } 1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67$$

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \qquad \text{with: } 1{,}00 \le \Phi_3 \le 2{,}0$$

Fig.IV-4 Facteur dynamique pour l'analyse statique

Ou LΦ est déterminer selon le tableau suivant :

Tableau. IV-3 Longueurs déterminantes LΦ

Case	Structural element	Determinant length L_Φ
Main girders		
5.1	Simply supported girders and slabs (including steel beams embedded in concrete)	Span in main girder direction
5.2	Girders and slabs continuous over n spans with $L_m = 1/n\,(L_1 + L_2 + .. + L_n)$ (6.6)	$L_\Phi = k \times L_m$, (6.7) but not less than max L_i $(i = 1,..., n)$ $n = 2 \quad 3 \quad 4 \quad \ge 5$ $k = 1{,}2 \quad 1{,}3 \quad 1{,}4 \quad 1{,}5$
5.3	Portal frames and closed frames or boxes:	
	- single-span	Consider as three-span continuous beam (use 5.2, with vertical and horizontal lengths of members of the frame or box)
	- multi-span	Consider as multi-span continuous beam (use 5.2, with lengths of end vertical members and horizontal members)
5.4	Single arch, archrib, stiffened girders of bowstrings	Half span
5.5	Series of arches with solid spandrels retaining fill	Twice the clear opening
5.6	Suspension bars (in conjunction with stiffening girders)	4 times the longitudinal spacing of the suspension bars
Structural supports		
6	Columns, trestles, bearings, uplift bearings, tension anchors and for the calculation of contact pressures under bearings.	Determinant length of the supported members

N = 16 > 5 => donc : k = 1.5

Lm = $\frac{1}{16}$ x 660 = 41.25 m => LΦ = 41.25 x 1.5 = 61.875 m

Φ2 = 1.008 ≈ 1

Φ3 = 1.012 ≈ 1

IV.3.4. Force centrifuge

Lorsque la voie d'un pont est courbe sur toute ou partie de la longueur du pont, la force centrifuge et l'inclinaison de la voie doivent être prises en compte.

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée selon les équations suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) \qquad \text{EN1991-2 eq. (6.17)}$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk}) \qquad \text{EN1991-2 eq. (6.18)}$$

Fig.IV-5 La valeur caractéristique de la force centrifuge

IV.3.5. Effort de lacet

L'effort de lacet est considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Elle doit être appliquée aussi bien sur les voies droites que sur les voies en courbe.

Sa valeur caractéristique est : Qsk=100KN.

IV.3.6. Actions dues à la traction et au freinage

Les forces de traction et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie. Elles sont considérées comme uniformément réparties sur la longueur d'influence La,b correspondante pour les effets de traction et de freinage de l'élément structurel considéré.

Les valeurs caractéristiques des forces de traction et de freinage sont prises comme suit :

Force de traction : $Q_{lak} = 33\,[kN/m]\ L_{a,b}\,[m] \leq 1\,000\,[kN]$
pour les schémas de charges 71, SW/0, SW/2 et HSLM

Force de freinage : $Q_{lbk} = 20\,[kN/m]\ L_{a,b}\,[m] \leq 6\,000\,[kN]$
pour les schémas de charges 71, SW/0 et HSLM

$Q_{lbk} = 35\,[kN/m]\ L_{a,b}\,[m]$
pour le modèle de charges SW/2.

IV.4. Charges variables

Ce type concerne les charges climatiques (vent et température), aussi les charges de construction selon les spécifications données dans la norme EN 1991- 1-4 pour les ponts.

IV.4.1. Charges de Construction

Pendant les phases de construction, une charge d'entretien Q de 2 kN/m a été supposée sur les sections du tablier.

IV.4.2. Charge du vent

L'action du vent agit horizontalement sur les surfaces du tablier et des sous-structures exposées au vent, elle est considérée égale à une pression constante de 2.00 kN/m^2

IV.4.3. Charge climatique

Les composantes de température considérées sont la variation uniforme de la température et la variation non linéaire le long de l'épaisseur de la section.

- **Charge thermique uniforme– ΔTu** : En prenant comme référence la gamme de température rapportée dans le RCPR 2009 égale à une variation de température uniformes maximale de +35°C et minimale de -15°C pour le climat tempéré présent dans le nord de l'Algérie.
  Sur la base des températures maximales et minimales enregistrées annuellement en Algérie, qui sont respectivement de +30 °C et de 6 °C, la procédure prévue par l'Eurocode est donnée.
  Les valeurs proposées par le RCPR sont plus défavorables, elles seront prises en compte pour la conception de cet ouvrage. La charge de température à prendre en compte pour les sous-structures se réfère à la valeur nominale de ±7°C pour tenir compte des variations de température entre les différents éléments structurels.

IV.5. Charges accidentelles

Les véhicules ferroviaires peuvent engendrer des actions par déraillement ou par actions sismiques. Il convient de prendre en compte ces actions dans le calcul dès lors qu'aucune protection appropriée n'a été mise en œuvre.

IV.5.1. Déraillement

Les structures ferroviaires doivent être calculé de manière à limiter au maximum les dégâts subis par le pont notamment le renversement ou l'effondrement de la structure à la suite d'un déraillement.

- Situation de calcul 1 : les véhicules déraillés demeurent en équilibre dans la zone de la voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant.

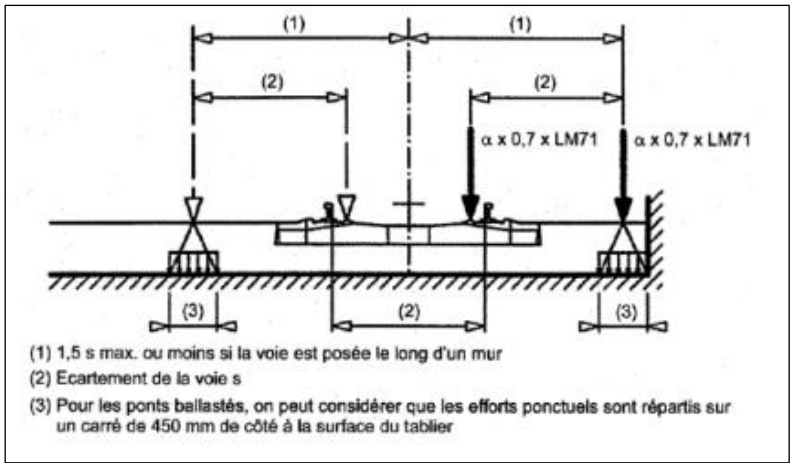


Fig.IV-6 Situation de Calcul 1 - Charge équivalente QA1d et qA1d

- Situation de calcul 2 : les véhicules déraillés demeurent en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons).

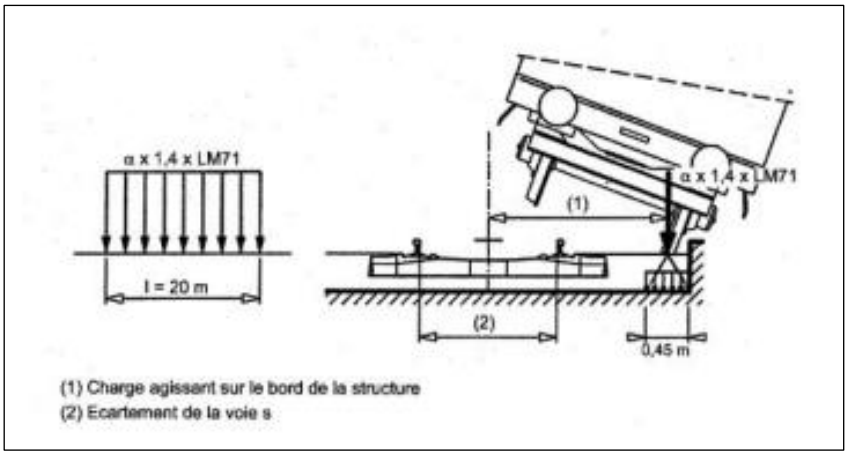


Fig.IV-7 Situation de Calcul 2 - Charge équivalente qA2d

IV.5.2. Action sismique

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure. Comme spécifié dans RPOA 2008, pour les ponts supportant un trafic intense.

IV.5.2.1. Classification des sites :

L'étude géotechnique montre que le site est de catégorie S3

Cat	Description		$\overline{q_c}$ (MPa) (c)	$\overline{N}$ (d)	$\overline{p_l}$ (MPa) (e)	$\overline{E_p}$ (MPa) (e)	$\overline{q_u}$ (MPa) (f)	$\overline{V_S}$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

Fig.IV-8 Extrait RPOA 2008 Tableau 3.2 Caractéristiques géotechniques des sites

IV.5.2.2. Spectre de réponse :

- **Composante horizontale :** Les spectres de réponse élastiques de la composante horizontale seront calculés selon les formules suivantes :

$$Sae(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Fig.IV-9 Détermination du spectre élastique horizontal

- g : accélération de la pesanteur (=9,81 m/s^2)
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- S : coefficient de site
- A : Coefficient d'accélération de zone
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$)
- ξ : taux d'amortissement, égale à 5%.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Fig.IV-10 Extrait RPOA 2008 Tableau 3.3 valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

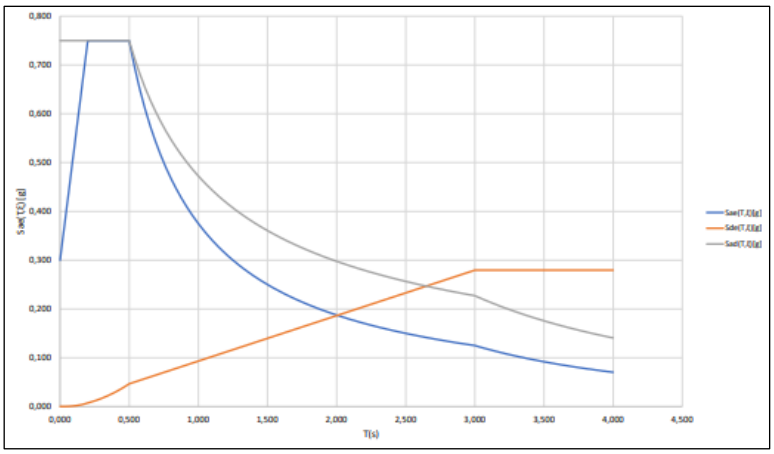


Fig.IV-11 Spectre de réponse élastique et Spectre de Dimensionnement horizontale

- **Composante verticale :** Les spectres de réponse élastiques de la composante verticale seront calculés selon les formules suivantes :

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Fig.IV-12 Détermination du spectre élastique verticale

- g : accélération de la pesanteur (=9,81 m/s²)
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- S : coefficient de site (=1)
- A : Coefficient d'accélération de zone
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$)
- ξ : taux d'amortissement, égale à 5%
- α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité=0.7 (zone sismique IIa).

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

Fig.IV-13 Extrait RPOA 2008 Tableau 3.4 valeurs de T1, T2 pour la composante verticale.

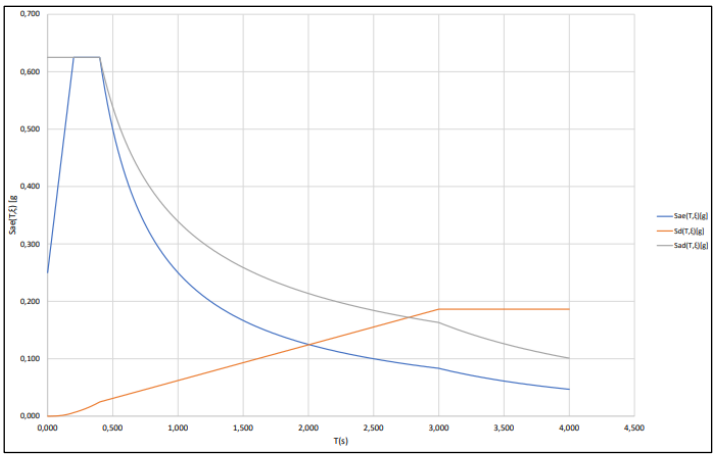


Fig.IV-14 Spectre de réponse élastique et Spectre de Dimensionnement verticale.

IV.6. Combinaison d'actions :

Pour déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, les combinaisons suivantes sont recommandées selon EN1990 et le RPOA :

IV.6.1. Etats limites ultimes :

Etats limites ultimes de résistance :

- ELU- Combinaisons fondamentales :

1,35. Gmax + Gmin + 1,5. Q + 1,5 × 0,6 × T + 1,5 × 0,5 × $\Delta\boldsymbol{\theta}$

1,35. Gmax+ Gmin + 1,5. Q +1,5 × 0,6 × W

1,35. Gmax + Gmin + 1,5. W

- ELU- Combinaisons accidentelles :

Gmax + Gmin+ 0,6. Q + Ad

Gmax + Gmin + Ad

Etats limites ultimes d'équilibre statique :

Ils doivent être vérifiés dans chaque phase de construction et pour la structure complète en exploitation.

- En situation durable :

0,90. G1+ 1,10. G2 + 1,50. Q+ 0,80. T+ 0,65. $\Delta\boldsymbol{\theta}$

- En situation transitoire :

0,90. G1 + 1,10. G2 + 1,50. Q + 0,80. T + 0,65. $\Delta\boldsymbol{\theta}$

- En situation accidentelle :

G1 + G2 + 0,6. Q + Ad + 0,6. T

IV.6.2. Etats limites de service :

- ELS - Combinaisons rares :

Gmax + Gmin + Q + 0,6. T + 0,5. $\Delta\boldsymbol{\theta}$

Gmax+Gmin + 0,6. T + 0,5. $\Delta\boldsymbol{\theta}$

Gmax + Gmin + T

Gmax + Gmin + $\Delta\boldsymbol{\theta}$

Gmax + Gmin + W

- ELS - Combinaisons fréquentes :

Gmax +Gmin+ 0,6. Q + 0,6. T + 0,5. $\Delta\boldsymbol{\theta}$

- ELS - Combinaisons quasi permanentes :

Gmax + Gmin

Action		Situation de calcul et état limite													
		Durable et transitoire													
		Ultime				Fatigue			Aptitude au service (16)						
		Résistance		Equilibre statique (10)					Caractéris-tique		Fréquent		Quasi-permanent		
2 Actions variables (30)		L	A	L	A	-			L	O	L	O	L	O	
		γ_{Q1}	$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i}$	γ_{Q1}	$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i}$	γ_{Ff}	γ_{σ}	γ_{k}	γ_{Q1}	$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i}$	$\gamma_{Q1} \cdot \Psi_{11}$	$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{2i}$	$\gamma_{Q1} \cdot \Psi_{11}$	$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{2i}$	
2.1 Actions du trafic : groupes de charges (18)															
Groupes de charges 11-14	(LM71, SW/0)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8	Cf. exigences nationales			1	1 x 0,8	1 x 0,8	0	0	0	
Groupes de charges 15	(Train à vide)	-	-	-	1,0 x 1,0				-	-	-	-	-	-	
Groupes de charges 16-17	(SW/2)	1,2	-	1,2	-				1	-	1 x 0,8	-	0	-	
Groupes de charges 21-24	(LM71, SW/0)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8				1	1 x 0,8	1 x 0,7	0	0	0	
Groupes de charges 26-27	(LM71, SW/2) (14)	1,45/ 1,20	-	1,45/ 1,20	-				1	1 x 0,8	1 x 0,7	0	0	0	
Groupes de charges 31	(LM71, SW/0)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8				1	1 x 0,8	1 x 0,6	0	0	0	
2.2 Actions du trafic : actions individuelles, etc. (2) (18)															
LM71, SW/0		1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8	Cf. exigences nationales			1	1 x 0,8	1 x 0,8 (13)	0	0	0	
Train à vide		-	-	-	1,0 x 1,0				-	-	-	-	-	-	
SW/2		1,2	-	1,2	-				1	-	1 x 0,8	0	0	0	
Modèle de charges HSLM (17)		1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8				1	1 x 0,8	1 x 0,8	0	0	0	
Effets de charges des Trains Réels		1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8				1	1 x 0,8	1 x 0,8	0	0	0	
Actions du trafic générant une fatigue		-	-	-	-				-	-	-	-	-	-	
Pression horizontale au sol résultant de la surcharge du trafic		1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8				1	1 x 0,8	1 x 0,8	0	0	0	
Actions aérodynamiques (20)		1,5	1,5 x 0,8	1,5	1,5 x 0,8				1	1 x 0,8	1 x 0,5	0	0	0	

Fig.IV-15 Coefficient des actions variables.

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculée les différentes charges agissantes sur le pont afin de déterminer les sollicitations appliquées sur notre ouvrage.

CHAPITRE V
ETUDE LONGITUDINALE

V.1.Introduction

La première phase de construction va comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre. Dans cette phase, les fléaux sont encastrés sur les piles, afin d'éviter le basculement sous les charges diverses provenant du chantier.

Les phases suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage, ainsi que la mise en place des appareils d'appui définitifs ; la continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage entre les extrémités de deux fléaux adjacents, c'est ce qu'on appelle le clavage, puis mise en tension de câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

V.2.Découpage en voussoirs

- **Voussoir courant :** c'est une donnée imposée par les conditions d'exécution.
- **Voussoir sur pile :** Lorsque l'ouvrage est coule sur place, il est nécessaire que le voussoir sur pile ait une longueur d'environ 8 mètres afin de pouvoir y installer les équipages mobiles. Cependant, lorsque l'ouvrage est préfabriqué, il est préférable de disposer de voussoirs légers afin de faciliter leur installation ; le voussoir sur pile doit être de l'ordre de 3 mètres pour éviter l'utilisation de moyens de levage spéciaux.
- **Voussoir de clavage :** Le clavage comporte, outre le voussoir de clavage, un joint maté d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur.

Tableau. V-1 Longueur des voussoirs

Type de voussoir	Longueur(cm)
Voussoir typique (Sa)	238.5
Voussoir sur pile (Pb)	130
Voussoir sur pile (Pi+1) (Eb)	235
Clavage des travées intermédiaire (H)	61
Clavage des travées de rive (H)	75
Voussoir culée (Ca)	215

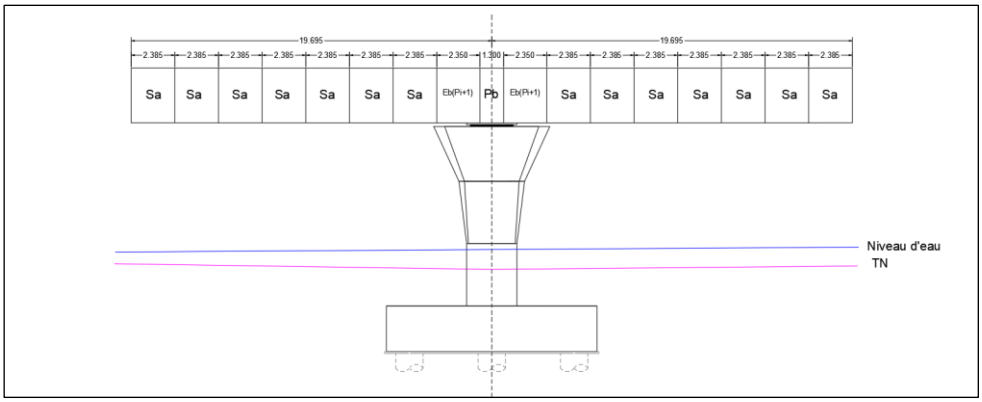


Fig. V-1 La distribution des voussoirs

V.3.Effort dus à l'exécution du fléau

L'étude se base sur un demi fléau en console pour déterminer les sollicitations :

- **Le poids propre du fléau :**

  La section du voussoir : Svc=Svsp=9.4688 m^2

  La charge repartie : q (KN/ml) = 9.4688x25 =236.72 KN/ml.

- **Le poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1}) :**

Le poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1}, dont la valeur courante varie de 0,30 à 0,90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 500 KN concentré au bout de dernier voussoir.

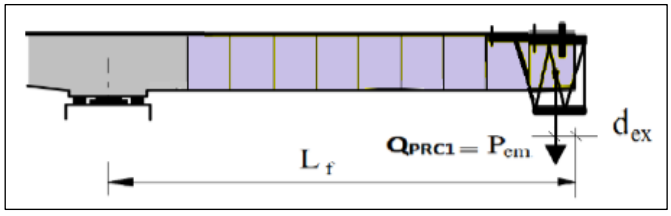


Fig. V-2 Equipage mobile

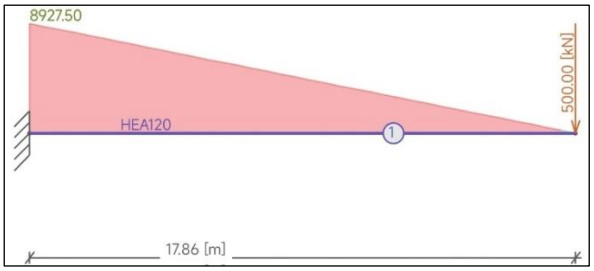


Fig. V-3 Diagramme du moment fléchissant due à QPRC

- **Les charges du chantier aléatoires (Q_{PRA1} ; Q_{PRA2}) :**

Une charge répartie (Q_{PRA1}) de 200N/m², et une charge concentrée (Q_{PRA2}) de (50+5b) KN ; avec b=12.8m la largeur du hourdis supérieur du caisson.

Donc : Q_{PRA1}=200x12.8=2.56KN/ml.

Q_{PRA2}=(50+5x12.8) =114KN.

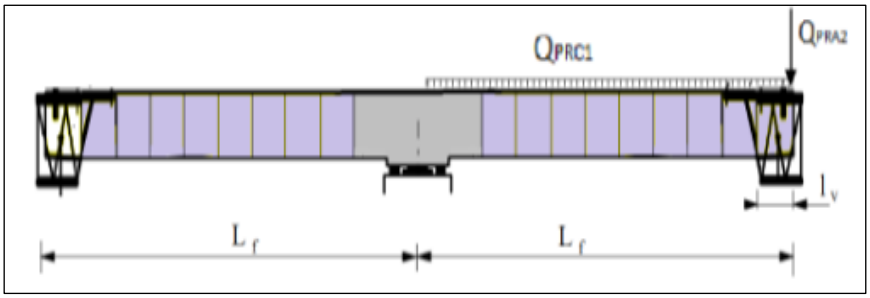


Fig. V-4 Charges du chantier aléatoires

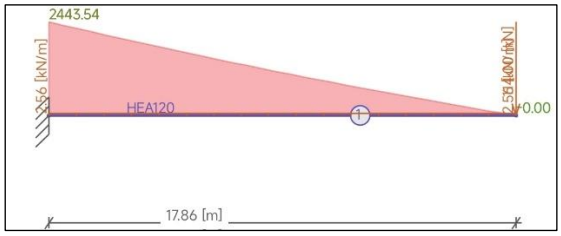


Fig. V-5 Diagramme du moment fléchissant due à QPRA1 et QPRA2

- **Le vent (Q_w) :**

D'après le RCPR 2008 les efforts du vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut : 1.25KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

Donc : Q_W=1.25x12.8=16 KN/ml.

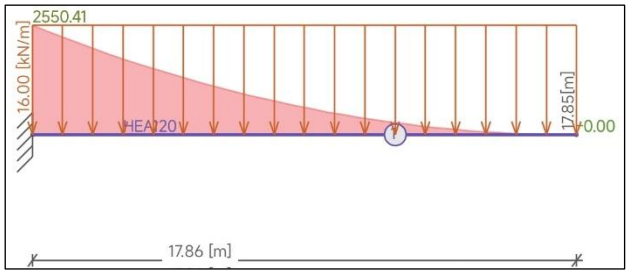


Fig. V-6 Diagramme du moment fléchissant due à Qw

- **Action accidentelle :**

La chute d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose est pris en compte. Cela revient à inverser le sens du poids de dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi fléaux. Fa = - P voussoir, donc : Fa=-564.57KN.

V.4.Etude de fléau

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par une console.

- Effet du poids propre d'un demi-fléau isostatique :

  q (KN/ml) = 236.72 KN/ml.

Remarque :

L'encastrement est au niveau des barres DYWIDAG (encastrement provisoire).

Les équations des sollicitations sont données comme suite :

- Effort tranchant : V = q(x+L) Avec L : longueur de demi fléau.

  V = -236.72(x+ 17.855)

- Moment fléchissant : M = q ($\frac{-x^2}{2}$ + Lx - $\frac{L^2}{2}$)

  M = 236.72($\frac{-x^2}{2}$ + 17.855x-$\frac{17.855^2}{2}$)

- Effet de la surcharge concentrée (Q_{PRC1} ; Q_{PRA2}) :

  Q_{PRC1} = 500KN

- Effort tranchant : V = Q_{PRC1}

  V = 500 KN

- Moment fléchissant : M = Q (L-x)

  M = 500 (17.855-x)

  Q_{PRA2}=114KN

- Effort tranchant : V = Q_{PRA2}

  V = 114 KN

- Moment fléchissant : M = Q (L-x)

  M = 114 (17.855-x)

Effet de la surcharge répartie (Q_{PRA1} ; Q_w) :

Q_{PRA1} = 2.56KN/ml.

- Effort tranchant : V = Q_{PRA1} (L-x)

  V = 2.56 (17.855-x)

- Moment fléchissant : M = Q_{PRA1} $\frac{(L-x)^2}{2}$

  M = 2.56 $\frac{(17.855-x)^2}{2}$

Q_w= 16 KN/ml.

- Effort tranchant : $V = Q_w (L-x)$

$$\mathbf{V = 16\ (17.855-x)}$$

- Moment fléchissant : $M = Q_w \frac{(L-x)^2}{2}$

$$\mathbf{M = 16\ \frac{(17.855-x)^2}{2}}$$

Les résultats des sollicitations sous les différentes charges sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V-2 résultats des moments fléchissant et effort tranchant

X(m)	G		Q_{PRC1}		Q_{PRA1}		Q_{PRA2}		Q_w	
	V(KN)	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)
0.00	4226.64	-37733.29	500.00	-8927.50	45.71	-408.07	114.00	-2035.47	285.68	-2550.41
1.16	3952.04	-32989.66	500.00	-8347.50	42.74	-356.77	114.00	-1903.23	267.12	-2229.78
3.55	3387.46	-24237.30	500.00	-7155.00	36.63	-262.11	114.00	-1631.34	228.96	-1638.21
5.93	2822.89	-16831.46	500.00	-5962.50	30.53	-182.02	114.00	-1359.45	190.80	-1137.65
8.32	2258.31	-10772.13	500.00	-4770.00	24.42	-116.49	114.00	-1087.56	152.64	-728.09
10.70	1693.73	-6059.32	500.00	-3577.50	18.32	-65.53	114.00	-815.67	114.48	-409.55
13.09	1129.15	-2693.03	500.00	-2385.00	12.21	-29.12	114.00	-543.78	76.32	-182.02
15.47	564.58	-673.26	500.00	-1192.50	6.11	-7.28	114.00	-271.89	38.16	-45.51
17.86	0.00	0.00	500.00	0.00	0.00	0.00	114.00	0.00	0.00	0.00

V.5.Combinaison d'action :

Selon le guide SETRA les combinaisons d'action à étudier sont les suivantes :

Cas Normale :

- Combinaison A1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + $Q_{PRC1min}$ + $Q_{PRC1max}$ + [Q_W])
- Combinaison A2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2}+ $Q_{PRC1min}$ + $Q_{PRC1max}$ + [Q_W])

Cas Accidentelle :

- Combinaison B1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{PRA1} + $Q_{PRC1min}$ + $Q_{PRC1max}$ + Q_{PRA2}) + F_A
- Combinaison B2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{PRA1} + $Q_{PRC1min}$ + $Q_{PRC1max}$ + Q_{PRA2}) + F_A

G_{max} = 1.02 x le poids du 1⁄2 fléau (de droite)

G_{min} = 0.98 x le poids du 1⁄2 fléau (de gauche)

$Q_{PRC1min}$ = 0.96 x Q_{PRC1} = 0.96 x 500 = 480KN

$Q_{PRC1max}$ = 1.06 x Q_{PRC1} = 1.06 x 500 = 530KN

- Pour le demi fléau gauche (n-1) voussoirs :

  Effort tranchant : V = -q(x+L) Avec L : longueur de demi fléau gauche

  V = -236.72(x+ 15.47)

  Moment fléchissant : $M = q\left(\frac{-x^2}{2} + Lx - \frac{L^2}{2}\right)$

  $$\mathbf{M = 236.72\left(\frac{-x^2}{2} + 15.47x - \frac{15.47^2}{2}\right)}$$

Tableau. V-3 Moment fléchissant et effort tranchant (M_{Gmin} et V_{Gmin}) pour le demi fléau gauche

X(m)	G_{min}	
	V(KN)	M(KN.m)
0	4015,671	-34755,630
1,16	3319,714	-23752,553
3,545	2766,428	-16494,829
5,93	2213,143	-10556,690
8,315	1659,857	-5938,138
10,7	1106,571	-2639,173
13,085	553,286	-659,793
15,47	0,000	0,000

Tableau. V-4 Résultats des combinaisons type A et B

X(m)	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	V (KN)	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)	V (KN)	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)
0.000	10978.76	-109352.31	9313.39	-94703.59	9764.66	-110817.74	8099.29	-96169.02
1.160	9878.20	-89831.87	8408.04	-78351.47	8688.04	-91381.95	7217.88	-79901.55
3.545	8580.80	-67819.51	7336.47	-59576.14	7439.87	-69456.42	6195.54	-61213.05
5.930	7283.40	-48901.46	6264.90	-43356.51	6191.69	-50507.78	5173.20	-44962.83
8.315	5985.99	-33077.72	5193.33	-29692.58	4943.52	-34536.05	4150.85	-31150.90
10.700	4688.59	-20348.28	4121.76	-18584.34	3695.34	-21541.21	3128.51	-19777.27
13.085	3391.19	-10713.14	3050.19	-10031.80	2447.17	-11523.27	2106.16	-10841.93
15.470	2093.79	-4172.30	1978.61	-4034.96	1198.99	-4482.23	1083.82	-4344.88
17.855	1405.00	0.00	1405.00	0.00	559.43	0.00	559.43	0.00

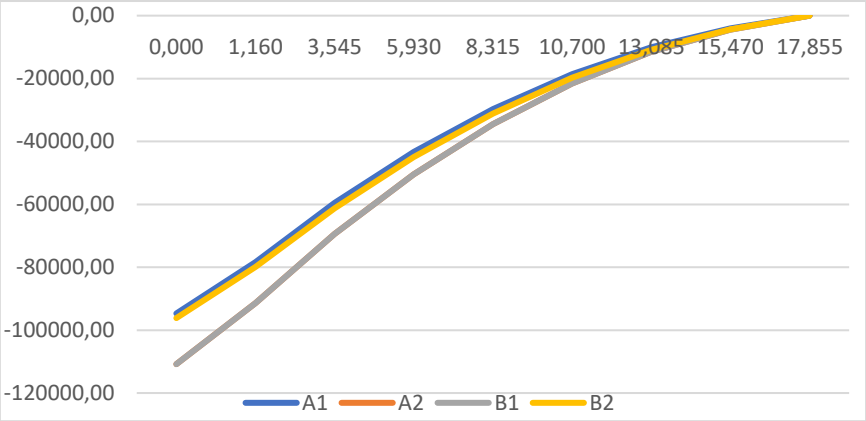


Fig. V-7 Diagramme des moments fléchissant

V.6.Etude de stabilité du fléau

Dans notre ouvrage la méthode utilisée pour la stabilité de fléau c'est la stabilité par des barres DYWIDAG.

➢ **Avantages**

- Système facile à utiliser
- Peuvent être installés comme des barres longitudinales ou transversales
- Utilisation comme armature de cisaillement
- Utilisation comme connexion provisoire ou définitive d'éléments en béton préfabriqués

V.6.1. Calcul du nombre des barres

Si : $\frac{M}{N} < \frac{e}{2}$ => Les barres DYWIDAG ne sont pas nécessaire (le fléau ne risque pas de basculer).

$\frac{M}{N} > \frac{e}{2}$ => Les barres DYWIDAG sont nécessaire pour rétablir l'équilibre de fléau.

$$\frac{e}{2} = \frac{3.8}{2} = 1.9m$$

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8\ fpk\ ;0.9\ fp0,1k)$$

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8x1050\ ;0.9x950)$$

$$\boldsymbol{\sigma_{p,max} = 855MPa}$$

$$n \times s = \left(\frac{M}{e} - \frac{N}{2}\right)/((1-\Delta P).\ \sigma p,max)$$

Avec :

- ΔP : Pourcentage des pertes estimés, ΔP = 15%
- n : Nombre des barres

- s : Section des barres

Tableau. V-5 Le nombre des barres dywidag

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	M/N	N câbles
A1	23800,04	11987,206	1,99	0,21
A2	21026,06	10051,745	2,09	0,40
B1	25249,418	10646,256	2,37	1,05
B2	31374,74	8829,7944	3,55	**3,05**

On prend : 4 barres nervurés de type 47WR par file (les caractéristiques techniques des barres sont mentionnées Annexe E).

