République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال 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 : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE AU PK. 148+217 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE A VOIE UNIQUE SAIDA-TIARET

Présenté par :
HAMIDI Chahinez
YAKOUB Manal

Encadré par :
Mme YAZID Zineb
Mr HAMADI Kamel

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIMENT

Nous tenons à remercier e n premier lieu et avant tout ***ALLAH*** *le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.*

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur ***Mme YAZID Zineb*** *pour sa responsabilité et les orientations qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution du projet. Sans oublier Co-encadreur* ***Mr .Kamel HAMADI.***

Nous remercions aussi tout l'encadrement de ***SETIRAIL- SAIDA*** *et en particulier* ***Mr : HAMID*** *et* ***Mr BELARBIA*** *pour leur accueil et leur coopération pendant toute la durée du stage.*

Pour leurs précieux conseils et orientation, nous remercions vivement et infiniment, ***Mr BABAKHOYA Youcef*** *pour tout ce qu'il a fait pour nous.*

*Nous remercions aussi tous les enseignants de l'****ENSTP****.*

A tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin pour la réalisation de mémoire de fin d'étude.

HAMIDI Chahinez

YAKOUB Manal

DEDICACE

Je remercie tout d'abord le « Dieu Tout Puissant » de m'avoir donné la santé, la Patience et la volonté afin de réaliser ce modeste travail.

En second lieu je tiens à remercier mes chers parents de m'avoir offert tout ce dont j'ai besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans mes études.

À toi mon cher époux d'être là dans les moments difficiles, à m'encourager vers la voie de la réussite et me rendre autant heureuse au quotidien

A ceux que j'aime et respecte :
A mes chers frères : Benameur et Djillali .
A mes merveilleuses sœurs : Amina, Warda, Souhir et Kheira.
A tous les enfant de ma petite famille : Amdjed, Rihem,Souhaib, Rahef,Soujoud, Iyed, Issak.
Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Manal et toutes sa familles.
Tous mes adorables amis sans exception, je site : Manal, Nacera, batoul et Sabah.

Je tiens à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure des travaux Publics et spécialement, ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, Par leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Merci à tous

CHAHINEZ

DEDICECE

Avant tout je remercie ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la chance et le privilège d'étudier et de m'avoir permis d'en arriver là.

*Je veux dédier ce travail aux personnes les plus précieuses de ma vie, (**Ma Très chère mère** et **mon Très cher père**).*

A ceux que j'aime et que j'adore tellement : mes frères Ahmed, Ilyes.

Mes sœurs Ismahen, Wissem, et Razika.

A ma adorable amie et mon binôme Chahinez et toutes sa familles.

À toi mon meilleure ami et mon cher future époux d'être la dans les moments difficiles, à m'encourager vers la voie de la réussite et me rendre autant heureuse au quotidien.

A tous mes amis de l'ENSTP surtout : Chahinez et Sabah.

A tous ceux qui contribué de loin ou de prés a la réalisation de ce mémoire de d'étude. Enfin, a tous ceux qui m'aiment.

MANAL

ملخص

العمل الحالي هو موضوع تصميم ودراسة جسر للسكك الحديدية يقع في PK 148 + 217، كجزء من مشروع بناء خط مسار واحد غير مكهرب بين سعيدة وتيارت. تحقيقًا لهذه الغاية، بدأنا أولاً بتصميم الجسر المذكور والتي تضمنت ثلاثة (3) تصاميم وبعد إجراء التحليل المتعدد المعايير، اخترنا التصميم المثالي والمناسب والمتمثل في "تصميم ذو قاعدة لها شكل هيكل مغلق". قمنا باقتراح أبعاد مسبقة لهذا التصميم وفقًا للقوانين المتاحة، ثم شرعنا في دراسة كل عنصر من الجسر وفقًا للمعايير المعمول بها. قد تمت نمدجة الجسر ببرنامج روبو" Robot 2014"

أخيرا، بحث ببليوغرافي من اجل موضوع الماستر عن التفاعل المتبادل بين هيكل السكة الحديدية والجسر (IRS) وتم تقديمها في "الفصل 1".

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديد، تصميم، التفاعل المتبادل بين هيكل السكة الحديدية والجسر.

Résumé

Le présent travail, fait l'objet d'une conception et étude d'un viaduc ferroviaire situe au PK 148+217 et cela dans le cadre du projet de réalisation d'une ligne à voie unique non électrifiée entre SAIDA et TIARET.

A cet effet, on a commencé tout d'abord par la conception du dit viaduc pour laquelle trois (3) variantes ont été proposé et après une analyse multicritère on a opté pour la variante retenue «pont a poutre caisson en encorbellement » qui d'avère la plus optimale.

Ensuite, on a proposée des pré dimensionnement de cette variante selon les règlements disponibles, puis on a passé à une étude de dimensionnement de chaque élément de ce viaduc selon les normes en vigueurs.

La modélisation de ce viaduc a été établi par logiciel a base des éléments finis « Robot Structural Analysis Professional 2014 ».

A la fin, une recherche bibliographique pour le thème de master sur le phénomène interaction rail structure (IRS) à été réalisé et présent dans « Chapitre 1 ».

Mots clé : viaduc ferroviaire, conception, encorbellement, interaction rail structure.

Abstract

The present work is the subject of a design and study of a railway viaduct located at PK 148 + 217, as part of the project to build a non-electrified single track line between SAIDA and TIARET.

To this end, we first started with the design of the said viaduct for which three (3) variants were proposed and after a multicriteria analysis we opted for the variant retained "cantilever box girder bridge" which turns out to be the most optimal.

Then, we proposed pre-sizing of this variant according to the available regulations, then we moved on to a sizing study of each element of this viaduct according to the standards in force.

The modeling of this viaduct was established by software based on finite elements "Robot Structural Analysis Professional 2014".At the end, a bibliographical research for the subject of master on the phenomenon interaction rail structure (IRS) was carried out and present in "Chapter 1".

Keywords: railway viaduct, design, composite, cantilever, rail structure interaction.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : la modélisation générale de l'interaction rail-structure.....…….3

Figure I.2 : déplacements des rails et du tablier……3

Figure I.3 Résistance k de la voie par unité de longueur en fonction du déplacement longitudinal des rails…….4

Figure I.4 : effets de la variation thermique du tablier…….5

Figure I.5 : interaction rail-structure dans le cas de charges verticales……..5

Figure II 1 La nouvelle ligne ferroviaire SAIDA-TIARET…….10

Figure II 2 La zone de projet…….11

Figure II 3 Implantation de l'ouvrage……...11

Figure II 4 Implantation des sondages……..12

Figure II 5 Profil lithologique (coupe géotechnique)……...13

Figure II 6 Géologie générale de l'aire d'étude……....14

Figure II 7 Carte de zonage sismique de l'Algérie……...15

Figure II 8 Spectre de réponse élastique……...16

Figure II 9 Tracé en plan……17

Figure II 10 Profil en long……..17

Figure II 11 Profil en travers…….18

Figure III 1 Implantation des appuis (VIPP)……...19

Figure III 2 Détaille des poutres……20

Figure III 3 Coupe transversale de la variante 1……21

Figure III 4 Implantation des appuis (pont mixte)……..22

Figure III 5 Dimensions des éléments de structure (pont mixte)……...23

Figure III 6 Coupe transversale au niveau d'appui…….23

Figure III 7 vue en élévation (pont caisson)…….24

Figure III 8 les différents composants de voussoir sur pile et à la clé……25

Figure III 9 Section transversale de voussoir sur pile et sur clé…….26

Figure III 10 Profil en travers sur clé……..27

Figure III 11 Profil en travers sur pile……..27

Figure IV.1 Diagramme parabole rectangle du béton…….31

Figure V. 1 Le découpage des voussoirs……..... ……36

Figure V. 2 Découpage d'un demi-fléau……36

Figure V. 3 Variation de la hauteur des voussoirs……..….36

Figure V. 4 Variation de l'épaisseur des voussoirs……..…...…….37

Figure V. 5 Variation de la section des voussoirs……..…….……..37

Figure V. 6 Modèle de charge LM71…….…….……..…..39

Figure V. 7Modèle de charge SW/0……..…….39

Figure V. 8 Modèle de charge SW/2……..……39

Figure V. 9 Coefficient f pour les modèles de charge 71 et SW/0……..….40

Figure V. 10 Actions accidentelles situation (I)……. ……41

Figure V. 11 Actions accidentelles situation II……..……..…….42

Figure VI 1 Vue en 3D de fléau……..46

Figure VI 2 Situation temporaire de construction à considérer……48

Figure VI 3 Situation accidentelle à considérer……...48

Figure VI 4 Moment fléchissant (Mmax) due à la combinaison A1……..50

Figure VI 5 Effort tranchant(Tmax) due a la combinaison A1……..50

Figure VI 6 La vue en 3D de la partie encorbellement en service……..51

Figure VI 7 MMaxà E LU……..52

Figure VI 8 TMax à ELU……...52

Figure VI 9 M Max à E LS……53

Figure VI 10 TMax à ELS……..53

Figure VII 1 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP…….57

Figure VII 2Tracé en plan des câbles de fléau…….57

Figure VII 3 Tracé en plan des câbles des fléaux…….58

Figure VII 4 Tracé en élévation des câbles du fléau……59

Figure VII 5 Tracé en élévation des câbles des fléaux…….60

Figure VII 6 Disposition des câbles en travée principale……62

Figure VII 7 Disposition des câbles en travée de rive……..63

Figure VII 8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée principale…….…….64

Figure VII 9 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée de rive……..65

Figure VII 10 Frottement le long des câbles lors de la mise en tension……....66

Figure VII 11 Diagramme des contraintes à x = 17 m…….73

Figure VII 12 La flèche maximal……...75

Figure VIII 1 Vue en 3D du caisson sur pile…….76

Figure VIII 2 Vue en 3D du caisson à la clé……..76

Figure VIII 3Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELS)……..77

Figure VIII 4 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELU)……78

Figure VIII 5Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELS)……..78

Figure VIII 6 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELU)…….....78

Figure VIII 7 Ferraillage voussoir sur pile……...80

Figure VIII 8 Ferraillage voussoir à la clef……...81

Figure VIII 9 Bossage d'ancrage – définition des armatures…….82

Figure VIII 10 déformation due au effort de la précontrainte……...83

Figure VIII 11 Schéma du ferraillage de bossage……84

Figure IX 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui……86

Figure IX 2 dimensions de l'appareille d'appui au niveau de la pile…….88

Figure IX 3 dimensions de l'appareille d'appui au niveau de la culée. …….88

Figure IX 4 dimensions de dés d'appui au niveau de la pile……...92

Figure IX 5 dimensions de dés d'appui au niveau de la culée…….92

Figure IX 6Ferraillage de dés d'appuis (cas de la pile)……...93

Figure IX 7 Ferraillage de dés d'appuis (cas de la culée)……93

Figure IX 8 Joint de ballast……94

Figure X. 1 Dimensions de la pile creuse la plus haute (pile 02)…….....95

Figure X. 2 Dimensions de la pile pleine (pile 04)……. ……..96

Figure X. 3 Ferraillage de la culée 02……..…103

Figure X. 4 Culée remblayée……...…….105

Figure X. 5 dimensions de la culée……..… 106

Figure X. 6 Coupe C-C…….……...….107

Figure X. 7Ferraillage de la culée……...… 112

Figure X. 8 Ferraillage de pieux……...……..…….115

Figure XI.1construction sur échafaudage mobile……..116

Figure XI.2 Schéma de principe de la construction par encorbellement……..…….117

Figure XI.3 Méthode de construction en encorbellement successif. …….118

Figure XII.1 Logigramme permettant la détermination si une analyse dynamique est requise ou non……...…..119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Actions sur les appareils d'appui fixes dans la direction longitudinale du pont……...…9

Tableau II 1 Les sondages carottiers…….……12

Tableau II 2 Classification des ponts……...…….15

Tableau II 3 Coefficient d'accélération de zone A……..15

Tableau II 4 Gradient thermique. ……...16

Tableau III.1 Détaille des poutres. ……...20

Tableau III.2 Détaille des poutres principales. ……...22

Tableau III.3 longueurs des voussoirs. ……...25

Tableau III.4 dimensionnement de voussoir. ……...26

Tableau III.5 Analyse multicritère des variantes. ……...28

Tableau IV.1 Le type de béton adopté pour chaque élément structural Selon la Norme NF EN-206-1 ……..30

Tableau IV.2 Caractéristiques du béton. ……...33

Tableau IV.3 Caractéristiques de l'acier. ……...34

Tableau IV.4 Caractéristiques de la précontrainte. ……...34

Tableau V. 1 Poids volumiques des matériaux utilisés…….35

Tableau V. 2 poids des éléments porteurs CP…… …...……37

Tableau V. 3 Complément des charges permanents ……..38

Tableau V. 4 groupes de charges …….……...43

Tableau V. 5 Groupes de charges ……...…….……...44

Tableau VI 1 Evaluation du poids propre des voussoirs. ……47

Tableau VI 2 Evaluation des moments dans les deux situations. ……49

Tableau VI 3 Evaluation des efforts tranchants dans les deux situations. ……50

Tableau VI 4 Combinaisons de charge en phase de service. ……51

Tableau VI 5 Les moments max a l'ELU de différentes combinaisons…….52

Tableau VI 6 Les efforts tranchants max à l'ELU de différentes combinaisons……..52

Tableau VI 7 Les moments max a l'ELS de différentes combinaisons. ……53

Tableau VI 8 Les efforts tranchants max à l'ELS de différentes combinaisons……..53

Tableau VII 1 Estimation du nombre de câbles du fléau……...56

Tableau VII 2 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau……..58

Tableau VII 3 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau……..59

Tableau VII 4 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale……61

Tableau VII 5 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive……..62

Tableau VII 6 L'allure du tracé en plan des câbles pour la travée principale……63

Tableau VII 7 L'allure du tracé en élévation des câbles pour la travée principale……...64

Tableau VII 8 L'allure du tracé en plan des câbles pour la travée de rive…….....65

Tableau VII 9 L'allure du tracé en élévation des câbles pour la travée de rive……65

Tableau VII 10 Les pertes par frottement……...67

Tableau VII. VII 11 Pertes de tension par recul de l'ancrage……..67

Tableau VII 12 Pertes de tensions dues aux non-simultanéités de la mise en tension……...68

Tableau VII 13 pertes instantanés……68

Tableau VII 14 Pertes par fluage……..69

Tableau VII 15 Pertes par relaxation……69

Tableau VII 16 Pertes différées totales……...69

Tableau VII 17 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction……70

Tableau VIII 1 Combinaisons des charges appliquées……...77

Tableau VIII 2 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile……77

Tableau VIII 3 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef…….77

Tableau VIII 4 Ferraillage passif du VSP et VSC……..80

Tableau IX 1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis……..85

Tableau IX 2 Les dimensions de l'appareil d'appui……...87

Tableau IX 3 les efforts horizontaux du tablier……..88

Tableau IX 4 Déplacement horizontal du tablier……89

Tableau X. 2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis……...……96

Tableau X. 3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis……..……96

Tableau X. 4 Caractéristiques de l'ouvrage……...…….....97

Tableau X. 5 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui……...……98

Tableau X. 6 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui……...……98

Tableau X. 7 Les effets des différentes composantes du moment d'ensemble……...…...99

Tableau X. 8 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée……...……99

Tableau X. 9 Combinaisons des efforts……...…...…100

Tableau X. 10 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée……100

Tableau X. 11 Combinaisons des efforts……..100

Tableau X. 12 Réaction sur pieux……...101

Tableau X. 13 dimensions de la culée……...106

Tableau X. 14 Evaluations des efforts de la culée la plus sollicitée…….107

Tableau X. 15 Calcul du coefficient de poussée Kad…….……...108

Tableau X. 16 Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique……..109

Tableau X. 17 Evaluation des charges Sismique due au tablier…….…….109

Tableau X. 18 Combinaison des efforts……..……..109

Tableau X. 19 Combinaison d'actions……..……..109

Tableau X. 20 combinaisons d'action…….……111

Tableau X. 21 Caractéristiques des pieux…….…….112

Tableau X. 22 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux…….....114

Tableau XII.1 Niveaux recommandés de confort……..…120

Tableau XII.2 Vérification de confort des passagers……121

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE……..……1

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION …… …….2

I.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE INTERACTION RAIL-STRUCTURE (IRS)…..2

I.3. MODEL POUR L'INTERACTION LONGITUDINALE RAIL STRUCTURE…..…..2

I.3.1. Principes …….....2

I.3.2. Comportement bilinéliare de la voie……..…….…….3

I.3.3. Equation de l'interaction…….…..… ...4

I.4. LES EFFETS INTERACTION RAIL-STRUCTURE ……..….5

I.4.1. Variations thermiques uniformes

I.4.2. Effets des charges verticales ……..…….……..…..5

I.4.3. Freinage et accélération des trains.....…….…….…6

I.5. METHODE DE CALCUL …….....…….…….…6

I.5.1. Limite de validité de la méthode de calcul…….…….…….....6

I.6. Conclusion…….....……..…….…..9

CHAPITRE II GENERALITES

II.1. INTRODUCTION……..10

II.2. DESCRIPTION DE PROJET…….10

II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE …….…….11

II.4. DONNEES GENERALES DE L'OUVRAGE……..……12

II.4.1. Les données naturelles …….....……..……..12

II.4.2. Les données géométriques…….……..17

II.5. CONCLUSION……...……18

CHAPITRE III CONCEPTION

III.1. . INTRODUCTION…….....19

III.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES …….……..….....19

III.2.1. Première variante "pont a poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP)……..... .....…..…..19

III.2.2. Deuxième variante « pont mixte bipoutres métalliques »…… ……21
III.2.3. Troisième variante « pont a poutre caisson en encorbellement »…….……..24
III.3. ANALYSE MULTTICRITERE……..…….……28
III.3.1. Critères de choix……...……28
III.4. Conclusion……..……..……29

CHAPITRE IV CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.1. INTRODUCTION ……..…….....30
IV.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX…….…….....30
IV.2.1. Béton……...…….30
IV.2.2. Aciers …….…….....33
IV.3. Conclusion…….…..34

CHAPITRE V CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION …….35
V.2. CHARGES ET SURCHARGES……....……35
V.2.1. Actions permanentes …….…....35
V.2.2. Actions de trafic ferroviaire…….…..…….38
V.2.3. Coefficient de majoration dynamique ……..……...…… 42
V.2.4. Groupes de charges ……..……..43
V.2.5. Combinaison d'actions. …….……....44
V.3.CONCLUSION……..…….……45

CHAPITRE VIETUDE LONGITUDINALE DE TABLIER

VI.1. INTRODUCTION……..46
VI.2. STABILITE DE FLEAU ……..……...46
VI.2.1. Actions à prendre en compte …….46
VI.2.2. Poids propre du fléau …….……..…..46
VI.2.3. Charges variables d'exécution. ……..……...…47
VI.2.4. Actions accidentelles …….…….…..48
VI.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES……...…….……49
VI.3.1. En phase de réalisation ……....49

VI.3.2. En service ……..……..51
VI.4. CONCLUSION ……....54

CHAPITRE VII CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION ……...55
VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU…….…..55
VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau ……..…55
VII.2.2. Position et enrobage des câbles …….……..….57
VII.2.3. Tracé des câbles en plan……..……..57
VII.2.4. Tracé des câbles en élévation……...…….59
VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE……..…..60
VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire……..61
VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive……..…62
VII.3.3. Tracé des câbles de continuité …….……63
VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE……..….66
VII.4.1. Les pertes instantanées …….……..…66
VII.4.2. Pertes de tension différées……...…68
VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES……...……70
VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction……70
VII.5.2.Vérification des contraintes en phase de service ……..……...71
VII.6. EXEMPLE DE CALCUL DES PERTES……..……..…71
VII.7. ARMATURES DES ZONES TENDUES……..72
VII.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT……...…….…73
VII.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS…….....73
VII.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU…….74
VII.9. VERIFICATION DE LA FLECHE ……75
VII.10.CONCLISION ……...……..…...75

CHAPITRE VIII ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1. INTRODUCTION ……76

VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX ……..…...76
VIII.2.1. Modélisation ……76
VIII.2.2. Combinaisons de charges…….....77
VIII.2.3. Résultats…….....77
VIII.3. FERRAILLAGE ……....79
VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur (voussoir sur pile)…….79
VIII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE….....81
VIII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L……...81
VIII.4.2. Etude de bossage ……...…….…...82
VIII.5. CONCLUSION. ……..…….84

CHAPITRE IX EQUIPEMENTS DU TABLIER

IX.1. INTRODUCTION……...….……...85
IX.2. APPAREIL D'APPUI …….……85
IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis……...…..85
IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui de type B…….....85
IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux……...88
IX.2.4. Vérifications du dimensionnement……..89
IX.3. DES APPUIS…….……..91
IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis ……..……91
IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile……....92
IX.3.3. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée…….93
IX.4. JOINTS DE BALLAST ……...…..94
IX.4.1. Dimensionnement ……....94

CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION ……/95
X.2. ETUDE DE LA PILE…….……95
X.2.1. Evaluation de la raideur totale K…….....96
X.2.2. Etude sismique …….…....97

X.2.3. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)…….…….99
X.2.4. Evaluation des efforts agissants sur la pile……..……99
X.2.5. Combinaison des efforts…….…….99
X.2.6. Vérification de la portance des pieux……...……..101
X.2.7. Ferraillage de la pile ……..…101
X.2.8. Ferraillage de la semelle…….……103
X.3. ETUDE DE LA CULEE …….……105
X.3.1. Dimensions de la culée …….……105
X.3.2. Vérification de la stabilité de la culée ……...……..106
X.3.3. Ferraillage des éléments de la culée ……...……..109
X.3.4. Etude de la fondation …… ……111
X.4. ETUDE DES PIEUX ……..…….…..112
X.4.1. Action sur les pieux ……..……...113
X.4.2. Ferraillage des pieux ……..…...114
X.5. CONCLUSION……..115

CHAPITRE XI TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION

XI.1. INTRODUCTION ……....116
XI.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UN TABLIER ENENCORBELLEMENT.....117

CHAPITRE XII EFFET DYNAMIQUE ET CONFORT

XII.1. EFFET DYNAMIQUE …….....118
XII.2. VERIFICATIONS DE LA SECURITE DE LA VOIE ET DU CONFORT…….….120
XII.2.1. Accélération verticale du tablier…….……....120
XII.2.2. Déformation verticale du tablier…….……....120
XII.2.3. Garantie du confort des passagers…….……..121
CONCLUTION GENERALE……..……...122
REFERENCE
ANNEXE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'infrastructure routière et ferroviaire constitue la base du système de transport et de communication tant dans les pays développés que ceux en voie de développement, et assure la rentabilité économique dans la société.

En Algérie, le réseau routier remonte aux premiers temps, et c'est en 1868 que fut ouverte au trafic la voie ferrée Alger-Blida et, en 1870, la ligne Alger-Constantine. Le réseau des chemins de fer national se présente sous la forme d'une longue dorsale de 4500 km allongées d'EST en Ouest sur laquelle viennent se souder les lignes desservant les ports ou se dirigeant vers l'intérieur du pays.

Le parc Algérienne des ouvrages d'art a connu une grande évolution ces dernières années. Cela est du aux nombreux projets qui ont été lancé par la tutelle dans le domaine routier et ferroviaire. A titre d'exemple, on cite l'autoroute est-ouest et les différentes rocades ferroviaires.

Les ponts ferroviaires sont des ouvrages spécifiques, qui se distinguent des ponts routes par les surcharges d'exploitation et leurs effets ainsi que les déplacements générés par les effets dynamiques dus au rail et interaction rail-structure.

Dans le cadre de son programme pour le développement des transports ferroviaires en Algérie, l'Agence Nationale d'Étude et de Suivi des Réalisations des Investissements Ferroviaires (ANESRIF) a adopté un programme de la réalisation d'une ligne à voie unique non électrifiée entre SAIDA-TIARET (153 km), une électrification ultérieur a été prise en considération. Plusieurs ouvrages d'art intègrent cette ligne avec méthodes et techniques de réalisations différentes, en fonction de la hauteur et la longueur de l'obstacle à franchir.

L'objet de ce modeste travail est la conception et l'étude d'un viaduc (pont rail) dans la ligne ferroviaire SAIDA-TIARET s'étend entre le PK. 148+217 et le PK. 148+567et il a une longueur d'environ 350.00 mètres et un largueur de 13.70 mètres.

L'étude englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement et le calcul, conformément aux règlements des EUROCODES et RPOA. nous avons entamé notre travail par des généralités sur la conception générale de l'ouvrage, en proposant 03 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue a savoir l'évaluation des charges et des surcharges, l'étude des différents éléments de tablier. Ensuite, la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : les piles, les culées. Enfin, une conclusion achèvera notre mémoire pour mettre en avant les principaux points retenus durant ce travail.
La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Depuis les années 1960, l'usage des longs rails soudés dans les lignes a grandes vitesse se généralise.

Dans le but d'assurer la sécurité vis-à-vis du passage d'un train sur les ponts munis de longs rails soudés et sur la possibilité d'éliminer le besoin d'appareils de délitation, une analyse du phénomène de l'interaction rail-structure doit être réalisée.

I.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE INTERACTION RAIL-STRUCTURE (IRS)

Ce qu'il convenu d'appeler « interaction rail-structure» ou « réponse combinée rail-structure » pour les ponts rails n'est autre que le jeu des efforts et déplacements horizontaux entre la voie ferrée et l'ouvrage, suivant l'axe longitudinal de voie.

Les ponts rail portent généralement une ou deux voies ferrées, qui subissent les déformations et les déplacements (horizontaux) auxquels le tablier est lui-même soumis. Pour garantir la sécurité du roulement des trains (maintien du contact entre le rail et le roue), il ne faut pas que les déformations, les déplacements et les efforts induits par le tablier dans la voie dépassent les valeurs maximales des déformations et contraintes que la voie ferrée peut supporter.

Notamment, les liaisons de la voie au tablier transmettent des efforts venant de la voie (charges d'essieu, efforts de freinage ou de démarrage des trains, efforts d'origine thermique) sur tablier et il ne faut pas que ces efforts (horizontaux) soient inacceptables pour l'ouvrage, principalement pour ses organes d'appui.

Les calculs d'interaction rail-structure permettent de déterminer ces déformations, déplacements et efforts et de vérifier qu'ils sont bien acceptables pour la voie comme pour la structure, c'est-à-dire qu'ils sont conformes aux exigences de normes ou de recommandations de l'Union international des chemins de fer.

Ces effets d'interaction deviennent importants lorsque la voie est équipée de longs rails soudées (LRS) ce qui est maintenant le cas sur toutes les lignes et lorsque les tabliers sont longs ou de grande portées. Ces effets d'interaction peuvent être interprétés comme une « perturbation » apportée par les mouvements horizontaux du pont au fonctionnement des LRS.

I.3. MODEL POUR L'INTERACTION LONGITUDINALE RAIL-STRUCTURE

I.3.1. Principes

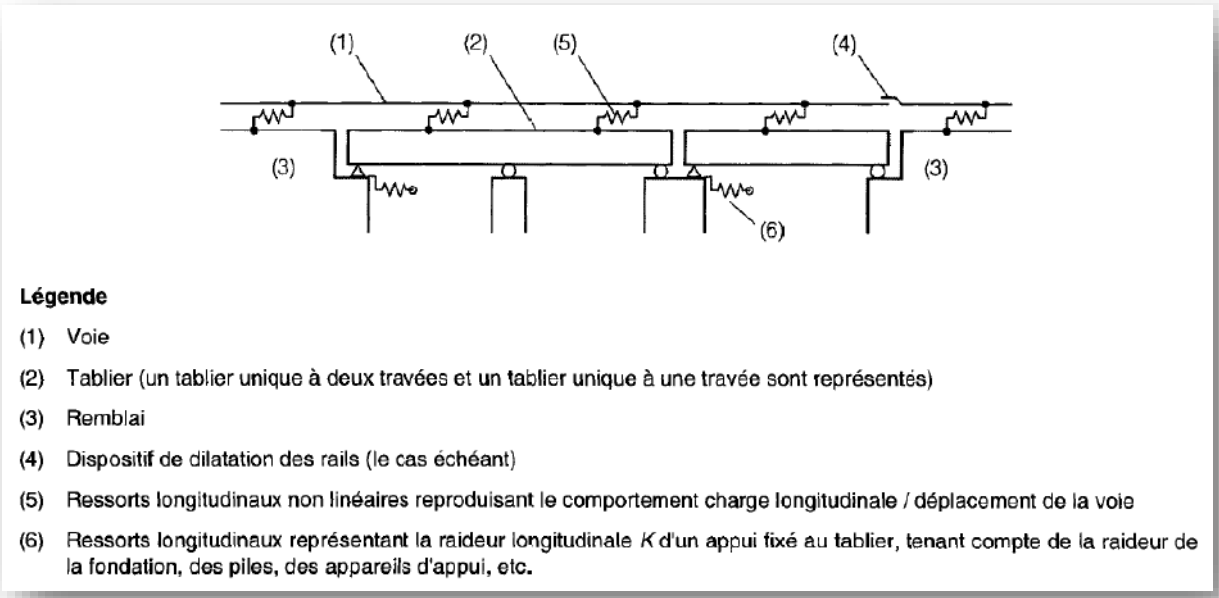
Les analyses de l'interaction rail-structure dans le sens longitudinal de la voie ne nécessite que des modèles plans (2D).

Les rails de la voie ferrée sont assimilés à une poutre dont le comportement longitudinal reste élastique linéaire. Lorsque le rail est interrompu (dans certaines sections), une zone ancrage se crée de part et d'autre de la coupure, pour peu que la longueur du LRS soit supérieure à 150 m du coté considéré : l'effort sous la charge thermique varie entre la valeur nulle (au doit de la coupure) jusqu'à la valeur F=ES$\alpha\Delta\theta$ au-delà de la zone d'ancrage.

La structure de l'ouvrage dans le plan vertical est éminemment variable. Par contre, la distance verticale entre le rail et la face supérieure du tablier de l'ouvrage reste constante.

Pour illustrer le phénomène, on n'examinera ici que le cas d'un tablier unique. Ce tablier est modélisé par une poutre droite, sur appuis simples (comportement longitudinal suivant l'axe Ox).

Les deux poutres superposées (rail-tablier), interagissent grâce à des liaisons représentées par des « ressorts » horizontaux très rapprochés, fixés au niveau du centre de gravité des rails et la surface supérieure du tablier



Légende

(1) Voie

(2) Tablier (un tablier unique à deux travées et un tablier unique à une travée sont représentés)

(3) Remblai

(4) Dispositif de dilatation des rails (le cas échéant)

(5) Ressorts longitudinaux non linéaires reproduisant le comportement charge longitudinale / déplacement de la voie

(6) Ressorts longitudinaux représentant la raideur longitudinale *K* d'un appui fixé au tablier, tenant compte de la raideur de la fondation, des piles, des appareils d'appui, etc.

Figure I.1 : la modélisation générale de l'interaction rail-structure

Considérons une section de tablier d'abscisse x

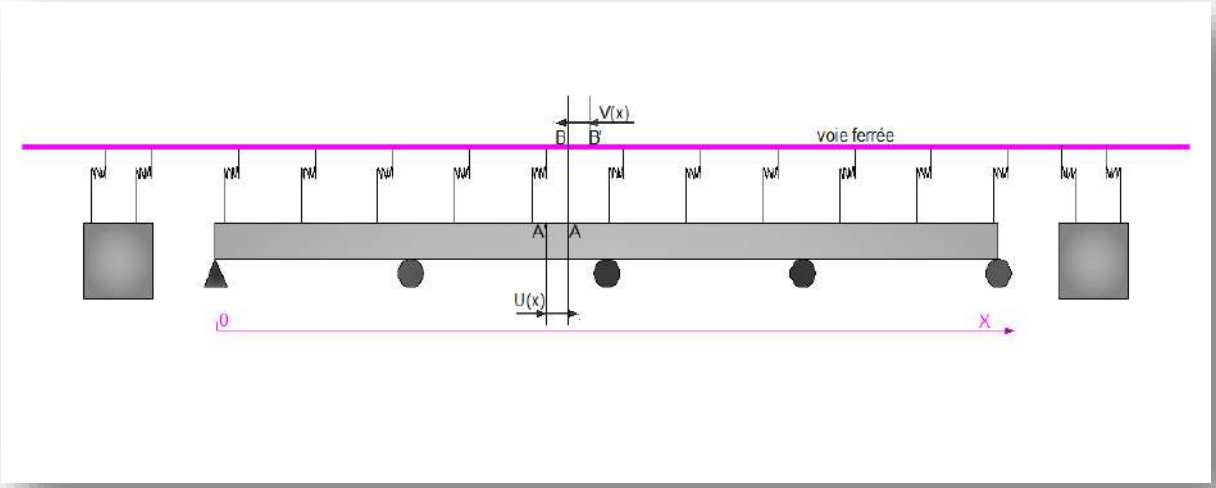


Figure I.2 : déplacements des rails et du tablier.

Notons :

- u(x), le déplacement horizontal AA' de la face supérieur du tablier ;
- L, la longueur de tablier ;
- v(t), le déplacement horizontal BB' (suivant Ox) de la section d'abscisse x du rail placé sur le tablier.

I.3.2. Comportement bilinéliare de la voie

La loi bilinéaire permet de représenter avec une précision suffisante la résistance de la voie à prendre en compte dans les calculs.

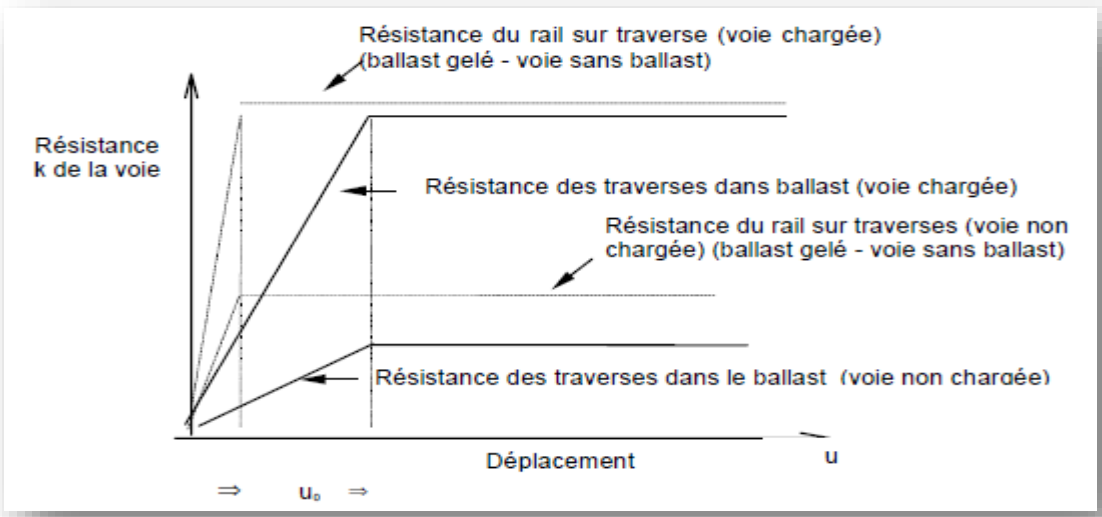


Figure I.3 Résistance k de la voie par unité de longueur en fonction du déplacement longitudinal u des rails.

Avec :
- u0 = 0.5 mm pour la résistance du rail au glissement relatif par rapport aux travers ;
- u0 = 2 mm pour la résistance des travers dans le ballast. Les valeur s courantes de la résistance k au palier plastique est donnée par :
- k = 12 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballaste (voie non chargée), avec entretien moyen ;
7
- k = 20 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballaste (voie non chargée), bon entretien ;
- k = 60 kN/m pour la résistance de la voie chargée.

Nota : Certains Réseaux considèrent uniquement les valeurs k = 20 kN/m pour la voie non chargée et 40 kN/m pour la voie chargée (NS) ou 60 kN/m (DB AG).

I.3.3. Equation de l'interaction

Du fait du déplacement relatif w(x) entre le rail et tablier, l'effet préexistant dans le rail va être simplifie de la quantité F (u-v)-F(w).

La déformation longitudinale des rails (leur allongement ou leur raccourcissement) dons la section d'abscisse x, tel que :

$$\frac{F(W)}{SR} = E_R \varepsilon_R = E_R \frac{dv}{dx}$$

L'effort F(w) est appliqué au tablier, en face supérieur.la section d'abscisse x du tablier est donc soumise à :

Un effort normal $N = \int F(w).dx$; un couple $C = \int F(w).z(x).d(x)$;

Compte tenus du rapport $S_t E_t / S_R E_R$ très grand, on peut négliger la déformation du tablier du a N(x). De même on peut la déformation de flexion du tablier du au M(x).

Il en résulte que u(x) n'est déterminer que par les actions extérieures du système. Donc résultat de l'interaction longitudinale rail-structure est la suivante :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{F(W)}{S_R E_R}$$

I.4. LES EFFETS INTERACTION RAIL-STRUCTURE

I.4.1. Variations thermiques uniformes du tablier

Le tablier a soumis à une température uniforme se traduit par un déplacement des sections sans rotation.

L'état initial réel du système n'est pas connu puisqu'il résulte de l'historique de là l'historique de la température dans le rail, de l'historique (différent) des températures dans le tablier depuis la pose de la voie sur le tablier et du comportement non linaire du système.

Pour les besoins du calcul les seuls effets d'interaction thermique, on suppose que l'état de système est « neutre », c'est-à-dire que u(x) = v(x)=0 à l'origine et que la température du tablier augmente depuis une température initie θ_i jusqu'à atteindre une valeur extrême θ_f.

On définit alors une variation uniforme de température du tablier : $\Delta\theta = \theta_f - \theta_i$

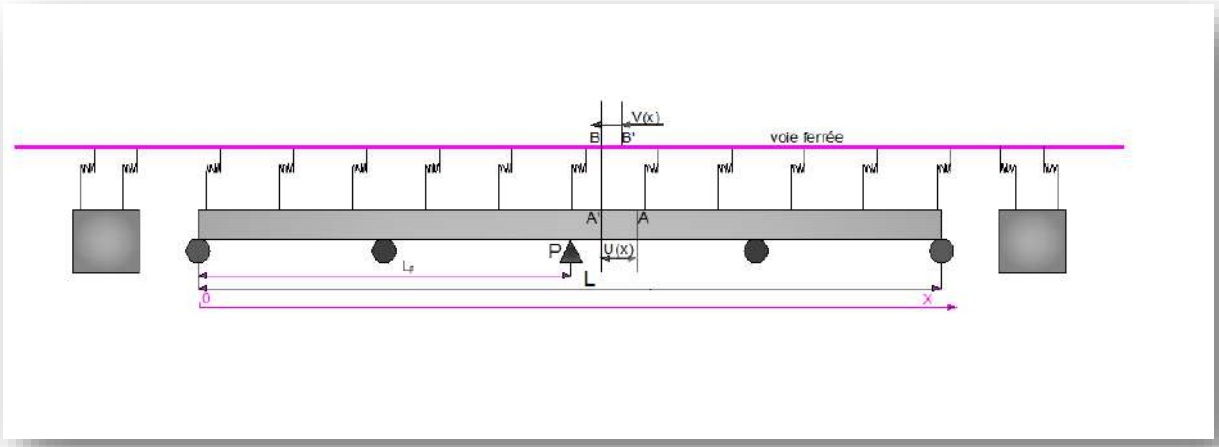


Figure I.4 : effets de la variation thermique du tablier.

Si le tablier et ancré en un point P de $L_p$de O, la fonction u(x) s'écrit :

$$\mathbf{u(x) = u_p + \alpha.\Delta\theta.(X\text{-}Lp)}$$

Avec: $\mathbf{u_p} = \dfrac{\int_0^L F(w).dx}{\mathbf{Kp}}$

I.4.2. Effets des charges verticales

On dispose sur l'ouvrage les charges du modèle LM71 de façon a avoir effet le plus défavorable.

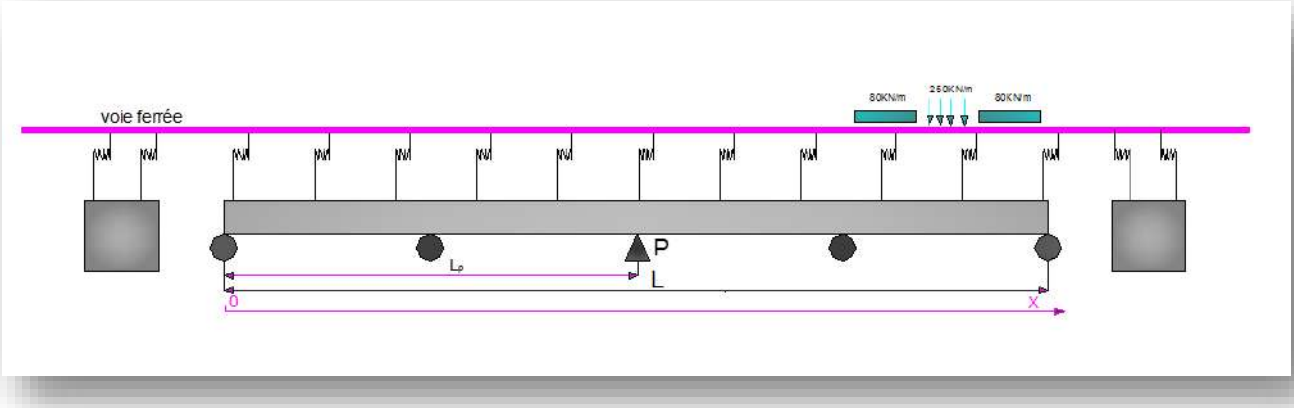


Figure I.5 : interaction rail-structure dans le cas de charges verticales.

C'est la flexion du tablier et les dispositions prévues aux appuis qui déterminant la fonction u(x) :

$$\mathbf{U(x)} = \frac{dz(x)}{dx} \cdot \boldsymbol{h}(\boldsymbol{x}) + \frac{dz(Lp)}{dx} \cdot \boldsymbol{h}'(Lp)$$

I.4.3. Freinage et accélération des trains

Les efforts de freinage ou démarrage F des trains placés sur le tablier sont appliquées à la face supérieure des rails. Ces efforts peuvent atteindre 25% de la charge d'essieu du train.

Le tablier reçoit un effort du au freinage

$$\mathbf{F_T} = \int_0^L \boldsymbol{F}(\boldsymbol{w}) \cdot \boldsymbol{dx} = \boldsymbol{\alpha} + \boldsymbol{F}$$

I.5. METHODE DE CALCUL

La méthode de calcul ci-après permette de vérifier la réponse combinée du système voie-ouvrage (interaction rail-structure) vis-à-vis des critères de dimensionnement. Ces critères peuvent être résumés de la manière suivante pour les tabliers ballastés :

- Déplacement longitudinal relatif a l'extrémité du tablier décomposer en deux pour permettre la comparaison avec les valeurs admissibles : δ_B du a l'accélération et au freinage et δ_H du a la déformation verticale du tablier
- Contraintes additionnelles maximales dans les rails.
- Valeur maximale du déplacement vertical relatif a l'extrémité du tablier δ_V.

I.5.1. Limite de validité de la méthode de calcul

❖ **Configuration de la voie**

- Rail UIC 60 présentant une résistance a la traction supérieur ou égale a 900 N/mm^2.
- Traverses lourds en béton, espacées au maximum de 65 cm.
- Au moins 30 cm ce ballast bien compacté sous les traverses.
- Voie en alignement ou en courbe de rayon supérieur ou égale a 1500 m.

❖ **Configuration du pont**

- Longueur de dilatation L_T :
- Pour les ouvrages métalliques : LT ≤ 60 m.
- Pour les ouvrages en béton ou mixtes : LT ≤ 90 m.

❖ Résistance plastique au cisaillement longitudinal K de la voie :

- **Voie non chargée :** K= 20 KN a 40 KN par m de voie.
- **Voie chargée :** K= 60 KN par m de voie.

❖ **Charges verticales de trafic :**

- Modèle de charge LM71.
- Modèle de charge SW/2.

❖ **Actions due aux freinages :**

- Pour le modèle de charge LM71 ⟶ q_{lbk} =20 KN/m, limité a : Q_{lbk} = 6000 KN.
- Pour le modèle SW/2 ⟶ q_{lbk} = 35 KN/m.

❖ **Actions dues à l'accélération**

- q_{lak} = 33 KN/m, limité a : Q_{lak} = 1000 KN.

❖ **Actions dues à la température**

- Variation de température ΔT_D du tablier : $\Delta T_D \leq 35$ Kelvin ;
- Variation de température ΔT_R du rail : $\Delta T_R \leq 50$ Kelvin ;
- Différence maximale de la température entre rail et tablier : / $\Delta T_D - \Delta T_R / \leq 20$ Kelvin.

Dans le cas d'un ouvrage constitué d'un tablier unique :

- il convient de déterminer tout d'abord les valeurs des paramètres ci-dessous, en négligeant la réponse combinée du système voie-ouvrage aux actions variables :

- la longueur de dilatation L_T (et vérifier $L_T \leq$ max L_T conformément a G.2 et figure 6.17 de NF EN 1991 -2) ;
- raideur K, par voie, des appuis conformément a 6.5.4.2 de NF EN 1991-2) ;
- déplacement longitudinale du bord supérieur du tablier du fait de la déformation de celui i :

$$\delta = \theta * H \ (mm)$$

Ou :

θ : Rotation de l'extrémité de tablier (rad) ;

H : la hauteur séparant l'axe de rotation (horizontal) de l'appareil d'appui (fixe) de la surface du tablier (mm).