V.6.2. Calcul de la surface des cales :

Tableau. V-6 Calcul de la contrainte f_{clim}

Type de combinaisons à l'ELU	fclim
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 fck
Combinaison fondamentale avec actions variables	0,72 à 0,75 fck
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 fck

Tableau. V-7 surface des cales

	Formule	Valeur
fcf	fck + 20 MPa	65MPa
fclim	0.73.fck	32.85 MPa
fcmax	Min (fcf ; fclim)	32.85MPa
Fi	(1- ΔP). n x $Pm_{0,\,max}$	5015KN
Rb	$\frac{N}{2} + \frac{M}{e} + Fi$	17686.40KN
S	$2 \times a \times b = \frac{Rb}{fcmax}$	0.54m²

Pour : **a = 1.2m** on trouve **b = 0.45m**

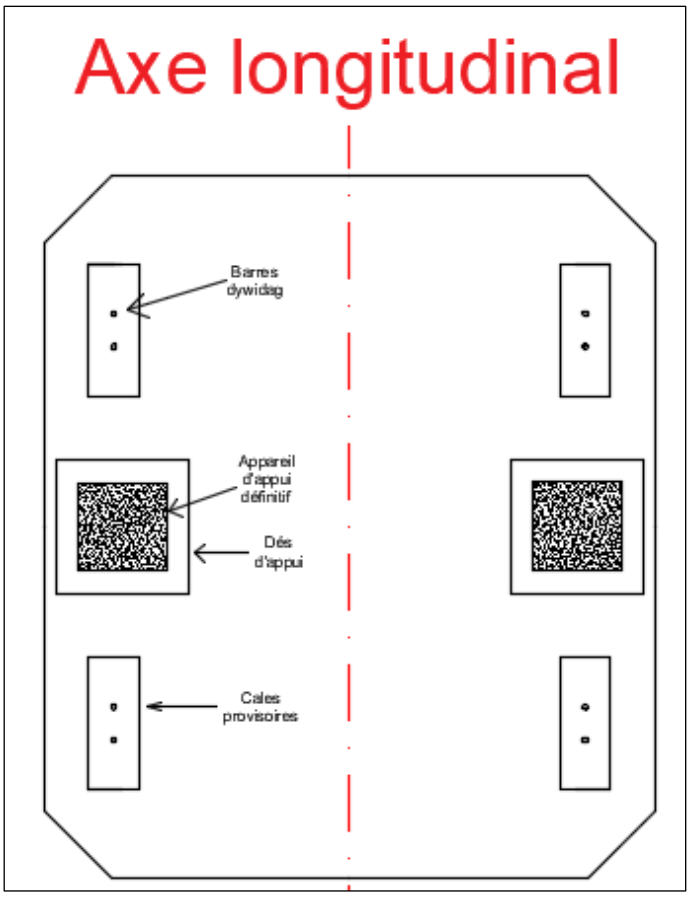


Fig. V-8 Disposition des barres DYWIDAG et des cales provisoires

V.7.Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différentes sollicitations sur le fléau en phase de construction, cela permis de passer au calcul de la précontrainte ce qui est l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE VI
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1.Introduction

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

- **Câbles de fléaux :** reprennent les moments négatifs, tant en construction qu'en service. Ils sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.
- **Câbles de continuités :** sont dimensionnés pour reprendre en construction les moments positifs dus aux charges de chantier, au gradient thermique et aux déformations différées du béton. Dans les travées de rive, ils doivent également reprendre le poids des parties coulées sur cintre. Ils sont situés dans les goussets inférieurs du caisson, près des âmes, leurs ancrages sont logés dans des bossages.

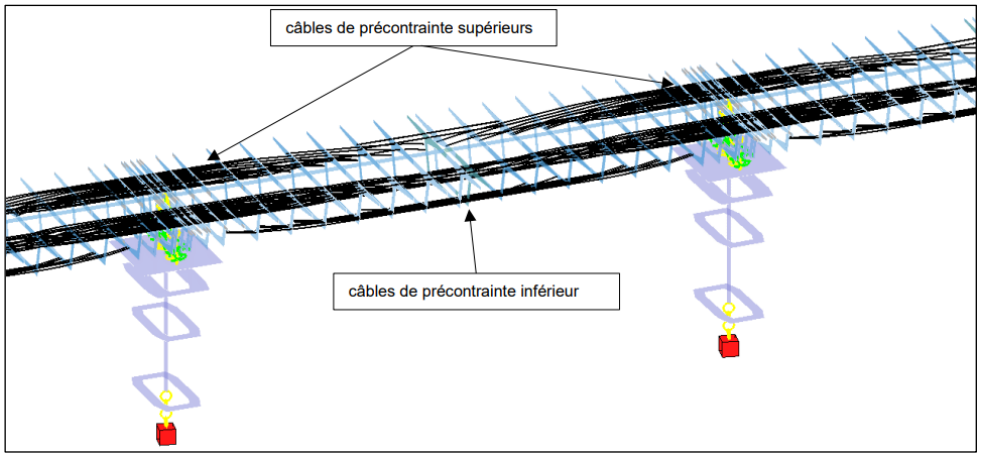


Fig. VI-1 Illustration présente les câbles de précontraintes

VI.2.Etude de la précontrainte de fléau : selon le règlement B.P.E.L 91 révisé 99

VI.2.1. Calcul de la précontrainte : les câbles de précontrainte doivent reprendre ces efforts en exerçant la contrainte suivante :

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} \quad \text{Pour la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v'}{I} \quad \text{Pour la fibre inférieure}$$

Avec :

σ_{psup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

σ_{pinf} : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.
P : La force de précontrainte.
v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
M : moment maximal due au poids propre et surcharges de construction.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : Contrainte admissible de Compression.

Pour la détermination de l'effort de précontrainte. il faut équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur le fléau en cours de construction :

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{|P.e.v|}{I} - \frac{|M.v|}{I} \geq \sigma_{bt}$$
$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{|P.e.v'|}{I} + \frac{|M.v'|}{I} \leq \sigma_{bc}$$

La détermination du nombre des câbles pour un demi-fléau se fait au niveau du VSP pour chaque étape de la réalisation où les sollicitations sont maximales (combinaison A1).

On prend σ_{bt}=0.

Cette section à les caractéristiques suivantes :
S = 9.4688m^2
Ix = 11.9904m^4.
V = 1.1078m
M = 109352.31 KN.m
e_0 = v – d0 = v –2.5Φg = 1.1078-2.5x0.09 = 0.8828m.

$$\frac{P}{S} + \frac{|P.e.v|}{I} - \frac{|M.v|}{I} \geq \sigma_{bt} \Rightarrow P \geq \frac{\frac{|M|.v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{|e0|.v}{I}}$$

$$P \geq \frac{\frac{|109352.31|.1.1078}{11.9904}}{\frac{1}{9.4688} + \frac{|0.8828|.1.1078}{11.9904}}$$

P_{min} = 53977.63KN

VI.2.2. Détermination du nombre de câbles :

Pour calculer le nombre de câbles il faut que :

$$Nx0.75xP_0 \geq P_{min}$$

Sachant que :

- P0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19T15 peut créer.

- **fpk =1860 MPa**
- **$fp_{01,k}$ =1395 MPa**
- La tension d'origine : σ p_0 = min (0.8 fpk ;0.9 $fp_{0,1k}$) => **σp_0 = 1255.5 MPa**
- La force de mise en tension P_0 est donnée par : $P_0 = \sigma p0 \times As = 1255.5 \times (19 \times 150)$

P_0 = 3578.175 KN

$$N \geq \frac{Pmin}{0.85xP0}$$

$$N \geq \frac{53977.63}{0.85x3578.175}$$

N ≥ 17.75

Donc : **N = 18 câbles de 19T15S.**

Remarque :

- Le nombre de câbles doit être pair et entier.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

VI.2.3. Disposition des câbles :

VI.2.3.1. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

Après détermination de nombre de câbles arrêté dans chaque voussoir. On doit rectifier ce nombre afin d'éviter le phénomène de torsion. On considère que l'encastrement est au niveau des barres DYWIDAG.

Tableau. VI-1 Câbles de fléau

X(m)	M(KN.m)	v(m)	d0	e_0	P(KN)	P_0(KN)	N =P/0.85*P_0 (Théorique)	N de câbles après rectification*	N de câbles arrêtés/voussoir
0	-109352.3	1.1078	0.225	0.8828	53977.63	3578.175	18	**20**	0
1.16	-89831.87	1.1078	0.225	0.8828	44342.10	3578.175	18	20	0
3.545	-67819.51	1.1078	0.225	0.8828	33476.54	3578.175	14	16	4
5.93	-48901.46	1.1078	0.225	0.8828	24138.36	3578.175	11	12	4
8.315	-33077.72	1.1078	0.225	0.8828	16327.57	3578.175	8	8	4
10.7	-20348.28	1.1078	0.225	0.8828	10044.16	3578.175	6	6	2
13.085	-10713.14	1.1078	0.225	0.8828	5288.14	3578.175	4	4	2
15.47	-4172.30	1.1078	0.225	0.8828	2059.50	3578.175	2	2	2
17.855	0.00	1.1078	0.225	0.8828	0.00	3578.175	0	0	2

(*) : La rectification sert à effectuer un nombre pair de câbles arrêtés par voussoir par incrémentation d'un câble à chaque nombre impair trouvé.

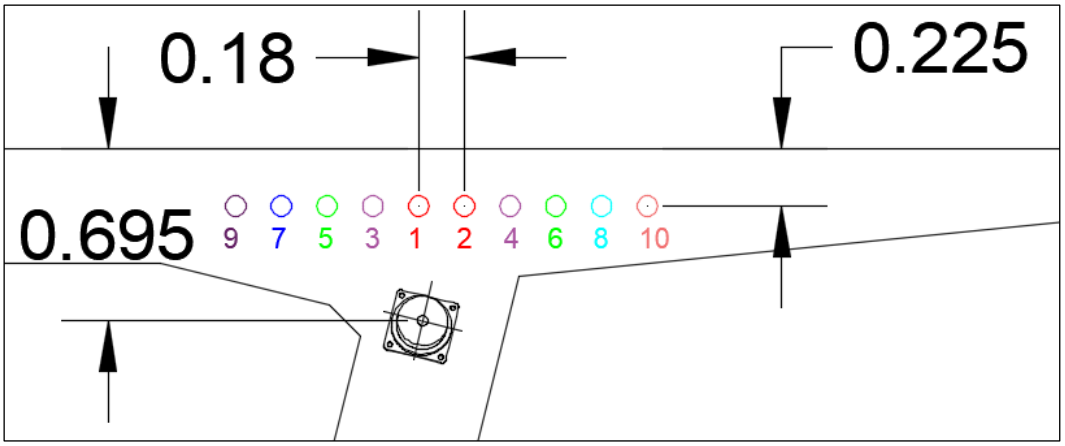


Fig. VI-2 Illustration présente la distribution des câbles de fléau

Les espacements sont montrés ci-dessous :

- eh : espacement horizontal entraxe des câbles.

  Sachant que : Φ_{ext} est le diamètre extérieur de la gaine = 90mm

  eh $\geq 1.5\Phi_{ext}$ on prend : eh = 0.18m
- d0 = Distance entre l'axe de câble et le parement le plus proche.

  d0 $\geq 2.5\Phi_{ext}$ on prend : d0 = 0.225m

VI.2.3.2. Etude du tracé des câbles :

Nous adoptons le schéma de disposition d'un câblage incliné, qui implique de faire descendre les câbles de fléau le dans les âmes, afin de bénéficier de la diminution de l'effort tranchant résultant des composantes verticales des forces de précontrainte.

Les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure au niveau des joints entre voussoirs. Ces discontinuités, surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, génèrent des frottements accrus, ce qui entraîne des pertes supplémentaires. Pour atténuer ces frottements, nous appliquons les mesures suivantes :

- Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.
- Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- Limiter les déviations en plan et en élévation.
- Augmenter le rayon de courbure des câbles.

Pour le cas d'arrêt d'un câble au niveau de l'âme, il est préférable de le faire au C.D.G de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme ceux-ci s'ancreront à une distance «x » entre les ancrages.

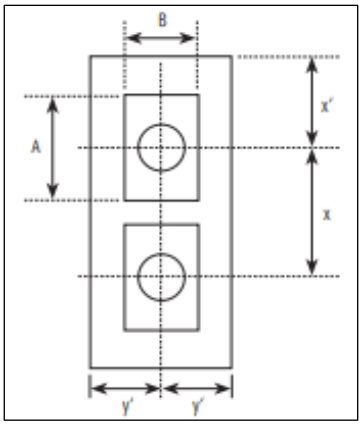


Fig. VI-3 Ancrage des câbles au niveau des âmes

$X \geq A + 30(mm)$

$X \geq 300+30 = 330mm$

- **Etude en élévation :**

Le câble suit une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir d'ancrage ou le tracé devient parabolique selon l'équation :

$$Y(x) = a.x^2 + b.x + c$$

Conditions aux limites :

Pour : x = 0 => Y(x) = c = d0

$$Y'(x) = 2a.x + b$$

Pour : x = 0 => Y'(x) = b = 0

Pour : x = L => $Y(x) = a.L^2 + d0 = d1 \Rightarrow a = \frac{d1-d0}{L^2}$

Donc l'équation devient :

$$Y(x) = \frac{d1-d0}{L^2}.x^2 + d0$$

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R = \frac{x^2}{2.Y}$$

R_{min} : rayon minimal pour les câbles 19T15s => 100 x 0.08 = 8m.

Constitution des unités	Rayons de courbure minimaux
Monotorons gainés-protégés	• 1 m, en partie courante, dans le plan vertical. • 1 m, en partie courante, dans le plan horizontal, sous réserve que les monotorons soient isolés. • 0,25 m dans les zones de bouclage faisant office d'ancrages morts.
Armatures sous conduits	100 fois la dimension transversale du conduit dans le plan de courbure.

Fig. VI-4 Rayons de courbure minimaux

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\tan \alpha = \frac{dY}{dX} = \frac{2Y}{X}$$

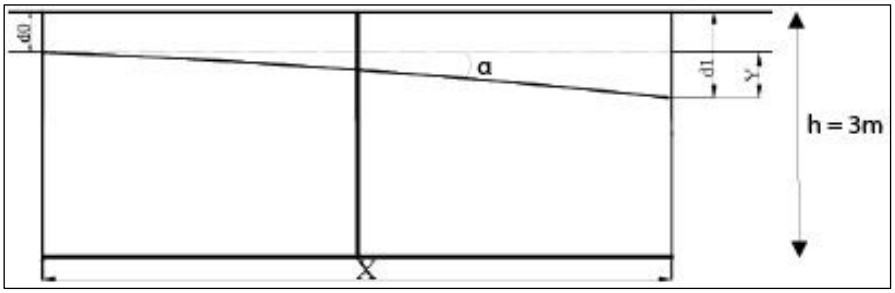


Fig. VI-5 Câblage en élévation

Example de calcul :

On prend le cas du premier voussoir ; on a 4 câbles arrêtés/voussoir, donc 2 câbles arrêtés/âme.

$$\begin{cases} x = 2.385\text{m} \\ V = 1.1078\text{m} \\ d1 = V - 0.25 = 0.8578\text{m} \\ d0 = 0.225\text{m} \end{cases}$$

Y = d1 – d0 = 0.8578 – 0.225 = 0.6328m

$$R = \frac{2.385^2}{2x0.6328}$$

R = 4.49 < 8m

Donc il faut que :

$\frac{x^2}{2.Y} > 8 \Rightarrow Y < 0.35\text{m}$

On prend : Y = 0.35m

Calcul du rayon de courbure :

$$R = \frac{2.385^2}{2x0.35}$$

R = 8.01m

Calcul de la tangente au point d'ancrage :

$$\tan \alpha = \frac{2x0.35}{2.385}$$

α = 16.58°

Donc l'équation de la parabole devient :

$$Y(x) = \frac{0.35}{2.385^2}.x^2 + 0.225$$

$$Y(x) = 0.062.x^2 + 0.225$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Tableau. VI-2 Tracé en élévation des câbles de fléau

X(m)	N câble arrêter/âme	L(m)	v(m)	d0(m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	L'équation de la parabole
V1	C1	2.385	1.1078	0.225	0.8578	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$
	C2	2.385	1.1078	0.225	1.3578	0.02	142.205625	0.0168	$0.0035x^2+0.255$
V2	C3	2.385	1.1078	0.225	0.8578	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$
	C4	2.385	1.1078	0.225	1.3578	0.02	142.205625	0.0168	$0.0035x^2+0.255$
V3	C5	2.385	1.1078	0.225	0.8578	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$
	C6	2.385	1.1078	0.225	1.3578	0.02	142.205625	0.0168	$0.0035x^2+0.255$
V4	C7	2.385	1.1078	0.225	1.1078	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$
V5	C8	2.385	1.1078	0.225	1.1078	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$
V6	C9	2.385	1.1078	0.225	1.1078	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$
V7	C10	2.385	1.1078	0.225	1.1078	0.35	8.12603571	0.289	$0.062x^2+0.255$

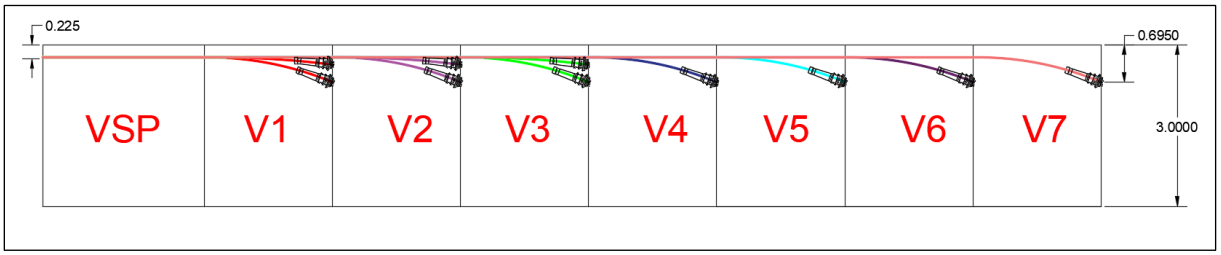


Fig. VI-7 Distribution longitudinal des câbles de fléau

➢ **Etude en plan :**

En plan, les câbles suivent un tracé parallèle par rapport à l'axe longitudinal du caisson. Ce tracé suit une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir où le câble présente deux paraboles consécutives constituant un 'S'afin d'assurer un bon ancrage dans le dernier voussoir. Les câbles doivent être déviés en plan avant d'être déviés en élévation.

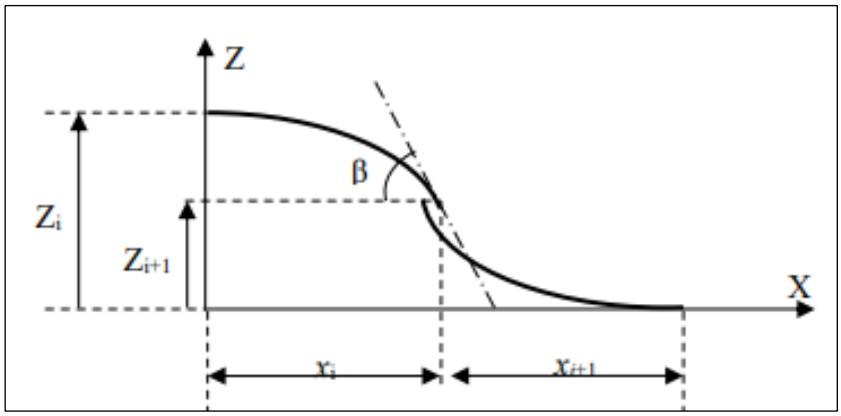


Fig. VI-8 Tracé des câbles en plan

- L'équation de la courbure :

$$Z(x) = a\,x^2 + b\,x + c$$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i)\left(\frac{X}{L}\right)^2$$

- Le rayon de courbure :

$$Ri = \frac{(Xi)^2}{2\,(Zi - Zi+1)} \qquad R_{i+1} = \frac{(Xi+1)^2}{2\,(Zi+1 - Zi+2)}$$

- L'inclination :

$$\text{Tan}\,(\beta i) = \frac{2\,(Zi - Zi+1)}{Xi} \qquad \text{Tan}\,(\beta i+1) = \frac{2\,(Zi+1)}{Xi+1}$$

Avec :

- ✓ **βi :** L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- ✓ **βi+1 :** L'inclinaison dans la section d'ancrage.
- ✓ **Ri :** Le Rayon de courbure dans la première section.
- ✓ **Ri+1 :** Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

Remarque :

Les câbles 1 et 2 sont rectiligne (aucune déviation), selon la distribution des câbles la position de ces derniers est alignée avec le point d'ancrage.

Tableau. VI-3 Tracé en plan des câbles de fléau

X(m)	N câble arrêter/âme	L(m)	Zi(m)	Zi+1(m)	Ri(m)	Ri+1(m)	βi(rad)	βi+1(rad)	Équation de la courbure
V1	C1	Rectiligne							
	C2								
V2	C3	2.385	0.18	0.09	8.03	8.03	0.150	0.150	$-0.016x^2+0.09$
	C4	2.385	-0.18	-0.09	8.03	8.03	-0.150	-0.150	$0.016\,x^2-0.09$
V3	C5	4.770	0.36	0.18	15.80	15.80	0.150	0.150	$-0.008x^2+0.18$
	C6	4.770	-0.36	-0.18	15.80	15.80	-0.150	-0.150	$0.008x^2-0.18$
V4	C7	4.770	0.54	0.27	10.53	10.53	0.223	0.223	$-0.012x^2+0.27$
V5	C8	4.770	-0.54	-0.27	10.53	10.53	-0.223	-0.223	$0.012x^2-0.27$
V6	C9	4.770	0.72	0.36	8.03	8.03	0.293	0.293	$-0.016x^2+0.36$
V7	C10	4.770	-0.72	-0.36	8.03	8.03	-0.293	-0.293	$0.016x^2-0.36$

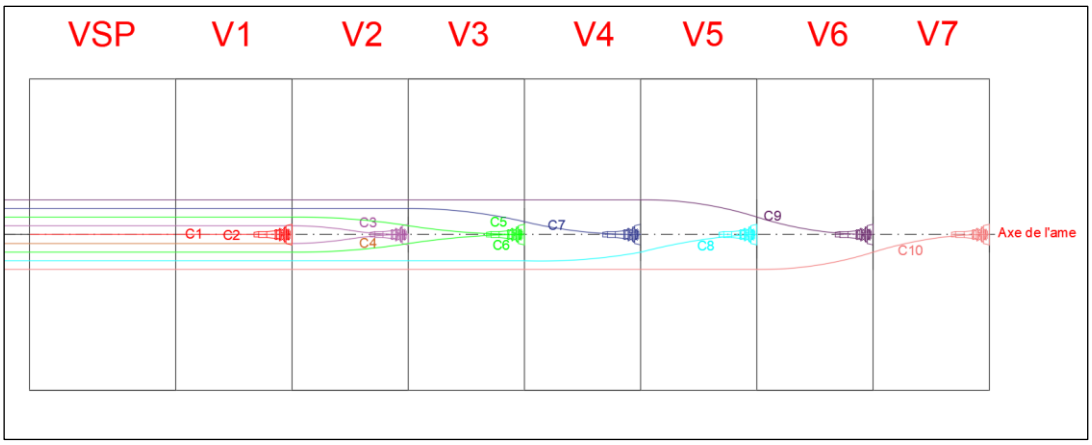


Fig. VI-9 Disposition des câbles de fléau en plan

VI.2.4. Calcul des pertes de précontrainte

On exprime toute différence entre la tension initiale en un point donné et la tension à un instant donné par perte de précontrainte ou perte de tension. Les pertes de précontrainte se regroupent en deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, et on distingue : pertes de frottement. Pertes par recul d'ancrage. Pertes par raccourcissement du béton.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension, et on distingue : retrait et fluage du béton, la relaxation des armatures.

VI.2.4.1. Pertes de tension instantanées

❖ Perte de tension par frottement

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

$$\sigma p_0(x) = \sigma p_0 \, (1 - (e^{-(f\theta + \varphi x)})$$

- f : Coefficient de frottement en courbe
- φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur
- σp_0 : Tension à l'origine ; σp_0 = 1255.5 MPa
- x : la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance

Le tableau suivant donne les valeurs de f et φ selon le BPEL :

Cas	Nature des armatures	f		φ
		3 ≤ R ≤ 6 (en m)	R ≥ 6 (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	fils tréfilés ronds et lisses	22-R/100	0,16	0,002
	torons	24-R/100	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	fils tréfilés ronds et lisses	24-R/100	0,18	0,003
	torons	26-R/100	0,20	

Fig. VI-10 Valeurs de f et φ.

Tableau. VI-4 Pertes dues aux frottements

Voussoirs	N câble arrêter/âme	X(m)	α (rad)	β(rad)	θtotal [rad]	σpf [MPa]
V1	C1	5.385	0.289	0.15	0.439	123.146
	C2	5.385	0.0168	0.15	0.1668	60.628
V2	C3	7.77	0.289	0.15	0.326	131.219
	C4	7.77	0.0168	0.15	0.1509	69.147
V3	C5	10.155	0.289	0.223	0.365	155.413
	C6	10.155	0.0168	0.223	0.224	94.677
V4	C7	12.54	0.289	0.293	0.412	178.441
V5	C8	14.925	0.289	0.361	0.462	200.565
V6	C9	17.31	0.289	0.225	0.366	179.206
V7	C10	19.695	0.289	0.225	0.366	186.879

La somme des pertes dues au frottement pour les 10 câbles égale à : 1379.32 Mpa
Donc le pourcentage des pertes dues au frottement : **10.98 %**

❖ **Pertes de tension par recul d'encrage**

Un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Ce glissement prend des valeurs de 1 à 12mm suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_0 = 2kd$$

Avec :

- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
  - ✓ $d = \sqrt{\frac{Ep\ x\ g}{\sigma p0\ x\ k}}$ d > x les pertes existent

    d < x les pertes nulles
- $k = \varphi + \frac{f\alpha}{L}$
- $\sigma\ p_0$: contrainte initiale.

- σ p_0' : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$: la perte de tension.
- g : l'intensité du recul à l'ancrage. Tel que : g = 6mm
- Ep : module d'élasticité des aciers Ep = 1.95×10^5 MPa selon BPEL91.

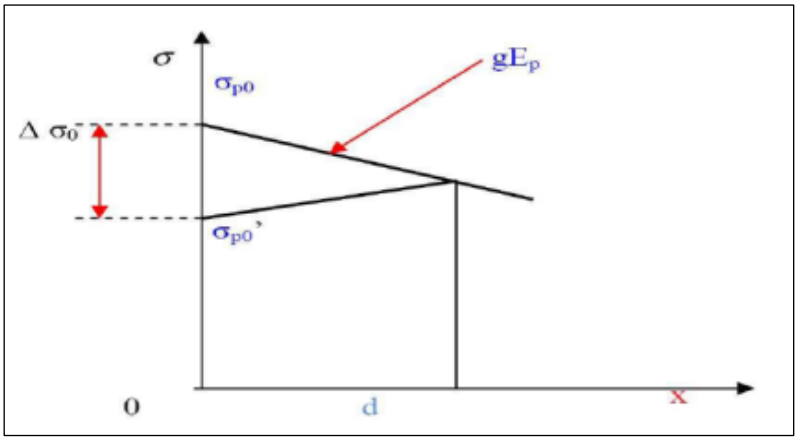


Fig. VI-11 diagramme des tensions

Tableau. VI-5 Pertes dues au recul à l'ancrage

Voussoirs	N câble arrêter/âme	X(m)	α (rad)	k	d(m)	Δσ0 (Mpa)
V1	C1	5.385	0.289	0.014	8.171	0.222
	C2	5.385	0.0168	0.004	15.837	0.115
V2	C3	7.77	0.289	0.010	9.368	0.194
	C4	7.77	0.0168	0.003	16.271	0.112
V3	C5	10.155	0.289	0.009	10.263	0.177
	C6	10.155	0.0168	0.003	16.516	0.110
V4	C7	12.54	0.289	0.008	10.965	-
V5	C8	14.925	0.289	0.007	11.535	-
V6	C9	17.31	0.289	0.006	12.008	-
V7	C10	19.695	0.289	0.006	12.408	-

La somme des pertes dues au recul à l'ancrage pour les 10 câbles égale à : 0.83 Mpa
Donc le pourcentage des pertes dues au frottement : **0.00661%**

❖ **Pertes par raccourcissement du béton**

Pour un voussoir armé avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble. la mise en tension de deuxième câble va provoquer un raccourcissement du voussoir et du premier câbles ; de même la mise en tension du troisième câble va entrainer un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma p=\sum \frac{k\,\Delta\sigma bj}{Eij}$$

Avec :

- $\Delta\sigma_{bj}$: la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

En pratique. Quand les variations de contrainte demeurent limitées. Une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue. On la prend égale à $6k\sigma_b$. tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

- k : un coefficient multiplicateur égal à : $k = \frac{(n-1)}{2n}$
- n : nombre de câbles.

$$\Delta\sigma p = 6 \text{ x } \frac{(10-1)}{2x10} \text{ x } 45$$

$$\Delta\sigma p = 121.5 \text{ Mpa}$$

Donc le pourcentage des pertes dues au raccourcissement du béton est :**0.96%**

$$121.5+0.83+1376.32 = 1498.65 \text{ Mpa}$$

Donc le pourcentage des pertes instantanée total est :**11.94%**

VI.2.4.2. Pertes de tension différées

❖ **Retrait du béton**

Indépendamment de tout chargement. le béton subit par retrait entrainant un raccourcissement du béton qui a pour conséquence de détendre les armatures de précontrainte.

Les pertes dues au retrait du béton peuvent être estimées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma r = E_P \times \varepsilon r$$

Avec :

$\Delta\sigma r$: Perte due au retrait du béton

Ep: module d'élasticité des aciers pour les torons : $Ep = 1.9 \times 10^5$ MPa

εr : Retrait final du béton

Forfaitairement pour le calcul des pertes. le règlement BPEL admet de prendre les valeurs suivantes pour εr :

1.5×10^{-4} dans les climats très humides

2×10^{-4} en climat humide

3×10^{-4} en climat tempéré sec

4×10^{-4} en climat chaud et sec

5×10^{-4} en climat très sec ou désertique

$$\Delta\sigma r = 1.9x10^5 \text{ x } 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma r = 38\text{MPa}$$

Donc le pourcentage des pertes dues au retrait du béton est :**0.3%**

❖ **Fluage du béton**

A la différence du retrait, le fluage du béton est un phénomène qui se produit sous charge, le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant.

Pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané εi à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre trois fois la déformation instantanée.