- Pour les couples de valeurs de la résistance plastique au cisaillement longitudinal de la voie (voie non chargée/voie chargée) K=20/60 KN par m de voie et K=40/60 KN par m de voie et pour le coefficient de dilatation thermique linéaire α_T =10.10^{-6} 1/Kelvin ou α_T =12.10^{-6} 1/Kelvin, la longueur e dilatation maximal L_{TP} (m) est donnée par la figure I.1A I.4 selon le cas.

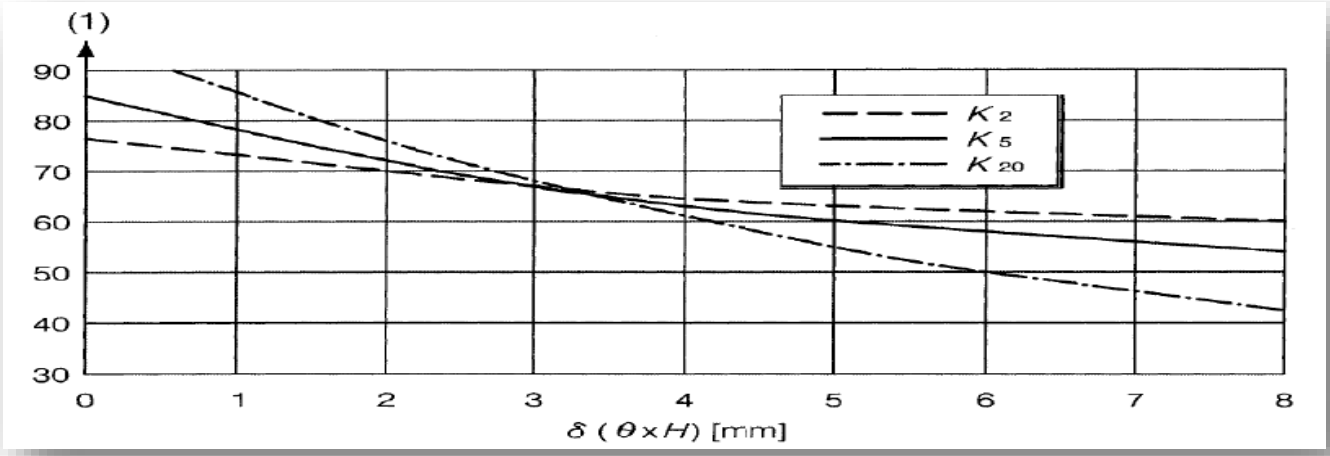


Figure G.1 tablier sur appuis simple- domaine admissible pour les contraintes dans les rails.

(α_T= 10.10^{-6} (1/Kelvin) , Δ_T =35 Kelvin, K20/K60 = 20/60 (KN/m).

Avec :

- longueur de dilatation maximal L_{TP} (m) ;
- K la résistance plastique de la voie au cisaillement longitudinal (KN par m de voie) :
  - Pour les voies non chargées : K_{20} =20KN par m de voie et K_{40} =40 KN par m de voie
  - Pour les voies chargées : K_{60}= 60 KN.
- K raideur des appuis par voie et par m de tablier (KN/m) :
  - K_2 = 2.10^3 KN/m ;
  - K_5 = 5.10^3 KN/m ;
  - K_{20} = 20.10^3 KN/m ;
- α_T : coefficient de dilatation thermique linéaire (1/Kelvin) ;
- δ: déplacement horizontal du bord supérieur du tablier du fait de la rotation d'extrémité (mm).

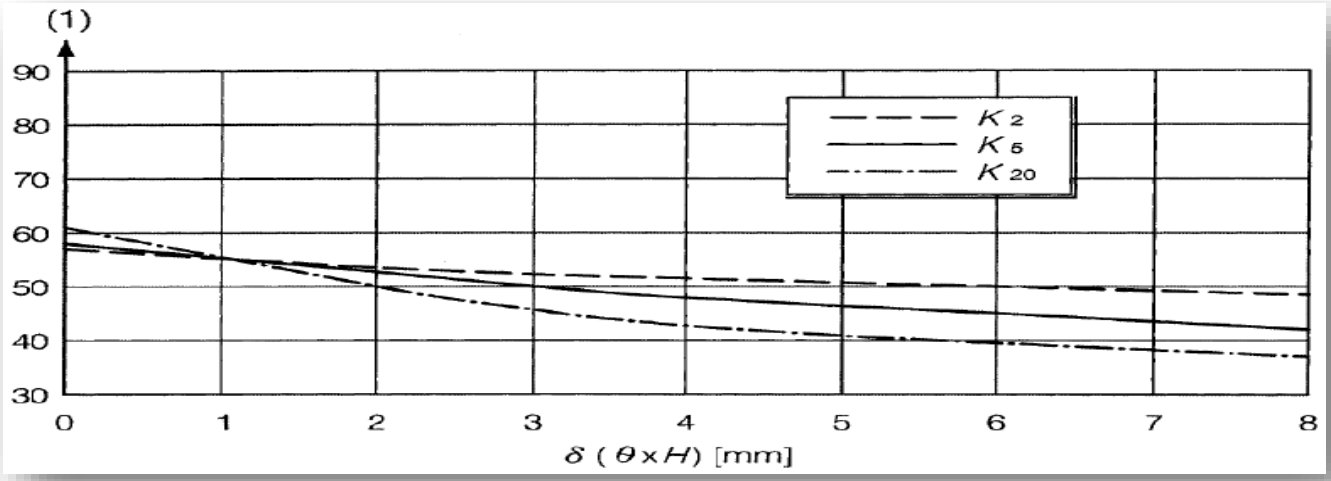


Figure G.2 Tablier sur appuis simple- domaine admissible pour les contraintes dans les rails.

(α_T= 10.10^{-6} (1/Kelvin) , Δ_T =35 Kelvin, K40/K60 = 40/60 (KN/m).

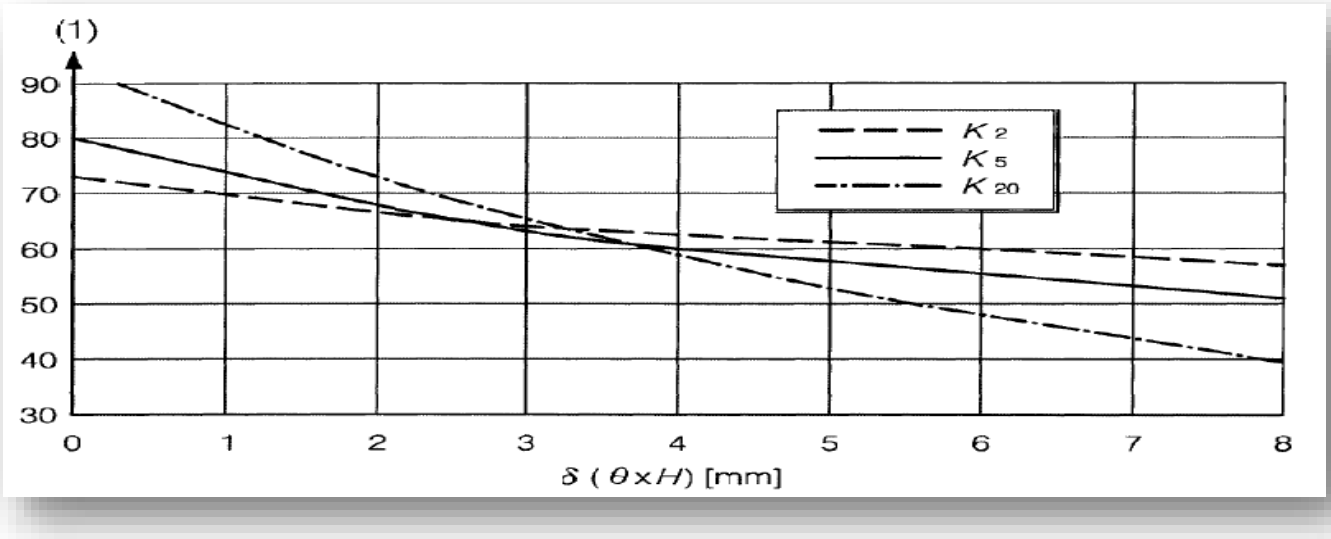


Figure G.3 Tablier sur appuis simple- domaine admissible pour les contraintes dans les rails.

(α_T= 12.10^{-6} (1/Kelvin) , Δ_T =35 Kelvin, K20/K60 = 20/60 (KN/m).

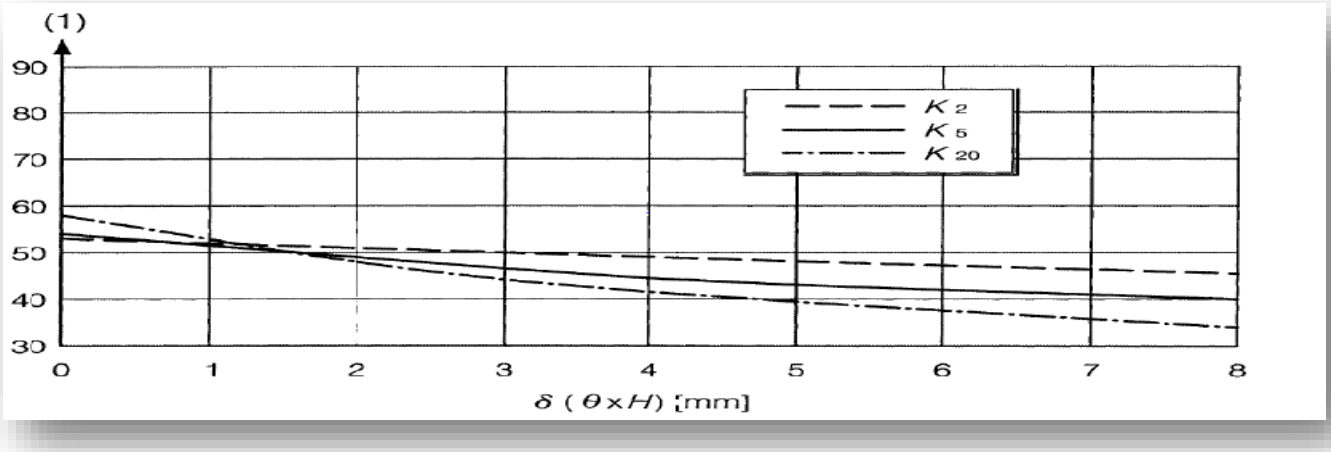


Figure G.4 Tablier sur appuis simple- domaine admissible pour les contraintes dans les rails.

α_T= 12.10^{-6} (1/Kelvin) , Δ_T =35 Kelvin, K40/K60 = 40/60 (KN/m).

- Les actions longitudinales s'exerçant sur les appareils d'appui (fixes) dues a l'accélération et au freinage, a la variation de température et a la déformation du tablier sous les charges verticales de trafic, peuvent être déterminées a l'aide des formules données dans le tableau G.1.celles-ci sont valable pour une voie, pour deux voie ou plus et une raideur du système porteur égale a K_U , les actions sur les appareils d'appui fixes peuvent être déterminée en prenant une raideur du système porteur K= K_U/2 puis en multipliant par 2 les résultats des formules pour une voie.

Tableau I.1 Actions sur les appareils d'appui fixes dans la direction longitudinale du pont.

Cas de la charge	**Limites de validité**	**Longs rails soudées**	**Avec un appareil de dilatation**
Freinage	L ≥ 50 m	$82.10^{-3}*L^{0.9}*K^{0.4}$	$2.26*L^{1.1}*K^{0.1}$
	L≤ 30 m	$126.10^{-3}*L^{0.9}*K^{0.4}$	$3.51*L^{1.1}*K^{0.1}$
Température	20≤ K(KN/m) ≤ 40	$(0.35+0.013K)L^{0.95}*K^{0.25}$	- 800+0.5L+0.01K/L Pour L≥ 60 m; - 20L Pour L≤ 40 m ; - Valeurs interpolées pour 40≤ L ≤ 60 m.
Rotation d'extrémité	Pont a tablier	$0.11L^{0.22}*K^{0.5}*(1.1-\beta) * \theta * H^{0.86}$	Comme pour longs rails soudées
	Pont a poutre latérales et pont cage	$0.11L^{0.22}*K^{0.5}*(1.1-\beta) * \theta * H$	Comme pour longs rails soudées

I.6. Conclusion

Maitriser l'interaction c'est d'assurer que le pont sera toujours apte a remplir son usage, c'est –a-dire supporter la voie sans que celle-ci ne puisse être sujette a des désordres.

L'axe de recherche objet de notre projet fin d'étude, c'est un sujet très complexe mérite d'être traité en détail dans un projet de recherche avec beaucoup de maitrise, afin de déterminer les valeurs des contraintes additionnelles admissibles pour chaque gamme ou intervalle de rayon, dont le but de simplifier et optimiser les études d'interaction rail structure (IRS) réalisé par les ingénieurs concepteurs.

CHAPITRE II
GENERALITES

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va présenter les différentes informations sur le projet, ainsi que les données relatives à l'ouvrage, les principales normes, références et les guides de conception en vigueur.

II.2. DESCRIPTION DE PROJET

Notre projet s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire a voie unique qui se place au nord de l'Algérie, entre les villes de Tiaret et Saida d'une longueur de 153 Km qui est destinée à diminuer les temps de parcours ferroviaires entre ces deux villes ,ainsi que fluidifiera le trafic ferroviaire et le transport de marchandises et des personnes.

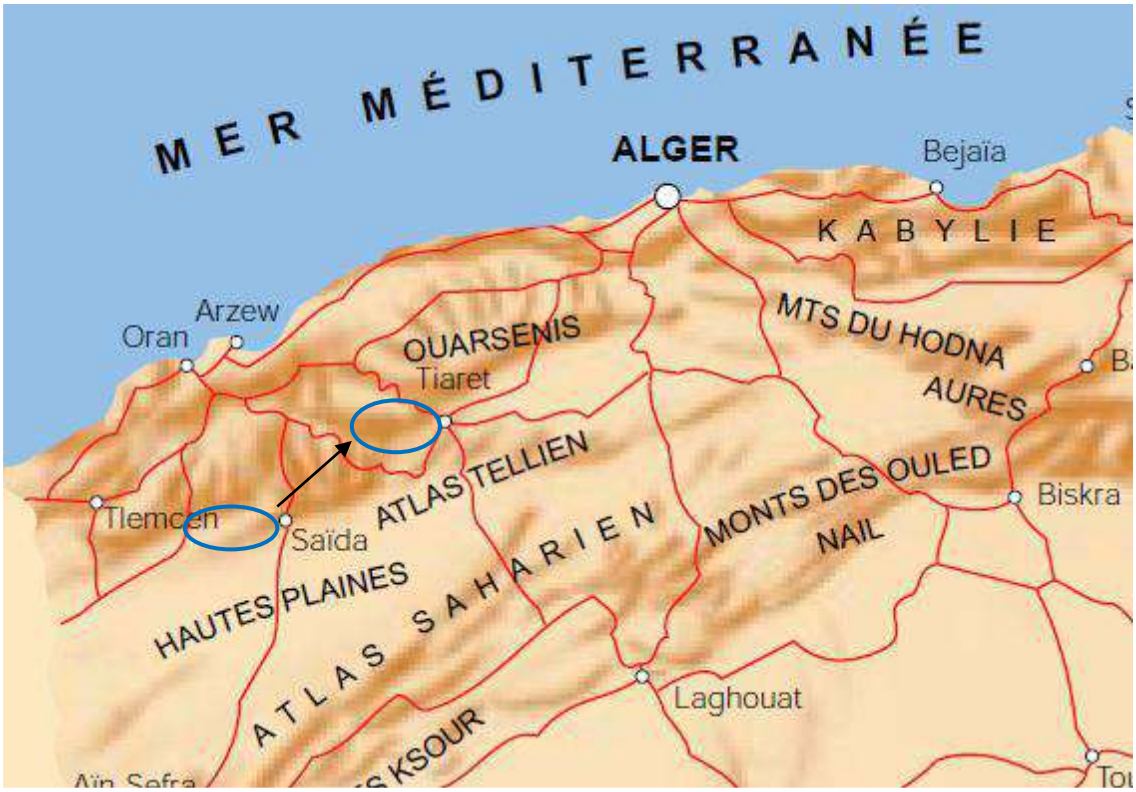


Figure II-1 La nouvelle ligne ferroviaire SAIDA-TIARET.

Les principales caractéristiques générales techniques sont :

- Ligne ferroviaire à voie unique non électrifiée de longueur 153 Km.
- Trafic mixte (marchandises-voyageurs) dont vitesse maximale 160km/h pour train de voyageurs et 120km/h pour trains de marchandise.
- La capacité de la ligne dans la première phase de réalisation sans gares de croisements est 46 trains par jour, dont 36 trains de voyageurs + 10 trains de marchandises, dans la deuxième phase de réalisation avec les gares de croisements la capacité maximale du tronçon est de 62 trains par jour, dont 52 trains de voyageurs + 10 trains de marchandises.
- Les rails sont du type UIC 60.
- Les traverses bi-bloc.
- Les ouvrages d'art seront dimensionnés pour deux (02) voies.

II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage d'art en projet il s'agit d'un viaduc ferroviaire V1140 de la nouvelle ligne ferroviaire SAIDA-TIARET qui se trouve dans le tronçon N.24, entre le PK. 148+217 et le PK. 148+567, à peu près 10 Km au l'est la ville de Saida.

Ce dernier est localisé dans la wilaya de SAIDA, il permet de franchir un relief difficile (grande vallée), un écoulement d'eau très irrégulier (Oued El Krichi).

- Longueur totale de l'ouvrage environ 300 m.
- Les rails sont du type UIC60.
- les traverses bi-bloc.
- Deux voies de circulation

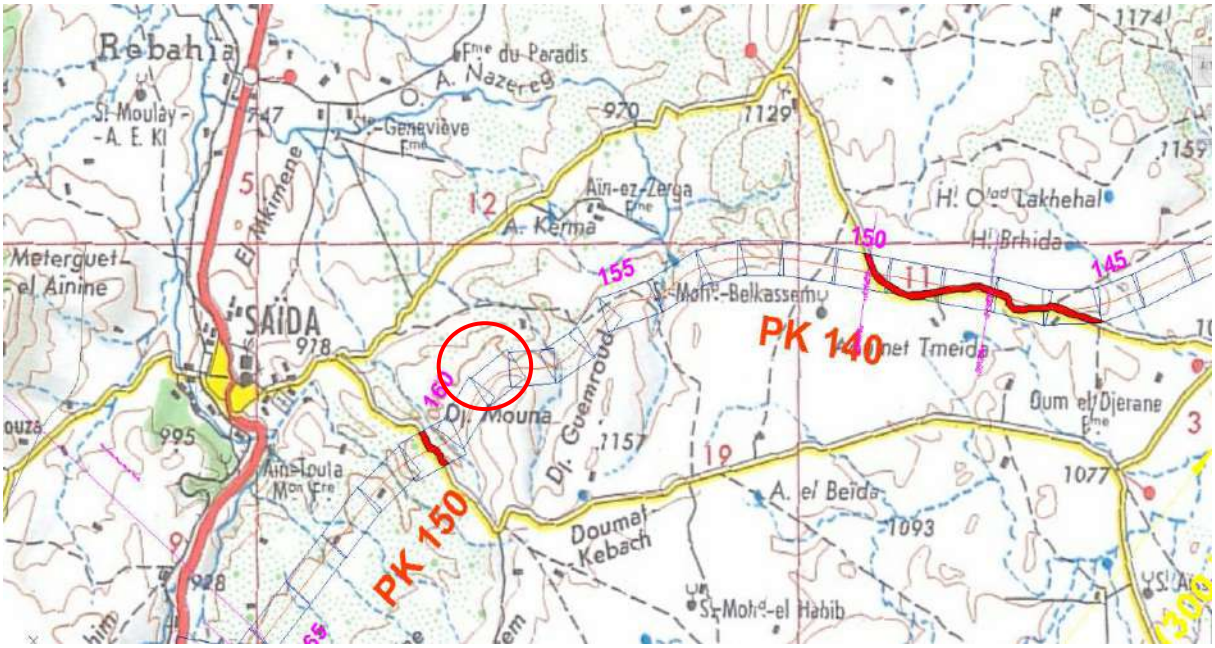


Figure II-2 La zone de projet.



Figure II-3 Implantation de l'ouvrage.

II.4. DONNEES GENERALES DE L'OUVRAGE

II.4.1. Les données naturelles

II.4.1.1. Les données géotechniques

La reconnaissance des caractéristiques géotechnique du sol, entraine les meilleures conditions de la stabilité et de rigidité.

La campagne géotechnique réalisée se centre sur la détermination de la caractéristique lithologique et géotechnique des matériaux traversés par le tracé afin de réaliser une conception appropriée d'ouvrage du point de vue géologique et géotechnique.

D'après le rapport de sol établi par le LCTP (laboratoire centrale des travaux publics), les résultats obtenus à partir d'une investigation in situ et de laboratoire qui donne les informations sur le sol support devant recevoir l'ouvrage.

➢ **La reconnaissance in situ**

Le programme de reconnaissance géotechnique a consisté en la réalisation :

- deux (02) sondages carottés (à carottage continu) de 15m de profondeur (sondage SC71PK148+165 et SC71PK148+600).

Tableau II-1 Les sondages carottiers.

Phase	SONDAGE	PROFONDEUR	ECHANTILLONS	SPT (prof/Nspt)
APD	SC71PK148165	15 m	C1 (1,6 – 2,0 m) C2 (2,7 – 3,0 m) C3 (3,4 – 4,0 m) C4 (7,0 – 7,3 m) C5 (8,8 – 9,0 m)	/
	SC71PK148600	15 m	C1 (2,5 – 2,8 m) C2 (4,5 – 4,7 m) C3 (12,15 – 12,4 m) C4 (14,0 – 14,3 m)	/

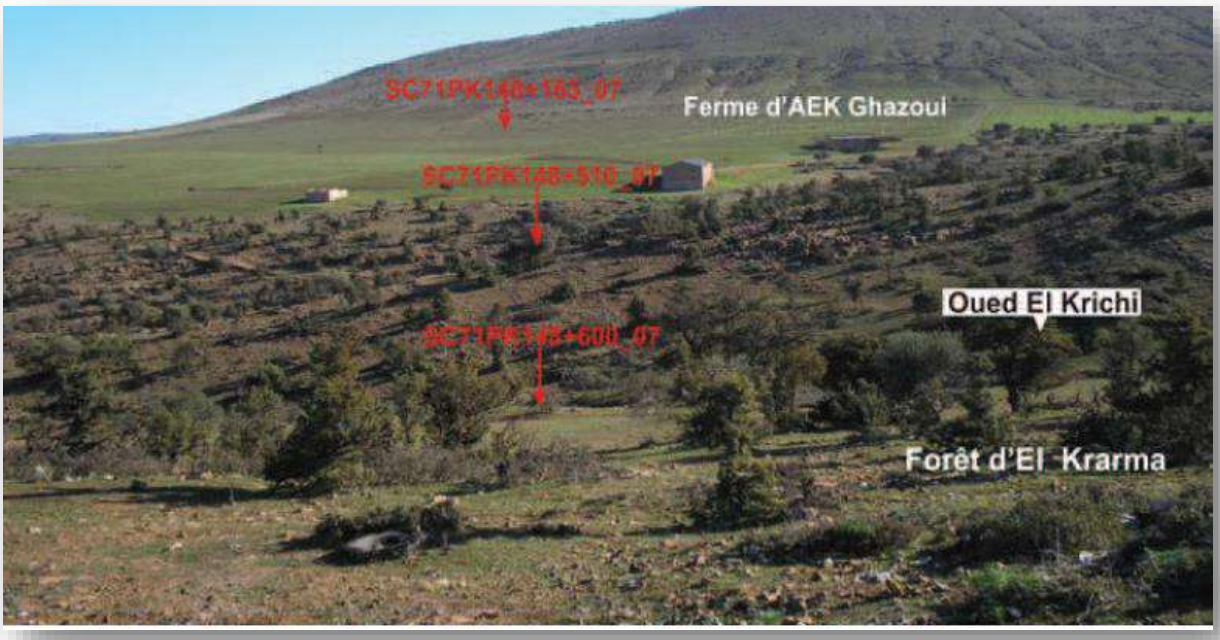


Figure II-4 Implantation des sondages.