La perte due au fluage vaut selon le BPEL :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M)\frac{Ep}{Eij}$$

- σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.
- σb: Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

Si $\sigma_M \leq 1.5\ \sigma b$. il est loisible. à titre de simplification. D'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à :

$$\Delta\sigma fl = 2.5\ \sigma b\frac{Ep}{Eij}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{Pxe2}{IG} - \frac{Mpxe}{IG}$$

Tableau. VI-6 Pertes due au fluage du béton

N de câbles	M(KN.m)	P(KN)	S(m2)	e	I(m4)	σM(MPa)	Ep/Eij	Δσfl(MPa)
20	-109352.31	53977.63	9.4688	0,8828	11.990	19.505	5.1	240.117
20	-89831.87	44342.10	9.4688	0,8828	11.990	16.165	5.1	197.253
16	-67819.51	33476.54	9.4688	0,8828	11.990	12.348	5.1	148.919
12	-48901.46	24138.36	9.4688	0,8828	11.990	9.053	5.1	107.378
10	-33077.72	16327.57	9.4688	0,8828	11.990	6.279	5.1	72.632
8	-20348.28	10044.16	9.4688	0,8828	11.990	4.025	5.1	44.681
6	-10713.14	5288.14	9.4688	0,8828	11.990	2.293	5.1	23.524
4	-4172.30	2059.50	9.4688	0,8828	11.990	1.081	5.1	9.162
0	0.00	0.00	9.4688	0,8828	11.990	0.268	5.1	0.000

La somme des pertes dues au fluage égale à : 843.666 MPa.
Donc le pourcentage des pertes dues au fluage égales à :**6.72%**

❖ **Relaxation des câbles**

La relaxation des armatures tend à diminuer la tension des câbles, cette perte est donnée par la formule suivante (selon le B.P.E.L) :

$$\Delta\sigma\rho = \frac{6}{100}\,\rho_{1000}\left(\frac{\sigma pi(x)}{fprg} - \mu_0\right)\sigma pi(x)$$

Avec :

- σpi: étant la tension initiale de l'acier. C'est-à-dire après pertes instantanées :

$$\sigma pi = \sigma p_0 - \Delta\sigma_{inst}$$

- fprg : La contrainte de rupture garantie.
- μ_0 : Un coefficient pris égal à **:**
  - ✓ 0.43 pour les aciers TBR.
  - ✓ 0.3 pour les aciers RN
  - ✓ 0.35 pour les autres aciers
- ρ_{1000} : relaxation caractéristique de l'acier à 1000 heures en %, en général :
  - ✓ 2.5% pour les aciers TBR
  - ✓ 8.0% pour les aciers RN

Tableau. VI-7 Pertes dues à la relaxation

Voussoirs	N câble arrêter/âme	X(m)	Δσinst (Mpa)	σ_0 (Mpa)	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	σp_{relax} (MPa)
V1	C1	5.385	252.228	1255.5	1003.272	16.463
	C2	5.385	189.603	1255.5	1065.897	22.874
V2	C3	7.77	260.273	1255.5	995.227	15.685
	C4	7.77	198.119	1255.5	1057.381	21.965
V3	C5	10.155	284.45	1255.5	971.05	13.411
	C6	10.155	284.45	1255.5	971.05	13.411
V4	C7	12.54	307.301	1255.5	948.199	11.348
V5	C8	14.925	329.425	1255.5	926.075	9.431
V6	C9	17.31	308.066	1255.5	947.434	11.280
V7	C10	19.695	315.739	1255.5	939.761	10.607

La somme des pertes dues à la relaxation égale à : 146.47 Mpa
Donc le pourcentage des pertes dues au relaxation égales à :**1.17%**
La somme des pertes différées est égale à : selon BPEL

$$\Delta\sigma_d = \frac{5}{6}\,\Delta\sigma_{relax} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r$$

$$\mathbf{\Delta\sigma_d = 1003.72MPa}$$

Donc le pourcentage total des pertes différées égale à : **8%**
La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à : 2502.37MPa

Le pourcentage total due aux pertes instantanées et pertes différées égale à : **19.93%**

- **Commentaire :** On note que le pourcentage des pertes trouvées est supérieur au pourcentage des pertes estimé (15%), on propose de refaire le calcul des pertes avec une nouvelle estimation de 20%.

VI.2.5. Vérification des contraintes du fléau

La justification des contraintes pour les différentes sections d'une structure précontrainte constitue l'étape la plus importante dans l'étude et la vérification d'un projet, car cette étape constitue la touche finale qui permet de valider tout le travail déjà effectué, on doit vérifier sous l'ensemble des actions y compris celles de la précontrainte, que les contraintes normales dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{|P.e.v|}{I} - \frac{|M.v|}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{|P.e.v'|}{I} + \frac{|M.v'|}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Tel que :

$\bar{\sigma}bc = 0.6 \times fck = 0.6 \times 45 = 27$ **MPa**

$\bar{\sigma}bt = 0$ MPa

- D'après les résultats de vérification ; toutes les contraintes provoquées par la précontrainte de fléau sont vérifiées, les résultats sont montrés dans l'ANNEXE A.

VI.3.Etude de la précontrainte de continuité (éclisses) : selon le règlement B.P.E.L 91

Les câbles de précontrainte intérieure doivent reprendre les efforts dus aux équipements, aux charges ferroviaires, au gradient thermique et au fluage, on applique la formule suivante :

$$P \geq \frac{\frac{|M|.v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{|e0|.v'}{I}}$$

M : Le moment max à ELS sous la combinaison la plus défavorable.
$e = v - 2.5\Phi g = 1.6672$m

VI.3.1. Modélisation numérique :

La modélisation est réalisée à l'aide du logiciel MEF, **MIDAS CIVIL**, qui prend en compte les efforts de précontrainte du fléau lors du calcul des sollicitations en service.

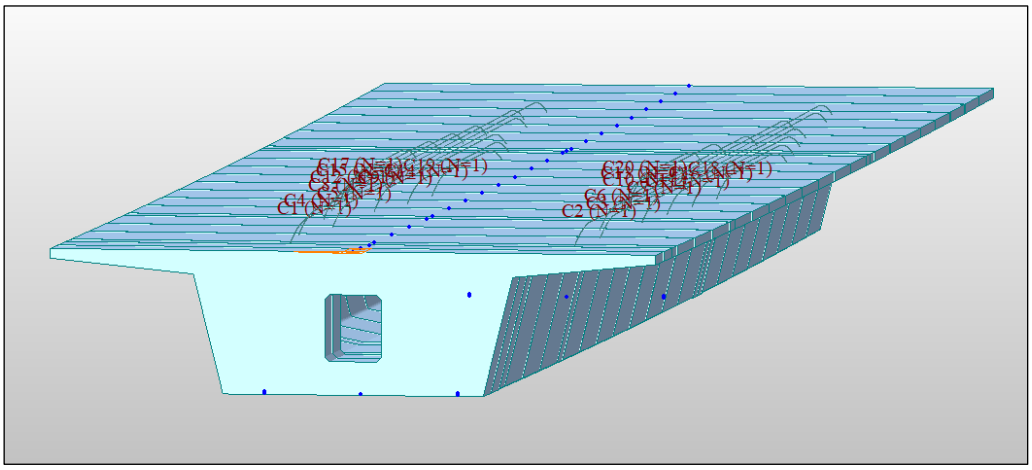


Fig. VI-12 Vue en perspective des câbles de fléau

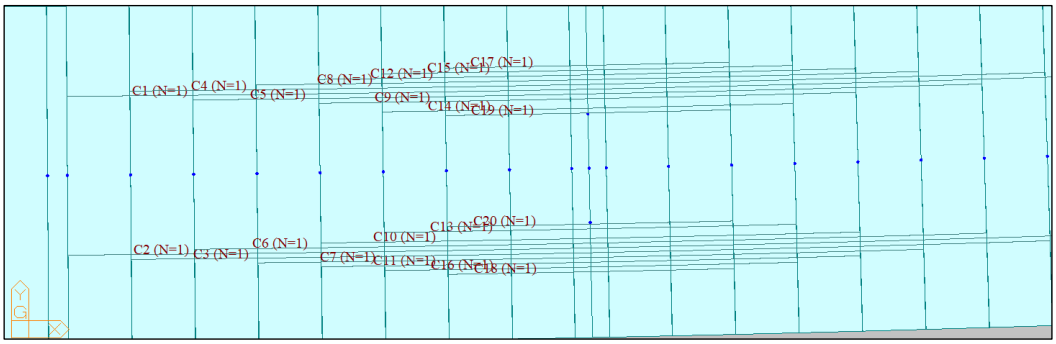


Fig. VI-13 Vue en plan des câbles de fléau

VI.3.2. Calcul du nombre de câbles pour la travée principale :

Le nombre de câbles pour la travée (P1 – P2) qui est la plus sollicitée se fait par le logiciel **MIDAS CIVIL** et voici un exemple de calcul pour le voussoir V7 le plus sollicitée.
Le moment maximal mi-travers obtenue à l'ELS pour la combinaison :
« G + Eeq + UIC 71+SW2 + P + 0.8fren UIC71 + 0.35T + 1grad therm »
M_{max} = 65788.48 KN.m

$$P \geq \frac{\frac{|65788{,}48|.1{,}8922}{11.9904}}{\frac{1}{9{,}4688}+\frac{|1{,}6672|.1{,}8922}{11{,}9904}}$$

$$N \geq \frac{P}{0.85xP0}$$

$$N \geq \frac{28157.76}{0.85x3578.175}$$

$$N \geq 9.26$$

Donc : N = 10 câbles de 19T15S, on prend : **12 câbles** (symétrie entre les âmes)

VI.3.3. Disposition des câbles

VI.3.3.1. Répartition des câbles dans chaque voussoir

Tableau. VI-8 Câbles de continuités dans la travée principale

Voussoirs	M(KN.m)	v'(m)	d_0	e	P(KN)	P_0(KN)	N =P/0.85*P_0 (Théorique)	N de câbles après rectification*	N de câbles arrêté
V1	26501,88	1,8922	0,225	1,6672	11342,92	3578,175	4	4	4
V2	39512,80	1,8922	0,225	1,6672	16911,65	3578,175	6	6	2
V3	51602,91	1,8922	0,225	1,6672	22086,28	3578,175	8	8	2
V4	55553,52	1,8922	0,225	1,6672	23777,15	3578,175	8	8	0
V5	57497,24	1,8922	0,225	1,6672	24609,07	3578,175	9	10	2
V6	59039,79	1,8922	0,225	1,6672	25269,29	3578,175	9	12	2
V7	65788,48	1,8922	0,225	1,6672	25796,25	3578,175	9	12	0
VC	60268,28	1,8922	0,225	1,6672	25795,09	3578,175	9	12	/
V8	60140,89	1,8922	0,225	1,6672	25740,57	3578,175	9	12	0
V9	58706,93	1,8922	0,225	1,6672	25126,83	3578,175	9	12	2
V10	56909,98	1,8922	0,225	1,6672	24357,72	3578,175	9	10	2
V11	55687,55	1,8922	0,225	1,6672	23834,52	3578,175	8	8	0
V12	51495,32	1,8922	0,225	1,6672	22040,23	3578,175	8	8	2
V13	38512,22	1,8922	0,225	1,6672	16483,40	3578,175	6	6	2
V14	25432,23	1,8922	0,225	1,6672	10885,11	3578,175	4	4	4

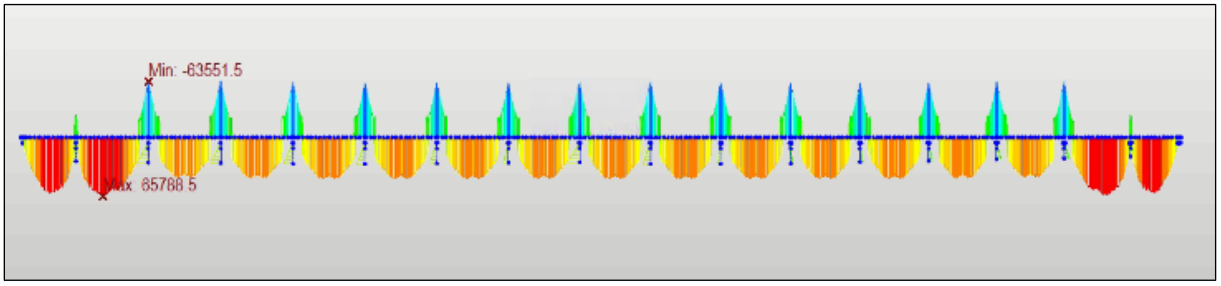


Fig. VI-12 Moment max à l'ELS due à la combinaison la plus défavorable

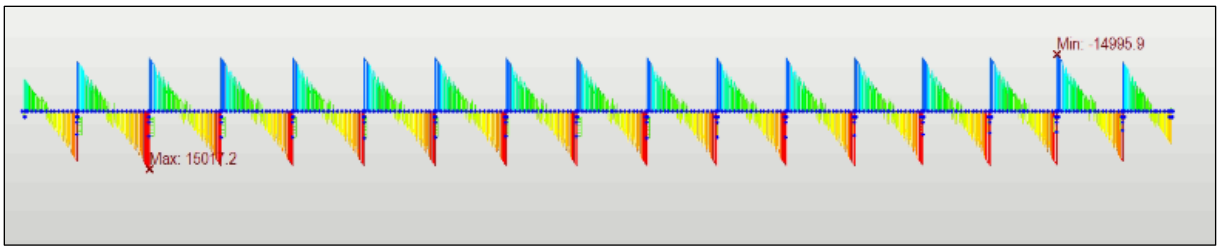


Fig. VI-13 Effort tranchant max à l'ELS due à la combinaison la plus défavorable

VI.3.3.2. Etude du tracé des câbles :

On utilise les mêmes formules mentionnées dans le tracé des câbles de fléau.

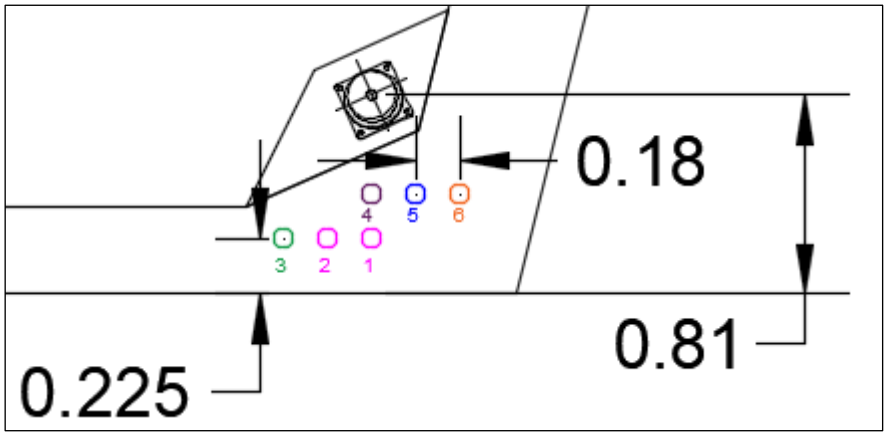


Fig. VI-14 La distribution des câbles de continuité au niveau de la travée principale

- **Etude en élévation :**

Tableau. VI-9 Tracé en élévation des câbles de continuité au niveau de la travée principale

X(m)	N câble arrêter/âme	L(m)	v'(m)	d0(m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	L'équation de la parabole
V1	C1	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0,03x^2+0,255$
	C2	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0,03x^2+0,255$
V2	C3	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0,03x^2+0,255$
V3	C4	4,770	1,8922	0,405	0,81	0,405	28,09	0,17	$0,02x^2+0,405$
V5	C5	4,770	1,8922	0,405	0,81	0,405	28,09	0,17	$0,02x^2+0,405$
V6	C6	4,770	1,8922	0,405	0,81	0,405	28,09	0,17	$0,02x^2+0,405$

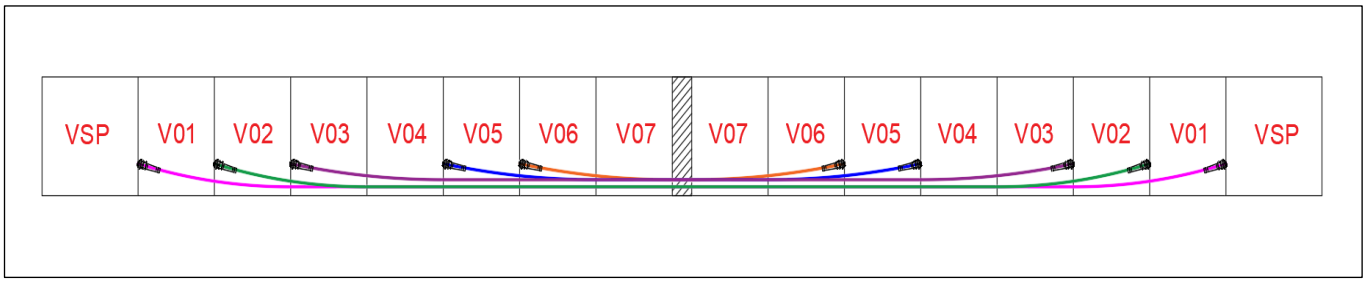


Fig. VI-15 Distribution longitudinal des câbles de continuité au niveau de la travée principale

➢ **Etude en plan :**

Tableau. VI-10 Tracé en plan des câbles de continuité au niveau de la travée principale

Voussoirs	N câble arrêter/âme	L(m)	Zi(m)	Zi+1(m)	Ri(m)	Ri+1(m)	βi(rad)	βi+1(rad)	Équation de la courbure
V1	C1	Rectiligne							
	C2	4,770	-0,18	-0,09	31,601	31,601	-0,075	-0,075	$0{,}004\ x^2-0{,}09$
V2	C3	4,770	0,36	0,18	15,801	15,801	0,150	0,150	$-0{,}008x^2+0{,}36$
V3	C4	Rectiligne							
V5	C5	4,770	0,54	0,27	10,534	10,534	0,223	0,223	$-0{,}012x^2+0{,}27$
V6	C6	4,770	-0,54	-0,27	10,534	10,534	-0,223	-0,223	$0{,}012\ x^2-0{,}27$

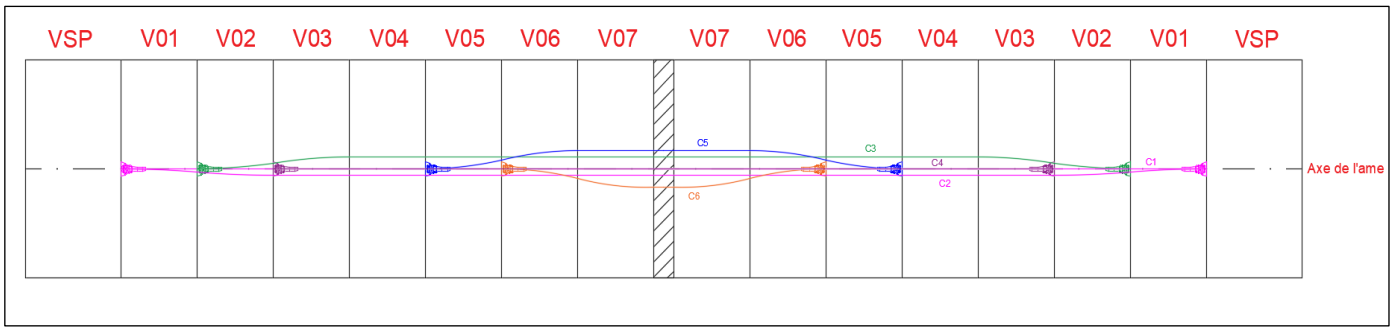


Fig. VI-16 Disposition des câbles de continuité en plan au niveau de la travée principale

VI.3.4. Calcul du nombre des câbles pour la travée de rive :

Exemple de calcul pour le voussoir V6 le plus sollicitée :

M_{max} = 62887.2 KN.m

$$P \geq \frac{\frac{|62887.2|.1,8922}{11.9904}}{\frac{1}{9.4688}+\frac{|1,6672|.1,8922}{11.9904}}$$

P=26916KN

$$N \geq \frac{26916}{0.85x3578.175}$$

N=7.85

Donc : N = **8 câbles de 19T15S**

Tableau. VI-11 Câbles de continuités dans la travée de rive

Voussoirs	M(KN.m)	v'(m)	d0	e	P(KN)	P0(KN)	N =P/0.85*P0 (Théorique)	N de câbles après rectification*	N de câbles arrêté
V1	7272,71	1,8922	0,225	1,6672	3112,75	3578,175	2	2	2
V2	22244,22	1,8922	0,225	1,6672	9520,63	3578,175	4	4	2
V3	31303,39	1,8922	0,225	1,6672	13397,99	3578,175	5	6	2
V4	50440,03	1,8922	0,225	1,6672	21588,56	3578,175	8	8	2
V5	54578,05	1,8922	0,225	1,6672	23359,65	3578,175	8	8	0
V6	62887,2	1,8922	0,225	1,6672	23558,47	3578,175	8	8	0
V7	51799,79	1,8922	0,225	1,6672	22170,54	3578,175	8	8	0
VC	44826,98	1,8922	0,225	1,6672	19186,15	3578,175	7	8	/
V8	43526,10	1,8922	0,225	1,6672	18629,36	3578,175	7	8	0
V9	36958,02	1,8922	0,225	1,6672	15818,20	3578,175	6	6	2
V10	26632,11	1,8922	0,225	1,6672	11398,66	3578,175	4	4	2
VC	12496,53	1,8922	0,225	1,6672	5348,57	3578,175	2	2	/
V culée	0,00	1,8922	0,225	1,6672	0,00	3578,175	0	0	4

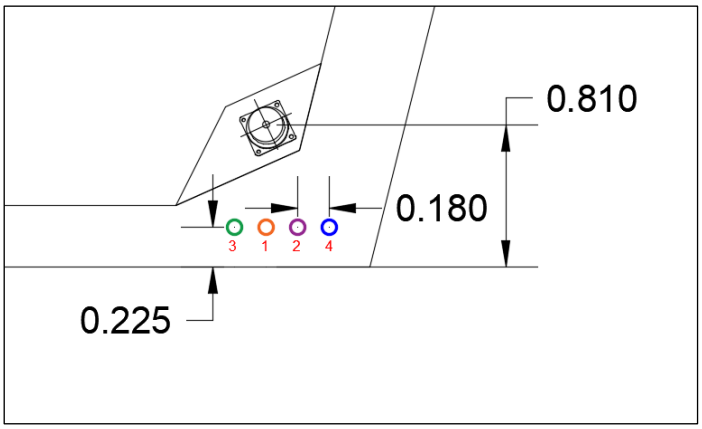


Fig. VI-17 La distribution des câbles de continuité au niveau de la travée de rive

➢ **Etude en élévation :**

Tableau. VI-12 Tracé en élévation des câbles de continuité au niveau de la travée de rive

X(m)	N câble arrêter/âme	L(m)	v'(m)	d0(m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	L'équation de la parabole
V1	**C1**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
V2	**C2**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
V3	**C3**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
V4	**C4**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
V9	**C5**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
V10	**C6**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
V culée	**C7**	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$
	C8	4,770	1,8922	0,225	0,81	0,585	19,45	0,24	$0.03x^2+0,225$

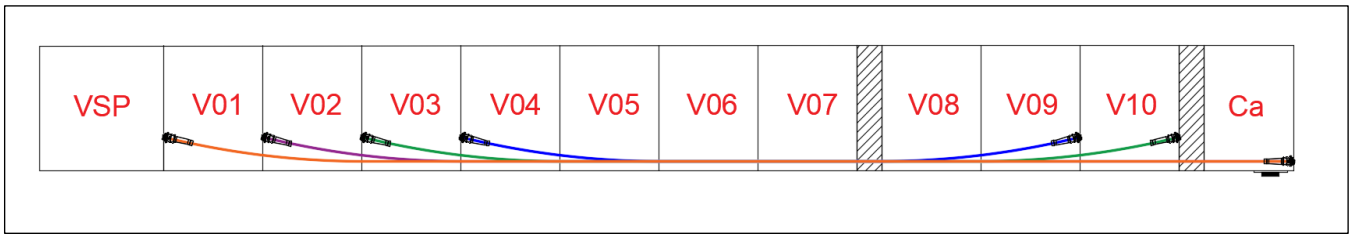


Fig. VI-19 Distribution longitudinal des câbles de continuité au niveau de la travée de rive

➢ **Etude en plan :**

Tableau. VI-13 Tracé en plan des câbles de continuité au niveau de la travée de rive

Voussoirs	N câble arrêter/âme	L(m)	Zi(m)	Zi+1(m)	Ri(m)	Ri+1(m)	βi(rad)	βi+1(rad)	Équation de la courbure
V1	**C1**	Rectiligne							
V2	**C2**	4,770	-0,18	-0,09	31,601	31,601	-0,075	-0,075	$0,004\ x^2$ -0,09
V3	**C3**	4,770	0,36	0,18	15,801	15,801	0,150	0,150	$-0,008x^2+0,18$
V4	**C5**	4,770	-0,36	-0,18	15,801	15,801	-0,150	-0,150	$0,008\ x^2-0,18$
V9	**C8**	4,770	0,54	0,27	10,534	10,534	0,223	0,223	$-0,012x^2+0,27$
V10	**C9**	4,770	-0,54	-0,27	10,534	10,534	-0,223	-0,223	$0,012\ x^2-0,27$
V culée	**C10**	4,770	0,72	0,36	7,900	17,776	0,293	0,293	$-0,016x^2+0,36$
	C8	4,770	-0,72	-0,36	7,900	17,776	-0,293	-0,29	$0,016\ x^2-0,36$

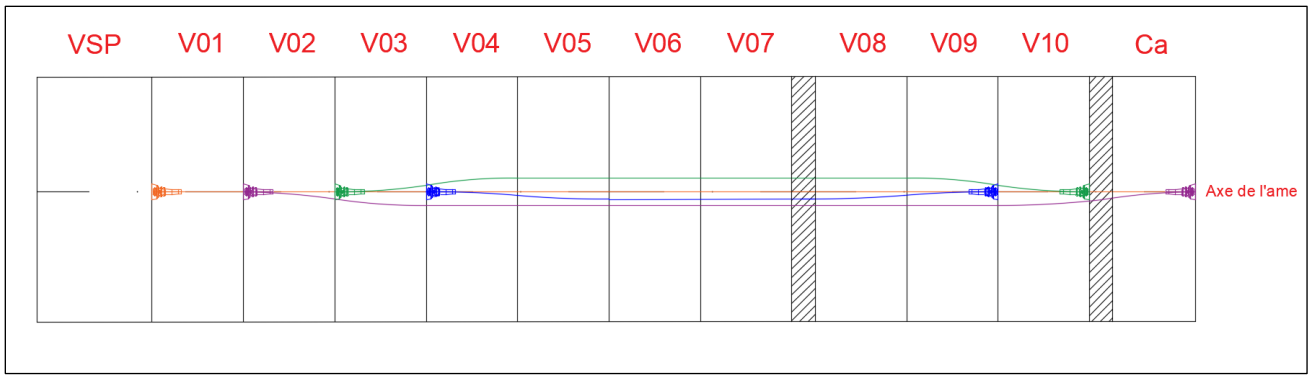


Fig. VI-20 Disposition des câbles de continuité en plan au niveau de la travée de rive

VI.3.5. Vérification des contraintes de continuité :

Chaque contrainte doit être inférieure au valeurs limites. En service, on est amené à vérifier

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} - \frac{|P.e.v|}{I} + \frac{|M.v|}{I} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} + \frac{|P.e.v'|}{I} - \frac{|M.v'|}{I} \geq \sigma_{bt}$$

Tel que :

$\bar{\sigma}bc = 0.6 \times fck = 0.6 \times 45 =$ **27 MPa**

$\bar{\sigma}bt = 0$ MPa.

La vérification se fait pour les deux phases :

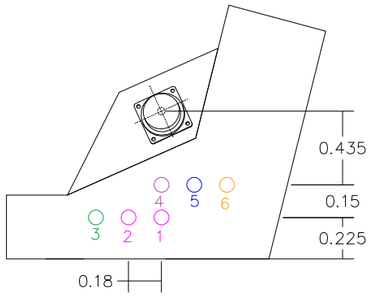
- État à vide : on prend seulement le poids propre de tablier.
- État en charge : on prend les charges et les surcharges.

D'après les résultats montrés dans l'ANNEXE A, on constate que toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.4.Conclusion

Ce chapitre est concentré principalement sur le calcul de nombre des câbles de précontraintes, le tracé, les pertes, et la vérification des contraintes.

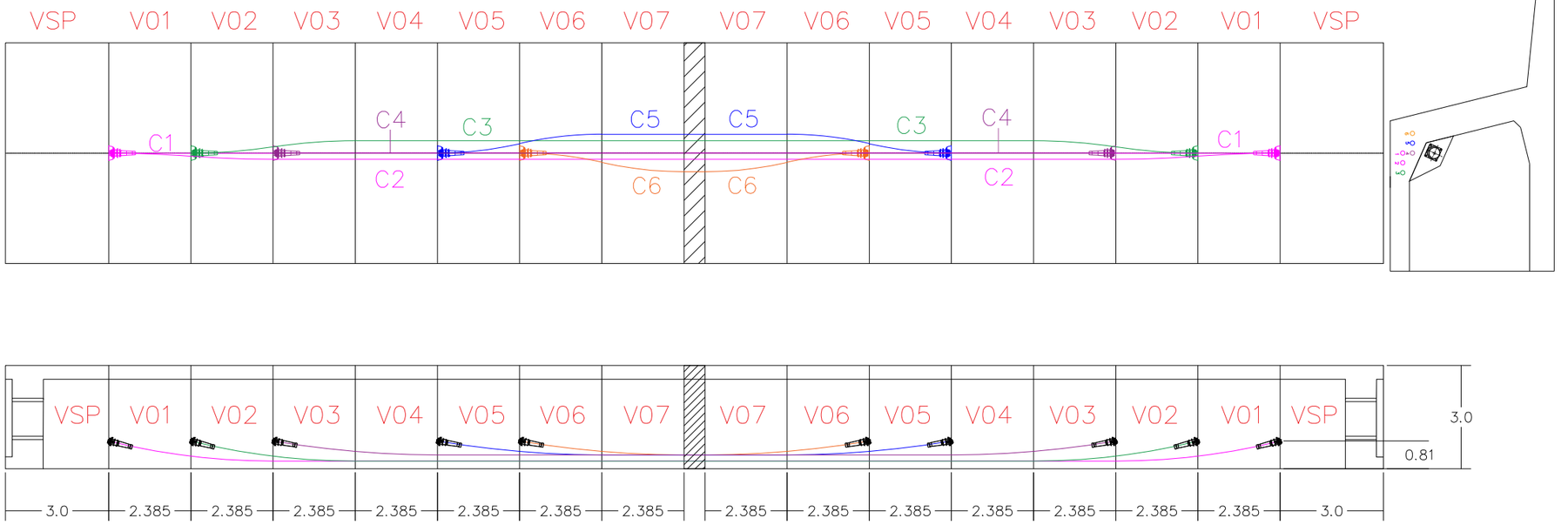
Disposition des cables de continuité – Travée centrale Ech: 1/20



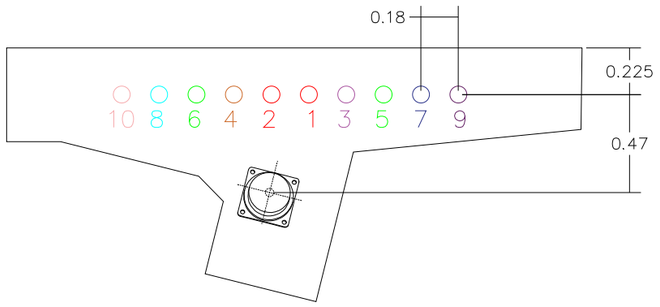
Caractéristiques des câbles:

Type de câble: **19T15S**
Section Ap: **2850mm²**
Module d'élasticité: **195 000MPa**
Nombre de câbles: **12**

Tracé des cables de continuité – Travée centrale Ech: 1/100



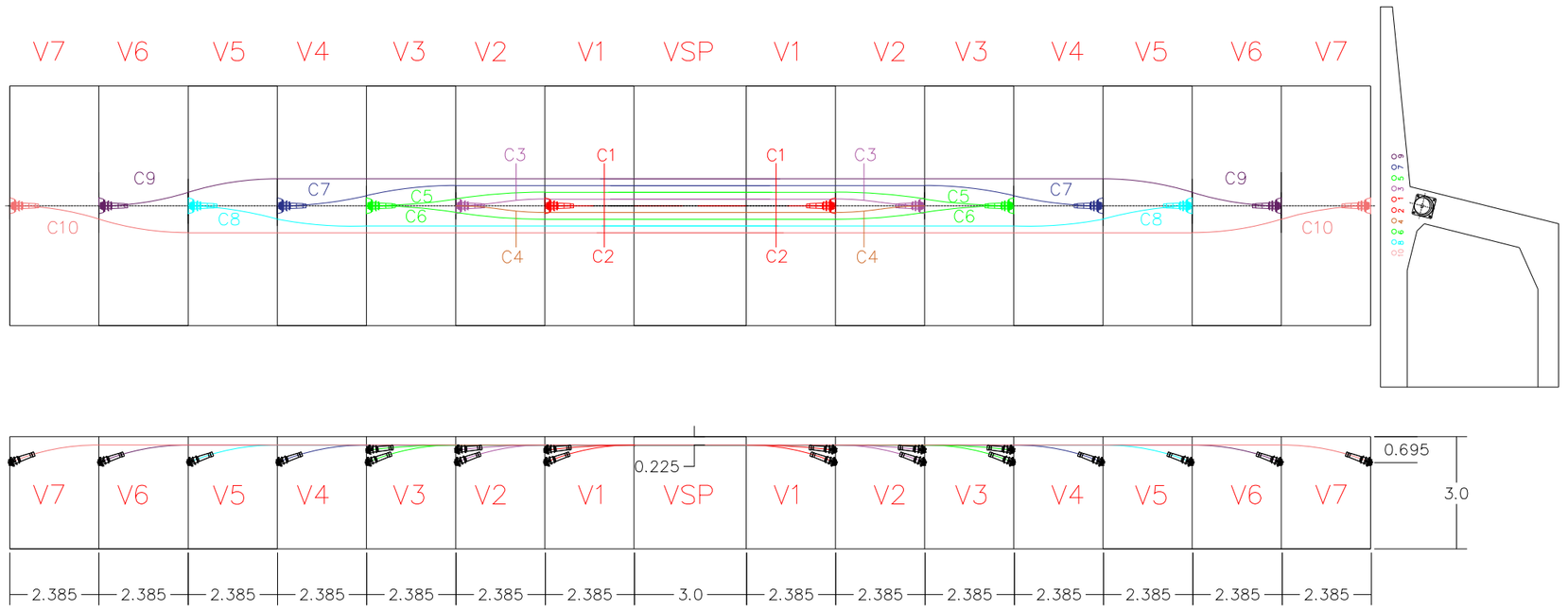
Disposition des cables de fléau – P01 – P02 Ech: 1/20



Caractéristiques des câbles:

Type de câble: **19T15S**
Section Ap: **2850mm²**
Module d'élasticité: **195 000MPa**
Nombre de câbles: **12**

Tracé des cables de fléau – P01 – P02 Ech: 1/100



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude d'un viaduc au niveau du PK 02+920 dans le cadre de projet de dédoublement de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR - BEJAIA	**Bouarouri Tarek** **Bensebaa Besma**	**Mr.BEZZOU Samir**	**variable**	**Plan de précontrainte**	**2023/2024**

CHAPITRES VII
ETUDE TRANSVERSALE

VII.1.Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section d'un caisson ou voussoir, du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures. Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant. Les éléments du voussoir doivent êtres ferraillés à :

- La flexion simple pour l'hourdis inferieur et supérieur.
- La flexion composée pour les âmes.

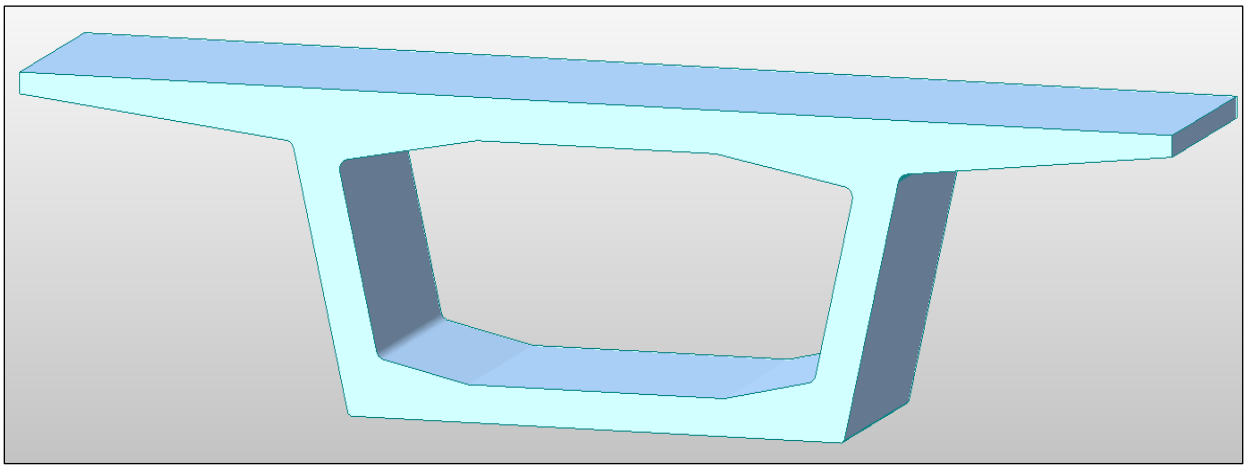


Fig. VII-1 Section du voussoir courant modélisée.

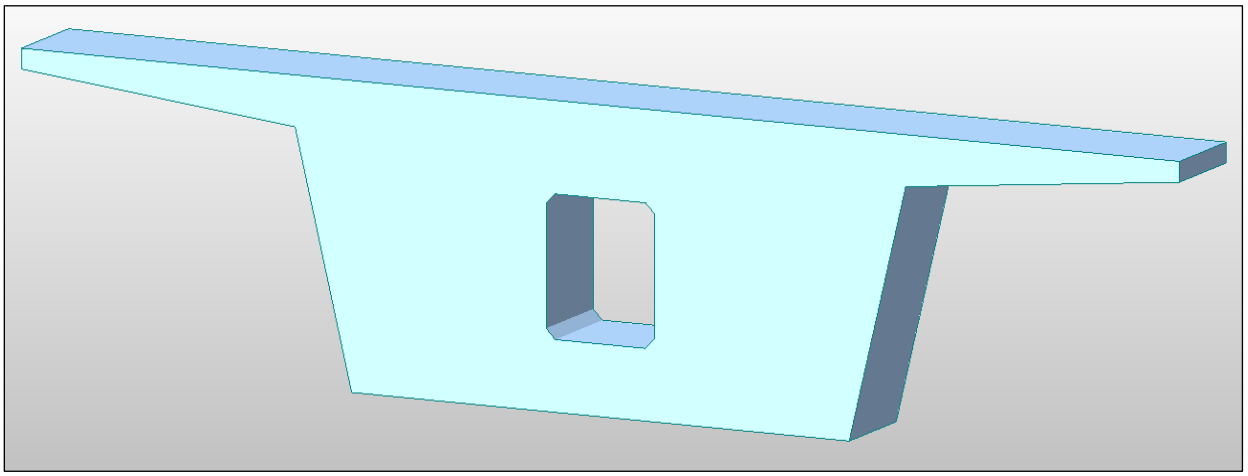


Fig. VII-2 Section du voussoir sur pile modélisée.

VII.2.Les charges considérer pour le dimensionnement

- Les charges permanentes et les équipements de pont
- Les charges d'exploitation sur 1m linière

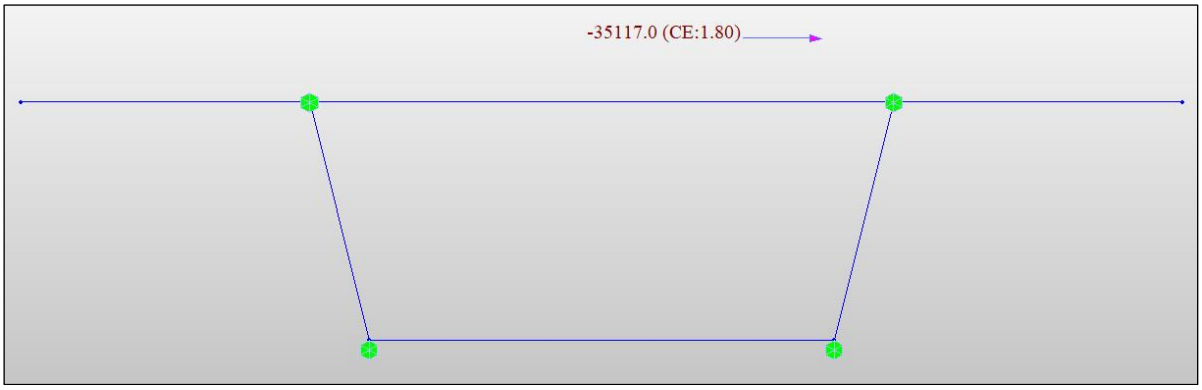


Fig. VII-3 effort de la force centrifuge

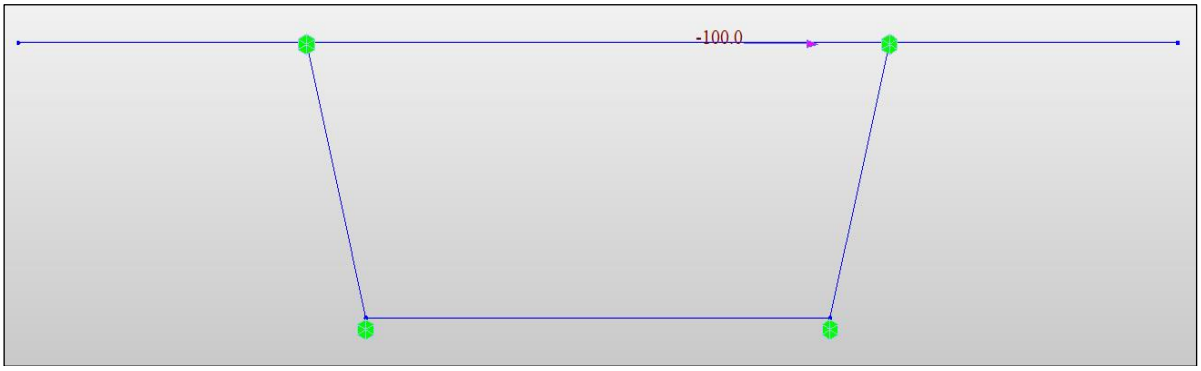


Fig. VII-4 effort de lacet

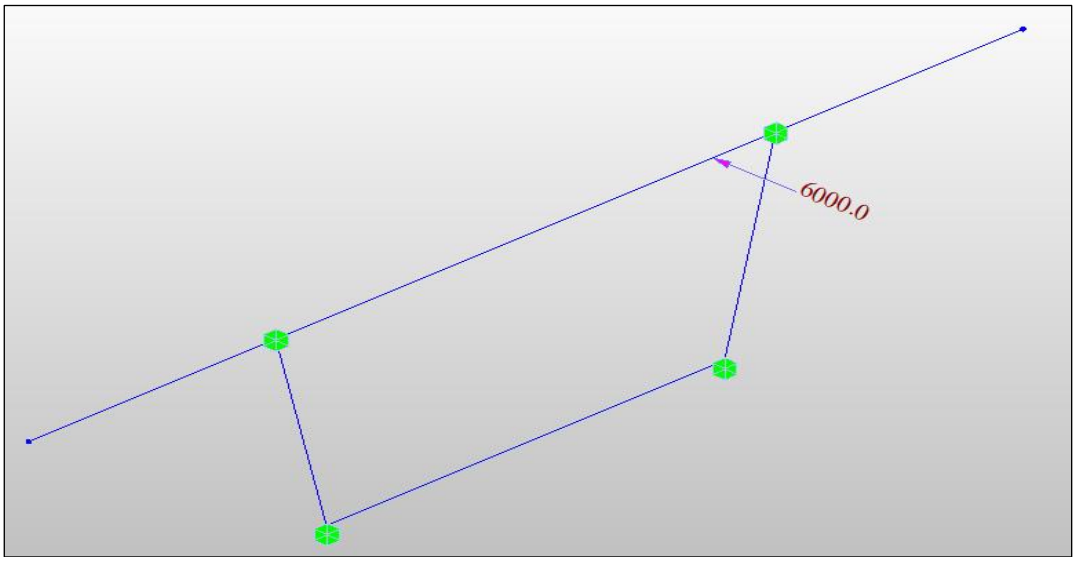


Fig. VII-5 effort de freinage

VII.3.La détermination des efforts :

Les combinaisons de charge utilisée sont les mêmes que celle utilisée pour l'évaluation des efforts longitudinaux à l'ELS.

On s'intéresse pour le ferraillage des éléments suivants :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

On néglige l'effet de la torsion puisque on a un grand rayon de courbure (1500m).

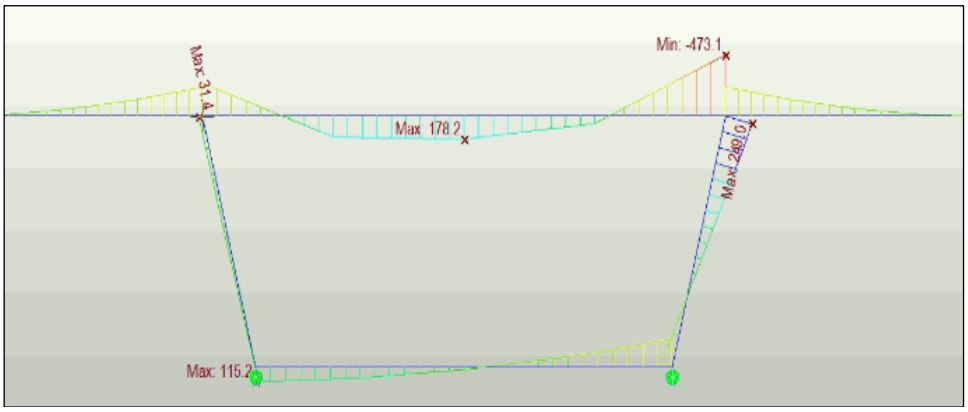


Fig. VII-6 Moments à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable

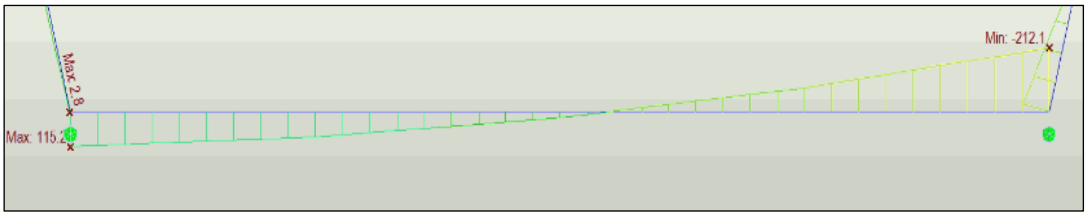


Fig. VII-7 Moments de l'hourdis inferieur à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable



Fig. VII-8 Moments des deux âmes à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable

VII.4.Dimensionnement de l'armature passive

On prend un exemple de calcul pour **la dalle supérieure :**

VII.4.1. Ferraillage transversal

- **Nappe supérieure :**

M_{min} = -473.1 KN.m

b = 1ml

h=0.4m

Tableau. VII-1 détails de calcul

	Formule	Valeur
σbc	0.6fck	27Mpa
σst	0.8Fyk	400 Mpa
d	0.9h	0.36m
X	$\frac{15\,\sigma bc}{15\sigma bc+\sigma s}$. d	0.181m
Z	d-$\frac{X}{3}$	0.3m
μcu	$\frac{Mser}{bw.d^2.fcu}$	3.5x10-3
μlu	k$\frac{fck}{(4{,}69-1{,}70\gamma)fck+(159{,}9-76{,}2\gamma)}$	0.24

Avec :

- K = $(A + B.\alpha eq + C.\alpha eq\ 2) \times 10^{-4}$
- $A = 71{,}32fck + 108$
- B = $-5{,}2fck + 847{,}4$
- C = $0{,}03fck - 12{,}5$

$\mu_{cu} < \mu_{\ell u}$: **Acier comprimé non nécessaire**

$A_{ser} = \frac{Mser}{\sigma st\,(d-\frac{X}{3})} = 39.47 cm^2/ml$

- Sections min pour les aciers tendus :

$$A_{S,\,min} = \max\begin{cases} 0{,}26\,\frac{fct,eff}{fyk}\,bt\,d \\ 0{,}0013\,bt\,d \end{cases}$$

$A_{S,\,min} = 8.53\ cm^2$ $\quad AS > AS,min$

- **Nappe inférieure :**

M_{max} = 178.2 KN.m

Les mêmes étapes de calcul que la nappe supérieure

$$A_{ser} = \frac{Mser}{\sigma st\,(d - \frac{x}{3})} = 14.85\ cm2/ml$$

$A_{S,\,min} = 8.53 cm^2$

$A_S > A_{S,\,min}$

VII.4.2. Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \begin{cases} 0.25Ast & pour\ les\ poutres \\ 0 & pour\ les\ dalles \end{cases}$$

- **Nappe supérieure :**

$A_{sl} = 0.25x39.47 = 9.87cm^2$

- **Nappe inférieure :**

$A_{sl} = 0.25x14.85 = 3.71cm^2$

Tableau. VII-2 Ferraillage du voussoir courant

				Transversale		**Longitudinale**	
			M_{ELS}(KN.m)	Section(cm^2)	Armature(ml)	Section(cm^2)	Armature(ml)
Hourdis supérieur	Nappe supérieure	M_{min}	-473.1	39.17	8HA25	9.87	5HA16
	Nappe inférieure	M_{max}	178.2	14.85	5HA20	3.71	3HA14
Hourdis inferieure	Nappe supérieure	M_{min}	-212,10	20.2	7HA20	5.05	5HA12
	Nappe inférieure	M_{max}	115,20	10.6	6HA16	2.65	3HA12
Âme	Nappe intérieure	Mmin	-104.4	15.9	6HA25*	4	3HA14
	Nappe extérieure	Mmax	249	26.6	6HA25	6.65	5HA14

(*) : Le nombre de barre est augmenté afin de l'équilibrer avec le ferraillage de la nappe extérieur.

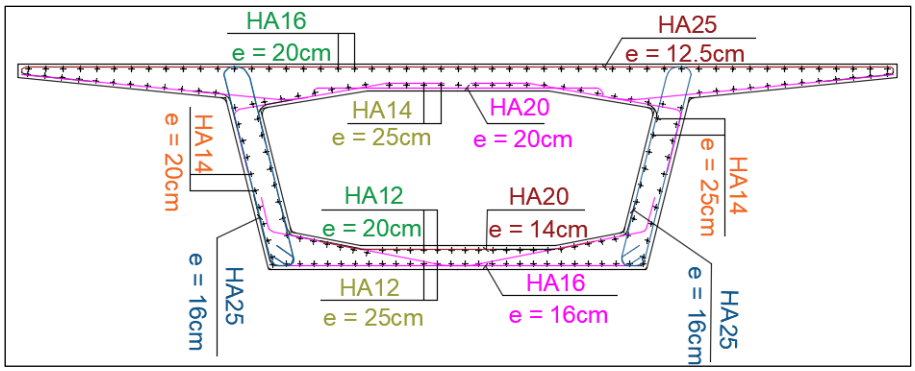


Fig. VII-9 Ferraillage du voussoir

VII.5.Vérification des contraintes tangentielle

VII.5.1. Vérification vis-à-vis l'ElS

➢ **Détermination de l'effort tranchant**

$$Vr = Vext - Vp - V_R$$

- Vr : effort tranchant réduit
- Vext : effort tranchant dû aux sollicitations extérieures
- Vp : effort tranchant dû à la précontrainte ; Vp = p.sin α
- V_R : effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet Resal)

NB : on prend en considération V_R ssi on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet diminue la valeur d'effort tranchant.

➢ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Tableau. VII-3 Tableau récapitulatif des contraintes tangentielles

	Formules	Résultats (MPa)
Contrainte de cisaillement	$\tau = \frac{Vred.Sn}{I\ bn}$	$\tau = \frac{5.8x5.18}{11.9904\ x0.81}$ = 3.093
Contrainte admissible 1	$0.4\ fctm\ [fctm + \frac{2}{3}\ \boldsymbol{\sigma x}]$	11.77
Contrainte admissible 2	$\mathbf{2}.\frac{fctm}{fck}\ [\mathbf{0,6}\ fck - \boldsymbol{\sigma x}]\ [fctm + \boldsymbol{\sigma x}]$	34.6
Contrainte normale	$\boldsymbol{\sigma_x} = \frac{P\ cos\alpha}{Bn}$	$\frac{57.25x0.98}{9.4688}$ = 5.92

- Bn : section nette
- Sn : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette total
- In : moment d'inertie nette
- bn : largeur totale nette

$$\tau_{adm} = 11.77 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{admissible}$$

D'après les résultats on constate que toutes les contraintes sont vérifiées au voisinage de la section étudier donc on ne tient pas compte l'effet RESAL.

VII.5.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

➢ **Les bielles comprimées**

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

σ_{adm} = 0.6fck = 27 MPa

$$\sigma_{max} = \frac{Vu}{2abw}$$

$$\sigma_{max} = \frac{20.04}{2x2.43x0.45}$$

9.14 < 27 **contraintes vérifier**

➢ **La résistance à l'effort tranchant**

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Vu}{Fy*Z*\cot\alpha}$$

$$\frac{Asw}{s} = 0.018m$$

On choisit deux cadre HA20

$$S = \frac{12.57}{0.018} = 7cm > 5cm$$

La section Asw est inférieur à la section de ferraillage transversal (Tableau VII-3) donc on opte pour la plus grande section.

VII.6.DIFUSION DE PRECONTRAINTE :

Lors de la précontrainte d'un voussoir, une force est appliquée à l'ancrage, générant une forte compression sur une petite surface de béton. Cette compression se diffuse ensuite sur une zone plus large du voussoir. À une certaine distance, le principe de Saint-Venant entre en jeu,

régularisant la répartition des contraintes normales de manière linéaire. Quatre cas de diffusion de cette précontrainte sont distingués :

- Câble centré rectiligne,
- Câble excentré rectiligne,
- Câble multiples rectiligne,
- Cas général : câble multiples courbes inclinés.

VII.6.1. Vérification réglementaire dans le cas général :

VII.6.1.1. Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S_A prévoir un frettage de surface :

$$A_S = 0.04\frac{Max(F_{jo})}{\overline{\sigma}_s}$$

Ou $F_{jo} = P_0$, représente la force à l'origine de l'ancrage de niveau j, $\overline{\sigma}_s = \frac{2}{3}f_e$

D'où :

$$A_S = 0.04\frac{P}{\overline{\sigma}_s} = 0.04 * \frac{3578.18}{333.3} = \mathbf{4.28\ cm^2}$$ Soit : 4 HA12

VII.6.1.2. Effet d'éclatement :

- **Contrainte de traction du béton :**

$$\sigma_{tj} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{F_{j0}}{bd_j} \leq 1.25f_{ctm}$$

$$0.5\left(1 - \frac{0.25}{0.4}\right)\frac{3578.18}{0.45 * 0.4} \leq 1.25 * 3.8$$

$$\mathbf{3.72\ MPa \leq 4.75\ MPa}$$

- **Contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq \frac{2}{3}\ f_{ck}$$

$$\frac{3578.18}{0.45 * 0.4} \leq \frac{2}{3} * 45$$

$$\mathbf{19.88\ MPa\ \leq 30\ MPa}$$

d_j = 0.4 m : hauteur de prisme symétrique de niveau j

a_j = 0.25 m : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j

b = 0.45m : épaisseur de l'âme

➢ **Frettage d'éclatement :**

On calcul pour chaque ancrage, de niveau j, l'acier nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{j0}}{K_j \frac{2}{3} f_e}$$

$$\frac{0.25 * \left(1 - \frac{0.25}{0.4}\right) 3578.18}{1.5 * \frac{2}{3} * 500}$$

$$\mathbf{A_{ej} = 6.7\ cm^2}$$

Ou K_j vaut 1.5 pour un ancrage intermédiaire

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}\left(A_{ejmax}; 0.15 \frac{F_{j0max}}{2/3\, f_e}\right)$$

$$\text{Max}(6.7\ ; 16.1)$$

$\mathbf{A_e = 16\ cm^2}$ Soit : 8 HA16

Ces aciers sont à répartir sur une longueur d_j à l'aval de S_A en s'assurant que chaque prisme j a au moins la section d'acier A_{ej} sur la longueur d_j.

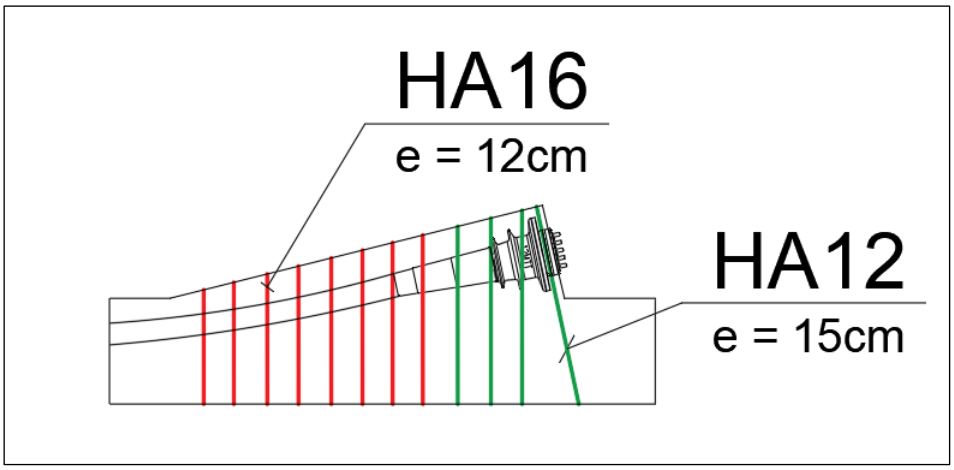


Fig. VII-10 Armature de diffusion de précontrainte

VII.7.Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les efforts sollicitant la section transversale du tablier, et par la suite la détermination de ferraillage du voussoir.

CHAPITRE VIII
EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1.Introduction

Les équipements de pont ont un rôle important pour assurer la durabilité, le bon fonctionnement et le confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements : Appareil d'appuis, Joints de chaussée, Système d'évacuation des eaux.

VIII.2.Joint de dilatation :

Le tablier de pont subit des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température, au retrait et au fluage. Par ailleurs, les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou des déformations. Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés il convient de rendre les tabliers librement dilatables en ménageant des « jeux » à chaque coupure entre deux parties ainsi qu'à une ou aux deux extrémités. On dispose un joint de chaussée, qui peut se réduire à un simple renforcement local, dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité et donner une continuité de la surface de roulement.

VIII.2.1. Calcul du souffle des joints

C'est la variation maximale d'ouverture que peut avoir un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent donc le souffle du tablier.
C'est la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait, fluage et séisme.

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

W : Souffle total du joint.
W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).
W_T : Souffle thermique.
W_S : Souffle sismique (voir chapitre 09).

- **Dilatation thermique :**

$$\frac{\Delta l}{l'} = 1x10^{-5}$$

Pour : l'= 310m (longueur dilatable du tablier)
L = 660m (longueur totale du pont)

$$\Delta l = 0.31 \text{ cm}$$

- **Retrait :** Le raccourcissement du retrait est évalué par

$$\frac{\Delta l}{L} = 2x10^{-4}$$

$$\frac{\Delta l}{L} = 13.2\text{cm}$$

- **Fluage :** Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées

$$\frac{\Delta l}{l'} = 1x10^{-4}$$

$$\Delta l = 6.6 \text{ cm}$$

$$W = 0.4 \times 0.31 + 6.6 + 13.2 + 10.32 /3$$

$$\mathbf{W = 23.36 \text{ cm}}$$

Donc le souffle sous les phénomènes précédents égale à 23.36 cm.

NB : Les coefficients de dilatation thermique, retrait et fluage sont choisies selon le BPEL. Le type de joint dilatation utilisée est : joint garde ballast (Freyssinet) avec un déplacement admissible de 35cm (voir ANNEXE E).

VIII.3.Les appareils d'appuis :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support pour permettre la liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble, transmettre les descentes de charges et d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations. Pour notre ouvrage, nous utiliseront :

- ✓ **Appareil d'appui à pot :**

Appareil d'appui composé d'un coussin en élastomère (élément de rotation) confiné dans un cylindre au moyen d'un piston s'adaptant parfaitement et d'un joint interne (NF EN 1337-5). Permet des descentes de charges élevées sous un encombrement limité. Les capacités courantes vont de 5 000 à 30 000 kN (SETRA).



Fig.VIII-1 appareil d'appuis à pot

VIII.3.1. Evaluation des réactions

Tableau. VIII -1 Descente de charges sur les appuis

Effort (MN)	C1-C2	P1-P16	P2-P15	P3-P14	P4-P13	P5…P12
ELU max /appuis	6.6	16.21	18.48	17.92	17.89	17.91
ELU max/2 appuis	13.2	32.43	36.97	35.86	35.78	35.83

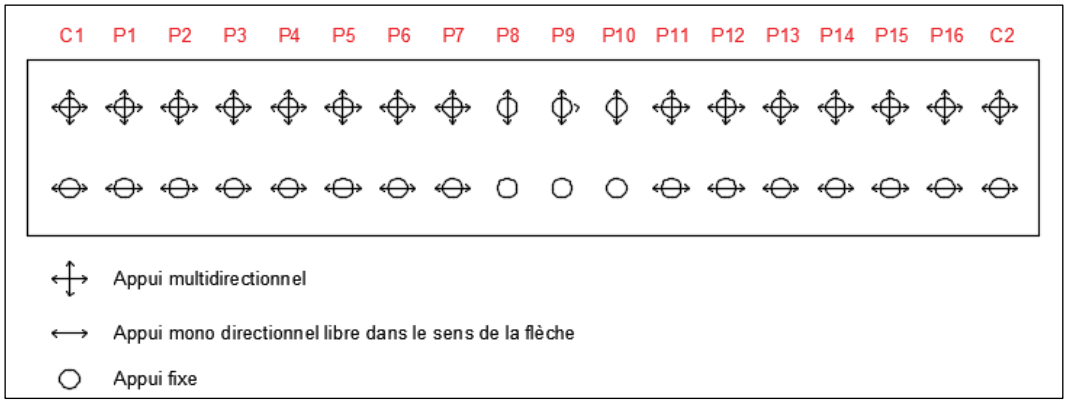


Fig.VIII-2 disposition des appareils d'appuis

VIII.3.2. Efforts verticaux pour l'appareil d'appui à pot

➢ **Pression dans le PTFE**

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales à Fed moy = 40 MPa.

On peut donc en déduire la surface minimum Sp du pot pour chaque appui :

$$Sp = \frac{Rmax}{fed\ moy}$$

Tableau. VIII -2 Surface S_p du pot

Appuis	C1-C2	P1-P16	P2-P15	P3-P14	P4-P13	P5…P12
Surface SP du pot en m²	0.165	0.405	0.462	0.448	0.447	0.449

➢ **Pression dans l'élastomère**

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à $\frac{f\,u}{\gamma M}$ sous combinaisons fondamentales. Soit avec :

$$fe,d = \frac{60}{1.3} = 46.153\ MPa$$

- fu = 60 MPa
- γ_M = 1.3 [valeurs recommandé par la norme NF EN 1337-2 § 6.2.1.1]

Tableau. VIII -3 Surface S_c du coussin

Appuis	C1-C2	P1-P16	P2-P15	P3-P14	P4-P13	P5…P12
Surface Sc du coussin en m²	0.143	0.351	0.40	0.388	0.387	0.388

➢ **Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants**

Pour le coefficient de frottement d'un appareil d'appui isolé, on a : $H = (\mu_{max} + PP) \times V$

- $\mu_{max} = 3,5\ \%$
- $PP = 0,3\ \%$
- μ_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui.
- PP : la précision de pose de l'appareil.
- V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui.

Tableau. VIII -4 Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants

Appuis	C1-C2	P1-P16	P2-P15	P3-P14	P4-P13	P5…P7-P11-P12
H (MN)	0.25	0.616	0.702	0.681	0.679	0.680

➢ **Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixes**

Les coefficients de frottement maximum et minimum μa et μr sont donnés par :

- $\mu a = 0.5\ \mu_{max}\ (1+\alpha)$
- $\mu r = 0.5\ \mu_{max}\ (1-\alpha)$

Avec :

- μ_{max} :coefficient de frottement maximal pour un appareil d'appui glissant considéré individuellement
- μa :coefficient de frottement à retenir si le frottement est défavorable vis-à-vis de l'effet étudié
- μr :coefficient de frottement à retenir si le frottement est favorable vis-à-vis de l'effet étudié ;
- α :coefficient de dégressivité dépendant de "n", nombre d'appareils d'appui glissants intervenant dans l'équilibre longitudinal de la structure selon le tableau ci-après :

n	α
≤ 4	1
4 < n < 10	(16-n)/12
≥ 10	0,5

Fig.VIII-3 valeurs du coefficient n

n > 10 => α = 0.5
μa = 0.026

μr = 0.00875

$Hp_{8\text{-}9\text{-}10}$ = 0.026x(6.6+16.21+18.48+17.92+17.89+17.91x3) -

0.00875x(17.91x2+17.89+17.92+18.48+16.21+6.6) =

$Hp_{8\text{-}9\text{-}10}$ = 2.41 MN

VIII.3.3. Choix des appareils d'appuis

On a choisi des appareils d'appui selon le catalogue de MAGEBA RESTON®POT

Tableau. VIII -5 Modèles des appareils d'appuis

Type	Appuis	V_{max}	H_{max}	Modèle
Fixe	P8-P9-P10	17.91	2.41	TF10
Unidirectionnelle	C1-P1…P7-P11…P16-C2	18.48	0.702	TE10i
Multidirectionnelle	C1-P1…P7-P11…P16-C2	18.48		TA10

NB : Les détails de choix sont mentionnés dans l'annexe E

VIII.3.4. Les dés d'appuis

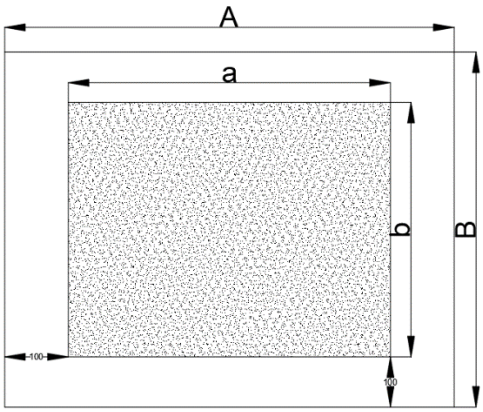


Fig.VIII-4 Dimensions des dés d'appuis

- A = a+200
- B = b+200
- S = AxB
- P = 2(A+B)
- H= $\frac{2S}{P}$

Tableau. VIII -6 Dimensions des dés d'appuis

Type d'appareil d'appui	A(mm)	B(mm)	H(mm)
TF10	1175	1175	590
TF10i	1130	1130	565
TA10	1080	1080	540

VIII.3.4.1.Ferraillage des dés d'appuis

- Armature d'éclatement

$$Rj = 0.25\ (1- \frac{aj}{dj}\ )\ fjo$$

$$Ae = \frac{Rj}{K\ fsu}$$

$$fsu = \frac{fe}{\gamma s}$$

Ae = 18.09 cm²

- Armature de surface

$$As = \frac{0.04xRu}{fsu}$$

As = 17cm²

- Ferraillage total :

$$Ae + As = \sup \left\{ \begin{matrix} Ae + 0.04\frac{Ru}{Fsu} \\ 0.15\frac{Ru}{Fsu} + 0.04\frac{Ru}{Fsu} \end{matrix} \right\}$$

A_{tot} = 80.75 cm² => 18HA25

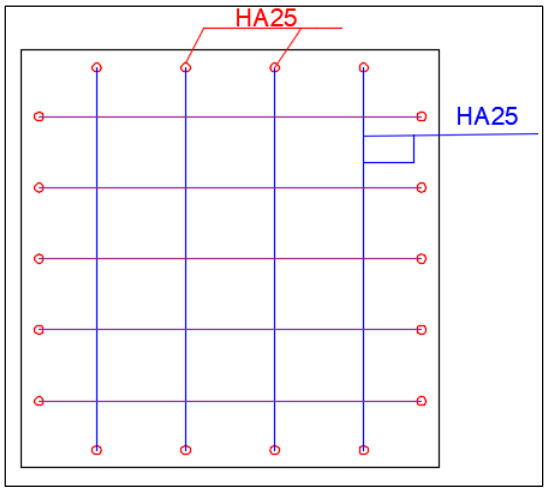


Fig.VIII-5 Ferraillage dés d'appuis

VIII.3.4.2.Vérification de l'appareil d'appuis

- Vérification à la compression

$$\sigma_m = \frac{Rmax}{ab} < 47 \text{ Mpa}$$

$\sigma_m = 18.95 < 47$ condition vérifier

Avec :

σ_m : contrainte moyenne dans le caoutchouc.