- **résultats (Annexe A).**
- **les essais de laboratoire**

Pour pouvoir réaliser les essais de laboratoire, (9) échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs au niveau de deux (02) sondages réalisés.

- **Résultats (Annexe A).**

L'interprétation de ces essais nous donne les informations suivantes :

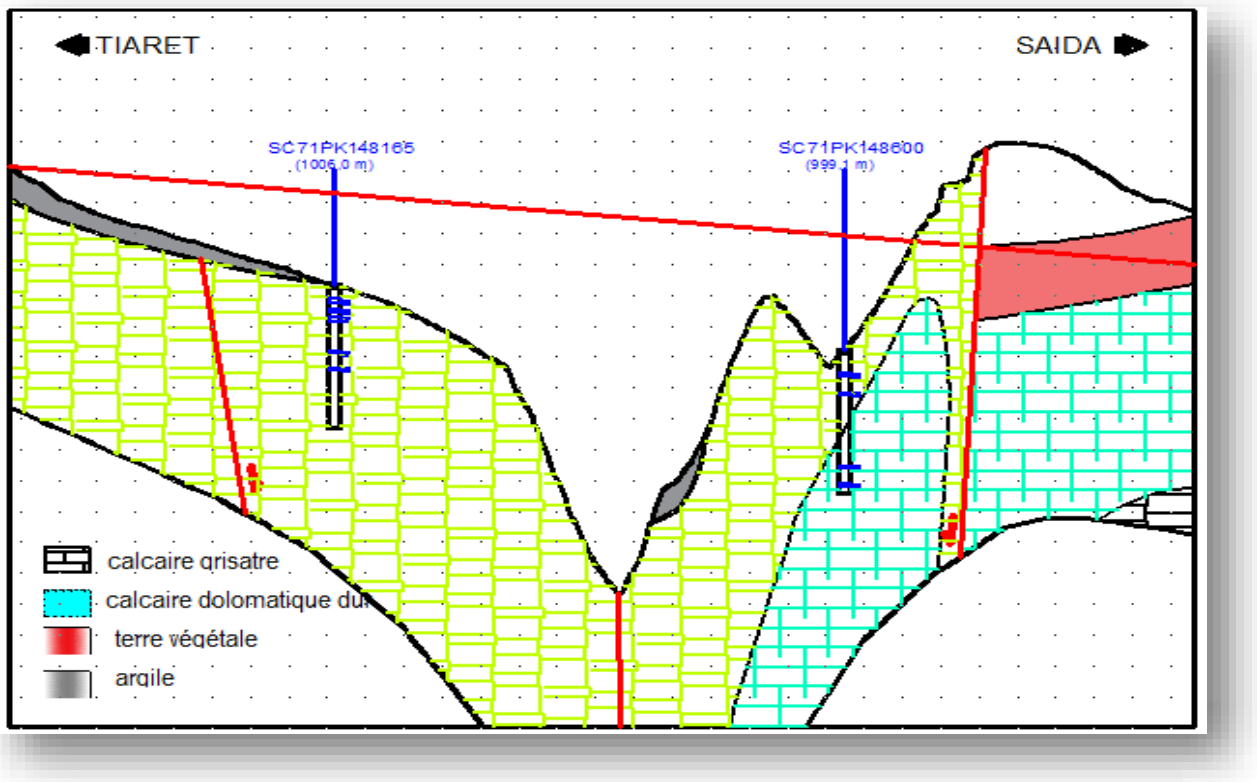


Figure II-5 Profil lithologique (coupe géotechnique).

II.4.1.2. Les données Géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques

La zone intéressée par le tracé de la future ligne ferroviaire entre les tronçons considérés est caractérisée par un vaste plateau formé de calcaires marneux et dolomies à stratification subhorizontal, de compact à très fracturées et karstifié, appartenant au Groupe Carbonaté Inférieur (Jurassique inférieur et moyen), qui constituent la base aux formations gréso-sableux et marno-argileux appartenant au Groupe Détritique des Hauts Plateaux (Jurassique moyen et supérieur – Callovian / Oxfordian) et les formations calcaires du Groupe Carbonaté Supérieur (Jurassique supérieur et Crétacé inferieur).

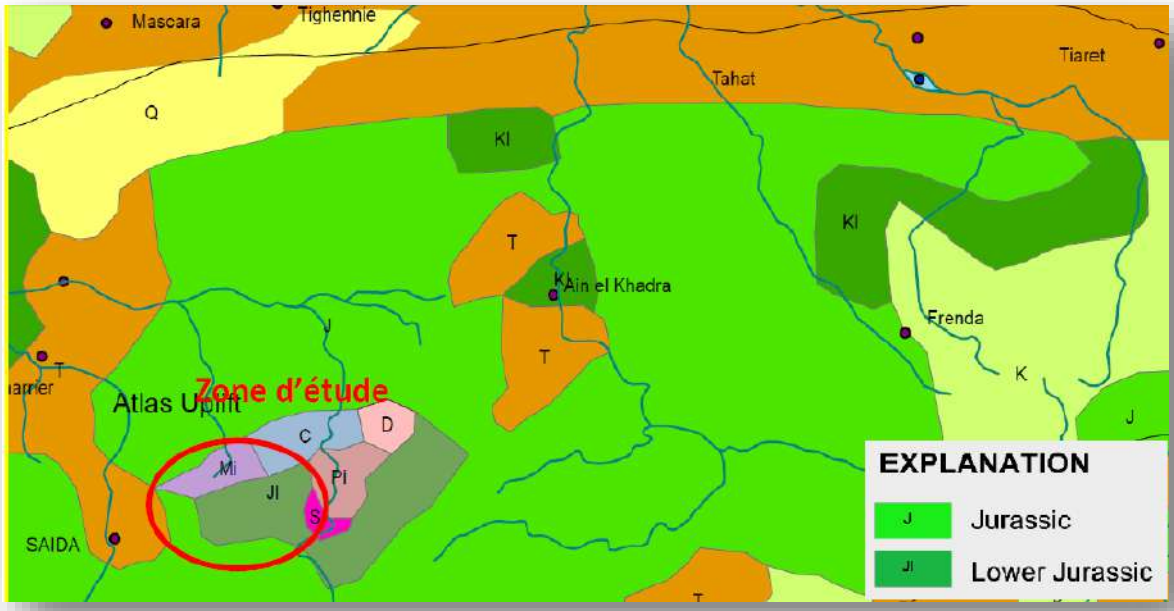


Figure II-6 Géologie générale de l'aire d'étude.

Le viaduc en projet se trouve à une altitude topographique variable entre un minimum de 974 m du fond de la vallée et un maximum de 1016 m de la culée plus haute.

La morphologie générale de la zone d'étude est accidentée, avec des hautes pentes topographiques dues principalement à la nature des dépôts affleurants de nature calcaire et dolomitique. Les dépôts calcaires forment des parois aussi sous-verticales avec hauteurs jusqu'à 10 mètres.

L'hydrographie superficielle dans la zone d'étude est peu développée à cause des terrains très perméables affleurant et du climat semi-désertique. Les cours d'eau (Oued) sont à régime hydrologique très irrégulier. Ils tirent leur source des rares et fortes précipitations tandis que dans les saisons chaudes ces sont le plus souvent secs.

Le trait où l'ouvrage d'art en projet est situé se place dans le bassin hydrographique de l'Oued Saida, qui coule en direction nord pour se jeter dans la province de Mostaganem

II.4.1.3. Données sismiques

D'après le zonage sismique du territoire national, notre projet appartient à la zone sismique **I.**

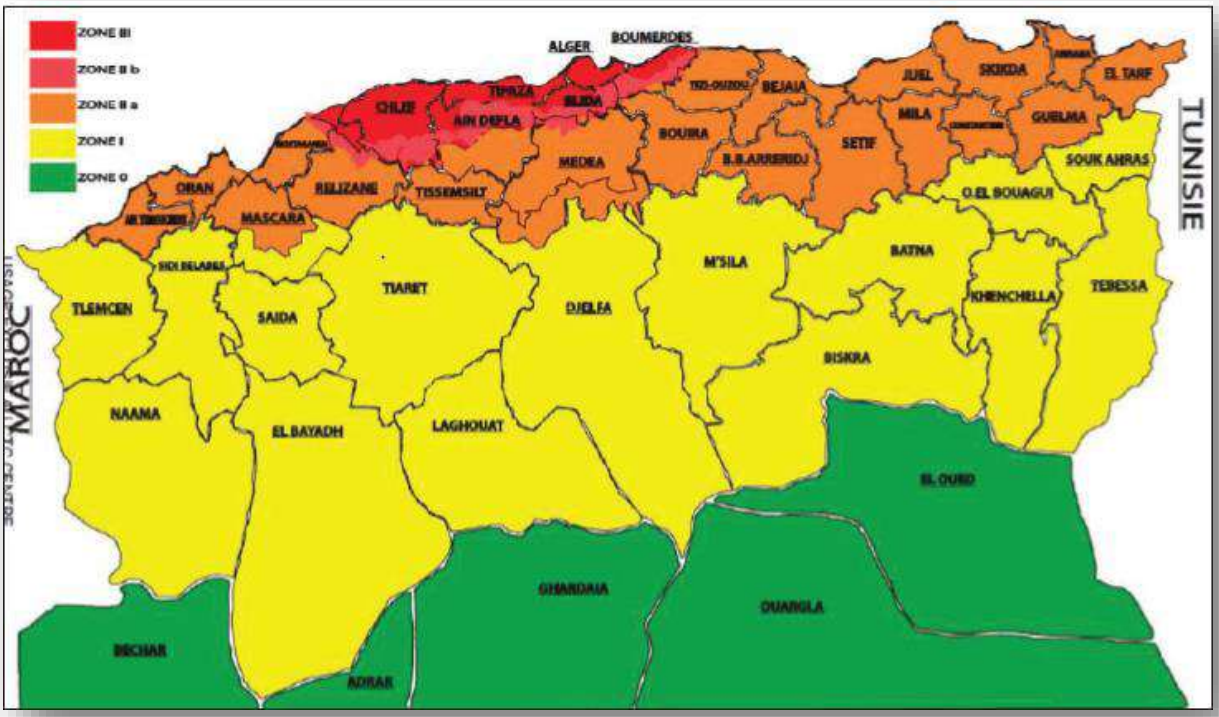


Figure II-7 Carte de zonage sismique de l'Algérie.

D'après le RPOA, la wilaya de SAIDA s'inscrit dans la « Zone I », de sismicité faible.
Le RPOA classe les ponts en trois groupes selon leur importance :

Tableau II-2 Classification des ponts.

Groupe de pont	**Importance**
Groupe 1	**Pont stratégique**
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

D'après le tableau I.2., la classe de notre pont est un pont stratégique car il est destiné pour la liaison ferroviaire.

Conformément à l'article 2.2 du RPOA2008, les ponts ferroviaires sont classés dans la catégorie des ouvrages stratégiques « groupe 1 », donc le coefficient d'accélération de zone égale 0.15.

Tableau II-3 Coefficient d'accélération de zone A.

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

La figure I.7 représente le spectre de réponse pour les 4 zones S1, S2, S3 et S4.

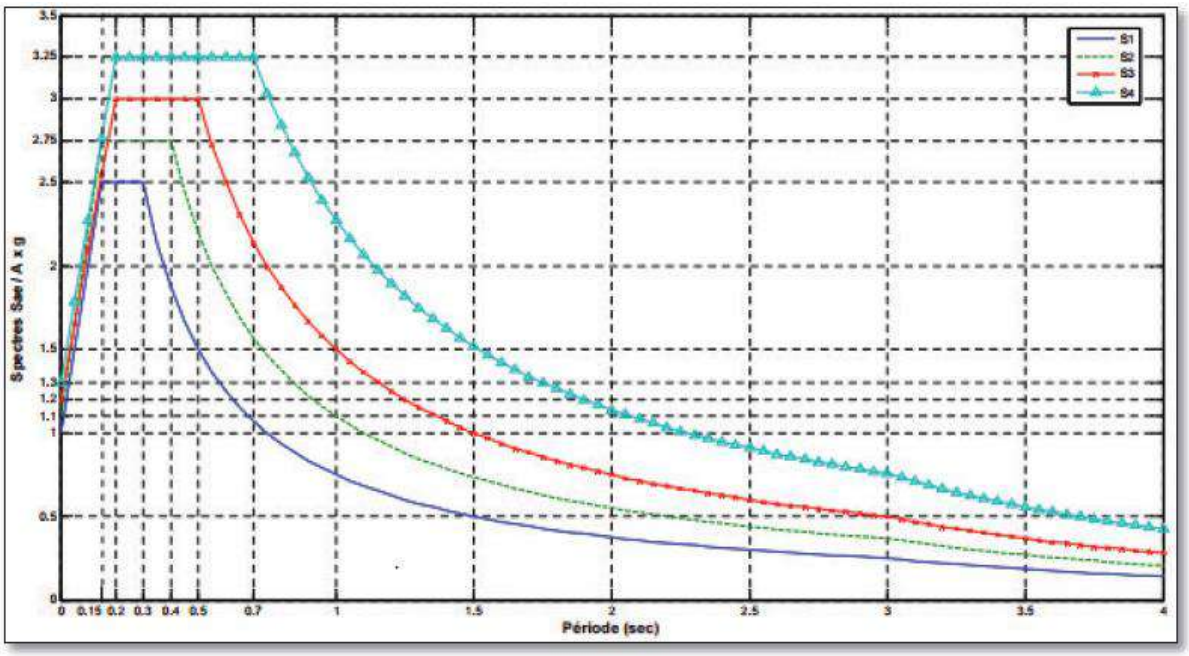


Figure II-8 Spectre de réponse élastique.

II.4.1.4. Données climatiques

La wilaya de SAIDA possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Koppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne à SAIDA est de 16.7^{0}C et les précipitations sont en moyenne de 672.3 mm.

- **Variation de la température**

Conformément à l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009, on adopte une variation uniformes de température de +35°C et -15°C, en Algérie du nord.

- **Gradient thermique**

Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR 2009 ; les valeurs du gradient thermique verticale sont résumée dans le tableau ci-après :

Tableau II-4 Gradient thermique.

	En phase de construction	**En service**
	Gradient (^{0}c)	Gradient (^{0}c)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	**±12**	**±7**

- **Actions de la température dans les piles**

Il ya lieu de prendre en compte les effets d'un gradient linéaire de température entre surfaces opposées des piles.

- Dans le cas des piles en béton, qu'elles soient creuses ou pleines il convient de considérer une valeur caractéristique du gradient linéaire égale a **10^{0}C**.
- Dans le cas de piles creuses, il y a lieu de considérer une différence de température entre les faces interne et externe d'une paroi dont la valeur caractéristique est fixée à **15^{0}C**.

- Lorsqu'il y a lieu de considérer des différences de température entre différents éléments structuraux d'un même ouvrage, il est proposé une valeur caractéristique de **15^0C**.

- **Action de vent**

Pour un calcul simplifié, l'action du vent est déterminée conformément à l'article 3.2.1 du RCPR 2009, où la valeur de la pression dynamique en service est prise égale à 2 kN/m² appliquée sur les surfaces frappées.

II.4.2. Les données géométriques

II.4.2.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est une ligne définissent la géométrie de l'axe de la voie de portée dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points.

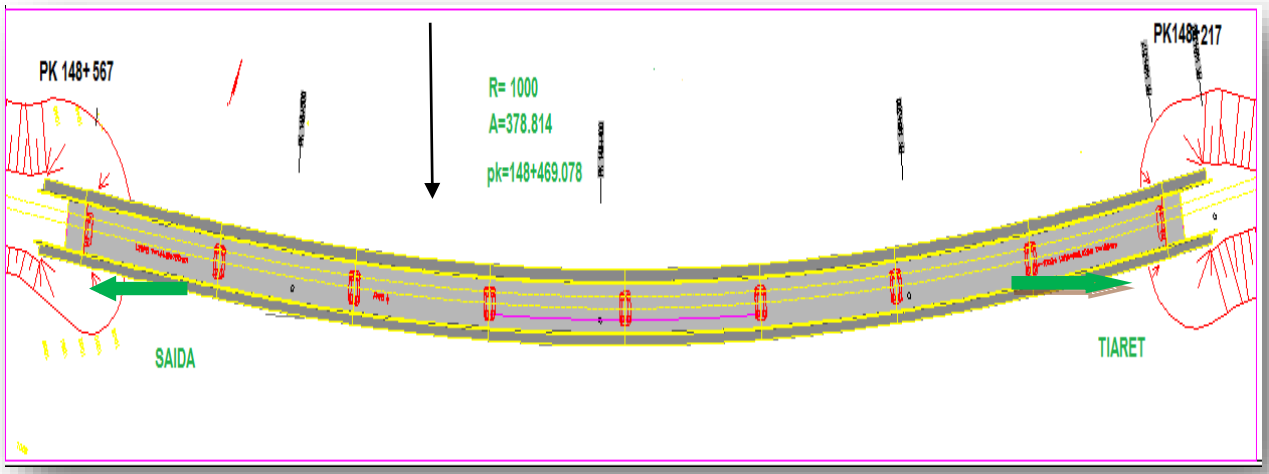


Figure II-9 Tracé en plan.

L'axe en plan se composera d'une courbe de rayon 1000 m jusqu'au 148+469.078, suivie par un clothoïde.

II.4.2.2. Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage présente une pente constante de 1.6% de SAIDA vers TIARET

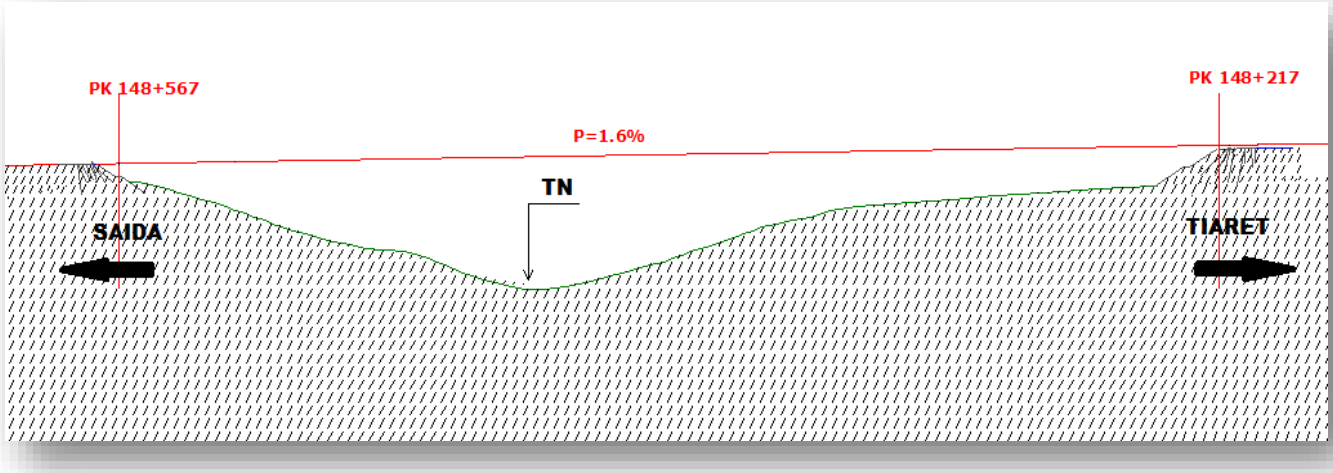


Figure II-10 Profil en long.

II.4.2.3. Profil en travers

Le profil en travers de l'ouvrage est défini comme suit :

- L'entraxe des voies : 4.2 m.
- Piste d'entretien : 0.70 m.
- Murette et garde-corps : 0.20 m.
- Support de poteau caténaire : 0.50 m.
- L'écartement entre les rails de la voie : 1.435 m en alignement.
- Tablier en toi ±1.5% de pente de part et d'autre de l'axe du pont.
- Divers : 160 mm

Donc la largeur du tablier : 2.1*2+2.21*2+2.14*2+0.4*2 = **13.70 m.**

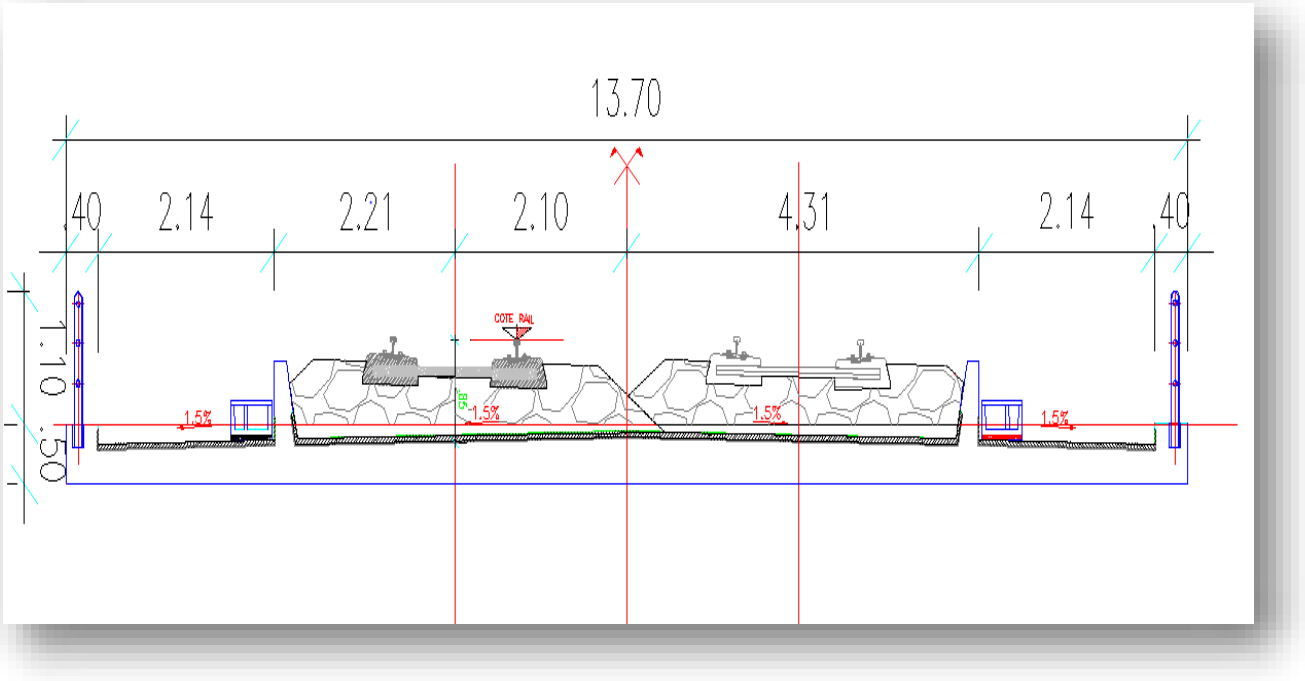


Figure II-11 Profil en travers.