VIII.4.L'évacuation des eaux

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles pour les raisons suivantes :

- L'évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.
- La protection de la structure contre les infiltrations d'eau.
- La durabilité de la structure et la sécurité des usagers.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC disposées tous les 20 m, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

VIII.5.Conclusion

Le dimensionnent des différents équipements de tablier représente une dernière étape avant de passer à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE IX
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1.Introduction :

Lors de séismes majeurs, l'instabilité des constructions résulte souvent d'un dimensionnement inadéquat des fondations, qui doivent supporter à la fois les charges verticales et les forces sismiques horizontales. Ceci nécessite une liaison solide entre la fondation et la superstructure, ainsi qu'un ancrage adéquat dans le sol pour assurer la stabilité globale de la structure.

IX.2.Etude de la pile :

La forme de la pile choisie est un caisson d'une section rectangulaire pour une longueur variable L, est un surplomb de rayon R = 850m, constant sur une hauteur de 3.4m, une section pleine pour les 3m supérieur.

Tableau. IX -1 Positions et hauteurs des piles

Appuis	Position	Hauteur total (m)
P01	PK 2+950	10.09
P02	PK 2+990	10.77
P03	PK 3+030	11.10
P04	PK 3+070	11.44
P05	PK 3+110	11.60
P06	PK 3+150	11.19
P07	PK 3+190	10.82
P08	PK 3+230	10.64
P09	PK 3+270	11.66
P10	PK 3+310	11.47
P11	PK 3+350	11.32
P12	PK 3+390	10.51
P13	PK 3+430	9.81
P14	PK 3+470	8.98
P15	PK 3+510	8.36
P16	PK 3+550	7.48

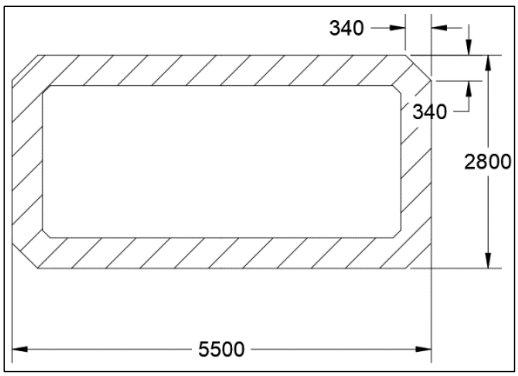


Fig.IX-1 Coupe transversal de la partie caisson de la pile

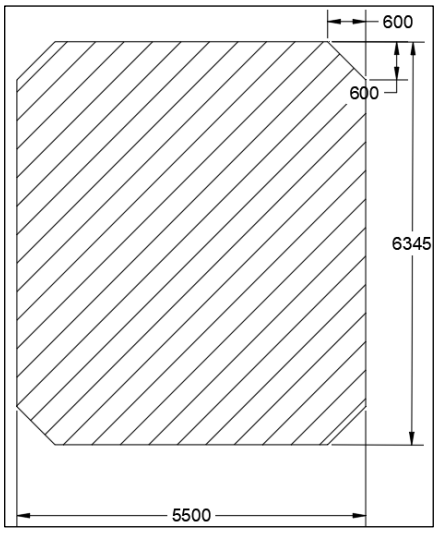


Fig.IX-2 Coupe transversal de la partie pleine de la pile

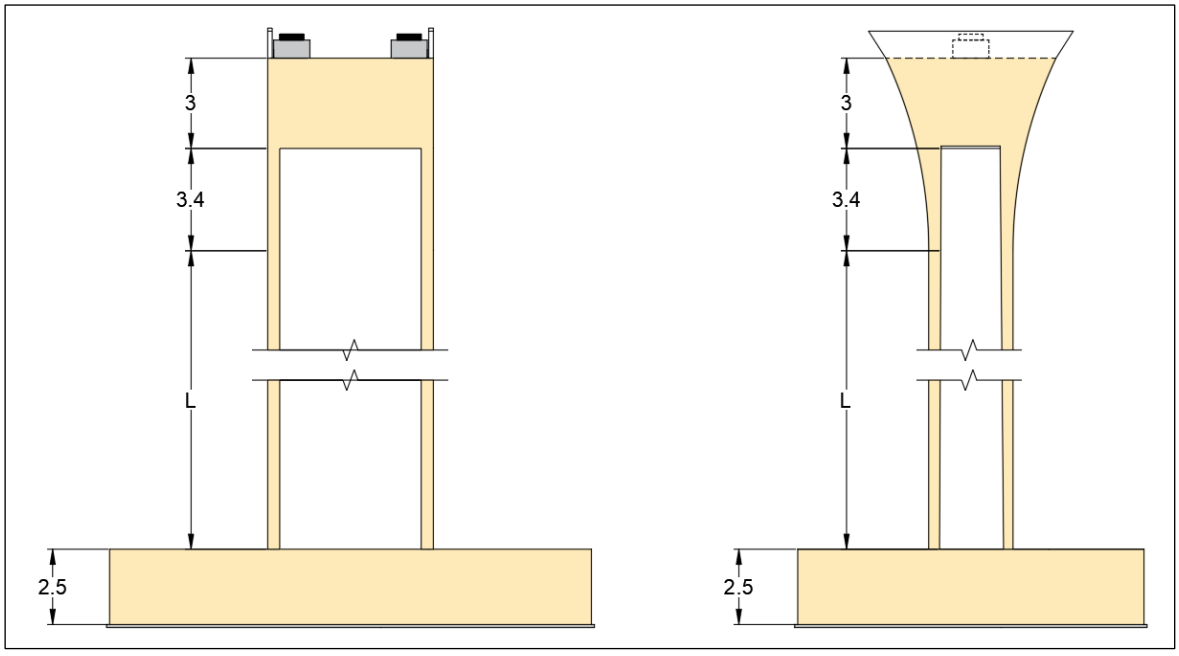


Fig.IX-3 Vue en face et latéral de la pile

IX.2.1. Calcul de la raideur K

Pour le cas des appareils d'appui à pot, on considère que les rigidités sont nulles pour les appuis glissants, et considérer comme infiniment rigide pour les appuis fixe.

- Raideur de l'appui d'appuis de la culée

$$K_{adp\ culée} = K_{culée} = K_{adp\ pile}$$

- Raideur des piles

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K\,fut} + \frac{1}{Kadp}}$$

$$K_{fut} = 3\frac{EI}{h3}$$

- I = 20.1m^4
- E = 11000$\sqrt[3]{fck}$ = 11000$\sqrt[3]{30}$
- E = 34179.55 Mpa

Tableau. IX -2 Raideur longitudinal et transversal des piles

		Longitudinal			Transversal		
Appuis	**Hauteur total (m)**	**K_{fut} (MN/m)**	**K_{adp} (MN/m)**	**K_{pile} (MN/m)**	**K_{fut} (MN/m)**	**K_{adp} (MN/m)**	**K_{pile} (MN/m)**
P01	10.09	2006,37	20	19,80	658,81	25	24,09
P02	10.77	1649,82	20	19,76	541,73	25	23,90
P03	11.10	1507,01	20	19,74	494,84	25	23,80
P04	11.44	1376,59	20	19,71	452,02	25	23,69
P05	11.60	1320,41	20	19,70	433,57	25	23,64
P06	11.19	1470,93	20	19,73	482,99	25	23,77
P07	10.82	1627,05	20	19,76	534,26	25	23,88
P11	11.32	1420,84	20	19,72	466,54	25	23,73
P12	10.51	1775,32	20	19,78	582,94	25	23,97
P13	9.81	2183,12	20	19,82	716,84	25	24,16
P14	8.98	2846,13	20	19,86	934,55	25	24,35
P15	8.36	3527,48	20	19,89	1158,28	25	24,47
P16	7.48	4924,69	20	19,92	1617,06	25	24,62

NB :

- Les appuis des piles P08, P09, P10, sont des appuis fixes.
- Afin de déterminer la rigidité des appareils d'appui à pot on propose des itérations de la valeur de rigidité telle que le seuil de glissement atteint la limite conseillée par le constructeur.

IX.2.2. Etude sismique

➢ **Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique**

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS, 1999) complété, en RPOA 2008, classe la région de Bejaia dans la zone de moyenne sismicité :

- Groupe : 1
- Zone : II-a
- Le coefficient d'accélération de la zone A : 0.25
- Le site considéré : S3 (site meuble)
- Le taux d'amortissement : 5% (Béton armé)
- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de 2 principales méthodes, selon les conditions de chacune :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamental)
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire)

IX.2.2.1.La méthode spectrale monomodale

Les conditions de l'application de cette méthode :

➢ **Masse total mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale.

Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0.43 fois la masse du tablier.

$$\mathbf{M_{tablier} = 31140.78\ t}$$

$$Q = 250\times4+80\times16{,}8\times2 = \mathbf{368{,}8\ t}$$

$$M_{tot} = M_{tablier} + 0.3 \times Q$$

$$\mathbf{M_{tot} = 31509.58\ t}$$

$$M_{pile} = \rho \times \sum (si \times hi)$$

$$M_{pile} = 25x5.8x177.38$$

$$\mathbf{M_{pile} = 2572.01\ t}$$

$$2572.01 < 0.43 \times 31509.58$$

$\mathbf{M_{pile} < 0.43\ M_{tot}}$

✓ **Condition vérifier**

➢ **Angle se biais**

Pour notre ouvrage l'axe du tablier est perpendiculaire à celui des piles (un pont sans biais).

✓ **Condition vérifier**

➢ **Courbure de pont**

$$R = 1500m$$

$$L = 660m$$

$$\mathbf{tg^{-1}\ \frac{660}{1500} = 26.4\ grad} < 30\ grad$$

✓ **Condition vérifier**

➢ **Symétrie transversale**

e_0 = |centre de masse − centre élastique| ≤ 5% de la longueur du tablier.

$$\mathbf{Cm = \frac{660}{2} = 330m}$$

$$Ce = \frac{\sum Ki\ Xi}{\sum Ki}$$

$$\mathbf{Ce = 304.80\ m}$$

$$25.19 < 33 = 0.05 \times 660$$

$$e_0 < 5\%\ L$$

✓ **Condition vérifier**

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode spectrale monomodale est applicable.

IX.2.2.2.Spectre de réponse élastique

➢ **Composante horizontale**

Les spectres de réponse élastiques de la composante horizontale seront calculés numériquement :

$$T = 1.06s$$

$$0.5s < T < 3s$$

$$Sae^{H}(T,\xi)(m/s^2) = \begin{cases} A.g.S.\left(1 + \frac{T}{T_1}(2{,}5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5.\eta.A.g.S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5.\eta.A.g.S.\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5.\eta.A.g.S.\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Donc : $\boldsymbol{SaeH}$ **= 3.47 m/s²**

IX.2.2.3.Evaluation de l'effort sismique longitudinal

- **La force horizontale statique équivalente**

$$\mathbf{F_L = 79616.6\ KN}$$

Tableau. IX -3 Distribution des forces sismiques longitudinal sur chaque appui.

Appuis	F/Appuis (KN)
C01	3460,19
P01	3361,58
P02	3323,30
P03	3297,14
P04	3266,93
P05	3241,18
P06	3238,06
P07	3188,08
P08	11272,69
P09	10235,74
P10	7461,68
P11	3179,83
P12	3372,36
P13	3512,58
P14	3607,34
P15	3617,99
P16	3511,23
C02	3616,75

- **Déplacement longitudinal du tablier :**

dL = 10.34 cm

IX.2.2.4.Evaluation de l'effort sismique transversale

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Modèle à tablier rigide.
- Modèle à tablier flexible.

$$\frac{L}{B} = 51.56 > 5$$

Le tablier est supposé flexible dans la direction transversale

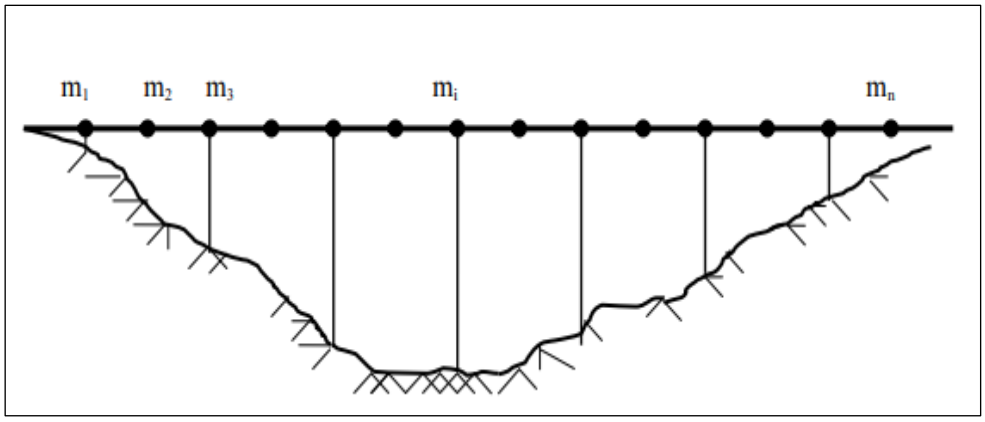


Fig.IX-4 Séisme transversal

Pour déterminer l'effort sismique transversal on utilise la méthode de Rayleigh, basée sur le principe de conservation de l'énergie mécanique. La période fondamentale de la structure étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum miui^2}{\sum fiui}}$$

Ft = 79567,62 KN

Tableau. IX -4 Distribution des forces transversales sismiques sur chaque appui.

Pile	F /appuis (KN)
C01	2061,11
P01	3351,33
P02	4896,15
P03	5587,21
P04	5856,23
P05	5324,41
P06	5857,95
P07	5770,08
P08	5934,86
P09	5873,03
P10	5701,16
P11	5388,16
P12	5163,08
P13	5020,35
P14	4920,47
P15	4434,68
P16	3218,39
C02	1829,19

- **Déplacement transversal du tablier :**

dt = 10.86 cm

IX.2.2.5.Composante verticale du séisme

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (zones IIb et III) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.

Pour notre cas l'effet de la composante verticale est négligeable.

IX.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement

La vérification du flambement concerne la pile la plus longue, les caractéristiques géométriques de la pile :

$Ix = 6.6m^4$, $Iy = 20.1m^4$, $h = 11.66m$, $S = 5.8m^2$

Pour que la vérification du flambement est satisfaite, il faut que :

$$\lambda = l_f/i \leq 70$$

l_f : la longueur de flambement, $l_f = 2 \times l_0$

i : rayon de giration, $i_x = \sqrt{\frac{Ix}{S}}$, $i_y = \sqrt{\frac{Iy}{S}}$

Tableau. IX-5 Vérification vis-à-vis du flambement

Caractéristiques	Pile 09
Hauteur de la pile (h)	11.66m
Longueur de flambement (l_f)	23.32m
Rayon de giration (i_x)	1.07m
Rayon de giration (i_y)	1.86m
Elancement (λ_x)	21.79 < 70 **(condition vérifier)**
Elancement (λ_y)	12.54 < 70 **(condition vérifier)**

IX.2.4. Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est considérée comme une console encastrée dans sa base, les résultats des efforts pour la pile 09 sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau. IX-6 Efforts appliqués sur les piles

Charges	Pile 09				
	F_V (KN)	F_L(KN)	F_T (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
G tablier	9784.4	-	-	-	-
G pile	1372.7	-	-	-	-
G équipement	8477.34	-	-	-	-
UIC71 (2V)	7709.8	-	-	-	-
SW0 (2V)	5530.9	-	-	-	-
SW2+UIC71	7342.9	-	-	-	-
SW2+SW0	6253.45	-	-	-	-
Démarrage	-	127.28	-	-	1559.18
Freinage UIC71	-	761.15	-	-	9324.09
Freinage SW2	-	252.88	-	-	3097.78
Lacet	-	-	100	1225	-
Séisme longitudinal	-	10235.74	-	-	125387.815
Séisme transversal	-	-	5873.03	71944.62	-

IX.2.5. Combinaison d'action à l'état limite accidentelle

Selon RPOA les combinaisons des forces sismiques orthogonale sont employés pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme :

$$E1 = Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez$$
$$E2 = Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez$$
$$E3 = Ez \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ey$$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z

Tableau. IX-7 Combinaisons sismiques pour la pile 9

Direction	Effort sismique (KN)	Moment sismique (KN.m)
Longitudinal (E1)	11997.65	146971.2
Transversal (E2)	8943.75	109560.96

IX.2.6. Combinaison des efforts

Les combinaisons les plus défavorables à prendre en compte sont :

- ELU : $1.35G + 1.45UIC71 + 1.45 * 0.8$ freinage UIC71 + P + T + 0.75 grad therm
- ELS: G + UIC71 + SW2 + 0.8 freinage UIC71 + T + P + 0.75 grad therm
- ELA : $\begin{cases} (L): G + 0.3UIC71 + Ex + 0.3Ey + T + P + 0.75 \text{ grad therm} \\ (T): G + 0.3UIC71 + 0.3Ex + Ey + T + P + 0.75 \text{ grad therm} \end{cases}$

Avec :

- G = CP+CCP

Tableau. IX-8 Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile

Cas	Fz (KN)	Mt (KN.m)	M_L(KN.m)
ELU	52737.7	11223.54	15544.5
ELS	38494.3	7728.85	10719.8
ELA	33291.4	98401.98	140977.2

✓ **Vérification des effets de second ordre**

$$\frac{lf}{h} > \max\left(15 ; \frac{20\ e1}{h}\right)$$

Avec :

- $e_1 = e_0 + ea$
- $e_0 = \frac{Mu}{Nu}$
- $ea = \max\left(2\text{ cm} ; \frac{l0}{250}\right)$

2 < 23.33 pas d'effet de second ordre

IX.2.7. Ferraillage de la pile

IX.2.7.1.Armatures longitudinales

La pile est soumise à la flexion déviée (un effort normal (N) et deux moments de flexion autour des axes (XOX) et (YOY) « Mx et My »).

Pour le calcul des armatures, on a utilisé l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTHER.

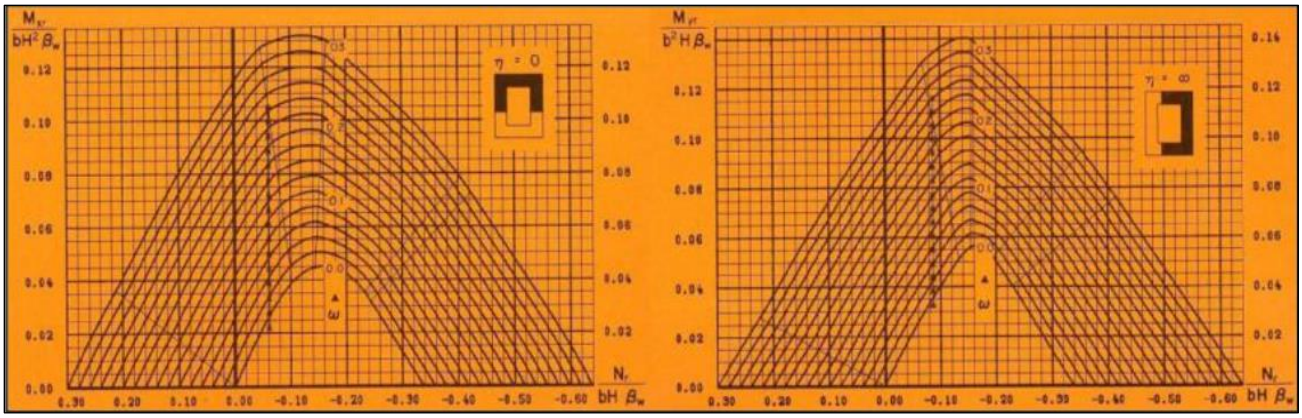


Fig.IX-5 Abaque de Walther

- **Condition d'orientation de la section**

$$\frac{ty}{h} < \frac{tx}{b}$$

$0.0727 < 0.142$ **condition vérifier**

Avec :

- b = 2.8m
- h = 5.5m
- tx = ty = 0,4m

Tableau. IX-9 ferraillage longitudinal de la pile

Formule	Résultats (ELA)
$n = \frac{N}{b\ H\ fck}$	0.072
$m_x = \frac{Mx}{b\ H^2\ fck}$	0.038
$m_y = \frac{My}{b^2\ H\ fck}$	0.05
$\omega = \frac{Fatot}{b\ H} \times \frac{\sigma s}{fck}$	$\omega\ (\eta = 0) = 0.16$
	$\omega\ (\eta = \infty) = 0.2$
F_{atot}	2125.2 cm^2

Avec :

- η : Effort intérieur relatif sans dimension
- ω : Degré mécanique d'armature totale
- mx, my : efforts intérieurs relatifs

- **Vérification de condition de non fragilité**

Selon BAEL 91 on a :

$$A_{smin} \geq 0.23\ b\ d\ \frac{ftj}{fe}$$

- ftj = 2.4 MPa
- fe = 500 MPa
- b = 2.8 m
- d = 0,9h = 4.95m

$$A_{smin} = 0.23 \times 4.95 \times 2.8 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4$$

$$\mathbf{A_{smin} = 153.014\ cm^2}$$

$$\mathbf{As > A_{smin}}$$

A l'aide de logiciel EXPERT BA 2010 (Annexe C), on compare les résultats et on opte pour les résultats de logiciel :

As1 = 743.82 cm² => HA32/e = 12cm (02 nappes)

As2 = 318.78 cm² => HA32/e = 12cm (02 nappes)

IX.2.7.2.Armatures transversales

$$At = \frac{Al \times fel}{16 \times fet} \times \frac{St\ (mm)}{100}$$

- St : représente l'espacement des armatures transversales en mm
- AL : est la section totale des armatures longitudinales.
- fel, fet : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

➢ **Espacement des armatures transversales :** selon l'RPOA

$St = Min\ (24Øt;\ 8Ø_{L;}\ 0.25d) \leq 25\ cm$

Tableau. IX-10 ferraillage transversale de la pile

Dimensions	**Pile 09**	
	Coté b	Coté h
Al	318.78	743.82
St	25	25
At	49.81	116.22
Øt	HA16/12cm	HA16/12cm

IX.2.7.3.Vérification de l'effort tranchant

Vu = 37.46MN

$$\tau_u = \frac{Vu}{b\,d} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \inf\left(\frac{0.15}{\gamma b} fcj;\ 4MPa\right)$$

$$\tau_u' = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

IX.3.Etude de la culée

Les culées sont les appuis de rive d'un pont, ce sont des éléments fondamentaux de l'infrastructure qui assure la liaison et la continuité entre l'ouvrage et le sol.

IX.3.1. Prédimensionnement de la culée

On choisit une culée remblayée

Selon le guide « Généralités fondations, appuis, ouvrages courants », les dimensions d'une culée remblayée doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Mur garde grève** $\begin{cases} h = h\ caisson + h\ ADP \\ e = \ Max\ (0{,}30m, \frac{h}{8}) \end{cases}$
- **Murs en retour** $\begin{cases} L = 7\ à\ 8m \\ e = \ 30\ à\ 45\ cm \end{cases}$

Tableau. IX-11 prédimensionnement de la culée

Eléments	Dimensions (m)
Mur frontal	L = 11.8
	e = 2.1
	h = 7.87
Mur garde grève	L =11.8
	e =0.5
	h =4
Mur en retour	e = 0.45
	h =12.1
Murette	L = 2.1
	e = 0.2
	h = 1
Semelle	Type : profonde Φ = 1.2 m L = 16
	Dimensions : 13.5x2.5x16

IX.3.2. Efforts dus à la culée

On s'intéresse à l'étude de la culée 01 :

➢ **Calcul du coefficient de poussée**

D'après RPOA ; Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques horizontale et verticale k_h, k_v.

- Kh = A = 0.25
- Kv = 0.3 Kh = 0.075

Sous séisme ; la poussée dynamique est calculée comme suit :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma\,(1 \pm Kv)\,H^2\,Kad$$

Avec :

- Kad : coefficient de poussée calculée par la formule de MONOBE-OKABE

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^2}$$

- $\theta = \text{arctg}\left(\frac{Kh}{1\pm Kv}\right)$
- $\varphi = 35^\circ$;angle de frottement interne du remblais sans cohésion
- $\beta = 0^\circ$;angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale
- H : la hauteur du mur ; H = 14.6m
- γr : le poids volumique des terres ; $\gamma = 20$ KN/m^3

Tableau. IX-12 calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Cas	Kv	Kh	θ °	Kad
Normal	0	0	0	0.27
Vertical+horizontal	0.075	0.25	13.09	0.45
Vertical+horizontal	-0.075	0.25	15.12	0.49
Horizontal	0	0.25	14.04	0.44

IX.3.2.1.Evaluation des efforts due à la culée

➢ **Sollicitations à vide (culée + remblais)**

Les résultats sont montrés dans **L'ANNEXE A**

➢ **Sollicitations en service (surcharges)**

Tableau. IX-13 Les surcharges agissants sur la culée

Charges	Culée 01					
	F_h (KN)	F_v (KN)	H (m)	V (m)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
CP+CCP	/	6057.1	2.75	/	16657.025	/
UIC71 (2V)	/	3634.4	2.75	/	9994.6	/
SW0 (2V)	/	2673.8	2.75	/	7352.95	/
SW2+UIC71	/	3387.5	2.75	/	9315.625	/
SW2+SW0	/	2906.9	2.75	/	7993.97	/
Freinage UIC71	268.5	/	/	10.37	/	2784.34
Température + grade therm	642.2	/	/	10.37	/	6659.71

➢ **Combinaisons de charges**

Tableau. IX-14 Combinaisons les plus défavorables sur la culée

Cas	Fh (KN)	Fv (KN)	H (m)	V(m)	M_R	M_S
ELU	332.3	17795.2	2.75	15.35	48936.8	-5100.80
ELS	247.8	12898.4	2.75	15.35	35470.6	-3803.73
ELA (1)	4555.9	10937	2.75	15.35	30076.75	-69933.07
ELA (2)	3450.6	10808.6	2.75	15.35	29723.65	-52966.71

IX.1.1. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.2.2.Mur frontal

Le mur frontal, considéré encastré dans la semelle, travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : poids propre de la superstructure, poussées des terres et les réactions dues au tablier.

A l'aide de logiciel ROBOT STRUCTURAL, on calcule le ferraillage de mur frontal, en considèrent une section qui travaille en flexion composée.

Le tableau suivant résume les combinaisons les plus défavorables.

Tableau. IX-15 Les sollicitations défavorables du mur frontal

	ELU	ELS	ELA long	ELA trans
N(KN/ml)	6975.17	4650.15	4656.02	6993.7
M(KN.m/m)	989.67	665.27	2762.7	1593.29

Les résultats donnés par EXPERT 2010 sont :

- Ferraillage vertical : **As = 21cm²** => 7HA20/ e = 12cm
- Ferraillage horizontal : **As = As /4 = 5.25 cm²** => 4HA14/ e = 25cm
- Armature de construction : **As = As /3 = 7cm²** => 4HA16/ e = 20cm

IX.3.2.3.Mur garde de grève

Le mur garde grève, est calculé en flexion simple sous l'effet des : Poussée des terres, poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève, Force de freinage.

➢ **Moment de la poussée des terres**

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, est :

$$Mp = P\,\frac{H}{3}$$

$$P = \frac{1}{2}\,\gamma\,Ka\,H^2$$

Avec :

- P : la poussée des terres.
- Ka : coefficient de poussée des terres, Ka = 0.27.
- γ : poids volumique du remblai, γ = 20 kN/m3 .
- H : hauteur du mur garde grève, H = 4 m.
- L : longueur du remblai, L = 1 m (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).

  P = 43.2 m

  Mp = 57.6 KN.m /ml (ELS)

  Mp = 77.76 KN.m /ml (ELU)

Tableau. IX-16 Moments des poussées des terres dynamiques

Cas	Kad	Pd	Mp
Normal	0.27	43.2	57.33
Vertical+horizontal	0.45	77.4	103.2
Vertical+horizontal	0.49	72.52	96.69
Horizontal	0.44	70.4	93.86

➢ **Moment dû à la force de freinage**

$$Mf = \frac{2\mu P h}{0.25+2h}$$

Avec :

- μ : coefficient de pondération, μ = 1 à l'ELS et μ = 1.45 à l'ELU.
- P : charge d'une roue du UIC71, P = 125 kN.

Mf = 121.21 KN.m/ml (ELS)

Mf = 175. 75KN.m/ml (ELU)

➢ **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur**

$$Mpc = \frac{12K}{0.75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}\,dx$$

$$K = Ka*\gamma*\delta$$

Avec :

- γ : coefficient de pondération, γ = 1.45 à l'ELU et γ = 1 à l'ELS.
- δ : coefficient de majoration dynamique, δ = 1

$$\frac{\mathbf{Mpc}}{\mathbf{k}} = \mathbf{11.026}$$

Tableau. IX-17 Moments d'une charge locale située en arrière du mur

Cas	Kad	K	Mpc (KN.m/ml)
Normal	0.27	0.4 (ELU) 0.27 (ELS)	4.41 2.98
Vertical+horizontal	0.45	0.45	4.96
Vertical+horizontal	0.49	0.49	5.4
Horizontal	0.44	0.44	4.85

Le moment total de l'encastrement est la somme des moments calculés précédemment :

- ELU = 293.95 KN.m/ml
- ELS = 206.62 KN.m/ml
- ELA = 229.37 KN.m/ml

Les résultats donnés par EXPERT 2010 sont :

- Armature principale : **As = 20.5 cm²** => 7HA20 / St = 14 cm
- Armature horizontal**: Ast = As/4 = 5.5 cm²** => 5HA12 / St = 25 cm
- Armature de construction : **As' = As/3 = 7.33 cm²** => 5HA12 / St = 20 cm

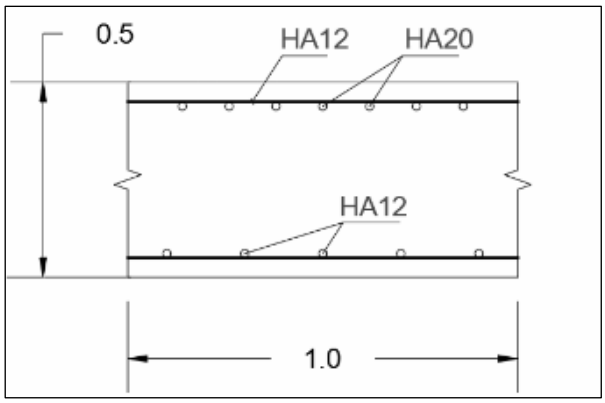


Fig.IX-6 Ferraillage mur garde grève

IX.3.2.4.Mur en retour

Le rôle de mur en retour est d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Le calcul se fait à l'aide de la modélisation avec logiciel ROBOT.

Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

Tableau. IX-1 Les sollicitations défavorables du mur en retour

	ELU	**ELS**	**ELA long**	**ELA trans**
M_{xx} (KN.m/m)	347.11	265.27	232.68	348.15
M_{yy} (KN.m/m)	308.17	240	207.60	310.23

Les résultats donnés par EXPERT 2010 sont :

- **Dans le sens de Mxx :**
- Ferraillage vertical : **As = 30.4cm²** => 7HA25/ e = 12 cm
- Armature de construction : **As = As /3 = 10.14cm²** =>4HA20/ e = 20 cm
- **Dans le sens de Myy :**
- Ferraillage vertical : **As = 27.3cm²** => 6HA25/ e = 15 cm
- Armature de construction : **As = As /3 = 9.1 cm²** => 5HA16/ e = 15 cm

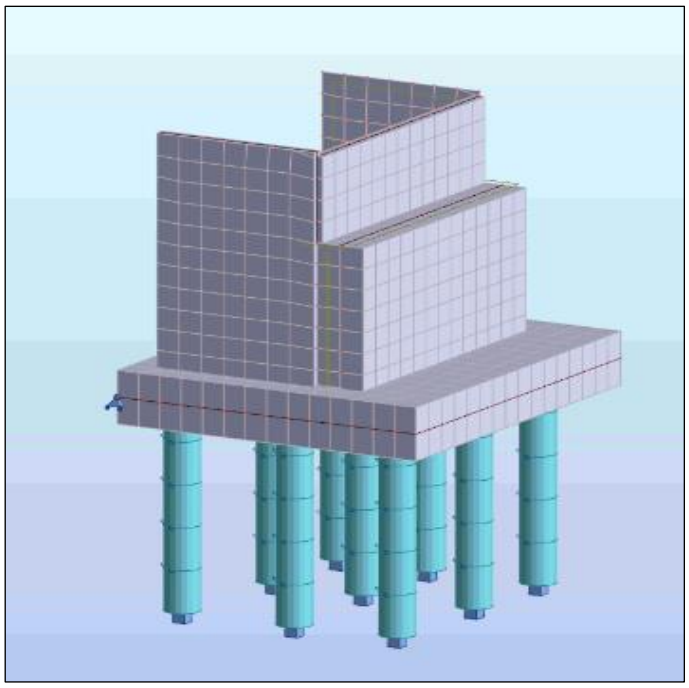


Fig.IX-7 Modélisation de la culée

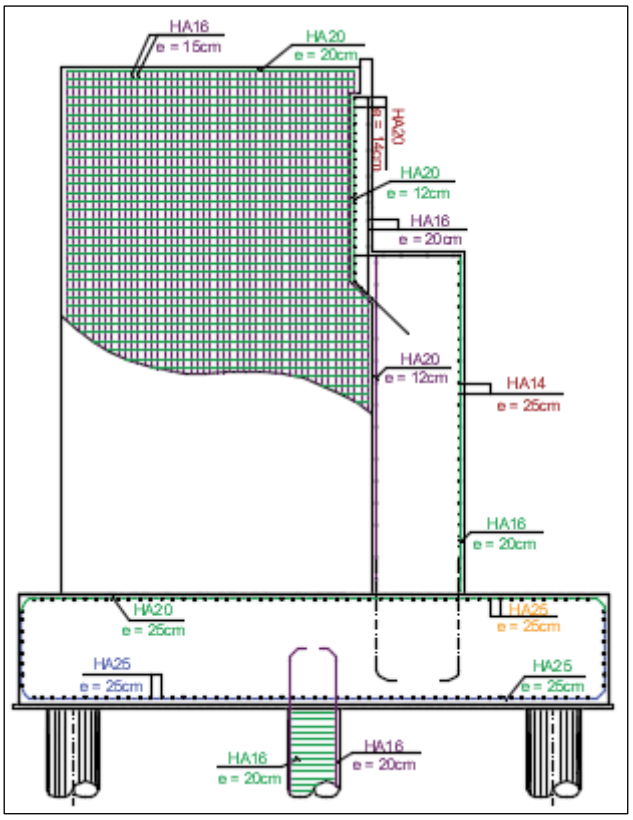


Fig.IX-8 Ferraillage de la culée

IX.4.Etude de fondation

IX.4.1. Etude de la semelle

Tableau. IX-189 Dimensions des semelles

Semelle sous de pile		Semelle sous culée	
Longueur	16	**Longueur**	16
Largeur	11.5	**Largeur**	13.5
Epaisseur	2.5	**Epaisseur**	2.5

D'après NF EN 1536 le diamètre des pieux est déterminé comme suit :

$$0.3m \leq Ø \leq 3m$$

On choisit : D = 1.5m

IX.4.1.1.Calcul des sollicitations

Le tableau suivant remue les sollicitations obtenues sous les combinaisons les plus défavorables :

Tableau. IX-2 Sollicitations sur les semelles

	Sous Pile				Sous culée			
Cas	N (KN)	H (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M_L(KN.m)	M_T (KN.m)
ELU	70314.5	1285.8	15544.5	12037.95	64106.72	332.3	5446.33	949.8
ELS	56071.1	886.4	10719.8	8298.05	59229.92	247.8	4723.56	656.72
ELA long	50868.2	12039.14	140977.2	76216.7	57268.55	4555.9	58015.41	15412.4
ELA trans	50817.3	8872.3	103689.2	98511.36	57140.12	3450.6	45901.32	23022.14

NB :

- L'effort N (Pile) = Charges vertical du tablier et ses surcharges + PP semelle + PP pile + PP du remblai qui surmonte.
- L'effort N (Culée) = Charges vertical du tablier et ses surcharges + PP semelle + PP culée + PP du remblai qui surmonte.

IX.4.1.2.Détermination de nombre du pieux

$$np = \frac{N\ max}{Qp}$$

Avec :

- N_{max} : Effort normal
- Qp : Capacite portante d'un pieux

➢ **Estimation de la capacité portante du pieu**

Apres consultation des résultats des essais pressiométrique du rapport géotechnique (ANNEXE C), on détermine les valeurs Qpu, Qsu.

➢ **Cas de la pile** $\begin{cases} N\,max = 56071.1\ KN \\ Qp = 5446.5\ KN \\ np = 10.29 \end{cases}$

Donc on prend : 12 pieux de 18m de profondeur.

➢ **Cas de la culée** $\begin{cases} N\,max = 59229.92\ KN \\ Qp = 7564.4\ KN \\ np = 7.83 \end{cases}$

Donc on prend : 9 pieux de 10m de profondeur.

IX.4.1.3.Effort revenant à chaque pieu

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx*Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My*X}{\sum X^2}$$

- n : nombre de pieux
- N : effort normal
- X, Y : distance des pieux par rapport l'axe de la semelle
- X = Y = 4.5m cas de la pile
- X = 6.75m; Y = 5.5m cas de la culée

Tableau. IX-21 Efforts revenant à chaque pieu

	Sous pile		**Sous culée**	
Cas	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)
ELU	6516.74	5202.34	7286.23	6959.71
ELS	5125.5	4219.6	6717.63	6444.57
ELA	7885	584.54	8179.9	4517.89

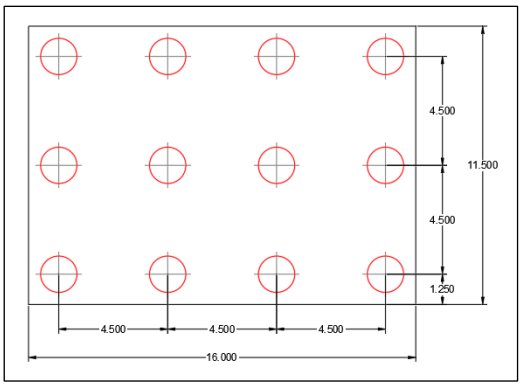


Fig.IX-9 Vue en plan de la semelle sous pile

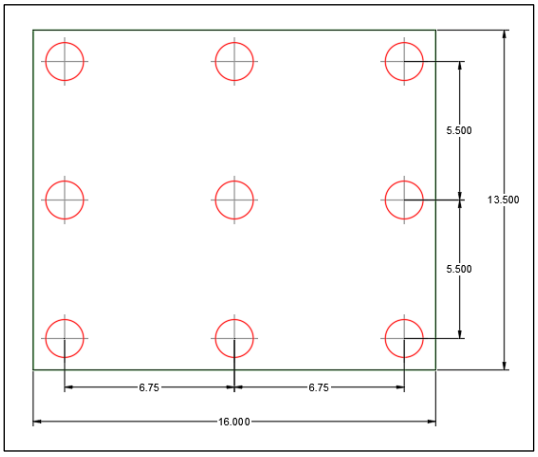


Fig.IX-10 Vue en plan de la semelle sous culée.

IX.4.2. Ferraillage de la semelle

➢ **La méthode des bielles**

Consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le poteau ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées. Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrées par des armatures placées à la partie inférieure des semelles

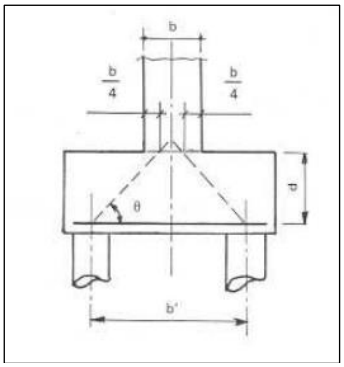


Fig.IX-11 Méthode des bielles

Condition à vérifier pour l'application de cette méthode :

$$\begin{cases} \mathbf{45 \leq \theta \leq 55} \\ \mathbf{h \geq} \dfrac{b'}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

Tableau. IX-22 Vérification de la méthode des bielles

Cas pile		**Cas culée**	
b' (m)	4.5	**b' (m)**	5.5
d (m)	2.25	**d (m)**	2.25
b (m)	2.8	**b (m)**	2.1
$\mathbf{tg\ \theta = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}}}$	55°	$\mathbf{tg\ \theta = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}}}$	45.3°
	Condition vérifier		**Condition vérifier**

D'après le document SETRA PP73 la section d'armature inferieure transversal de la semelle est déterminée par :

$$As = \frac{R}{\sigma} x \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau. IX-23 Ferraillage transversal de la semelle

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
N max (ELU) (KN)	6516.74	7455.94
N max (ELS)	5125.5	6798.57
N max (ELA)	7885	6823.18
σa (ELU) (MPa)	434.78	434.78
σa (ELS)	333.34	333.34
σa (ELA)	500	500
As (ELU) (cm^2)	92.93	151.62
As (ELS)	95.33	181.5
As (ELA)	**97.774**	**121.45**

NB : Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur L tel que : $L = h + \Phi_{pieu}$

$L = 4m$

Tableau. IX-24 Distribution des armatures de la semelle

	Formule	Cas de la pile	Cas de la culée
Armatures transversales inferieures (cm²)	As/4	24.44 (6HA25) e = 25cm	45.38 (7HA25) e = 25cm
Armatures transversales supérieures (cm²)	As/10	9.77(5HA16) e = 25cm	12.14 (4HA20) e = 25 cm
Armature longitudinales inferieures (cm²)	As/3	32.59 (7HA25) e = 25cm	60.5 (9HA25) e = 25cm
Armatures longitudinales supérieures (cm²)	As/3	32.59 (7HA25) e = 25cm	60.5 (9HA25) e = 25cm
Armatures latérales (cm²)	As/10	9.78 (5HA16) e = 25cm	18.15 (7HA16) e = 25cm

IX.4.3. Etude des pieux

Le pieu est un élément en béton armé soumis à la flexion composée. Son comportement dans le sol peut s'exprimer par l'équation différentielle suivante :

$$EI = \frac{d4y}{d4x} + C_u b_y$$

La solution de l'équation s'écrit sous la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cub}}$

- b : diamètre du pieu.
- Cu : module de réaction du sol = 15000t/m^3 (voir ANNEXE C)
- y : déplacement en tête du pieu.
- α : est la longueur élastique du pieu.
- E = 34179.56MPa
- I = 0.2485 m^4

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, dont les déplacements et les rotations en tête sont nuls (pieux encastrés en tête). Ce moment est déterminé par la méthode de WERNER

$$M = - \frac{\chi \theta P}{\chi \theta M} \times \frac{P}{\lambda}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cub}{4EI}}$$

- λ : coefficient d'amortissement du module de WERNER
- $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: coefficient déterminé à partir de l'abaque de WERNER en fonction de λ × L
- P : l'effort tranchant en tête du pieu, P = H/n
- n étant le nombre de pieux.

Tableau. IX-25 Détermination des coefficients de WERNER

	Cas de la pile	Cas de culée
λ	0.285	0.285
L (m)	18	10
$\chi_{\theta P}$	1.367	1.188
$\chi_{\theta M}$	1.602	1.5

Tableau. IX-26 Sollicitations en tête de pieux

	Cas de la pile			Cas de la culée		
	H(KN)	**$P/_{pieu}$ (KN)**	**M(KN.m)**	**H (KN)**	**$P/_{pieu}$ (KN)**	**M(KN.m)**
ELU	1285.8	107.15	-320.81	1051.74	116.86	-349.88
ELS	886.4	73.86	-221.14	780.72	86.74	-258.7
ELA	12039.14	1003.26	-3003.82	6629.44	736.60	-2205.42

IX.4.3.1.Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

Avec :

$$\frac{d}{D} = \frac{0.05}{1.5} = 0.03$$

- βw =30MPa : résistance caractéristique du béton =30MPa
- R : rayon du pieu
- d : l'enrobage de l'acier

Tableau. IX-27 Ferraillage des pieux

	Cas de la pile	Cas de la culée
N_{min} (KN)	584.54	4517.89
M_{max} (KN)	3003.82	2205.42
$\frac{M}{\pi R^2 D \beta w}$	0.037	0.027
$\frac{N}{\pi R^2 \beta w}$	0.011	0.085
ω	0.12	0.15
As = $\frac{\pi R^2 \beta w}{\sigma}$ (cm^2)	127.23	159.043
Choix des armatures	**26HA25 e = 15 cm**	**33HA25 e = 12 cm**

➢ **Armature transversal (cerces) :**

On assimile la section circulaire a une section rectangulaire (a x a) :
Il faut vérifier la condition :

$$\tau = \frac{V}{a\ d} \leq \tau_{adm}$$

➢ **Cas de la pile :**

- a = 1.08m
- τ = 0.95 MPa
- τ_{adm} = min (0.15 $\frac{fcj}{\gamma b}$; 4MPa) = 3.5 MPa
- $\tau < \tau_{adm}$ **Condition vérifier**

➢ **Cas de la culée :**

- τ = 0.7 MPa
- $\tau < \tau_{adm}$ **Condition vérifier**

➢ **Calcul de la section d'armature At :**

$$\frac{At}{St} \geq \frac{b0\ \gamma b\ (\tau - 0.3K)}{0.9fe}$$

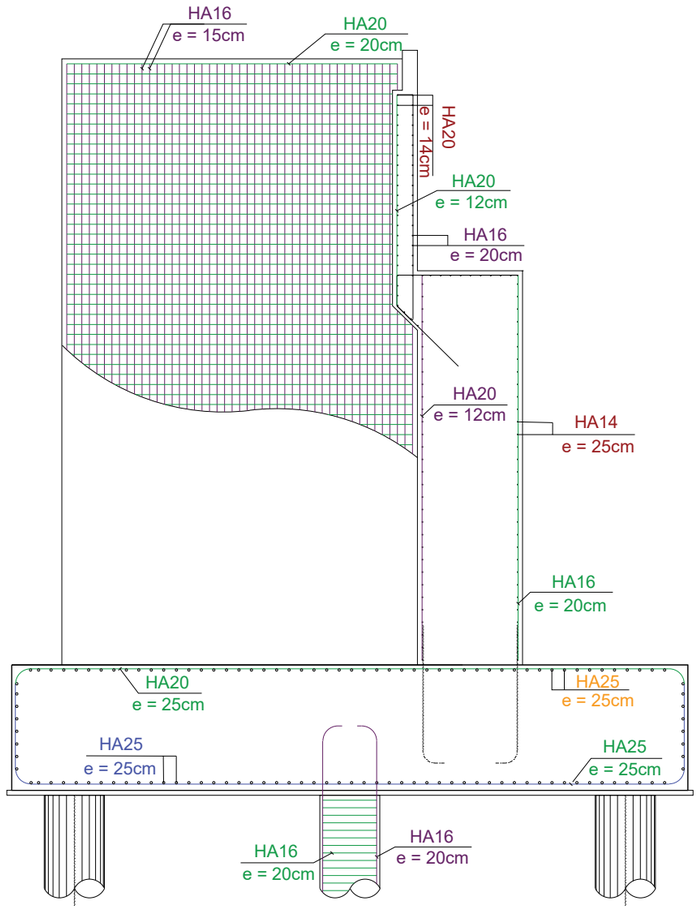
- K = 0

- On prend des cerces de HA14 avec un espacement de 15cm pour le pieux de la culée.
- On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12 cm dans la zone courante et un espacement 10cm de pour la zone de recouvrement.

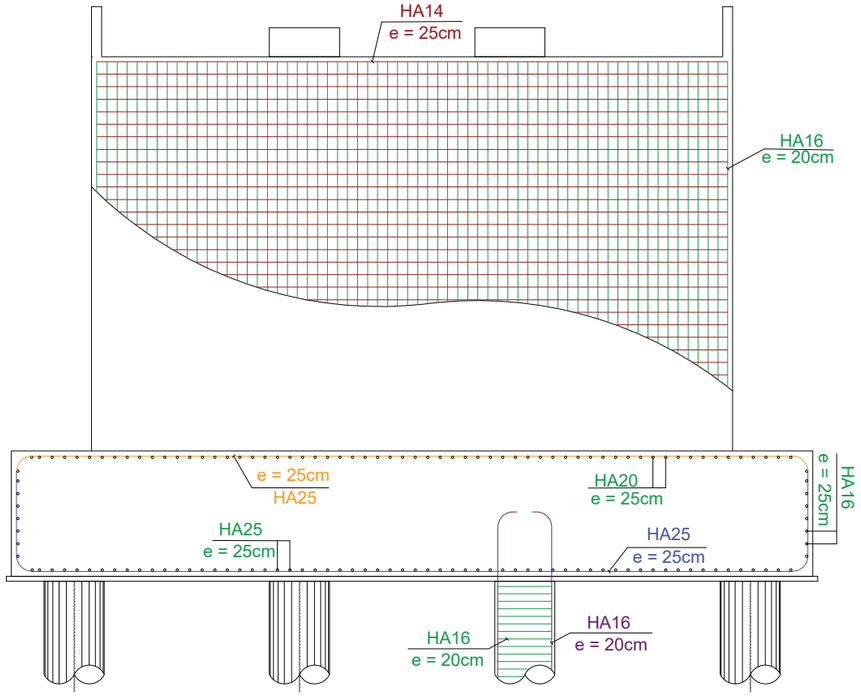
IX.5.Conclusion :

Le calcul de l'infrastructure d'un viaduc en tenant compte de l'effet sismique est vraiment compliqué et très important dans l'étude de l'ouvrage.

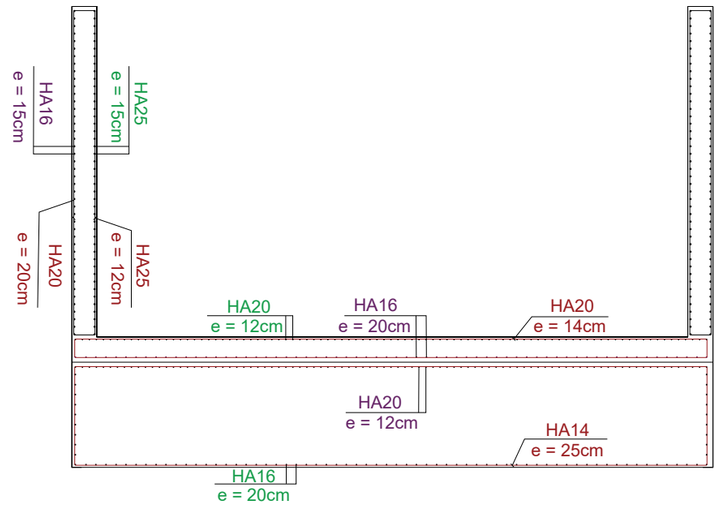
Coupe longitudinal de la culée Ech:1/75



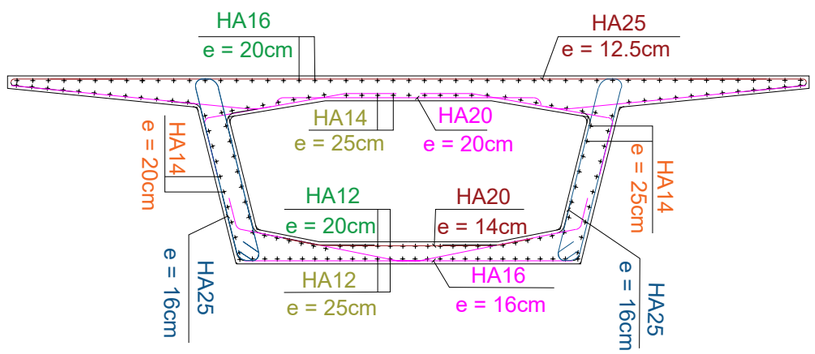
Vue en face de la culée Ech:1/75



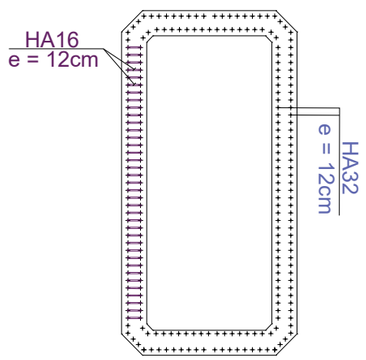
Vue en plan de la culée Ech:1/75



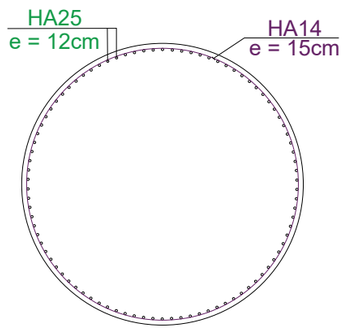
Coupe transversale du voussoir Ech:1/50



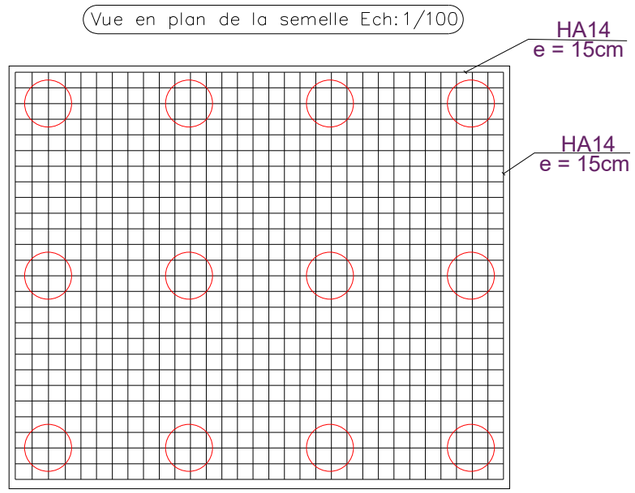
Coupe transversale de la pile Ech:1/50



Coupe transversale d'un pieu Ech:1/20



Vue en plan de la semelle Ech:1/100



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude d'un viaduc au niveau du PK 02+920 dans le cadre de projet de dédoublement de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR - BEJAIA	Bouarouri Tarek Bensebaa Besma	Mr.BEZZOU Samir	variable	Plan de Feraillage	2023/2024

CONCLUSION GENERALE

Après avoir terminé notre projet de fin d'étude intitulé « Etude d'un viaduc au niveau du PK 02+920 dans le cadre de projet de dédoublement de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR – BEJAIA », nous sommes arrivés à apprendre la démarche pour faire l'étude détaillée d'un pont construit par encorbellements successifs.

Le long de ce mémoire nous avons pris, de dimensionner, calculer et vérifier la variante adoptée à l'aide d'une bibliographie assez riche, de normes, de références, de cours et des logiciels de calcul et de modélisation : MIDAS-CIVIL, EXPERT BA 2010, AUTOCAD, MICROSOFT EXCEL, ROBOT STRUCTURAL, qui sont indispensable pour tout ingénieur moderne.

Cette occasion nous a permis aussi de noter que l'étude d'un pont met en pratique sur un cas réel les connaissances théoriques acquises durant notre cursus telle que la résistance des matériaux, béton armé, béton précontraint, le calcul des structures et la mécanique des sols.

En conclusion, nous espérons avoir fourni tout notre effort pour réussir ce travail, qui est le résultat de trois années d'études à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et qui constitue une étape essentielle pour une carrière professionnelle.

- CALGARO, J.A., Projet et construction des ponts, Généralités Fondations Appuis Ouvrages courants, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1987.
- Document SETRA, Guide de conception Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer, juin 2003.
- Document SETRA, Guide technique Appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer, novembre 2007.
- Document SETRA, Conception et choix des piles, appuis des tablier pp73, Octobre 1977.
- Document SETRA, Ponts en zone sismique Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8, Février 2012
- Dr. RENE WALTHER, abaque pour le dimensionnement des sections de béton armé, livre traite sous forme pdf par ZAHAR SALEM, ENSTP 2013.
- BENREDOUANE, M., Cours de Béton Armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger, 2018.
- AMIEUR, M., Cours de Pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger, 2018.
- La Précontrainte Freyssinet Le système de l'inventeur du béton précontraint, Avril 2010.
- Règles BPEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, avril 1992.
- Règles parasismiques applicable aux domaines des ouvrages d'arts RPOA, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, 2008.
- Code UIC 776-1, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rail, Août 2006.
- Code UIC 774-3, Interaction voie/ouvrage d'art Recommandation pour les calculs, Décembre 2000.
- https://pdf.directindustry.fr/pdf/mageba/brochure-reston-pot/38983-333167.html.
- www.freyssinet.com cipec_expansion_joints_brochure_0.pdf (freyssinet.com.au)

Tableau. A-1 Vérification des contraintes d'un demi-fléau en phase de construction.

X(m)	M(MN.m)	P(MN)	e	I(m^4)	S(m^2)	v	v'	σsup(MPa)	σinf(MPa)
0	109.35	53.978	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	5.69	5.71
1.16	89.83	44.342	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	4.67	4.69
3.545	67.82	33.477	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	3.53	3.54
5.93	48.90	24.138	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	2.54	2.55
8.315	33.08	16.328	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	1.72	1.72
10.7	20.35	10.044	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	1.06	1.06
13.085	10.71	5.288	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	0.55	0.55
15.47	4.17	2.060	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	0.21	0.21
17.855	0	0	0,8828	11.990	9.4688	1.1078	1.89	0	0.

Tableau. A-2 Vérification des contraintes de continuité pour la travée de rive en service

X(m)	M(MN.m)	P(MN)	e	I(m^4)	S(m^2)	V	V'	σsup(MPa)	σinf(MPa)
V1	7,272	3,11275	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	0,521	0,000
V2	22,244	9,52063	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	1,594	0,000
V3	31,303	13,39799	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	2,243	0,000
V4	50,440	21,58856	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,615	0,000
V5	54,578	23,35965	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,911	0,000
V6	62,88	23,55847	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,945	0,000
V7	51,799	22,17054	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,712	0,000
VC	44,826	19,18615	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,213	0,000
V8	43,526	18,62936	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,119	0,000
V9	36,958	15,8182	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	2,649	0,000
V10	26,632	11,39866	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	1,909	0,000
VC	12,496	5,34857	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	0,896	0,000
V culée	0	0	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	0,000	0,000

Tableau. A-3 Vérification des contraintes de continuité pour la travée principale+1/2 travée suivante en service

X(m)	M(MN.m)	P(MN)	e	I(m4)	S(m²)	v	v'	σsup (MPa)	σinf (MPa)
V1	26,50	11,343	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	1,899	0,000
V2	39,51	16,912	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	2,832	0,000
V3	51,60	22,086	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,698	0,000
V4	55,55	23,777	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,981	0,000
V5	57,50	24,609	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,121	0,000
V6	59,04	25,269	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,231	0,000
V7	65,79	25,796	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,319	0,000
Vc	60,27	25,795	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,319	0,000
V8	60,14	25,741	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,310	0,000
V9	58,71	25,127	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,207	0,000
V10	56,91	24,358	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	4,079	0,000
V11	55,69	23,835	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,991	0,000
V12	51,50	22,040	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	3,690	0,000
V13	38,51	16,483	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	2,760	0,000
V14	25,43	10,885	1,6672	11,99	9,4688	1,1078	1,8922	1,823	0,000
V1'	21,98	9,41	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,575	0,000
V2'	24,64	10,55	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,766	0,000
V3'	30,62	13,10	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,194	0,000
V4'	35,52	15,20	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,546	0,000
V5'	39,61	16,95	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,839	0,000
V6'	40,16	17,19	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,878	0,000
V7'	37,15	15,90	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,663	0,000

N.B : la vérification est effectuée pour la travée de rive + la travée principale + 1/2 travée suivante parce que les moments seraient identiques pour le reste des travées.

Tableau. A-4 Vérification des contraintes de continuité à vide

M(MN.m)	P(MN)	e	I(m4)	S(m²)	v	v'	σsup(MPa)	σinf(MPa)
15,26	6,53	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,093	0,000
20,53	8,79	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,472	0,000
23,26	9,96	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,667	0,000
28,27	12,10	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,026	0,000
30,41	13,02	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,180	0,000
30,01	12,85	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,151	0,000
27,06	11,58	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,939	0,000
26,59	11,38	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,906	0,000
23,35	9,99	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,673	0,000
17,07	7,31	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,223	0,000
26,13	11,18	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,873	0,000
28,81	12,33	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,065	0,000
28,57	12,23	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,048	0,000
28,01	11,99	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	2,007	0,000
27,54	11,79	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,974	0,000
24,52	10,50	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,757	0,000
18,97	8,12	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,359	0,000
17,50	7,49	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,255	0,000
16,80	7,19	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	1,204	0,000
13,55	5,80	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,971	0,000
7,74	3,31	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,555	0,000
4,43	1,90	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,317	0,000
1,67	0,71	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,119	0,000
10,80	4,62	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,774	0,000
1,06	0,45	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,076	0,000
3,52	1,50	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,252	0,000
5,17	2,21	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,370	0,000
6,49	2,78	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,465	0,000
7,92	3,39	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,567	0,000
6,79	2,91	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,487	0,000
3,13	1,34	1,6672	11,990	9,4688	1,1078	1,8922	0,224	0,000

Tableau. A-5 Sollicitation de la pile à lELU

Combinaison	Fz (KN)	Mt (KN.m)	M_L(KN.m)
1.35G+1.45 SW0+P+1.16 Frein SW0 +T	34530.4	4498.3	4861.3
1.35G+1.45(SW0+SW2) +1.16 Frein SW0 +P +T	35898.5	5321.2	5183.5

Tableau. A-6 Sollicitation de la pile à lELS

Combinaison	Fz (KN)	Mt (KN.m)	M_L(KN.m)
G+SW0+P+0.8 Frein SW0 +T	25173.3	3784.7	2715.5
G+(SW0+SW2) + 0.8 Frein SW0 +P +T	26898.1	4519.7	3272.8

Tableau. A-8 Résultats MIDAS-CIVIL 2022 pour l'analyse modal

Mode No	Frequency		Période	Tolérance
	(rad/sec)	(Cycle/sec)	(Sec)	
1	5.101942	0.811999	1.231528	3.9070e-243
2	5.598877	0.891089	1.122222	1.4095e-233
3	5.950543	0.947058	1.055901	1.2792e-226
4	6.656827	1.059467	0.943871	1.1258e-214
5	7.303530	1.162393	0.860294	4.9923e-204
6	8.042550	1.280012	0.781243	5.1893e-193
7	9.013095	1.434479	0.697117	6.3158e-179
8	10.071655	1.602954	0.623848	1.5875e-156
9	10.072422	1.603076	0.623801	3.7242e-157
10	10.082897	1.604743	0.623153	2.1154e-156
11	10.112494	1.609453	0.621329	1.0034e-157
12	10.169085	1.618460	0.617871	1.3291e-155
13	10.184325	1.620886	0.616947	6.5611e-157
14	10.321274	1.642682	0.608761	4.0253e-158
15	10.543390	1.678033	0.595936	8.0049e-158
16	10.871380	1.730234	0.577957	1.4583e-155
17	11.332386	1.803605	0.554445	1.9152e-152

18	11.579271	1.842898	0.542624	9.7681e-151
19	11.935663	1.899620	0.526421	1.2338e-148
20	12.680631	2.018185	0.495495	1.5016e-143

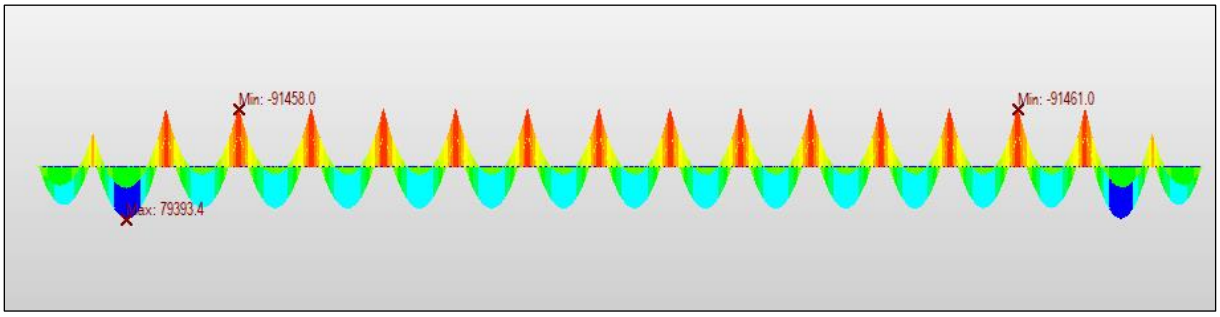
Tableau. A-8 Résultats de participation de l'analyse modale.