II.5. CONCLUSION

La situation géographique de projet ainsi que les données (naturelles et fonctionnelles) relatives a ce dernier sont des éléments primordiaux qui nous serons utiles pour passer a la phase de conception de l'ouvrage.

CHAPITRE III
CONCEPTION

III.1. . INTRODUCTION

La conception d'un pont consiste a réaliser des études progressives et itératives visant a la définition des ouvrages répondant au mieux au programme élaboré par le maitre de l'ouvrage, dans le respect des normes et règles de l'art. Cette approche nécessite de faire la synthèse des différentes données ou exigences de toutes natures : données fonctionnelles, données de site, exigences de conception …….

III.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES

Pour la conception du notre projet, on se limite aux variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont a poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).
- Variante 2 : pont mixte bipoutres métalliques.
- Variante 3 : pont a poutre caisson en encorbellement.

III.2.1. Première variante "pont a poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP)

Les ouvrages de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité. De ce fait on l'a proposé comme variante pour la conception (SETRA VIPP).

III.2.1.1. Implantation des appuis

Dans cette variante on propose un pont de 10 travées avec une longueur de 33.4 m de chacune.

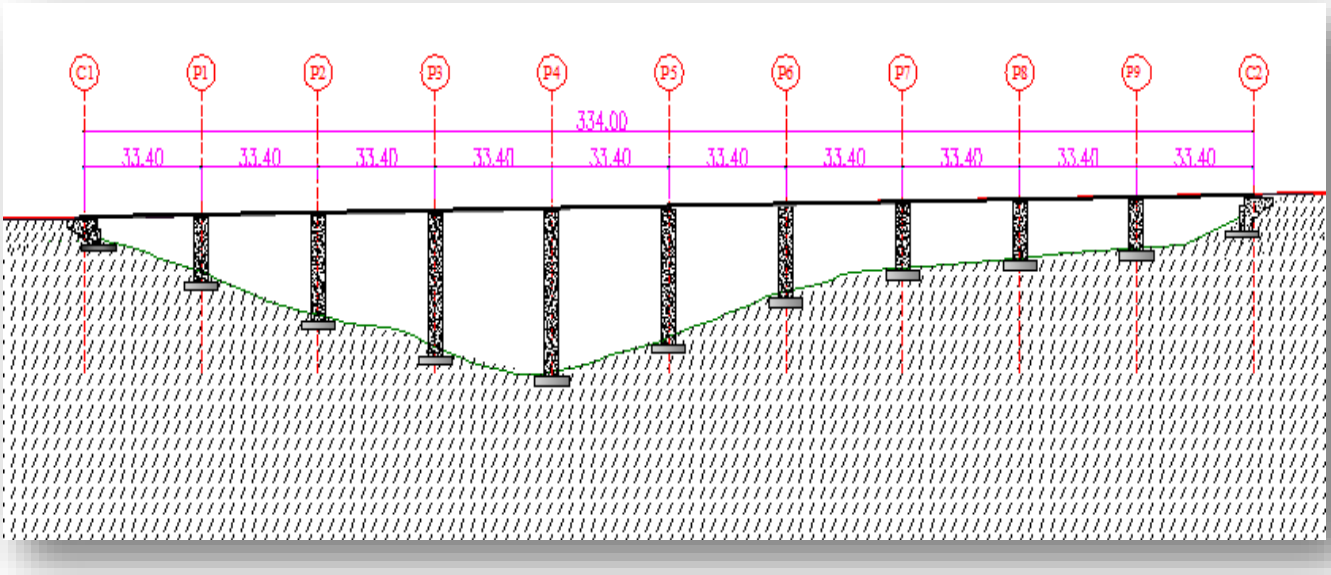


Figure III-1 Implantation des appuis (VIPP).

III.2.1.2. Pré dimensionnement de la poutre

Tableau III.1 Détaille des poutres.

Désignation		Formule
Entraxe entre les poutres		$1.5 \leq \lambda \leq 2.5$
Nombre de poutre		$N = (La/\lambda)$ La : Largeur du tablier
Hauteur totale du tablier		$L/20 \leq H_t \leq L/17$ L : Portée de la poutre
Largeur de la table de compression		$b \geq 60\% H_t$
Epaisseur de la table de compression		$e \geq 10$ cm
Largeur du talon		$L_t = B_t/N$ Avec : $B_t = l.L^2/Ht.K$ l: Largeur du tablier L: Portée de la travée Ht : Hauteur totale du tablier $1100 \leq K \leq 1300$ N : Nombre de poutres
L'épaisseur du talon		$10\text{ cm} \leq e_t \leq 20\text{ cm}$
Epaisseur de l'âme	S. About	b_0 = Largeur du talon Lt
	S. Intermédiaire	$b_0 = 35$ cm
	S. Mi- travée	$16\text{ cm} \leq b_0 \leq 22\text{ cm}$
Gousset de la table de compression		$e_1 \longrightarrow 1/15 \leq \tan \alpha_1 \leq 1/10$ $e_2 \longrightarrow 45° \leq \alpha_2 \leq 60°$
Gousset du talon		$1 \leq \alpha \leq 1.5$

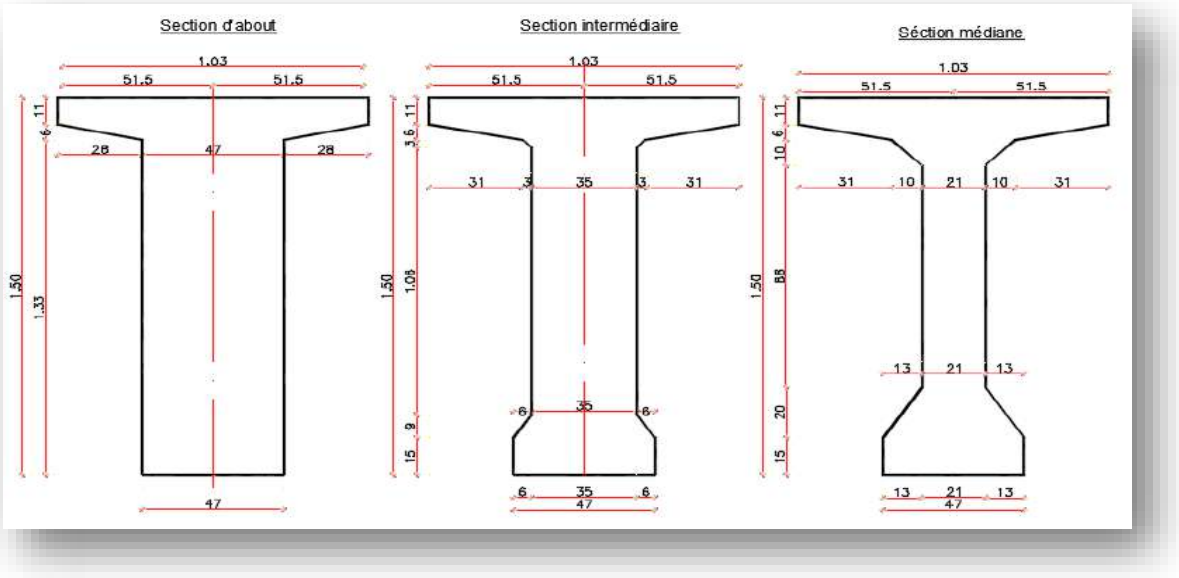


Figure III-2 Détaille des poutres.

- La largeur de tablier : 13.7m.
- Epaisseur de la dalle : 0.2m.
- La position de la poutre de rive est : 1.95 m.
- Nombre de poutre : N= 8 poutres.
- L'entre axe des poutres : La= 1.4 m.

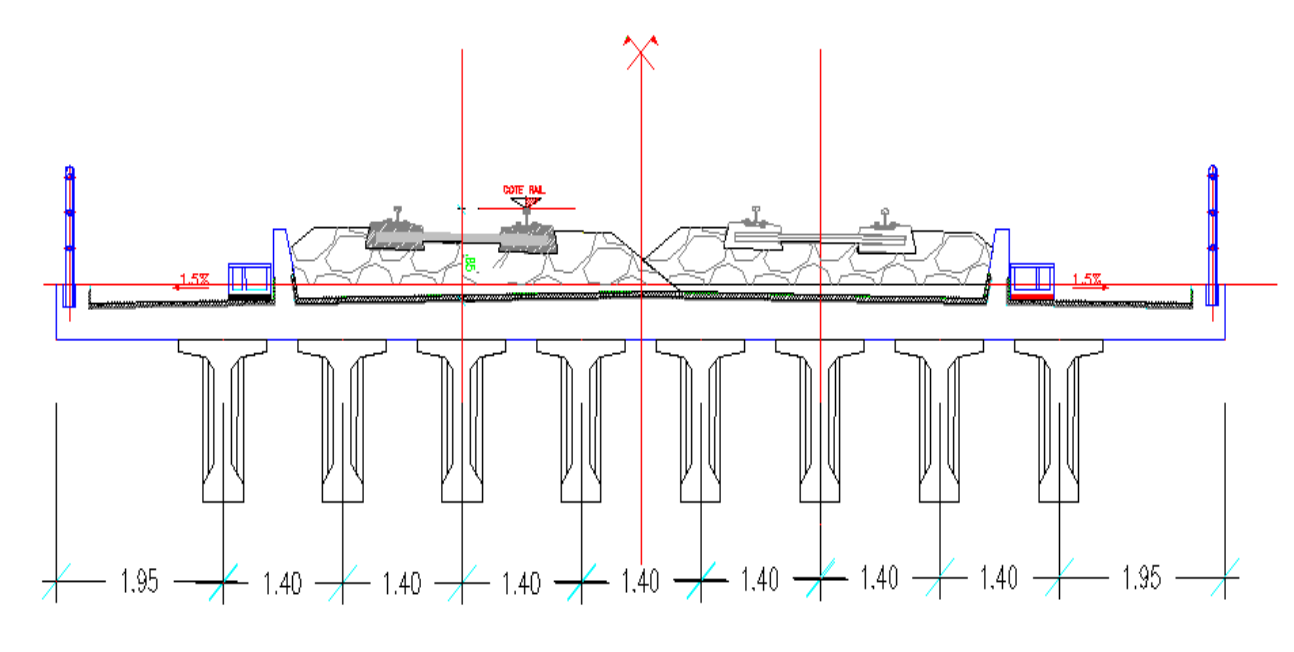


Figure III-3 Coupe transversale de la variante 1.

III.2.1.3. Les avantages et les inconvénients

➢ **Les avantages**

- Facilité d'étude et d'exécution.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- L'absence à peu près complète de pathologie grave.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques.

➢ **Les inconvénients**

- Nombre de joint important (cas des ouvrages isostatique).
- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmente au fur et a mesure que leur portée augmente.
- Ce type de tablier constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. Mais, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Il est souhaitable de pouvoir implanter les appuis à intervalles réguliers pour réaliser des travées de longueurs égales. Cet aspect peut constituer un handicap pour ce type d'ouvrage.
- Ce type de pont ne présente pas une bonne esthétique.

III.2.2. Deuxième variante « pont mixte bipoutres métalliques »

L'introduction de l'acier a permis de réaliser des types de ponts qui n'étaient pas réalisables. L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

III.2.2.1. Implantation des appuis

Cette variante comporte huit travées (6 travées intermédiaires de 50 m et 2 travées de rive de 25 m) avec une largeur de 13.7 m pour le tablier (tablier a eu une hauteur constante).

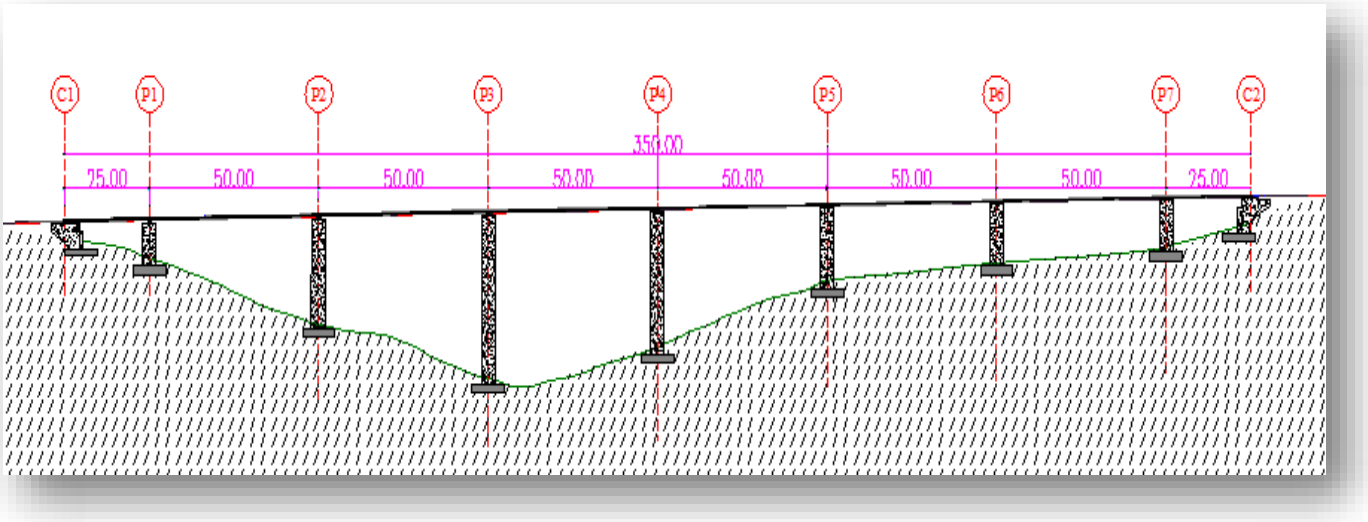


Figure III-4 Implantation des appuis (pont mixte).

III.2.2.2. Pré dimensionnement (SETRA)

- Epaisseur de la dalle est e=25 cm.
- Entraxe des poutres principales est $0.55.L_t$ ce qui donne 7.535 m.
- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : H= L/28 (élancement de la poutre) ce qui donne H = 2 m.
- Largeur de la semelle inferieur : 500 mm $\leq b_i \leq$ 1000 mm.
- Largeur de la semelle supérieure : 400 mm $\leq b_s \leq$ 800 mm.

Tableau III.2 Détaille des poutres principales.

	Unité (mm)	**sur appuis**	**mi travée**
semelle supérieure	Largeur (b_s)	600	600
	Epaisseur (t_s)	55	55
âme	Hauteur (h_w)	1890	1870
	Epaisseur (t_w)	35	20
semelle inferieure	Largeur (b_i)	800	800
	Epaisseur (t_i)	55	75

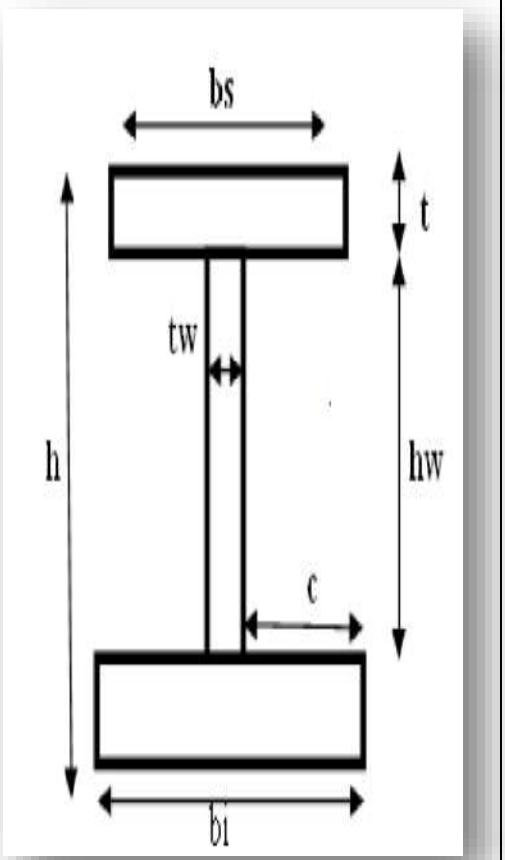
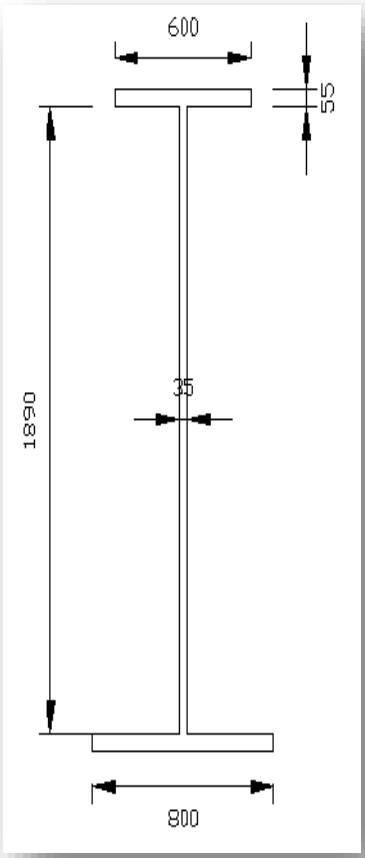
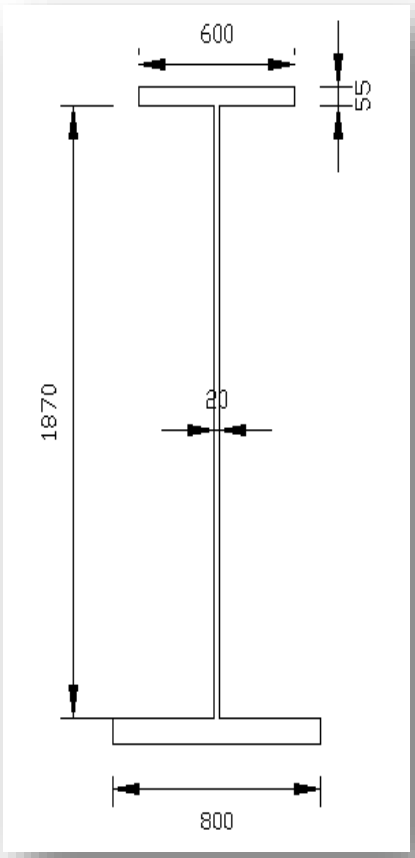
Section en I	Sur appuis	Mi travée
		

Figure III-5 Dimensions des éléments de structure (pont mixte).

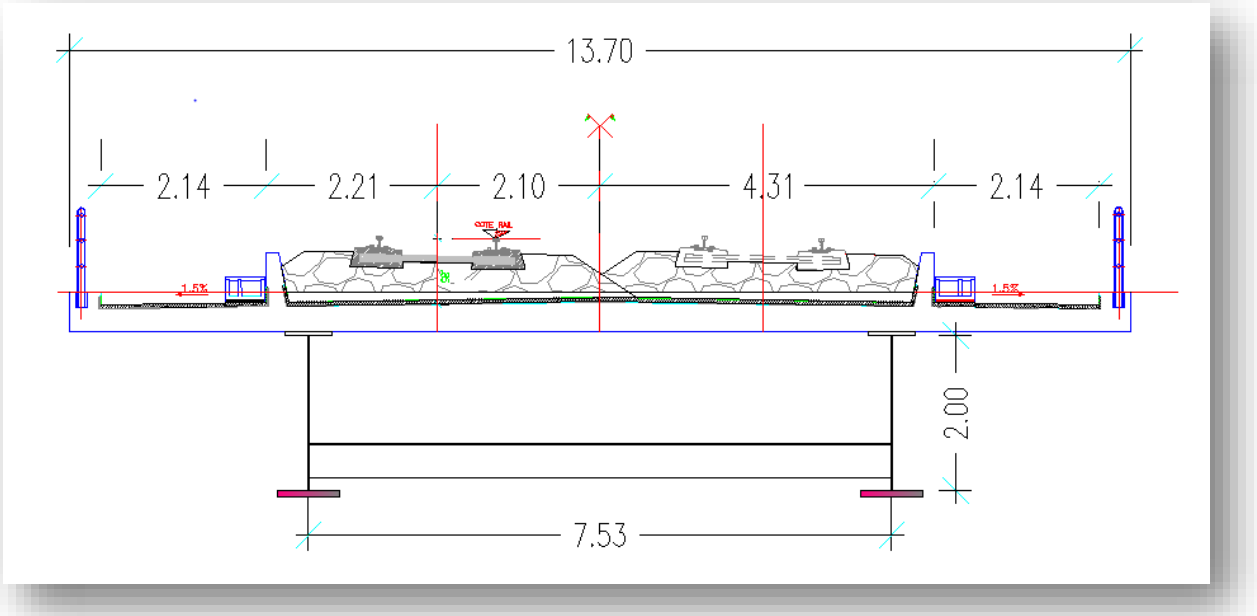


Figure III-6 Coupe transversale au niveau d'appui.

III.2.2.3. Avantages et inconvénients

➢ **Les avantages**

- Simplicité de mise en œuvre.
- Rapidité d'exécution.
- Légèreté du tablier.
- Les poutres sont fabriquées en usine donc respect des normes métallurgiques.
- Permet d'atteindre des portées importantes.
- Gain de temps (délai).
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

➢ **Les inconvénients**

- Le problème majeur des ponts métalliques et mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs.
- Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Le cout est plus élevé.

III.2.3. Troisième variante « pont a poutre caisson en encorbellement »

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne, ils sont de plus en plus souvent utilisés pour le franchissement de très grandes portées, et pour franchir des rivières larges et profondes, des rivières à fortes crues ou pour construire des ouvrages possédant des piles de grande hauteur.

Ces ponts sont en général, construits à partir des piles en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs coulés en place ou préfabriqués, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

III.2.3.1. L'implantation des appuis

Pour cette variante, on adopte pour la réalisation de cinq 5 travées, trois (03) travées intermédiaire de 80 m et deux(02) travées de rive de même longueur de 56 m.

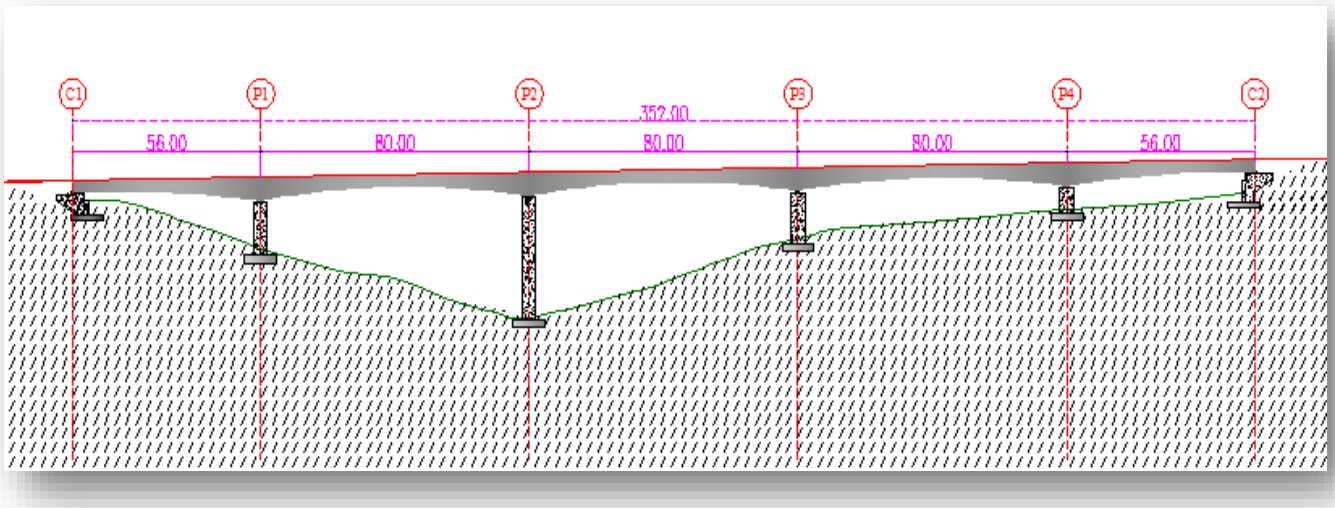


Figure III-7 vue en élévation (pont caisson).

- La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.
- La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.
- Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

Le tableau suivant représente les langueurs des différents voussoirs :

Tableau III.3 longueurs des voussoirs.

Désignation	**Valeur (m)**
Longueur de la travée principale (L)	80 m
Longueur de la travée de rive (l)	56 m
Longueur des voussoirs courants (L_V)	5 m
Longueur des voussoirs sur pile ($L_{P)}$	8 m
Longueur des voussoirs de clavage (L_c)	2 m
Longueur des voussoirs coulés sur cintre	15 m

D'après l'expression suivante :

$$N = \frac{\frac{L}{2} - \frac{Lc}{2} - \frac{Lp}{2}}{Lv}$$

On obtient un nombre de voussoirs courants N = 7 voussoirs pour chaque fléaux.

III.2.3.2. Pré dimensionnement de voussoir (SETRA)

Dans cette variante on opte pour des voussoirs mono caisson, car la largeur de pont est inferieure 20 m, et l'hourdis supérieur sera en béton armé seulement car la largeur est aussi inférieure à 15 m. La figure ci-dessous précise les notations qu'on va utiliser pour pré-dimensionner ce voussoir :

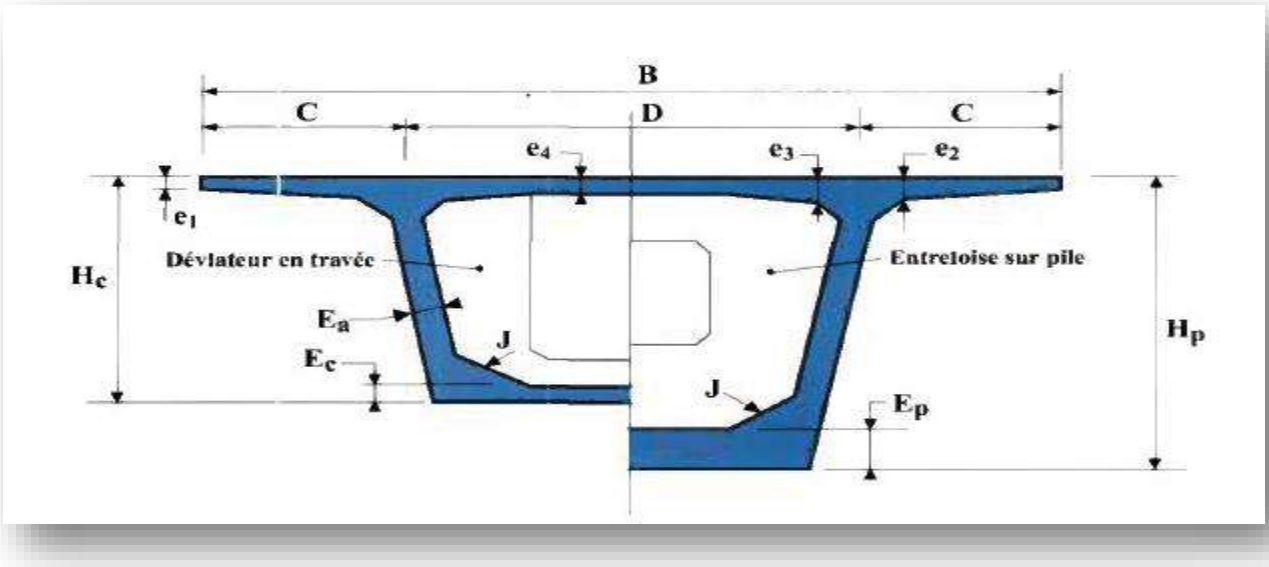


Figure III-8 les différents composants de voussoir sur pile et a la clé.

Tableau III.4 dimensionnement de voussoir.

Désignation		Formule	Valeur
Hauteur du voussoir	Sur pile Hp	$Hp \leq \frac{L}{12}$	Hp=6 m
	Sur clé Hc	$Hc \leq \frac{L}{22}$	Hc = 3 m
Hourdis supérieur	Epaisseur en extrémité e_1	≥ 16 cm	e_1 =25 cm
	Epaisseur a l'enracinement de l'encorbellement e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	e_2 = 50 cm
	Epaisseur a l'encastrement e_3	e_3 = 0.1+D/25 avec D = B-2.C et e3> e2-0.1 et e3>1.5e4	e_3 = 50 cm
	Epaisseur a mi-travée e_4	e_4 = D/25 ou D/30	e_4 =30 cm
Epaisseur des âmes		$E_a = \frac{L}{275} + 1.25 \times \frac{B}{L} - 0.125$	E_a = 60 cm
L'épaisseur de l'hourdis inférieure	Sur pile E_p	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	E_p = 80 cm
	Sur clé E_c	$E_c \geq$ (18 à 22 cm)	Ec=35 cm
Dimensionnement des goussets	Gousset supérieur	Entre 30° a 45 °	face intérieure : 45° face extérieure: 40°
	Gousset inférieure	Entre 40° et 45 °	45 °

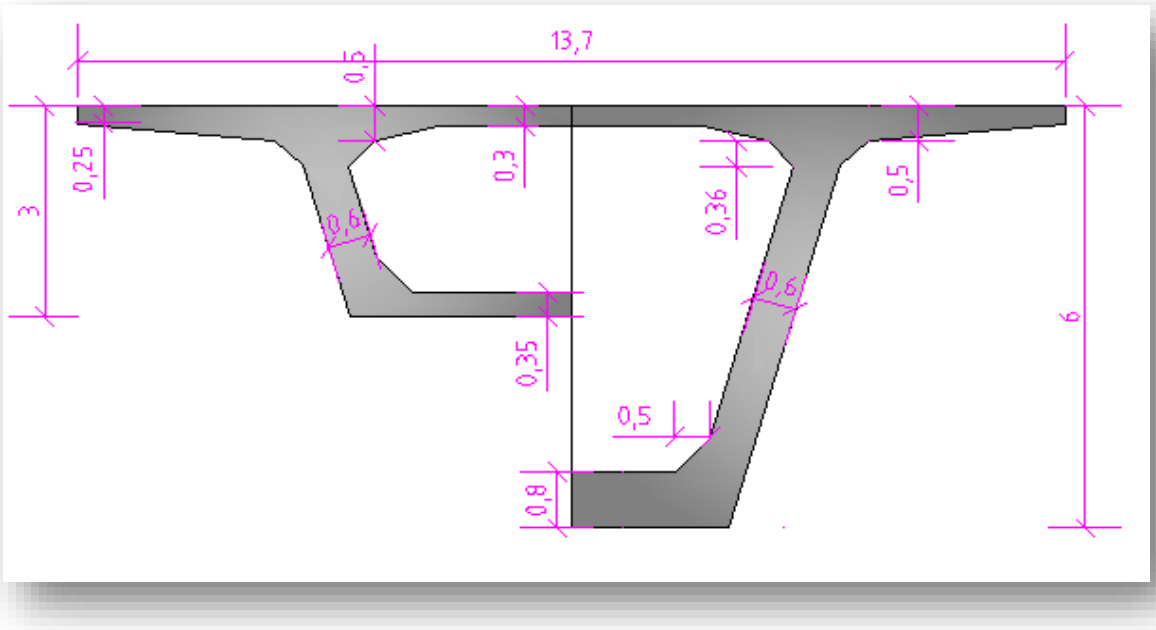


Figure III-9 Section transversale de voussoir sur pile et sur clé.

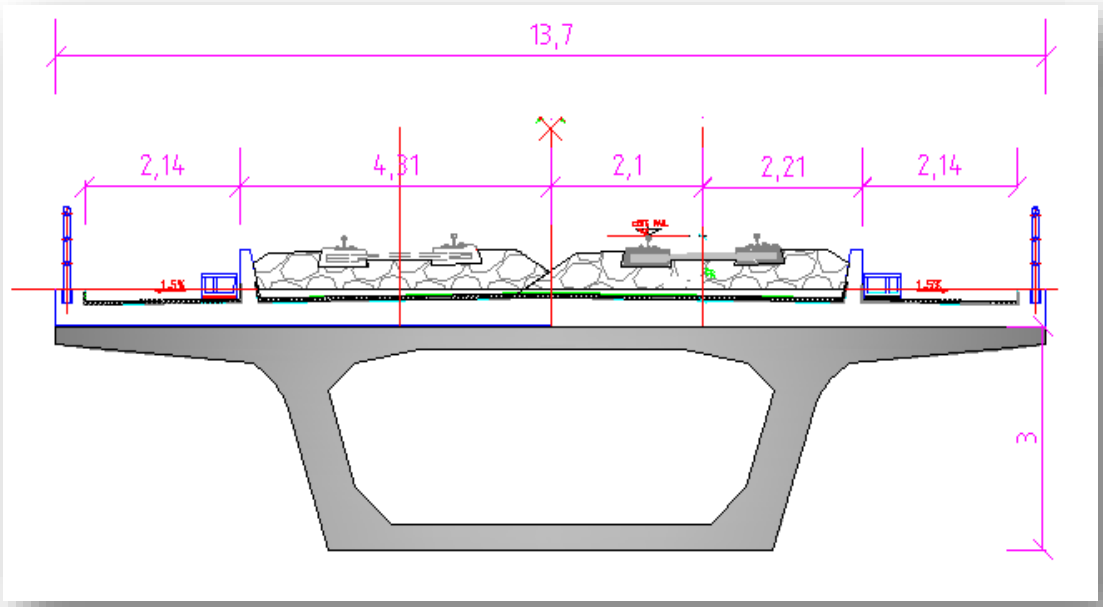


Figure III-10 Profil en travers sur clé.

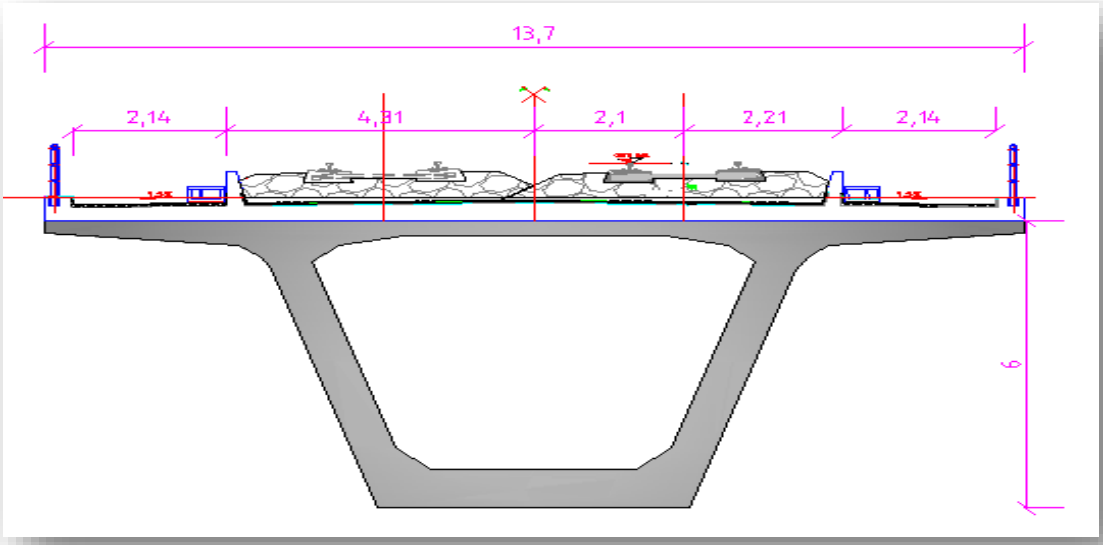


Figure III-11 Profil en travers sur pile.

III.2.3.3. Avantages et inconvénients

➢ **Les avantages**

- La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses, ainsi en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable.
- Réduire le nombre des appuis à réaliser.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permettent à la construction de devenir économique.
- Les caissons offrent a section égale une meilleure résistance a la torsion, se qui en fait une structure de choix pour les ponts courbes.

- La forme ou trapézoïdale des caissons ajoute un joli regard pour le pont.
  - **Les inconvénients**
- les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifie et un matériel adéquat important.
- Le cout est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte, des fondations profondes importante et machines de levage.

III.3. ANALYSE MULTTICRITERE

Une analyse multicritère est proposée afin d'apprécier et hiérarchiser les diverses structures de tablier étudier. Pour cela il est important de connaitre les avantages et inconvénients de chaque type de variante pour pouvoir envisager une solution sur le plan technique ,économique et environnemental qui fera ensuite l'objet d'une étude approfondie en vue de fournir les notes de calcul, les plans d'exécution.

III.3.1. Critères de choix

Pour sélectionner la variante qui présente plus d'avantages et moins d'inconvénients, le choix se basera sur des critères techniques quantifiables :

- Critère d'économie.
- Critères de faisabilité technique et facilité d'exécution.
- Critères liés à l'entretien, stabilité et la durabilité.
- Critères liés au délai d'exécution.
- Critères liés à l'aspect architecturel.

Tableau III.5 Analyse multicritère des variantes.

Critères de comparaison	**Variante 01 : VIPP**	**Variante 02 : pont mixte**	**Variante 03 : pont a poutre caisson en encorbellement**
Economie.	- Très économique	- Cout est plus élevé	- La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permettent à la construction de devenir économique.
Faisabilité technique et facilité d'exécution.	-Facilité d'étude et d'exécution. - Ce type de tablier constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. Mais, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.	- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier. - Optimisation de la structure (dalle de compression en béton et la structure métallique en acier). - La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.	- La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes. -Les caissons sont très adapté aux franchissements courbes.

Durabilité, stabilité et entretien	- L'absence à peu près complète de pathologie grave. - Entretien facile. - Le fonctionnent isostatique rend la structure insensible aux déformations imposées.	- Faire l'entretien a chaque fois que l'acier se corrode. - Le phénomène de retrait crée une fissuration dans les dalles. - Le phénomène de fatigue affecte les pièces métalliques au droit des assemblages soudés.	- L'entretien n'est pas demandé qu'au bout d'un certain temps.
Délai d'exécution.	- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage.	- Gain de temps (délai) de la construction.	-La rapidité de construction dans le cas des ouvrages a voussoirs préfabriqués.
L'aspect architecturel.	- Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique.	- Simplicités des formes. -Minceur de la dalle.	- Une bonne esthétique, le caisson permet un large panel de fantaisies architecturales surtout en zone urbaine. -La forme ou trapézoïdale des caissons ajoute un joli regard pour le pont

III.4. Conclusion

D'après l'analyse multicritères. La variante N °3 semble la plus avantageuse pour notre projet (pont a poutre caisson en encorbellement). Cette variante sera donc retenue pour la suite de notre projet.

CHAPITRE IV
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics le choix de matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, dans ce chapitre on va présenter les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisées.

IV.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.2.1. Béton

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.
- Les bétons sont conformes à la norme **NF EN 206**.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de **28** Jours
- Le béton est de classe **C40/50** pour la superstructure et **C30/37** pour l'infrastructure.

Tableau IV.1 Le type de béton adopté pour chaque élément structural Selon la Norme NF EN-206-1

Elément structurel	Béton	fck (N/mm²)	Exposition
Tablier	C 40/50	40	XC4
Futs de pile	C 35/45	35	XC4
culées	C 30/37	30	XC4
fondations	C 25/30	25	XC3
pieux	C 25/30	25	XC3/XA1
Béton de propreté	C 12/15	12	X0

❖ **La résistance caractéristique à la compression (B.P.E.L 91)**

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (fc28).

Pour ce projet on opte :

- Pour le béton de la superstructure f_{c28} = 40Mpa.
- Pour le béton de l'infrastructure f_{c28} = 30Mpa.

❖**Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours**

$$f_{cm} = 1.25 f_{28} \begin{cases} 1.25x40 = 50 \text{ PMa pour le béton de la superstructure.} \\ 1.25x30 = 37.5 \text{ PMa pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

❖**Résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0{,}6+0{,}06 f_{cj} \begin{cases} ft_{28} = 0.6+0.06*40 = 3 \text{ PMa (le béton de la superstructure)} \\ ft_{28}\ 0.6+0.06*30 = 2.4 \text{ PMa (le béton de l'infrastructure)} \end{cases}$$

❖ **Contrainte admissible du béton (selon le B.A.E.L 91 rev 99) :**

On fixe la valeur des contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

➢ **Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

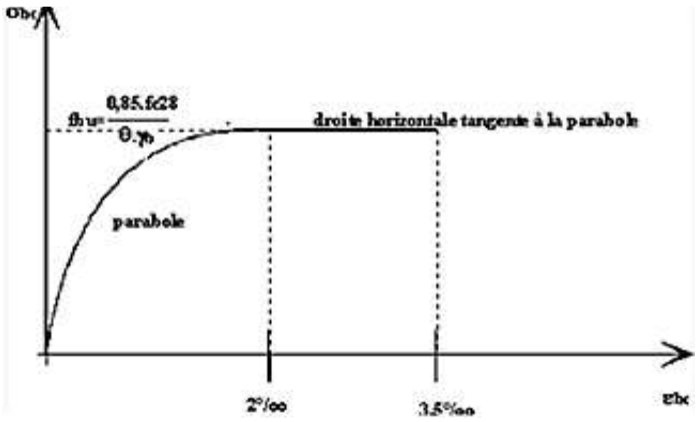


Figure IV.1 Diagramme parabole rectangle du béton.

La contrainte de compression de béton donnée par : $\mathbf{f_{bu}} = \frac{\mathbf{0.85 * fc28}}{\theta * \boldsymbol{\gamma}\mathbf{b}}$

Le coefficient $\boldsymbol{\theta}$ est fixé à :

$\theta =$ { 1 t > 24 heures ; 0,9 1h< t < 24h ; 0,85 t < 1h } t : durée d'application de la charge.

$\gamma_b =$ { 1.15 En situations accidentelles. ; 1.5 En situations durables ou transitoires. }

D'où :

$f_{bu} =$ { 29,56 MPA. En situations accidentelles pour f_{c28} = 40 MPA. ; 22,66 MPA. En situations durables ou transitoires pour f_{c28} =40 MPA. ; 22 ,17 MPA. En situations accidentelles pour f_{c28} = 30 MPA. ; 17 MPA. En situations durables ou transitoires pour f_{c28} = 30 MPA. }

- **Calcul à l'ELS : Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique** :

$\sigma_b =$ { 0,5fc28 en service. ; 0,6 fc28 en construction. }

Pour notre cas :

σ_b (pour la superstructure) = { 20 MPA en service. ; 24 MPA en construction. }

σ_b (pour l'infrastructure) = { 15 MPA en service. ; 18 MPA en construction. }

- **Déformation du béton :**
- **Déformation longitudinale E :** On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles de **B.A.E.L 91.**

Module de déformation instantanée Eij (courte durée < 24h) :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{}(fcj)$ (MPa)

Module de déformation différé (longue durée) :

$Evj = 3700\sqrt[3]{}\mathbf{fcj}$ (MPa)

Pour notre cas :

j=28Jours { fc_{28} =40 MPA. { E_{i28}= 37619,47 MPA ; E_{v28}=12653,82 MPA } ; fc_{28} = 30 MPA. { E_{i28}= 34179,55 MPA ; E_{v28}=11496,76 MPA } }

- **Déformations transversale G :** Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

Où :

υ : représente le coefficient de poisson.

E : module élastique longitudinale.

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

Pour un béton non fissuré (Calcul des déformations) υ =0.2 (ELS).

Pour un béton fissuré (Calcul des déformations) υ =0 (ELU).

Le tableau suivant montre les différentes caractéristiques des clases du béton :

Tableau IV.2 Caractéristiques du béton.

Calasse du béton	Type du Ciment	f_{cj} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{tj} (MPa)	f_{bu} (MPa)		σ_b (MPa)		Eij (MPa)	E_{vj} (MPa)
C40/50	CEM II 42,5	40	50	3	Situation Accidentelle	Situation Durable	En service	En construction	37619	12653
					26.56	22.66	20	24		
C30/37	CEM II 42,5	30	37.5	2.4	Situation Accidentelle	Situation Durable	En service	En construction	34179	11496
					22.17	17	15	18		

- Coefficient partiel de Sécurité aux E.L.U., en combinaison fondamentale: γ_c= 1.50 et γ_c= 1.2 a ELA.
- Le coefficient de dilatation du béton est pris égale a : $\alpha = 10^{-5} C^{-1}$.

IV.2.2. Aciers

IV.2.2.1. Aciers passifs (construction)

Elles sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction dans une structure en béton.
Selon le BPEL 91, les caractères à prendre en compte dans les calculs sont :

- La limite élastique

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE500, avec une limite d'élasticité f_e =500 MPa.