Mode No	**TRAN-X**		**TRAN-Y**		**TRAN-Z**	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	55.74	55.74	38.61	38.61	0.00	0.00
2	28.87	84.61	43.74	82.35	0.00	0.00
3	8.45	93.06	8.47	90.81	0.00	0.00
4	2.20	95.26	3.10	93.92	0.00	0.00
5	0.34	95.60	0.06	93.98	0.00	0.00
6	0.19	95.78	0.60	94.58	0.00	0.00
7	0.01	95.79	0.00	94.58	0.00	0.00
8	0.00	95.80	0.00	94.58	28.94	28.94
9	0.00	95.80	0.00	94.58	28.36	57.30
10	0.00	95.80	0.00	94.58	24.03	81.32
11	0.00	95.80	0.00	94.58	0.42	81.74
12	0.02	95.82	0.44	95.02	0.34	82.08
13	0.00	95.82	0.01	95.03	4.81	86.89
14	0.00	95.82	0.00	95.04	0.00	86.89
15	0.00	95.82	0.01	95.04	2.20	89.09
16	0.00	95.82	0.00	95.04	0.00	89.09
17	0.00	95.82	0.00	95.04	1.43	90.51
18	0.00	95.83	0.00	95.04	0.01	90.52
19	0.00	95.83	0.00	95.04	0.00	90.52
20	0.00	95.83	0.00	95.04	1.14	91.66

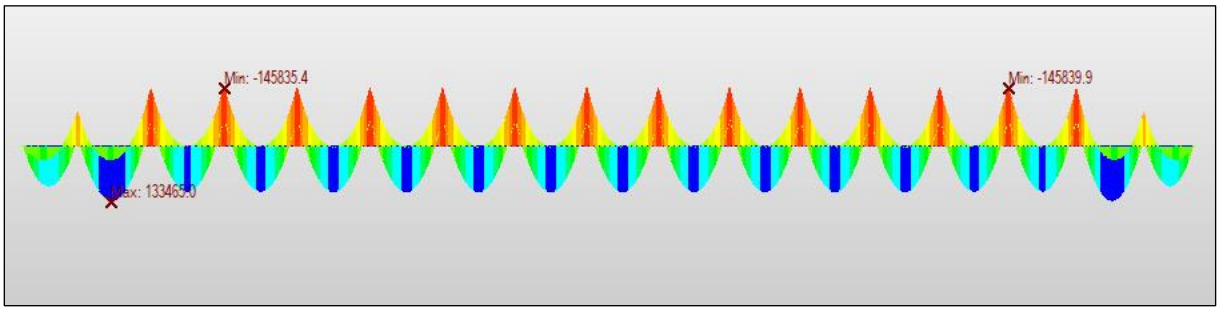
Tableau. A-8 Charges agissant sur la culée

Type de sollicitations	Éléments	p (t)	Efforts horizontaux εhxP(t)	Efforts verticaux (1 ± εv) xP (t)	Bras de levier « H » (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment de renversement (t.m)	Moment stabilisateur (t.m)
Poids propre	Mur garde grève	11.8x0.5x4x2.5 = 59	0,00	59,00	-1,10	12,37	0,00	-64,90
		59,00	14,75	63,43	-1,10	12,37	182,46	-69,77
		59,00	14,75	54,58	-1,10	12,37	182,46	-60,03
		59,00	14,75	59,00	-1,10	12,37	182,46	-64,90
	Mur frontal	2.1x7.87x11.8x2.5 = 487.5	0,00	487,50	-2,45	6,43	0,00	-1194,38
		487,50	121,88	524,06	-2,45	6,43	783,66	-1283,95
		487,50	121,88	450,94	-2,45	6,43	783,66	-1104,80
		487,50	121,88	487,50	-2,45	6,43	783,66	-1194,38
	Murette	0.2x2.1x1x2.5 = 1.05	0,00	1,05	-6,40	10,87	0,00	-6,72
		1,05	0,26	1,13	-6,40	10,87	2,85	-7,22
		1,05	0,26	0,97	-6,40	10,87	2,85	-6,22
		1,05	0,26	1,05	-6,40	10,87	2,85	-6,72
	Mur en retour	0.45x7.1x12.1x2.5 = 96.65	0,00	89,84	2,20	8,55	0,00	197,65
		96,65	22,46	103,90	2,20	8,55	192,03	228,58
		96,65	22,46	89,40	2,20	8,55	192,03	196,68
		96,65	22,46	89,84	2,20	8,55	192,03	197,65
	Semelle	2.5x13.5x16x2.5 = 1350	0,00	1350,00	0,00	1,25	0,00	0,00
		1350,00	337,50	1451,25	0,00	1,25	421,88	0,00
		1350,00	337,50	1248,75	0,00	1,25	421,88	0,00
		1350,00	337,50	1350,00	0,00	1,25	421,88	0,00
		12.1x8.2x11.8x2 = 2341.6	0,00	2341,60	2,65	8,55	0,00	6205,24

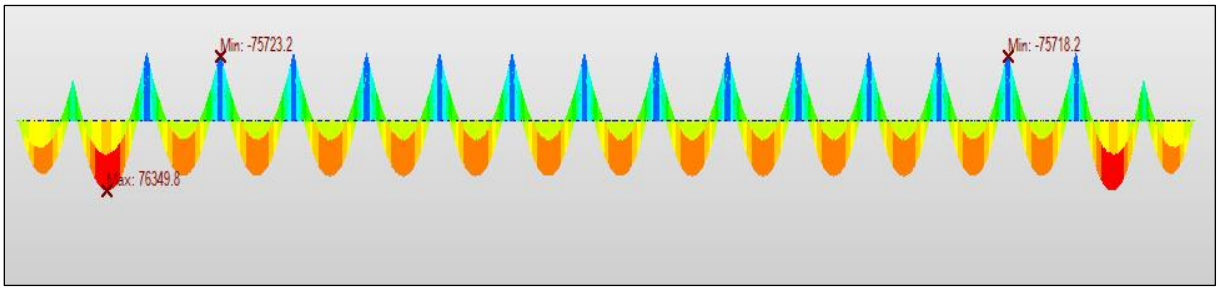
Poids des terres et surcharges	**Poids des terres sur la semelle**	2341,60	585,40	2517,22	2,65	8,55	5005,17	6670,63
		2341,60	585,40	2165,98	2,65	8,55	5005,17	5739,85
		2341,60	585,40	2341,60	2,65	8,55	5005,17	6205,24
	Poids des surcharges	1x11.8x8.2=96.79	0,00	96,79	2,65	14,60	0,00	256,49
		96,79	24,20	104,05	2,65	14,60	353,32	275,73
		96,79	24,20	89,53	2,65	14,60	353,32	237,26
		96,79	24,20	96,79	2,65	14,60	353,32	256,49
Poussé des terres	**Mur garde grève + frontal**	(1/2) x12.1²x0.27x2x11.8=466.46	466,47	466,46	/	6,53	3046,05	/
		777,44	777,44	835,75	/	6,53	5076,68	/
		846,54	846,54	783,05	/	6,53	5527,91	/
		760,16	760,16	760,16	/	6,53	4963,84	/
	Semelle	(1/2) x2.5²x0.27x2x11.8 = 19.91	19,92	19,91	/	1,67	33,27	/
		33,19	33,19	35,68	/	1,67	55,43	/
		36,14	36,14	33,43	/	1,67	60,35	/
		32,45	32,45	32,45	/	1,67	54,19	/
Poussé des surcharges	**Mur garde grève + frontal**	1x12.1x11.8x0.27=38.55	38,56	38,55	/	8,55	329,69	/
		64,25	64,25	69,07	/	8,55	549,34	/
		69,96	69,96	64,71	/	8,55	598,16	/
		62,82	62,82	62,82	/	8,55	537,11	/
	Semelle	1x2.5x11.8x0.27=7.96	7,97	7,96	/	1,25	9,96	/
		12,98	12,98	13,95	/	1,25	16,23	/
		14,45	14,45	13,37	/	1,25	18,06	/
		12,98	12,98	12,98	/	1,25	16,23	/
Totaux	/		532,92	4958,66	/	/	3418,97	5426,65
			1994,31	5719,48	/	/	12639,03	5869,42
			2073,54	4994,70	/	/	13145,84	5063,09
			1974,86	5294,19	/	/	12512,73	5447,58



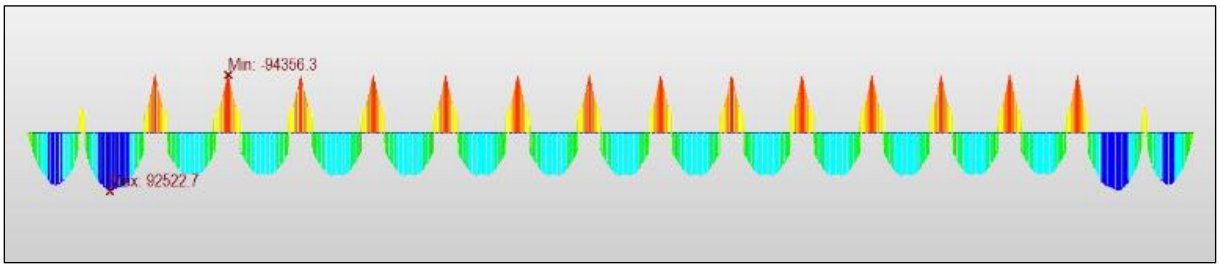
Moment longitudinal sous la combinaison G+Eeq+UIC71



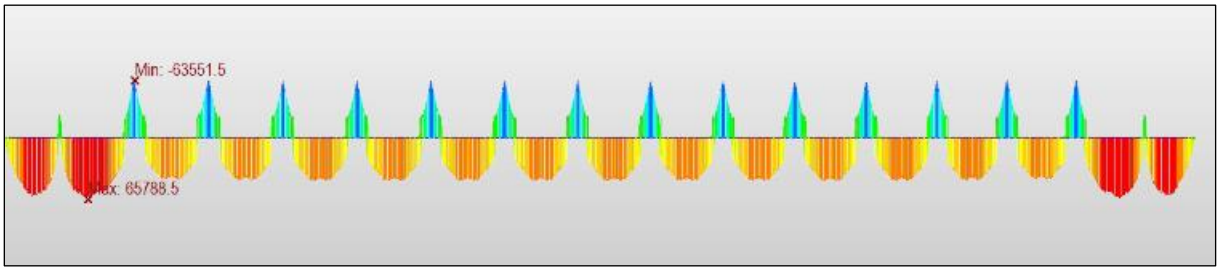
Moment longitudinal sous la combinaison 1.35(G+Eeq) +1.45UIC71



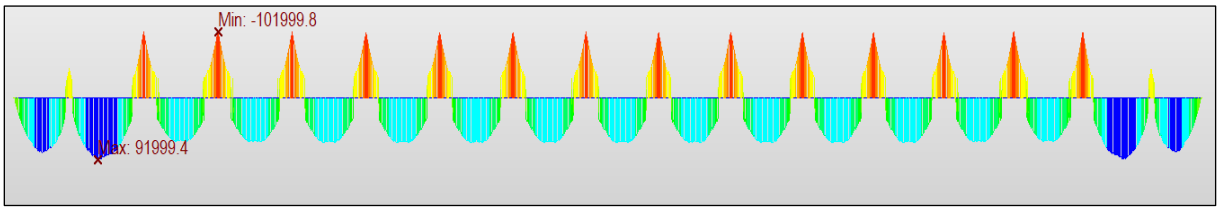
Moment longitudinal sous la combinaison G+SW0



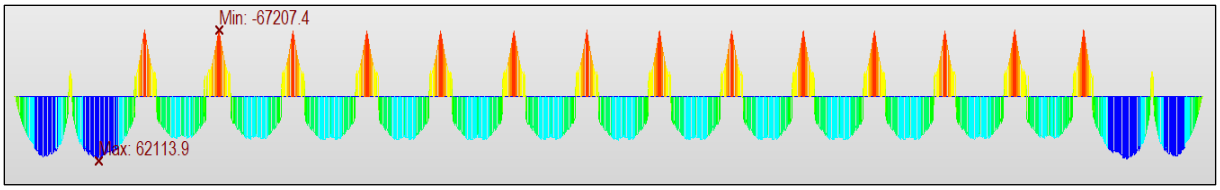
Moment longitudinal sous la combinaison 1.35(G + Eeq) + 1.45(UIC 71 + SW2) +1.16frein UIC71 + P + 0.35T + grad therm



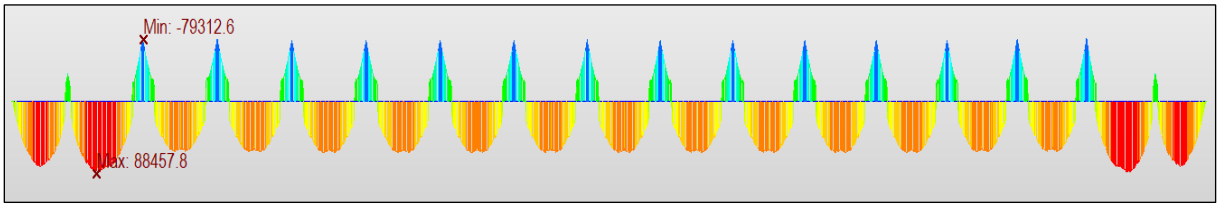
Moment longitudinal sous la combinaison (G + Eeq) + (UIC 71 + SW2) + 0.8frein UIC71 + P + 0.35T + grad therm.



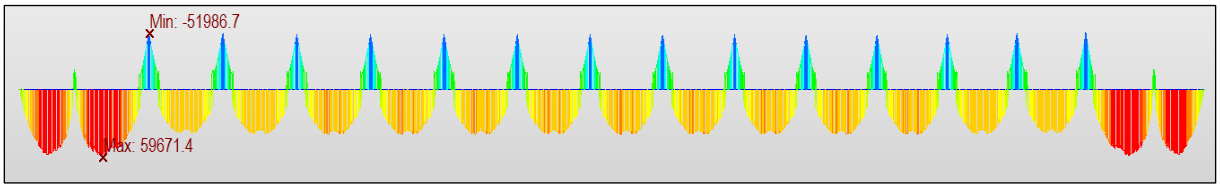
Moment longitudinal sous la combinaison 1.35(G + Eeq) + 1.45UIC 71 (2V) +1.16frein UIC71 + P + 0.35T + grad therm



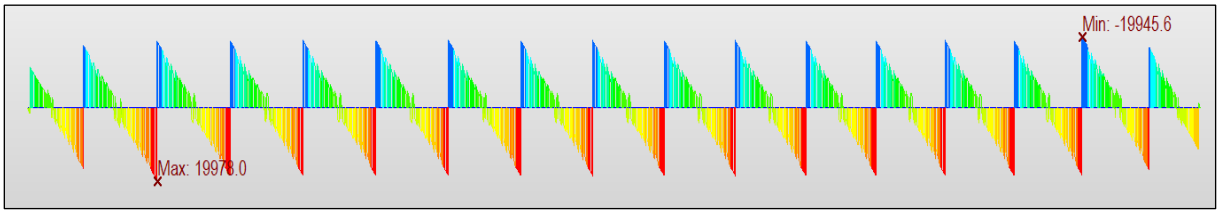
Moment longitudinal sous la combinaison (G + Eeq) + UIC 71 (2V) + 0.8frein UIC71 + P + 0.35T + grad therm



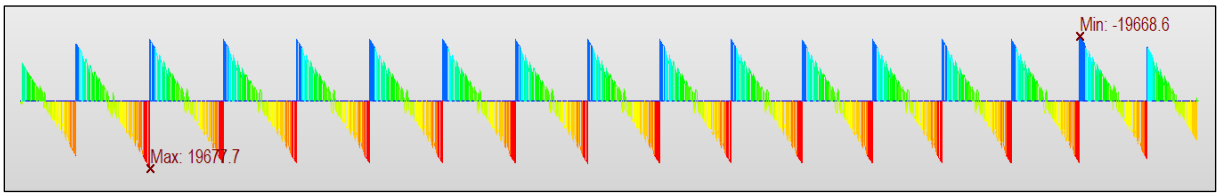
Moment longitudinal sous la combinaison 1.35(G + Eeq) + 1.45 SW0 (2V) +1.16frein SW0+ P + 0.35T + grad therm



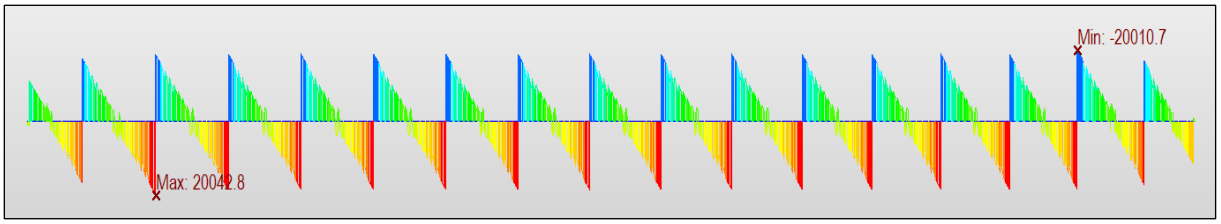
Moment longitudinal sous la combinaison (G + Eeq) + SW0 (2V) + 0.8 frein SW0+ P + 0.35T + grad therm



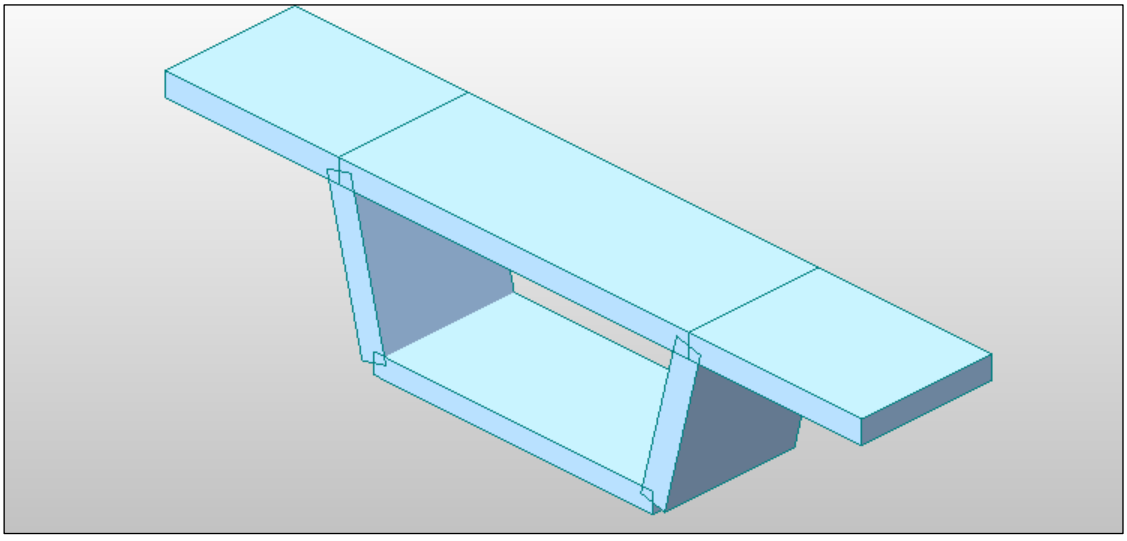
Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35(G + Eeq) + 1.45UIC 71 (2V) +1.16frein UIC71 + P + 0.35T + grad therm



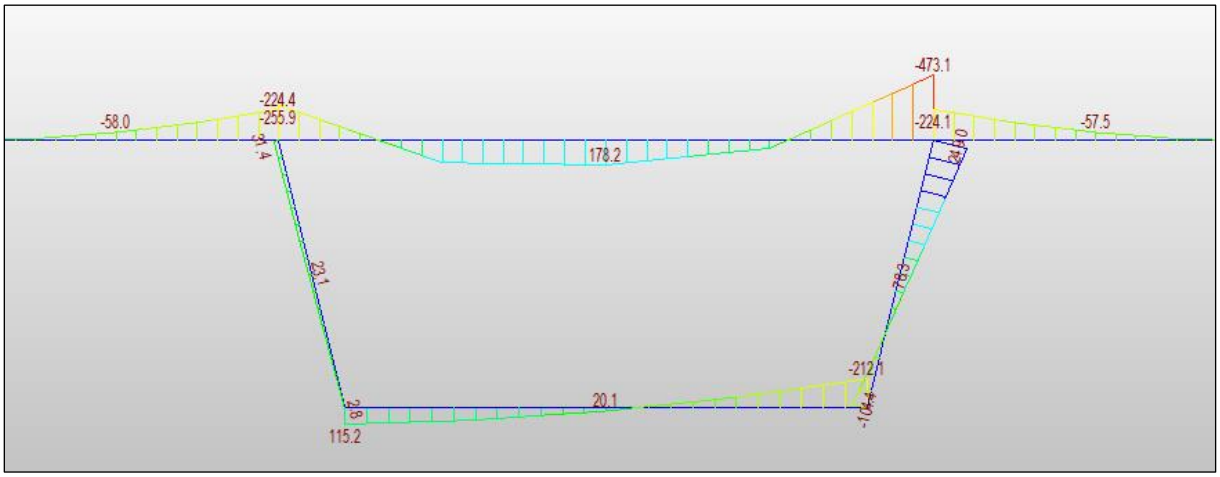
Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35(G + Eeq) + 1.45 SW0 (2V) +1.16frein SW0+ P + 0.35T + grad therm



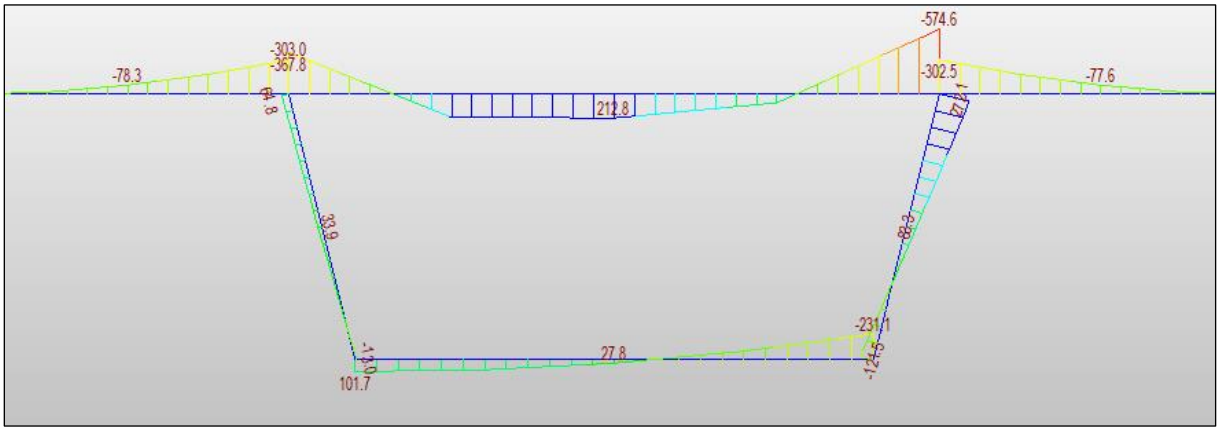
Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35(G + Eeq) + 1.45(UIC 71 + SW2) +1.16frein UIC71 + P + 0.35T + grad therm



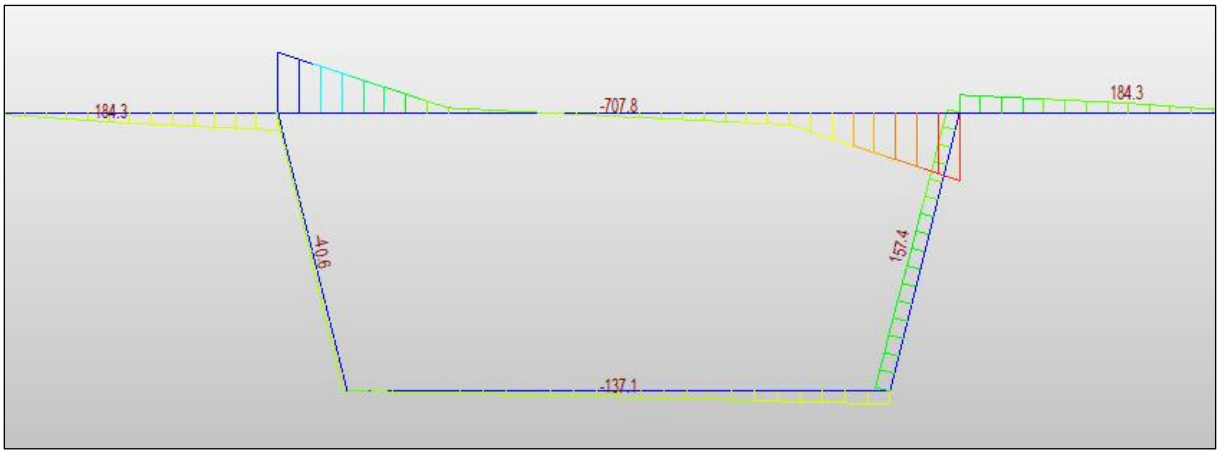
Coupe transversale



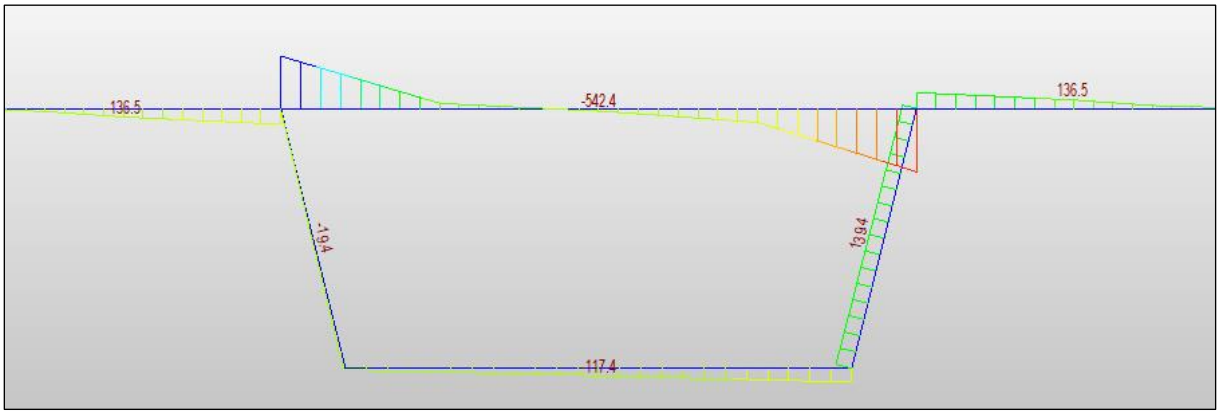
Moment sous la combinaison G+Eeq+UIC71+0.5Frein+lacet+deraillement int



Moment sous la combinaison 1.35(G+Eeq) +1.45UIC71+0.5Frein+lacet



Effort tranchant sous la combinaison 1.35(G+Eeq) +1.45UIC71+0.5Frein+lacet



Effort tranchant sous la combinaison G+Eeq+UIC71+0.5Frein+lacet+deraillement int

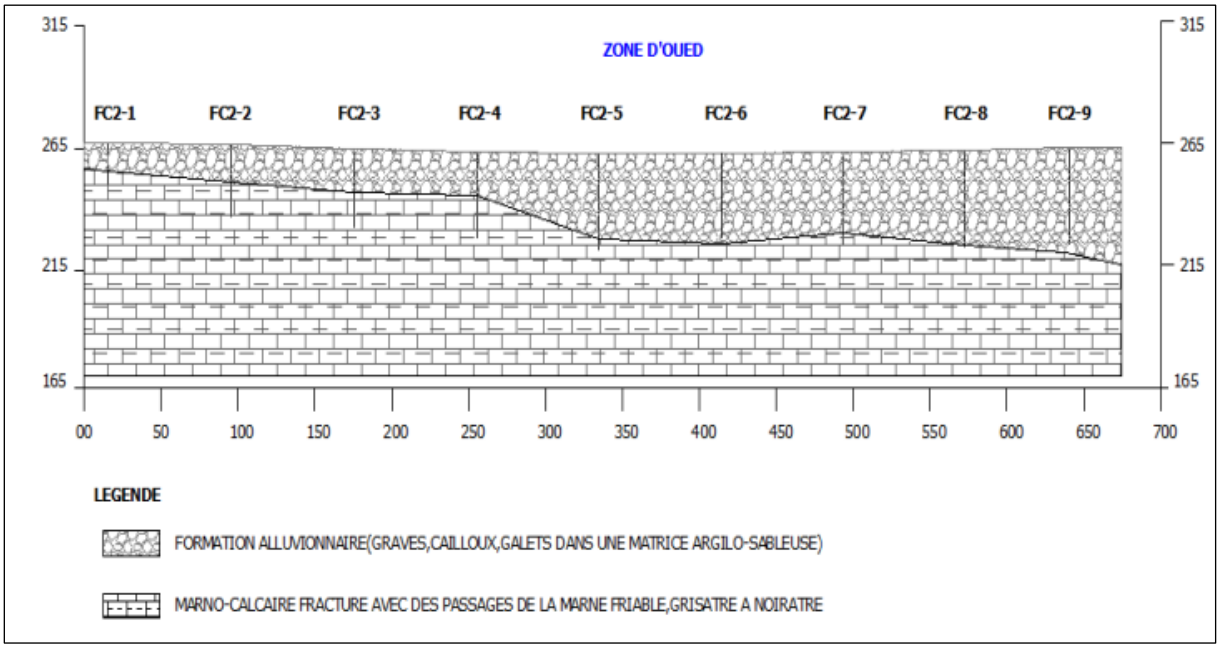


Fig. B-1 Coupe longitudinale des sondages carottés

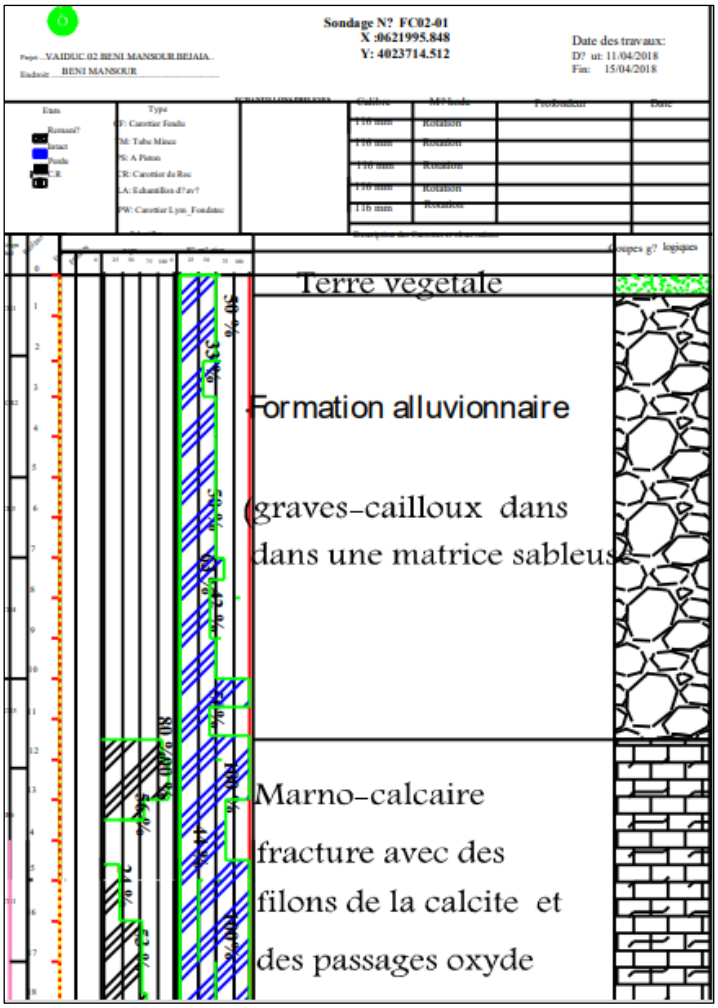


Fig. B-2 sondages carottés



Fig. B-3 caisses à carotte

Sondage	Matériaux	
	Prof. (m)	Description
FC-2-1	0.00~0.30 0.30~11.60 11.60~20.00	- Terre végétale - Formation alluvionnaire (graves , cailloux dans une matrice sableuse) - Calcaire marneux fracturé avec des filonets de la calcite et des passages oxydés

FC-2-5	0.00 – 0.60 0.60 – 9.00 9.00 – 30.00 30.00 – 35.00 35.00 – 40.00	- Terre végétale - Formation alluvionnaire fine(sable cailloux et grave). - Formation alluvionnaire grossiere(graves , cailloux blocs dans une matrice asableuse) - Marno calcaire grisatre très fracturé. - Marne mi dure fracturée

Fig. B-4 Résultat des sondages carottés culée 1, pile 9.