- Contrainte limite de traction

✓ **Calcul a l'ELU**

Dans le calcul à l'ELU on introduit un coefficient de sécurité γ_s tel que :

$$\sigma = = \frac{fe}{\gamma s} \quad \text{(MPa)}$$

$$\gamma s = \begin{cases} 1 \text{ pour le calcul à l'ELA (combinaisons accidentelles).} \\ 1.15 \quad \text{Pour le calcul à l'ELU (combinaisons fondamentales).} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\sigma = \begin{cases} 500 \text{ MPa pour combinaisons accidentelles.} \\ 434.78 \quad \text{Pour combinaisons fondamentales.} \end{cases}$$

✓ **Calcul a ELS :**

Pour le calcul à l'**ELS** nous adoptons le domaine élastique linéaire, et nous ne limitons pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures.

Cas ou la fissuration est considérée comme préjudiciable (notre cas), La contrainte de traction σ_s des armatures est limitée a :

$$\sigma_s = \textbf{Min}\left\{\frac{2}{3} fe\ ;\ Max\ (0.5fe\ ;\ 110\sqrt{(\eta\ ftj)}\ \right\}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} Min\left\{\ 333.33\ ;\ Max\ (250\ ;\ 240.99)\ \right\} = 250\ MPa. \\ Min\left\{\ 333.33\ ;\ Max\ (250\ ;\ 215.56)\ \right\} = 250\ MPa. \end{cases}$$

$$\text{Où :} \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour RL} \\ \eta = 1.6 \text{ pour HA} \end{cases}$$

Tableau IV.3 Caractéristiques de l'acier.

Type d'Acier	Classe	f_e (MPa)	σ-ELU (MPa)	σ _ELA (MPa)	σ_s (MPa)		E_s (MPa)
Haute adhérence (HA)	B	500	434.78	500	f28=40 MPa	f28=30 MPa	200 000
					250	250	

IV.2.2.2. Aciers actifs (précontrainte)

Sous forme de fils, de torons ou de barres. Elles sont en acier à haute limite élastique, leur fabrication nécessite de différents traitements thermomécaniques.

Dans notre projet on choisit des câbles 12T15 classe III très basse relaxation super (TBR S).

Les câbles d'acier précontraint seront constitués par :

Tableau IV.4 Caractéristiques de la précontrainte.

Type d'acier	fprg (MPa)	fpeg (MPa)	σp_0 (MPa)	ATоron (mm^2)	Ep (MPa)	Section du câble (mm^2)	P_0 (MN)	Le diamètre des gaines (mm)
Très basse relaxation	1860	1600	1440	150	195 000	1800	2.59	80

Avec : $\sigma p_0 = \min\left\{\ 0.8x\ f_{prg}\ ;\ 0.9\ x\ f_{peg}\ \right\}$ donc $\sigma p_0 = 1440$ MPa.

- Le coefficient partiel de sécurité aux ELU, en combinaison fondamentale : $\gamma_n = 1.15$.
- Le coefficient de perte de tension par unité de longueur : $\varphi = 0.002 m^{-1}$.
- Recul d'ancrage : g=2mm.
- Le coefficient de frottement en courbe : f=0.18 rd^{-1}si $R \geq 6m$ ou $\frac{24-R}{100}$ si $3 \leq R \leq 6$; avec R : le rayon de courbure du câblage.

IV.3. Conclusion

La connaissance des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées est une phase très importante avant d'entamer la phase d'étude du précontraint.

CHAPITRE V

CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va présenter les hypothèses nécessaires pour la conception et la justification des ponts et viaducs ferroviaires, par la suite on va calcul les différents sollicitations dues a ces charges.

V.2. CHARGES ET SURCHARGES

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

V.2.1. Actions permanentes

- ✓ **Actions directes**

-Les actions dues au poids propre.

-- les actions dues aux poids de la voie et de ballast.

-les actions dues aux charges amovibles (poids propre des éléments non structuraux+les équipements de la caténaire…..).

- ✓ **Actions indirectes**

-retrait et fluage.

-précontraint**.**

Le poids des équipements et superstructures est représenté par une charge linéaire répartie Pour faire calculer leurs intensités, on multipliant les sections intéressées par le poids spécifique relatif. Le tableau suivant représente les poids des principaux éléments considérés

Tableau V. 1 Poids volumiques des matériaux utilisés.

Matériaux	Poids spécifique (KN/m^3)	Normes
Béton armé	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton armé non durci	26	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton précontraint	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Acier	78.5	EN1991-1-1 Tab. A.4
Etanchéité épaisse	24	EN1991-1-1 Tab. A.6
Ballast y compris les traverses	20	EN1991-1-1 Tab. A.6
Rails (2xUIC 60)	1.2 KN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Traverses bi bloc	4.2 KN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Caténaire	0.017 KN/m/voie	-
Poteau caténaire	0.017 KN/m/voie	-
Garde-corps type S7	0.34 KN/ml	-

V.2.1.1. Poids des éléments porteurs (CP)

Leurs poids seront déterminés en multipliant les volumes intéressés par le poids spécifique relatif.

- ➢ **Découpage des voussoirs**

Le découpage des voussoirs est déjà défini dans le **chapitre II.**

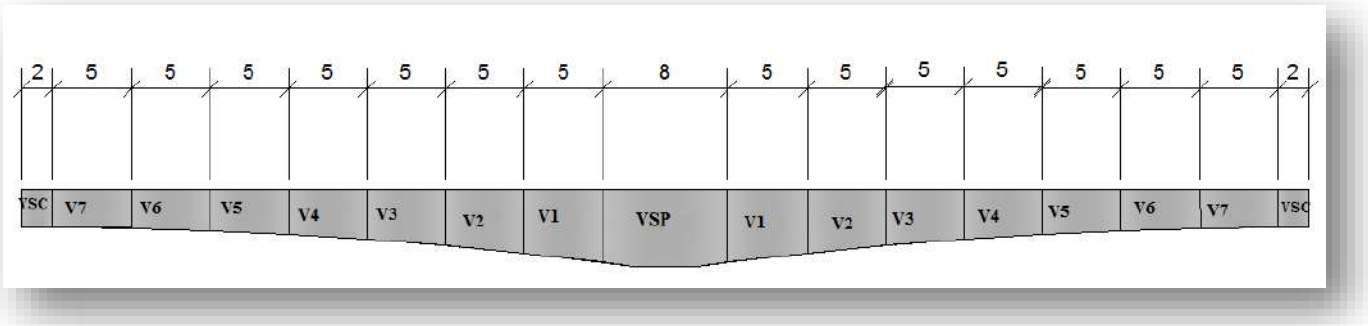


Figure V. 1 Le découpage des voussoirs.

- **Calcul de poids propre pour un demi-fléau**

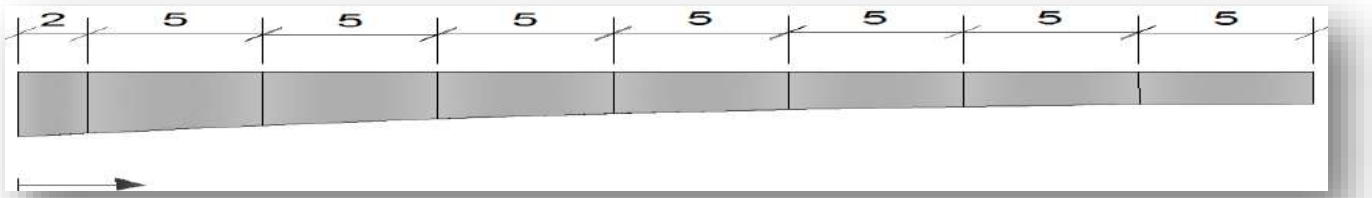


Figure V. 2 Découpage d'un demi-fléau.

- **Lois de variations des différents paramètres :**

Chacune des expressions permettant de calculer les variations des paramètres des voussoirs est valable pour des valeurs de x variant de 0 à l. En sachant l, la longueur cumulée des 7 voussoirs séparant le voussoir sur pile du voussoir sur clé.

- **Hauteur du voussoir**

$h(x) = h_p - 2*(h_p - h_c)*(\frac{X}{l}) + (h_p - h_c)*(\frac{X}{l})^2$.

$h(x) = 6 - 2*(6-3)*(\frac{X}{37}) + (6-3)*(\frac{X}{37})^2$.

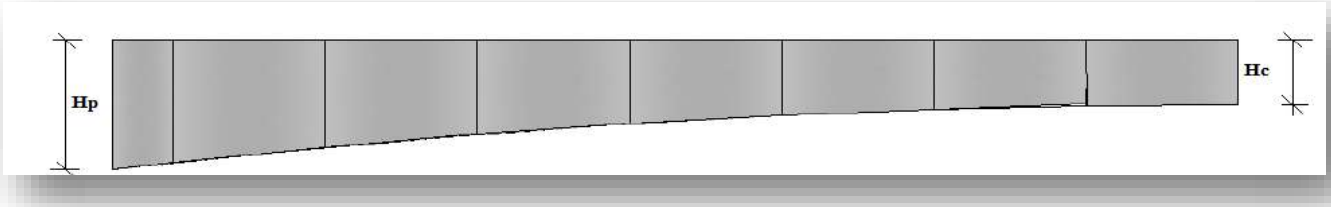


Figure V. 3 Variation de la hauteur des voussoirs.

- **Epaisseur de l'hourdis inférieur**

$e(x) = e_p - 2*(e_p - e_c)*(\frac{X}{l}) + (e_p - e_c)*(\frac{X}{l})$, Donc on obtient :

$e(x) = 0.8 - 2*(0.8-0.35)*(\frac{X}{37}) + (0.8-0.35)*(\frac{X}{37})$.

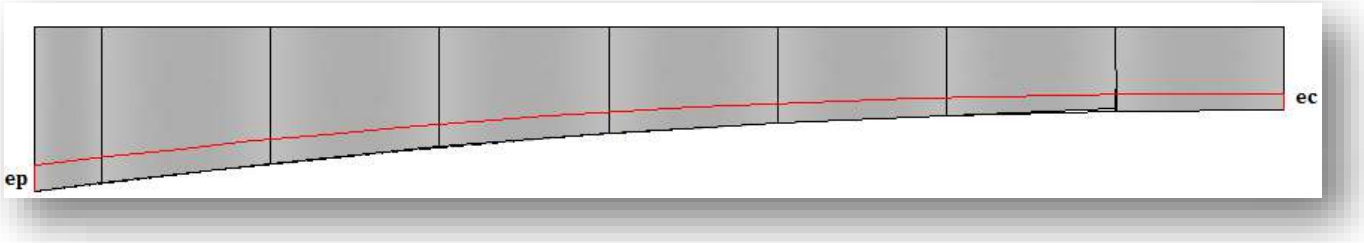


Figure V. 4 Variation de l'épaisseur des voussoirs.

- **Section du voussoir**

Nous considérons une loi de variation de section de la forme :

$s(x)= s_P -2*(s_p-s_c)*(\frac{X}{l}) +(s_p-s_c)* (\frac{X}{l})^2$.

Dans notre cas :

$s(x)= 15.1 -2*(15.1 -10.53)*(\frac{X}{37}) + (\frac{X}{37})^2$.

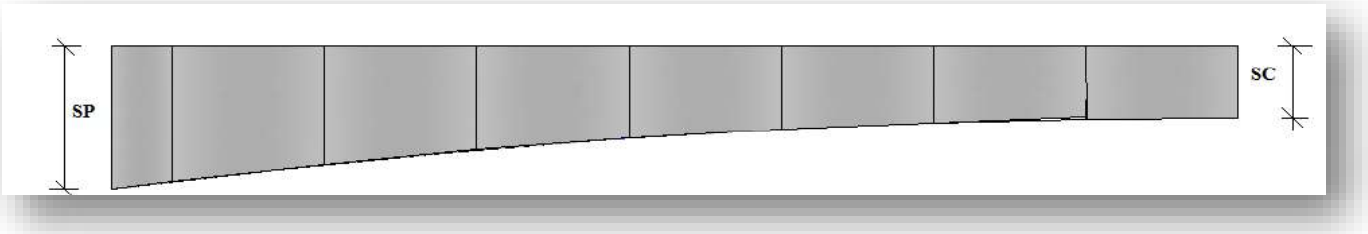


Figure V. 5 Variation de la section des voussoirs.

- **Centre de gravité du voussoir**

  $Y_G(x)= Y_{GP}(x)-2*(Y_{GP}-Y_{GC})*(\frac{X}{l}) + (Y_{GP}-Y_{GC})*(\frac{X}{l})^2$.

  $Y_G(x) = 3.42 -2*(3.42– 1.85)*(\frac{X}{37}) + (3.42 – 1.85)*(\frac{X}{37})^2$.

- **Inertie du voussoir**

$I(x) = I_C*[1+[(\frac{Ip}{Ic})^{0.4}-1] * (1-\frac{X}{l})^2]^{5/2}$, donc :

$I(x) =120.326*[1+ [(\frac{139.037}{120.326})^{0.4}-1]*(1-\frac{X}{37})^2]^{5/2}$

Le calcul de poids des Poids des éléments porteurs est présenté par le tableau suivant (détails dans **l'annexe C**).

Tableau V. 2 poids des éléments porteurs CP.

Les éléments	**Surface (m^2)**	**Poids (KN)**	**Poids totale (KN)**
Les voussoirs dont les hauteurs sont variables (×8)	/	11149.34	89194.7
Partie constante sur pile (×4)	15.10	1510	6040
Voussoir sur clé (×5)	10.53	526.5	2632.5
Partie coulé sur cintre (×2)	10.53	3948.75	7897.5
			CP = 105764.8 KN

V.2.1.2. Compléments des charges permanents (CCP)

Tableau V. 3 Complément des charges permanents.

Elément	Densité (KN/m^3)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Charge linéaire (KN/m)
Ballast	20	0.65	8.22	106.86
Etanchéité épaisse	24	0.04	13.7	13.15
Mur garde ballast	25	0.7	0.4	7
Rails	-	-	-	2.4
Corniche	25	-	-	2.2
Garde corps	-	-	-	0.68
Caniveau a câble	-	-	-	5
Traverses	-	-	-	8.4
Poteau caténaire	-	-	-	0.03
				Totale=145.73

On constate que : CCP = 145.73*352=51295.55KN

Donc le poids total des éléments : P_{tot} = CCP+CP= 51295.55+105764.8

P_{tot} = 157060.35 KN

V.2.2. Actions de trafic ferroviaire

V.2.2.1. Charges verticales (effet statique)

Les actions du trafic ferroviaire sont définies au moyen de schémas de charges dont quatre modèles sont indiqués ci après

-Les schémas de charges LM71et SW/0 (pour les ponts continues) pour représenter le trafic ferroviaire normal sur les lignes ferroviaires principales.

-Modèle de charges SW/2 destiné à représenter les charges lourdes.

-Le modèle « train a vide »pour représenter l'effet de train vide.

a) Modèle de charge LM71

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire normal.

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

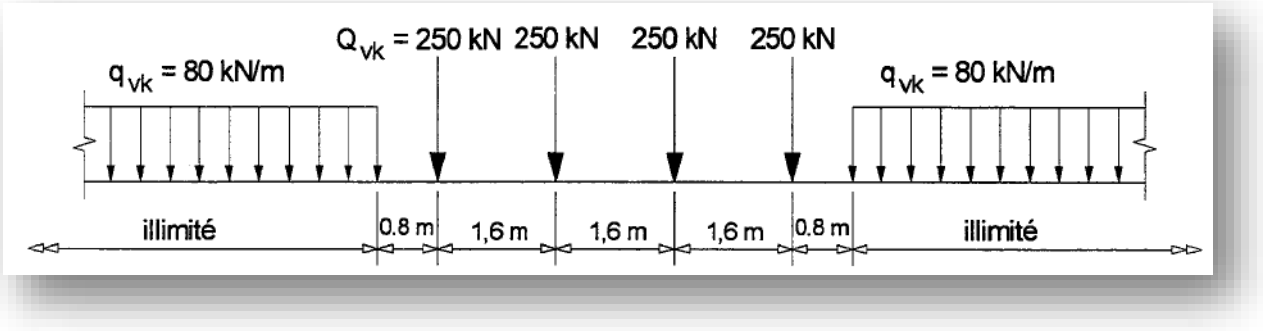


Figure V. 6 Modèle de charge LM71.

b) Modèle de charge SW/0

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les ponts continus seulement.
Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

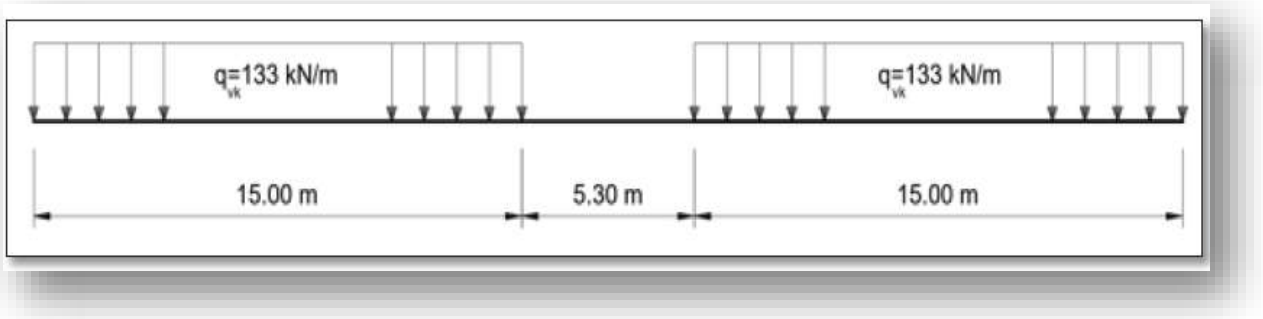


Figure V. 7 Modèle de charge SW/0.

c) Modèle de charge SW/2

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.
Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

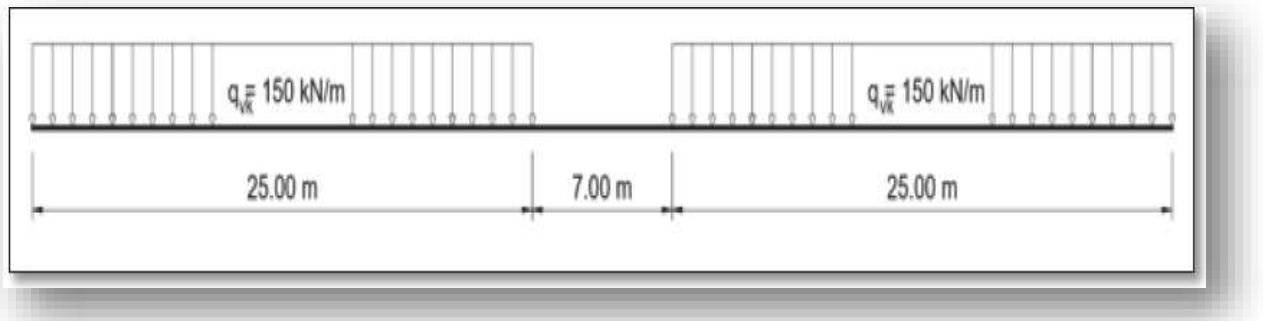


Figure V. 8 Modèle de charge SW/2.

d) Train à vide

Cette action est une action verticale linière uniformément répartie dont la valeur nominale est de 10 kN/m.

- **Charges classifiées**

Les valeurs caractéristiques des charges LM 71 et SW/0 et ces effets (centrifuge, freinage démarrage, poussée du aux surcharges et l'effet de lacet) sont multipliées par un coefficient α ; pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications [EN1991- 2 6.3.2(3)].
En Algérie, la valeur retenue est généralement : α= 1,00.

V.2.2.2. Charges horizontales

Les cas des charges précédentes sont susceptibles de produire des forces horizontales supplémentaires :

a) Forces centrifuges (EN1991-2.6.5.1)

Lorsque la voie d´un pont est courbe sur la totalité ou sur une partie de sa longueur, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte.

Il conviendra de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, a une hauteur de 1.80 m au-dessus du plan de roulement. Ces actions sont à multiplier par le facteur α, mais pas par le coefficient de majoration dynamique Φ.

La valeur caractéristique de cette force sera obtenue en appliquant les expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r}(f\ Q_{VK}) . \qquad q_{tk} = \frac{V^2}{127r}(f\ q_{vk}).$$

Ou :

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW0 (égale 1 pour les autres cas).

$$f = \left[1- \frac{V-120}{1000}\left(\frac{814}{v}+1.75\right).\left(1-\sqrt{\frac{2.88}{Lf}}\right)\right].$$

L_f : longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe.

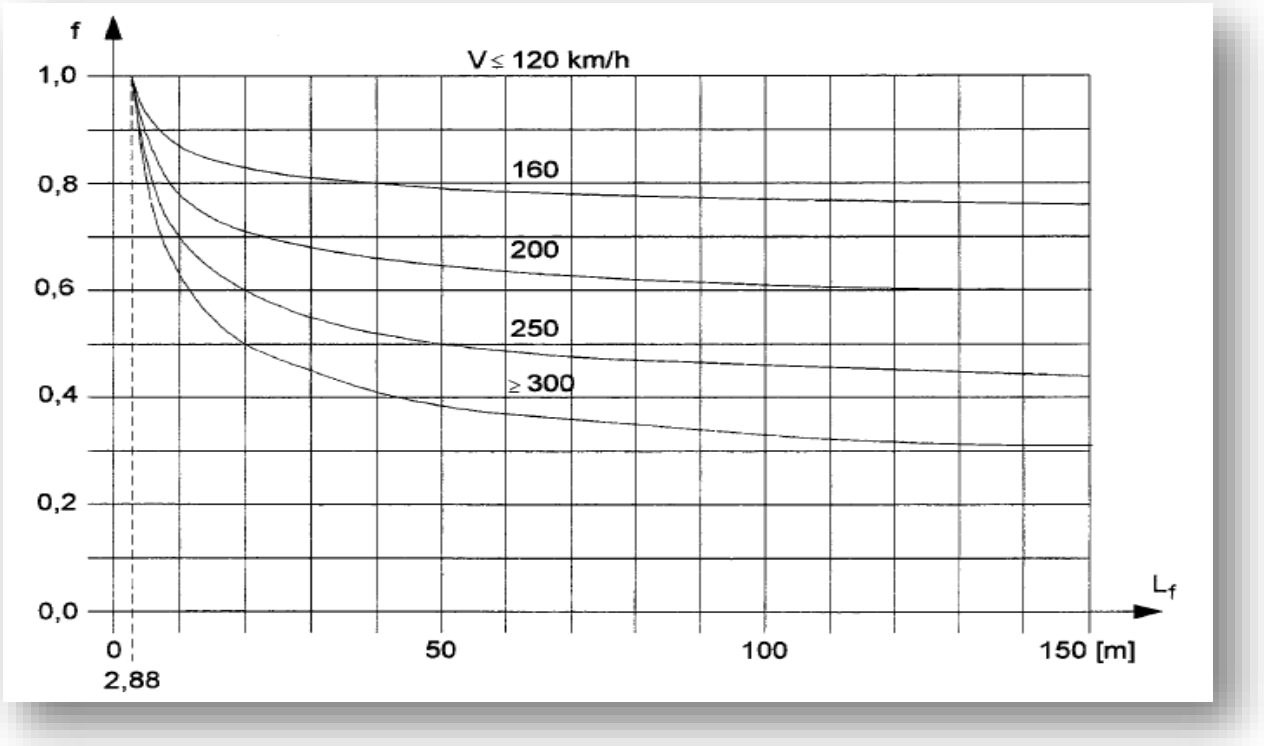


Figure V. 9 Coefficient f pour les modèles de charge 71 et SW/0.

b) Effort de lacet (EN1991-2/NA 6.2.8.2 (2))

L´effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l´axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l´effort de lacet doit être prise égale à Q_{sk} = 100 kN. Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient Φ ni par le coefficient f, doit être utilisé seulement pour le dimensionnement des appareils d'appui.

c) Actions dues à l'accélération et au farinage (EN1991-2.6.5.3)

Les forces d´accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme uniformément réparties sur la longueur d´influence L_f de la sollicitation de l´élément structural considéré.