TABLEAU I. — Récapitulatif des différentes valeurs de C

	Nature du sol	C (t/m^3)
1	terrain légèrement tourbeux et marécageux	500- 1 000
2	terrain essentiellement tourbeux et marécageux	1 000- 1 500
3	sable fin	1 000- 1 500
4	remblais d'humus, sable et gravier	1 000- 2 000
5	sol argileux détrempé	2 000- 3 000
6	sol argileux humide	4 000- 5 000
7	sol argileux sec	6 000- 8 000
8	sol argileux très sec	10 000
9	terrain compacté contenant de l'humus du sable et peu de pierres	8 000-10 000
10	même nature que ci-dessus avec beaucoup de pierres	10 000-12 000
11	gravier fin et beaucoup de sable fin	8 000-10 000
12	gravier moyen et sable fin	10 000-12 000
13	gravier moyen et sable grossier	12 000-15 000
14	gros gravier et sable grossier	15 000-20 000
15	gros gravier et peu de sable	15 000-20 000
16	gros gravier et peu de sable mais très compacté	20 000-25 000

Fig. B-5 Module de réaction du sol Cu

Tableau. B-1 Charge de la culée

z	qsl	qpl	QS	QP	Q-Fluage	Q-ELS - QP	Q-ELS - RARE	Q-ELU - FOND	Q-ELU - ACC
0.000	38.99	1999.50	0.0	2261.4	1130.7	814.1	1017.6	1605.6	1876.9
-1.000	38.99	3189.00	147.0	3606.7	1906.2	1371.9	1717.1	2665.1	3115.6
-1.000	38.99	3189.00	147.0	3606.7	1906.2	1371.9	1717.1	2665.1	3115.6
-1.000	120.00	5609.50	147.0	6344.1	3275.0	2357.4	2948.9	4608.7	5387.6
-2.000	120.00	7393.80	599.4	8362.2	4600.7	3310.1	4146.6	6362.7	7438.1
-2.000	120.00	7393.80	599.4	8362.2	4600.7	3310.1	4146.6	6362.7	7438.1
-2.000	120.00	8179.70	599.4	9251.0	5045.1	3630.1	4546.6	6993.8	8175.8
-3.000	120.00	8725.30	1051.8	9868.1	5670.3	4078.4	5113.8	7753.1	9063.5
-3.000	120.00	8725.30	1051.8	9868.1	5670.3	4078.4	5113.8	7753.1	9063.5
-3.000	120.00	8926.30	1051.8	10095.0	5783.9	4160.2	5216.1	7914.5	9252.1
-4.000	120.00	8673.10	1504.2	9809.0	5957.4	4283.3	5376.7	8032.3	9389.9
-4.000	120.00	8673.10	1504.2	9809.0	5957.4	4283.3	5376.7	8032.3	9389.9
-4.000	160.00	8587.40	1504.2	9712.1	5909.0	4248.4	5333.1	7963.5	9309.5
-5.000	160.00	7844.80	2107.3	8872.2	5911.2	4247.7	5341.2	7795.5	9113.0
-5.000	160.00	7844.80	2107.3	8872.2	5911.2	4247.7	5341.2	7795.5	9113.0
-5.000	120.00	7489.30	2107.3	8470.2	5710.2	4102.9	5160.3	7510.0	8779.4
-6.000	120.00	6862.40	2559.7	7761.2	5672.4	4073.9	5130.8	7327.9	8566.4
-6.000	120.00	6862.40	2559.7	7761.2	5672.4	4073.9	5130.8	7327.9	8566.4
-6.000	160.00	6605.80	2559.7	7471.0	5527.3	3969.4	5000.2	7121.8	8325.5
-7.000	160.00	6715.00	3162.9	7594.4	6011.3	4315.5	5441.8	7637.7	8928.6
-7.000	160.00	6715.00	3162.9	7594.4	6011.3	4315.5	5441.8	7637.7	8928.6
-7.000	120.00	6725.70	3162.9	7606.6	6017.3	4319.8	5447.2	7646.3	8938.7
-8.000	120.00	7625.60	3615.3	8624.4	6842.9	4912.4	6194.8	8690.2	10159.0
-8.000	120.00	7625.60	3615.3	8624.4	6842.9	4912.4	6194.8	8690.2	10159.0
-8.000	160.00	8081.80	3615.3	9140.3	7100.9	5098.2	6426.9	9056.5	10587.0
-9.000	160.00	8616.10	4218.5	9744.5	7825.2	5617.3	7084.9	9913.7	11589.0
-9.000	160.00	8616.10	4218.5	9744.5	7825.2	5617.3	7084.9	9913.7	11589.0
-9.000	160.00	8812.90	4218.5	9967.1	7936.5	5697.4	7185.1	10072.0	11774.0
-10.000	160.00	8799.70	4821.7	9952.2	8351.3	5993.6	7564.4	10489.0	12262.0
-10.000	160.00	8799.70	4821.7	9952.2	8351.3	5993.6	7564.4	10489.0	12262.0
-10.000	160.00	8794.00	4821.7	9945.8	8348.1	5991.3	7561.5	10485.0	12257.0
-11.000	160.00	8780.80	5424.9	9930.8	8762.8	6287.5	7940.8	10903.0	12745.0
-11.000	160.00	8780.80	5424.9	9930.8	8762.8	6287.5	7940.8	10903.0	12745.0
-11.000	160.00	8775.10	5424.9	9924.4	8759.6	6285.2	7937.9	10898.0	12740.0
-12.000	160.00	8761.90	6028.1	9909.4	9174.4	6581.4	8317.2	11316.0	13228.0
-12.000	160.00	8761.90	6028.1	9909.4	9174.4	6581.4	8317.2	11316.0	13228.0
-12.000	160.00	8756.20	6028.1	9903.0	9171.1	6579.1	8314.3	11311.0	13223.0
-13.000	160.00	8743.00	6631.2	9888.1	9585.9	6875.3	8693.6	11729.0	13711.0
-13.000	160.00	8743.00	6631.2	9888.1	9585.9	6875.3	8693.6	11729.0	13711.0
-13.000	160.00	8737.30	6631.2	9881.6	9582.7	6873.0	8690.7	11724.0	13706.0

Tableau. B-2 Charge de la pile 9.

-4.000	40.00	2710.10	741.2	3065.0	2051.3	1474.0	1853.6	2702.4	3159.1
-4.000	80.00	2995.40	741.2	3387.7	2212.7	1590.1	1998.8	2931.5	3426.9
-5.000	80.00	2811.10	1042.8	3179.3	2319.6	1665.9	2098.1	2997.7	3504.3
-5.000	80.00	2811.10	1042.8	3179.3	2319.6	1665.9	2098.1	2997.7	3504.3
-5.000	40.00	2727.20	1042.8	3084.4	2272.1	1631.8	2055.4	2930.3	3425.6
-6.000	40.00	2498.10	1193.6	2825.3	2248.2	1613.9	2035.3	2853.4	3335.7
-6.000	40.00	2498.10	1193.6	2825.3	2248.2	1613.9	2035.3	2853.4	3335.7
-6.000	39.88	2160.30	1193.6	2443.2	2057.1	1476.3	1863.3	2582.1	3018.5
-7.000	39.88	2595.70	1343.9	2935.6	2408.5	1728.8	2181.1	3038.5	3552.0
-7.000	39.88	2595.70	1343.9	2935.6	2408.5	1728.8	2181.1	3038.5	3552.0
-7.000	80.00	3089.80	1343.9	3494.4	2687.9	1929.9	2432.6	3435.2	4015.8
-8.000	80.00	3531.90	1645.5	3994.5	3149.1	2260.8	2850.7	4004.4	4681.2
-8.000	80.00	3531.90	1645.5	3994.5	3149.1	2260.8	2850.7	4004.4	4681.2
-8.000	80.00	3704.30	1645.5	4189.5	3246.6	2331.0	2938.4	4142.8	4843.0
-9.000	80.00	3854.40	1947.1	4359.3	3542.6	2542.9	3207.8	4477.5	5234.3
-9.000	80.00	3854.40	1947.1	4359.3	3542.6	2542.9	3207.8	4477.5	5234.3
-9.000	80.00	3907.50	1947.1	4419.3	3572.6	2564.5	3234.8	4520.1	5284.1
-10.000	80.00	4123.50	2248.7	4663.6	3905.9	2803.2	3537.8	4907.7	5737.2
-10.000	80.00	4123.50	2248.7	4663.6	3905.9	2803.2	3537.8	4907.7	5737.2
-10.000	80.00	4240.70	2248.7	4796.1	3972.1	2850.9	3597.4	5001.8	5847.2
-11.000	80.00	4018.20	2550.3	4544.5	4057.4	2911.2	3677.2	5037.3	5888.7
-11.000	80.00	4018.20	2550.3	4544.5	4057.4	2911.2	3677.2	5037.3	5888.7
-11.000	80.00	3920.70	2550.3	4434.2	4002.3	2871.4	3627.6	4959.0	5797.1
-12.000	80.00	3415.50	2851.9	3862.9	3927.7	2816.6	3563.5	4767.5	5573.2
-12.000	80.00	3415.50	2851.9	3862.9	3927.7	2816.6	3563.5	4767.5	5573.2
-12.000	40.00	2629.60	2851.9	2974.0	3483.3	2496.6	3163.5	4136.3	4835.5
-13.000	40.00	2683.90	3002.7	3035.4	3619.6	2594.1	3287.6	4287.0	5011.6
-13.000	40.00	2683.90	3002.7	3035.4	3619.6	2594.1	3287.6	4287.0	5011.6
-13.000	80.00	3291.20	3002.7	3722.3	3963.0	2841.4	3596.7	4774.7	5581.7
-14.000	80.00	3734.50	3304.3	4223.7	4424.8	3172.6	4015.4	5344.8	6248.2
-14.000	80.00	3734.50	3304.3	4223.7	4424.8	3172.6	4015.4	5344.8	6248.2
-14.000	80.00	3889.20	3304.3	4398.6	4512.3	3235.6	4094.1	5469.0	6393.4
-15.000	80.00	4581.40	3605.8	5181.5	5114.8	3668.3	4639.4	6239.0	7293.5
-15.000	80.00	4581.40	3605.8	5181.5	5114.8	3668.3	4639.4	6239.0	7293.5
-15.000	80.00	4919.60	3605.8	5564.0	5306.1	3806.0	4811.5	6510.6	7610.9
-16.000	80.00	5255.60	3907.4	5944.0	5707.2	4093.6	5175.6	6994.5	8176.7
-16.000	80.00	5255.60	3907.4	5944.0	5707.2	4093.6	5175.6	6994.5	8176.7
-16.000	80.00	5396.20	3907.4	6102.9	5786.7	4150.8	5247.1	7107.3	8308.6
-17.000	80.00	5226.70	4209.0	5911.3	5902.0	4232.6	5353.9	7185.4	8399.9
-17.000	80.00	5226.70	4209.0	5911.3	5902.0	4232.6	5353.9	7185.4	8399.9
-17.000	80.00	5116.80	4209.0	5787.0	5839.8	4187.8	5297.9	7097.2	8296.7
-18.000	80.00	5029.40	4510.6	5688.2	6001.5	4303.1	5446.5	7241.1	8465.0
-18.000	80.00	5029.40	4510.6	5688.2	6001.5	4303.1	5446.5	7241.1	8465.0
-18.000	80.00	5046.20	4510.6	5707.1	6011.0	4309.9	5455.0	7254.6	8480.7
-19.000	80.00	4836.90	4812.2	5470.5	6103.8	4375.5	5541.5	7300.7	8534.6
-19.000	80.00	4836.90	4812.2	5470.5	6103.8	4375.5	5541.5	7300.7	8534.6
-19.000	80.00	4675.10	4812.2	5287.4	6012.3	4309.6	5459.2	7170.7	8382.7
-20.000	80.00	4924.80	5113.8	5569.9	6364.6	4562.1	5779.3	7585.4	8867.4
-20.000	80.00	4924.80	5113.8	5569.9	6364.6	4562.1	5779.3	7585.4	8867.4
-20.000	80.00	5091.90	5113.8	5758.8	6459.1	4630.1	5864.3	7719.5	9024.3

Méthodologie de calcul :

Tableau. B-3 Qmax et Qmin pour chaque état limite

Etat limite	Q max	Qmin
ELU : fondamentales	Qu / 1.4	- Qtu / 1.4
ELS : quasi permanante	Qc / 1.4	- Qtc / 1.4
ELA : sismiques	Qu / 1.2	- Qtu / 1.3

- Qu : charge limite en compression du pieu, Qu = Qpu + Qsu.
- Qtu : charge limite en traction du pieu, Qtu = Qsu.
- Qc : charge de fluage en compression, Qc = 0.5 Qpu + 0.7 Qsu.
- Qtc : charge de fluage en traction, Qtc = 0.7 Qsu.

Tableau. B-4 Capacité portante des pieux de culée

Charges	**Valeurs**	**ELU**	
qpu (KPa)	8799.70	**Q_{max} (KN)**	**Q_{min} (KN)**
qsu (KPa)	160	10489	-3444.07
Qsu (KN)	4821.7	**ELS**	
Qpu (KN)	9952.2	**Q_{max} (KN)**	**Q_{min} (KN)**
Qu (KN)	14773.9	7564.4	-2398
Qc (KN)	9377.39	**ELA**	
Qtu (KN)	4821.7	**Q_{max} (KN)**	**Q_{min} (KN)**
Qtc (KN)	3357.19	12262	-4821.7

Tableau. B-5 Capacité portante des pieux de la pile

Charges	**Valeurs**	**ELU**	
qpu (KPa)	5029.40	**Q_{max} (KN)**	**Q_{min} (KN)**
qsu (KPa)	80	7241.1	-3221.85
Qsu (KN)	4510.6	**ELS**	
Qpu (KN)	5688.2	**Q_{max} (KN)**	**Q_{min} (KN)**
Qu (KN)	10198.8	5446.5	-4286.8
Qc (KN)	6001.52	**ELA**	
Qtu (KN)	4510.6	**Q_{max} (KN)**	**Q_{min} (KN)**
Qtc (KN)	3157.42	8465	-3469.7

FERRAILLAGE DU VOUSSOIR

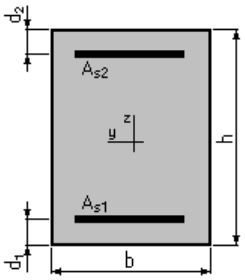
Hourdis supérieur (Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 45,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1,00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	178,20	-473,10
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 40,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,9 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 160,0 (cm2)
théorique ρ = 1,55 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%) maximum ρ_{max} = 4,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 178,20 (kN*m) M_{min} = -473,10 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,9 (cm)
Bras de levier: Z = 30,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 17,4 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$ = 45,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:

tendue:σ_s = 393,3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 194,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400,0 (MPa)

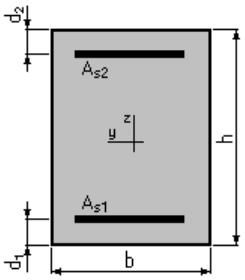
Hourdis inferieur (Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1,00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	115,20	-212,10
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 20,4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,3 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 140,0 (cm2)
théorique	ρ = 1,04 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)	maximum	ρ_{max} = 4,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 115,20 (kN*m)** **M_{min} = -212,10 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)

Bras de levier:mZ = 26,5 (cm)
Contrainte maxi du béton:σ_b = 12,9 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$= 45,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue:σ_s = 395,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 114,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400,0 (MPa)

FERAILLAGE DE L'AME

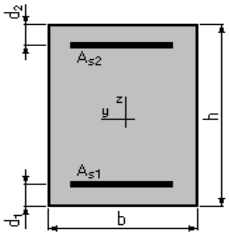
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1,00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	-739,80	249,00
2.	ELS	-669,40	-104,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 10,9 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 180,0 (cm2)
théorique ρ = 1,06 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%) maximum ρ_{max} = 4,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = -739,80 (kN) M = 249,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,3 (cm)
Bras de levier: Z = 37,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,2 (MPa)
Contrainte limite: 45,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 400,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 41,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -669,40 (kN) M = -104,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01
Position de l'axe neutre: y = 2,8 (cm)
Bras de levier: Z = 39,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)
Contrainte limite: 45,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 397,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

Ferraillage mur frontal

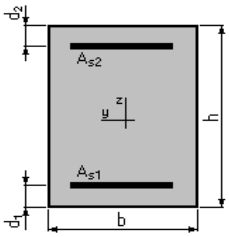
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 210,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	6975,17	989,67
2.	ELS	4650,15	665,27
3.	ELA	4656,02	2762,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 21,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 42,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1050,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 6975,17 (kN) M = 989,67 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,67 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 231,8 (cm)
Bras de levier: Z = 112,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,27 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 4650,15 (kN) M = 665,27 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,03
Position de l'axe neutre: y = 374,8 (cm)
Bras de levier: Z = 113,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 44,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 4656,02 (kN) M = 2762,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,10 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 132,4 (cm)
Bras de levier: Z = 152,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,92 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 384,0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Feraillage mur en retour (Mxx)

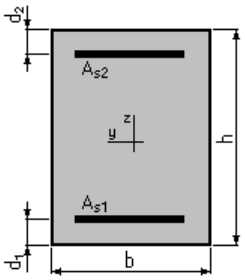
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	347,11	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	265,27	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	348,15	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)
théorique ρ = 0,76 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 347,11 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 9,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 36,1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,20	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 265,27 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 15,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 35,0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} **= 348,15 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,59	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 8,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 36,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,72	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)

Feraillge mur en retour (Myy)

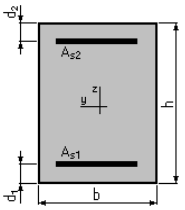
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	308,17	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	240,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	310,23	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 27,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)
théorique ρ = 0,68 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 308,17 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,7 (cm)
Bras de levier: Z = 36,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,79 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 240,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,5 (cm)
Bras de levier: Z = 35,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 310,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 7,7 (cm)
Bras de levier: Z = 36,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,38 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

Type & Modèle	Charges [kN]		
	Verticale		Horizontale
	$N_{Rd, max}$	$N_{Rd, min}$	$V_{xyRd, max}$
TF 1	852	323	280
TF 2	1'706	683	460
TF 3	2'935	976	705
TF 4	4'496	1'634	1'034
TF 5	6'388	2'060	1'247
TF 6	8'647	2'678	1'556
TF 7	11'207	3'376	1'905
TF 8	14'143	3'878	2'263
TF9	17'422	4'404	2'526
TF 10	20'986	5'228	2'938
TF 11	24'942	6'086	3'367
TF 12	29'239	6'952	3'800
TF 13	33'807	8'142	4'395
TF 14	38'782	8'660	4'654
TF 15	44'098	9'052	4'850
TF 16	49'671	9'286	4'967
TF 17	55'665	9'372	5'010
TF 18	62'000	9'892	5'270
TF 19	68'577	10'324	5'486
TF 20	75'590	10'692	5'670

Fig. E-1 Charges d'appareil d'appuis fixe MAGEBA RESTON®POT

Type & Modèle	Dimensions [mm]					Poids [kg]
	dT	s	t	u	h	
TF 1	200	177	217	125	76	30
TF 2	280	233	286	165	79	50
TF 3	365	301	348	244	87	90
TF 4	455	364	422	295	95	130
TF 5	540	424	491	344	100	180
TF 6	625	484	561	393	111	250
TF 7	710	544	631	442	122	345
TF 8	795	612	709	496	126	445
TF 9	875	668	774	542	136	570
TF 10	975	739	801	672	151	775
TF 11	1'060	799	866	726	151	890
TF 12	1'145	859	931	781	159	1'080
TF 13	1'225	916	992	832	174	1'345
TF 14	1'300	969	1'049	881	188	1'625
TF 15	1'380	1'025	1'111	932	188	1'800
TF 16	1'455	1'078	1'168	980	202	2'140
TF 17	1'530	1'131	1'226	1'028	216	2'525
TF 18	1'600	1'181	1'279	1'073	222	2'800
TF 19	1'680	1'237	1'341	1'125	223	3'055
TF 20	1'760	1'294	1'402	1'176	242	3'660

Fig. E-2 Dimensions d'appareil d'appuis fixe MAGEBA RESTON®POT

Type & modèle	Verticale Charges [kN]		Horizontale Charges [kN]
	$N_{Rd,max}$	$N_{Rd,min}$	$V_{yRd,max}$
TE 1a	620	356	192
TE 2a	1'486	488	329
TE 3a	2'772	887	542
TE 4a	4'395	1'425	897
TE 5a	*6'388*	*1'792*	*1'071*
TE 6a	*8'647*	*2'166*	*1'248*
TE 7a	*11'207*	*2'536*	*1'422*
TE 8a	*14'143*	*2'695*	*1'599*
TE 5i	4'780	1'785	1'071
TE 6i	7'011	2'158	1'248
TE 7i	9'627	2'527	1'422
TE 8i	12'678	2'687	1'599
TE 9i	16'128	3'062	1'775
TE 10i	19'917	3'435	1'950
TE 11i	24'169	3'812	2'126
TE 12i	28'820	4'192	2'303
TE 13i	33'771	4'566	2'477
TE 14i	38'782	4'947	2'654
TE 15i	44'098	5'329	2'831
TE 16i	49'671	7'266	3'757
TE 17i	55'665	7'741	3'978
TE 18i	62'000	8'218	4'199
TE 19i	68'577	8'687	4'416
TE 20i	75'590	9'164	4'637

Fig. E-3 Charges d'appareil d'appuis unidirectionnelle MAGEBA RESTON®POT

Type & modèle	Dimensions des appuis [mm]								Poids
	dT	B	L	r	s	t	u	h	[kg]
TE 1a	200	270	390	144	204	346	214	92	50
TE 2a	270	330	450	184	262	406	274	102	80
TE 3a	360	420	520	236	335	476	364	114	135
TE 4a	450	510	590	285	423	536	430	140	245
TE 5a	*535*	*580*	*660*	*341*	*487*	*606*	*480*	*144*	*320*
TE 6a	*620*	*650*	*730*	*390*	*557*	*676*	*560*	*158*	*440*
TE 7a	*690*	*710*	*810*	*430*	*614*	*754*	*614*	*165*	*545*
TE 8a	*780*	*780*	*880*	*500*	*688*	*814*	*690*	*174*	*715*
TE 5i	525	530	630	336	479	576	450	144	290
TE 6i	610	615	710	384	548	654	526	154	390
TE 7i	685	690	790	428	610	734	620	160	500
TE 8i	770	775	870	482	688	804	684	164	645
TE 9i	850	855	950	528	754	884	764	168	780
TE 10i	930	935	1'030	573	819	964	869	175	950
TE 11i	1'025	1'030	1'130	628	897	1'064	964	188	1'230
TE 12i	1'105	1'110	1'210	674	963	1'144	1'044	202	1'520
TE 13i	1'175	1'180	1'280	714	1'019	1'214	1'114	216	1'830
TE 14i	1'255	1'260	1'360	760	1'085	1'294	1'194	225	2'140
TE 15i	1'340	1'345	1'440	809	1'155	1'374	1'279	238	2'570
TE 16i	1'450	1'455	1'550	872	1'245	1'484	1'389	250	3'180
TE 17i	1'525	1'530	1'630	915	1'307	1'564	1'464	266	3'730
TE 18i	1'600	1'605	1'700	958	1'368	1'634	1'539	280	4'300
TE 19i	1'680	1'685	1'780	1'003	1'433	1'714	1'619	294	4'980
TE 20i	1'755	1'760	1'860	1'046	1'494	1'794	1'694	302	5'540

Fig. E-4 Dimensions d'appareil d'appuis unidirectionnelle MAGEBA RESTON®POT

Type & Modèle	Charges [kN]
	Verticale
	$N_{Rd,max}$
TA 1	714
TA 2	1'595
TA 3	2'913
TA 4	4'496
TA 5	6'388
TA 6	8'647
TA 7	11'207
TA 8	14'143
TA 9	17'422
TA 10	20'986
TA 11	24'942
TA 12	29'239
TA 13	33'807
TA 14	38'782
TA 15	44'098
TA 16	49'671
TA 17	55'665
TA 18	62'000
TA 19	68'577
TA 20	75'590

Fig. E-5 Charges d'appareil d'appuis multidirectionnelle MAGEBA RESTON®POT

Type & Modèle	Dimensions [mm]								Poids [kg]
	dT	B	L	r	s	t	u	h	
TA 1	200	250	300	171	182	272	208	86	30
TA 2	270	310	370	209	243	328	268	86	45
TA 3	350	390	450	257	306	408	348	95	80
TA 4	420	460	520	279	378	478	418	105	125
TA 5	500	540	600	319	448	558	498	119	195
TA 6	570	610	670	382	501	616	556	123	255
TA 7	650	690	750	421	571	696	636	137	360
TA 8	720	760	820	451	637	766	706	147	470
TA 9	800	840	900	490	707	846	786	162	630
TA 10	880	920	980	536	772	926	866	176	820
TA 11	960	1'000	1'060	576	842	1'006	946	183	1'010
TA 12	1'040	1'080	1'140	660	892	1'074	1'014	192	1'235
TA 13	1'130	1'170	1'230	717	962	1'164	1'104	211	1'595
TA 14	1'210	1'250	1'310	763	1'028	1'244	1'184	226	1'950
TA 15	1'300	1'340	1'400	821	1'097	1'334	1'274	235	2'325
TA 16	1'380	1'420	1'480	867	1'163	1'414	1'354	249	2'775
TA 17	1'460	1'500	1'560	906	1'233	1'494	1'434	262	3'270
TA 18	1'540	1'580	1'640	946	1'303	1'574	1'514	271	3'730
TA 19	1'620	1'660	1'720	993	1'367	1'654	1'594	281	4'245
TA 20	1'710	1'750	1'810	1'049	1'438	1'744	1'684	300	5'105

Fig. E-6 Dimensions d'appareil d'appuis multidirectionnelle MAGEBA RESTON®POT

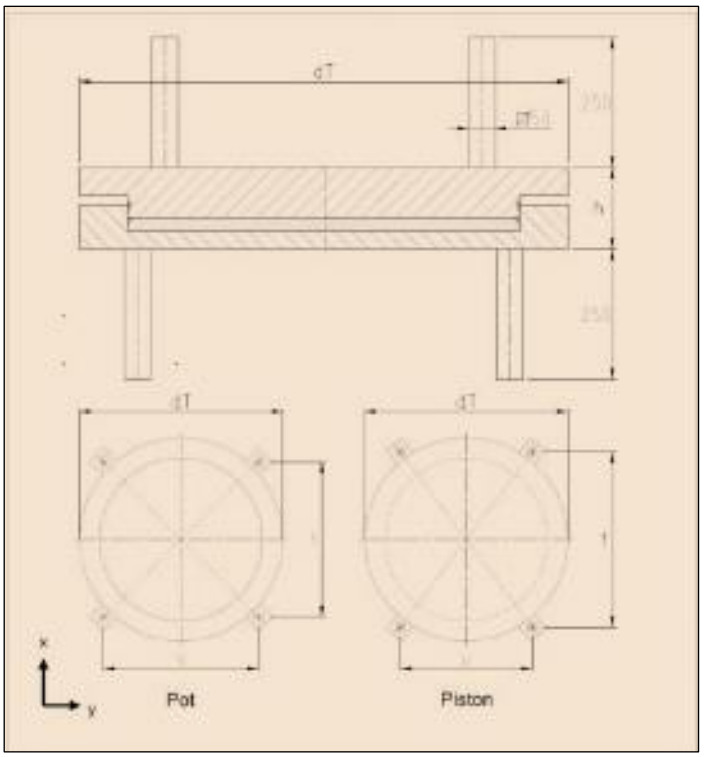


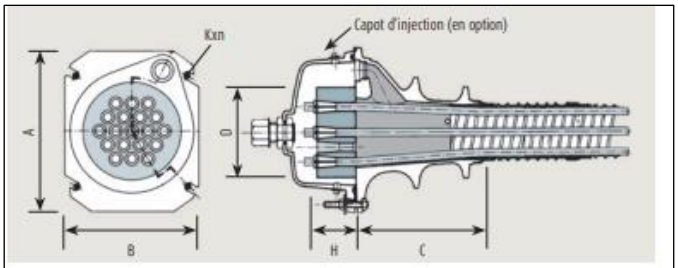
Fig. E-7 Schéma explicative des appareils d'appuis MAGEBA RESTON®POT

Caractéristiques techniques

Désignation			Barre nervurée						Barre lisse	
			18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diamètre nominal	d_s	[mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Section	S_n	[mm²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Masse nominale par mètre[1]	M	[kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Pas	c	[mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Limite de rupture	F_m	[kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Force de précontrainte maxi initiale[2] $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$		[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Force de surtension maximale[3] $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$		[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

[1]La masse nominale par mètre inclut le volume des nervures (3.5 %).
[2]Les valeurs indiquées sont des valeurs maximales selon Eurocode 2, c'est-à-dire que min ($k_1 x f_{pk}$, $k_2 x f_{p0.1k}$) s'applique. Les exigences pour les critères de stabilité et les largeurs des fissures dans les essais de bloc d'aboutement ont été respectées pour $0.8 \times F_{pk}$.
$F_{pk} = S_n \times f_{pk}$
$F_{p0.1k} = S_n \times f_{p0.1k}$
[3]La surtension est admissible si la force dans le vérin peut être mesurée avec une précision de ±5% par rapport à la valeur finale de la force de précontrainte.

Fig. E-8 Caractéristiques géométrique des barres DYWIDAG



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Fig. E-9 Caractéristiques des plaques d'ancrages

freyssinet

JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES

Joint garde ballast

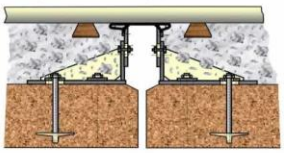
1 - OBJET

Le joint garde ballast est un joint de dilatation équipant les ouvrages ferroviaires de longueur importante (longueur dilatable supérieure à 100 mètres), pour lesquels la variation du souffle entre about de tablier et mur garde-grève est telle qu'il est nécessaire d'y interrompre le ballast .
Il est destiné à remplir les fonctions suivantes :

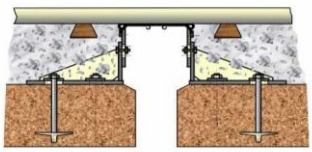
- Il autorise les libres mouvements entre les structures
- Il maintient en place le ballast de chaque coté du joint
- Il empêche toute pénétration de ballast dans le vide du joint

De plus, le joint sous ballast est conçu pour :

- permettre sans son démontage le vérinage de l'ouvrage.
- permettre un réglage en hauteur en cas de variation d'épaisseur de ballast de 200 mm.
- permettre un réglage latéral de 100 mm pour diminuer le hiatus dans le futur (prise en compte du retrait-fluage).



Joint garde ballast en position fermée



Joint garde ballast en position ouverte

2 - DESCRIPTION

Le joint garde ballast comprend :

- Une équerre métallique munie d'une succession de raidisseurs et fixée de part et d'autre du joint
- Une platine verticale ajustable qui suit le profil du ballast
- Un couvre-joint en élastomère empêchant la pénétration de ballast dans le vide du joint
- Une succession de ressorts métalliques supportant le couvre-joint.
- Des ancrages précontraints assurant la fixation des équerres aux structures

3 – PERFORMANCES

Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :
Longitudinaux : 0 à 350 mm
Verticaux : ± 20 mm

4 - CARACTERISTIQUES

Les pièces métalliques doivent résister au poinçonnement du ballast et aux agents atmosphériques. Elles sont constituées en acier S235 protégées par galvanisation à chaud (5 gr/dm²).
Le couvre-joint est en hypalon et les ressorts le supportant sont en 55S7
Les fixations de classe 8.8 sont protégées par revêtement de zinc type dacrométisation ou équivalent.

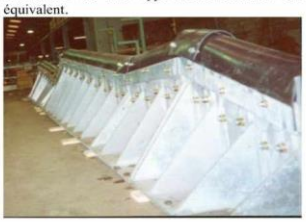


Fig. E-10 Joint garde ballast FREYSSINET