Leurs valeurs caractéristiques sont les suivantes :

- **Force d´accélération :** Qlak = 33 [kN / m]. L [m] ≤ 1000 [kN] pour le modèle de charge 71 et les modèles de charge SW (SW/0 et SW/2).

- **Force de freinage :** Qlbk = 20 [kN / m] .L [m] ≤ 6000 [kN] pour les modèles de charge 71 et SW/0.

  Qlbk = 35 [kN / m]. L [m] pour le modèle de charge SW/2.

V.2.2.3. Charges accidentelles (Déraillement) NF EN 1991-2

Le déraillement d'un trafic ferroviaire sur un pont rail doit être considéré comme une situation de calcul accidentelle.

Deux situations de calcul doivent être considérées :

- **Situation de calcul I :**

Déraillement de véhicule ferroviaire, les véhicules déraillés demeurant dans l'emprise des voies sur le tablier du pont, avec des véhicules retenus par le rail contigu ou le bord relevé de la dalle. Les dommages locaux sont permis, mais les éléments structuraux principaux doivent avoir la résistance nécessaire. La charge de calcul est vaut : 0.7 x α x LM71

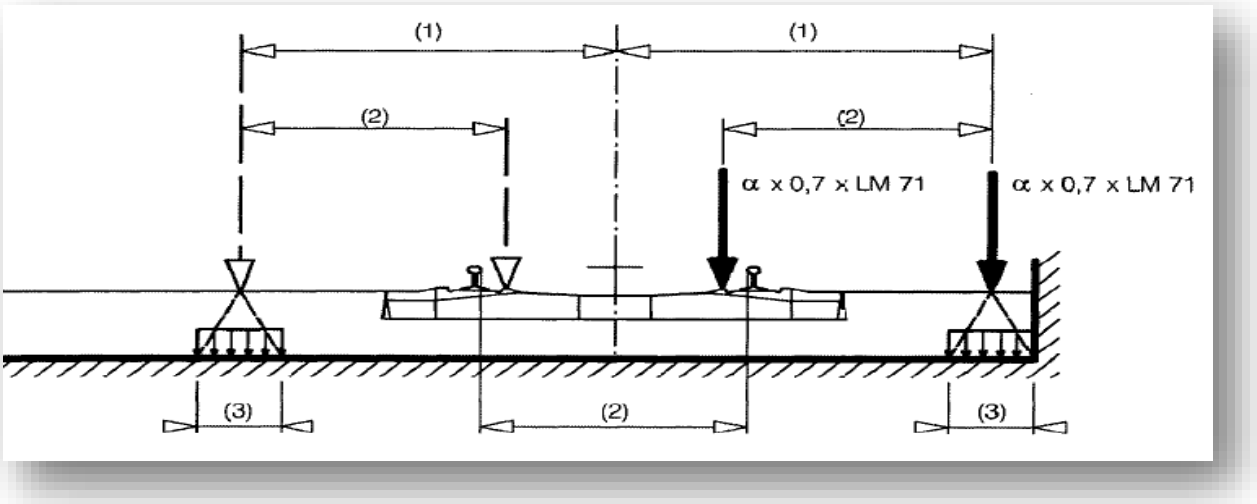


Figure V. 10 Actions accidentelles situation (I).

- **Situation de calcul II**

Déraillent de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés restant en équilibre sur le bord du pont et chargeant le bord de tablier. La stabilité globale du tablier doit être maintenue. La charge considéré est distribuée sur une longueur maximale de 20 m est vaut : 1.4 x α x LM71.

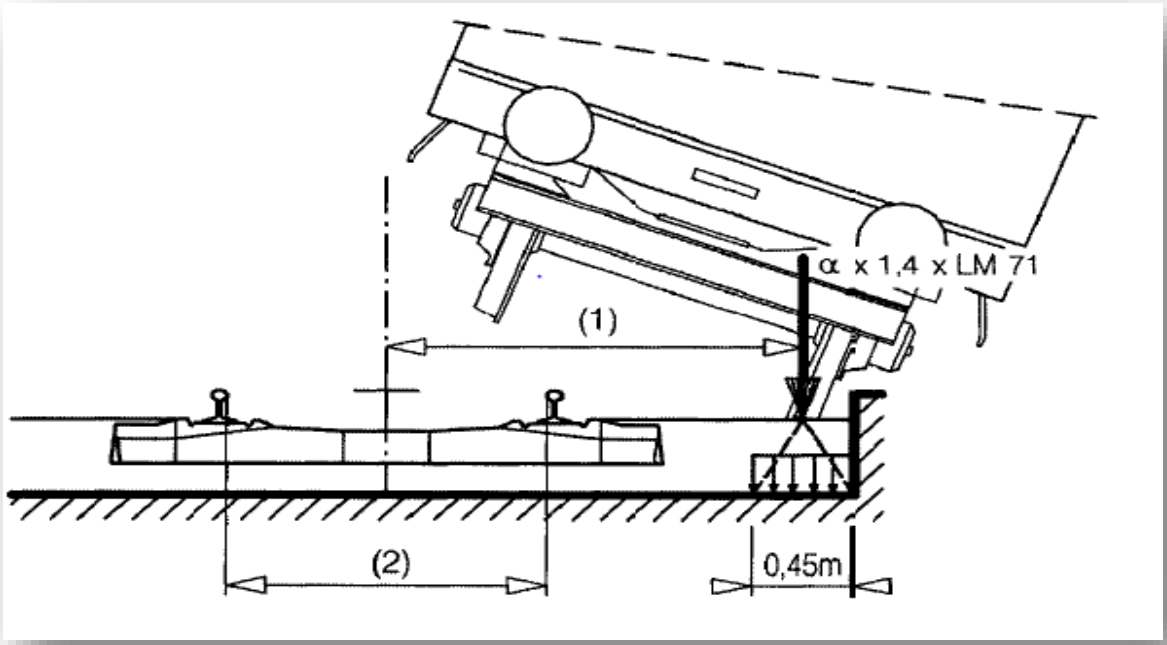


Figure V. 11 Actions accidentelles situation II.

V.2.2.4. Autres charges variables

- **effet de vent**

Vent compatible avec les circulations : Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de **1.5 KN/m².**

Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage : la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à **2 KN/m².**

V.2.3. Coefficient de majoration dynamique

Ce coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance. Il augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges LM71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que Φ_2, Φ_3.
En générale, le coefficient dynamique Φ est défini comme Φ_2 ou Φ_3 en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

- Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{avec : } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

- pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{avec : } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

L_Φ est la longueur « déterminante » en[m] défini au tableau 6.2 de NF EN 1991-2.

Dans notre cas l'entretien de la voie est courant (standard) :

Pour le cas des poutres continues sur n travées, $L_\Phi = K \times Lm$ avec K=1.5 et Lm=70.4 m.

Donc $L_\Phi = 1.5 \times 70.4 = 105.6$ m.

On trouve :
Φ_3= 0.94, donc on prend Φ_3= 1.

V.2.4. Groupes de charges

La simultanéité des systèmes de chargement définis en **IV. 2.2.1** et **IV. 2.2.2** peut être prise en compte en considérant les groupes de charge définis par le **tableau IV.4**. Il convient de considérer séparément chacun entre eux comme définissant une action caractéristique variable unique à combiner avec des charges autres que celles du trafic.

Tableau V. 4 groupes de charges.

Nombre de voies sur l'ouvrage	**Groupes de charges**			**Forces verticales**			**Forces horizontales**		
	Nombre de voies chargées	Groupe de charge	Voie chargée	LM71 SW/0	SW/2	Train à vide	Freinage Démarrage	Force centrifuge	Effort de lacet
2 voies	**1**	**gr11**	**T1**	**1**	**0**	**0**	**1**	**0.5**	**0.5**
	1	**gr12**	**T1**	**1**	**0**	**0**	**0.5**	**1**	**1**
	1	**gr13**	**T1**	**1**	**0**	**0**	**1**	**0.5**	**0.5**
	1	**g14**	**T1**	**1**	**0**	**0**	**0.5**	**1**	**1**
	1	**gr16**	**T1**	**0**	**1**	**0**	**1**	**0.5**	**0.5**
	1	**gr17**	**T1**	**0**	**1**	**0**	**0.5**	**1**	**1**
	2	**gr21**	**T1** **T2**	**1** **1**	**0** **0**	**0** **0**	**1** **1**	**0.5** **0.5**	**0.5** **0.5**
	2	**gr22**	**T1** **T2**	**1** **1**	**0** **0**	**0** **0**	**0.5** **0.5**	**1** **1**	**1** **1**
	2	**gr23**	**T1** **T2**	**1** **1**	**0** **0**	**0** **0**	**1** **1**	**0.5** **0.5**	**0.5** **0.5**
	2	**gr24**	**T1** **T2**	**1** **1**	**0** **0**	**0** **0**	**0.5** **0.5**	**1** **1**	**1** **1**
	2	**gr26**	**T1** **T2**	**0** **1**	**1** **0**	**0** **0**	**1** **1**	**0.5** **0.5**	**0.5** **0.5**
	2	**gr27**	**T1** **T2**	**0** **1**	**1** **0**	**0** **0**	**0.5** **0.5**	**1** **1**	**1** **1**

Note *:* Si l'on considère le freinage sur 1 voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa. Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.
Le tableau suivant montre les déférents groupes de charges utilisé dans notre cas **:**

Tableau V. 5 Groupes de charges.

gr11	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)	
gr12	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet	
gr13	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)	
g14	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet	
gr16	SW/2+F&D + 0.5 (Fc+lacet)	
gr17	SW/2+0.5 (F&D) + Fc+lacet	
gr21	T1	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)
	T2	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)
gr22	T1	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet
	T2	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet
gr23	T1	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)
	T2	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)
gr24	T1	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet
	T2	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet
gr26	T1	SW/2+ F& D+0.5 (Fc+lacet)
	T2	LM71 + SW/0 + F& D + 0.5 (Fc+lacet)
gr27	T1	SW/2+0.5 (F&D) +Fc+lacet
	T2	LM71+SW/0+0.5 (F&D) +Fc+lacet

V.2.5. Combinaison d'actions

V.2.5.1. Etat Limite Ultime

- Situation durable ou transitoire

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

- Situation accidentelles

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + A_d + P + (\varphi 1,1 \text{ ou } \varphi 1,2)\, Q_{K,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Situation sismiques

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + E + P + (\varphi 1,1 \text{ ou} \varphi 1,2)\, Q_{K,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

V.2.5.2. Etat Limite de Service

- Caractéristiques

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Fréquente

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + P + \varphi 1,1 \cdot Q_{K,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Quasi-permanentes

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + P + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- ELS sismique

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + 0.3.E + P + 0.3 \cdot Q_{K,1}$$

V.3. CONCLUSION

La connaissance des déférents charges et surcharges appliquées sur un pont ou un viaduc ferroviaire est une phase importante pour l'étude des déférents éléments et le calcule des sollicitations appliquées au pont.

CHAPITRE VI
ETUDE LONGITUDINALE DE TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

La construction par encorbellement successif nécessite d'assurer, à tout moment, la stabilité des fléaux dont sera constitué le pont et ce afin d'éviter leur basculement.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Dans ce chapitre, il sera question du calcul des charges appliquées à la console tout au long de la phase de construction, conformément au règlement du SETRA, ainsi que les chargements appliquées en phase de service et de déterminer le moment de flexion maximal qui permettra d'effectuer le calcul de la précontrainte.

VI.2. STABILITE DE FLEAU

Pour la vérification de la stabilité de fléau on suivre les étapes donnée par le document technique **SETRA**.

VI.2.1. Actions à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution.
Le BPEL91 distingue, pour cette situation les les charges suivantes :

- les charges permanentes (G).
- les charges variables d'exécution (Q).
- Actions accidentelles.

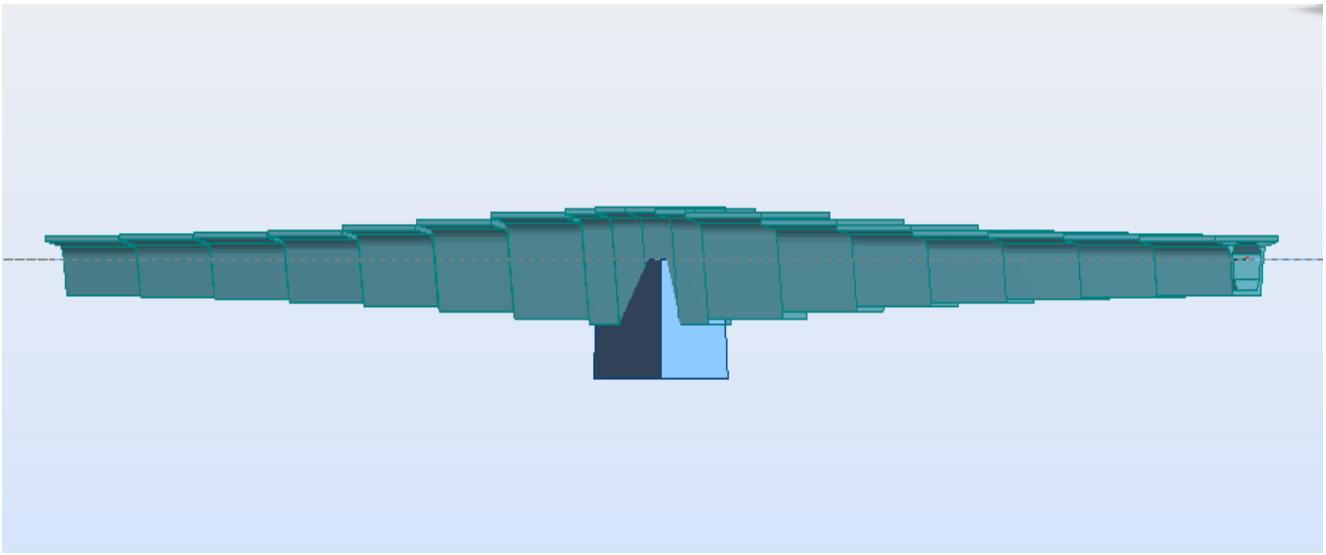


Figure VI-1 Vue en 3D de fléau.

VI.2.2. Poids propre du fléau

D'après les dimensions géométriques des coupes transversales du pont, on obtient le tableau suivant qui montre les poids propre des voussoirs d'un fléau :

Tableau VI-1 Evaluation du poids propre des voussoirs.

Poids des voussoirs			
N° Voussoirs	**LV (m)**	**SV (m^2)**	**Poids (kN)**
VSP	4	$S_{VP\ constante}$ = 15.27	1518
		$S_{VP\ variable}$ = 15.09	
V_1 - V'_1	5	14.36	1795
V_2 – V'_2	5	13.41	1676.25
V_3 – V'_3	5	12.53	1566.25
V_4 - V'_4	5	11.78	1472.5
V_5 – V_5'	5	11.21	1401.25
V_6 – V_6'	5	10.85	1356.26
V_7 – V_7'	5	10.62	1327.5

On peut approcher le poids du demi-fléau :

$P = \frac{(B1+2B0).\gamma.Lf}{3}$ avec B_1 : désigne la section sur pile

B_0 : la section de clef

Lf : longueur du demi-fléau.

D'prés cette formule on obtient : **P = 11854.7 KN.**

Pour les ponts courbes, il faut évidemment prendre en compte l'excentrement du poids du fléau qui créé un moment transversal dans la pile.

Le poids du demi- fléau situé du côté de déséquilibre est majoré de 2%, alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% :

Gmax =1,02.G et **Gmin =0,98.G**

VI.2.3. Charges variables d'exécution

Le BPEL distingue les charges de chantier connues en grandeur et en position des charges aléatoires que le projeteur doit prendre en compte de façon forfaitaire.

VI.2.3.1. Charges de chantier connues

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile 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 considère le poids de l'équipage égal à la moitié du voussoir le plus lourd.

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de + 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de 4 % du côté opposé (Q_{PRC1} max ou Q_{PRC1} min) selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

Q_{PRC1} max = 1609.08 KN.

Q_{PRC1} min = 1457.28 KN.

VI.2.3.2. Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier, aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées par ailleurs

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

- Une charge répartie (Q_{PRA1}) de 200 N/m² sur un demi-fléau dans les cas courants (portée < 120 m). Cette charge, qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile.

Q_{PRA1} = 2.74 KN/ml.

- une charge concentrée (Q_{PRA2}) de (50 +5 b) KN appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel……

  Q_{PRA2} = 118.5 KN.
- Ces charges sont disposées de façon à produire l'effet le plus défavorable.

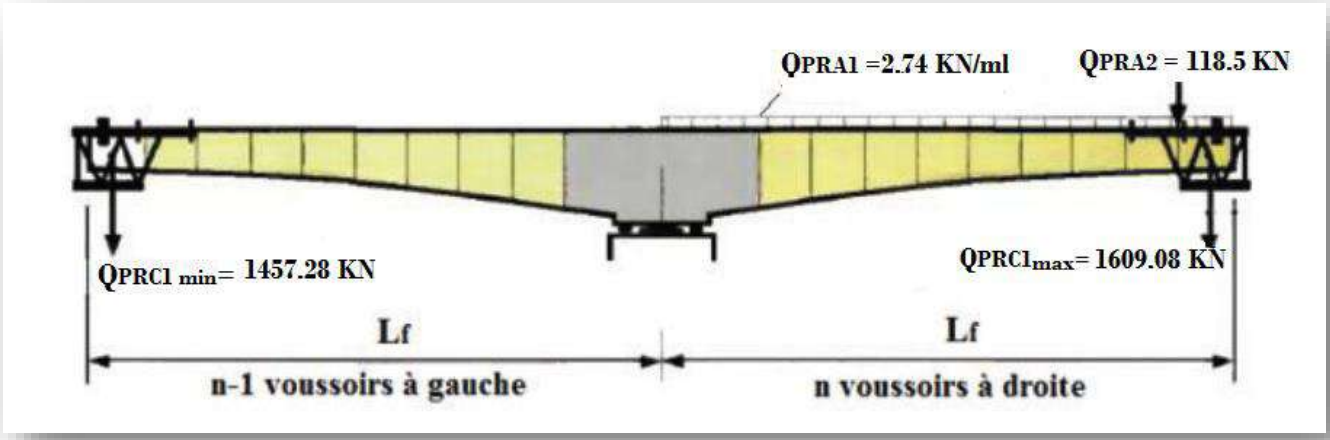


Figure VI-2 Situation temporaire de construction à considérer.

VI.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage Q_{PRC1}max.

Pour un ouvrage coulé en place, toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter.

$$FA = - Q_{PRC1}\ max = - 1902.7\ KN.$$

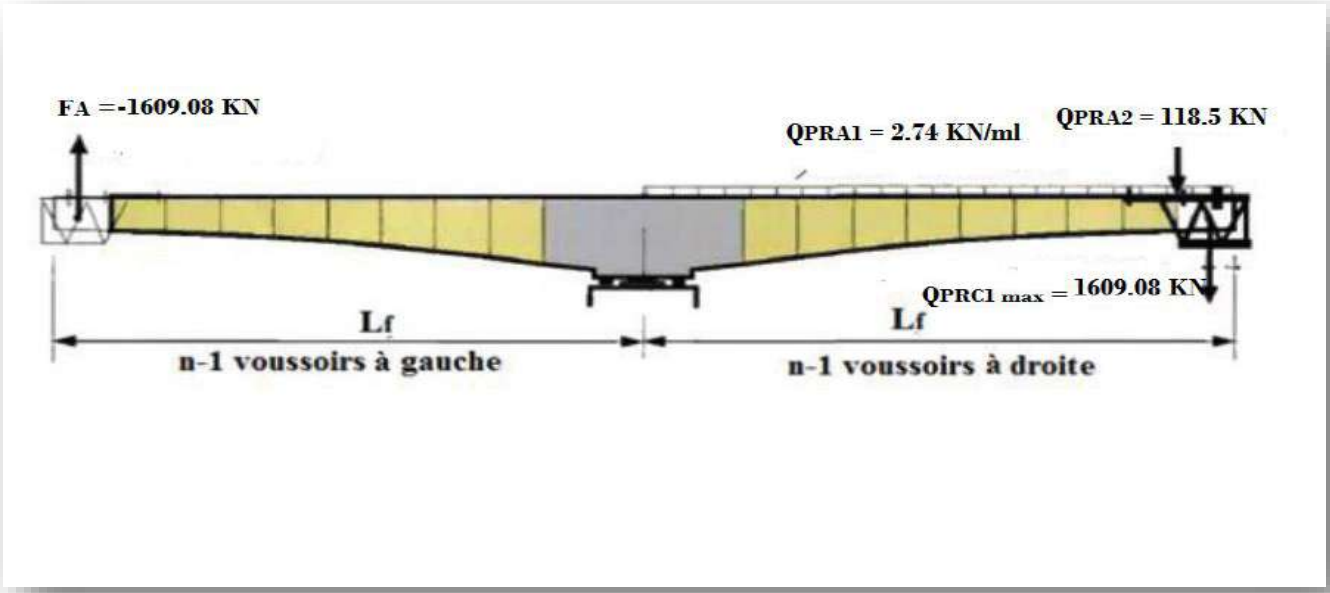


Figure VI-3 Situation accidentelle à considérer.

VI.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés dans les deux phases (réalisation et service).

VI.3.1. En phase de réalisation

VI.3.1.1. Combinaisons d'action

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de :

- l'état limite ultime d'équilibre statique.
- l'état limite ultime de résistance.

Pour chaque état limite, compte tenu de la nature des actions, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle.

- **Combinaison en situation temporaire de construction (type A)**

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés en place, au niveau du pré - dimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnant est le coulage de la dernière paire de voussoirs.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

Combinaison A_1 : 1,1 (G max + G min) + 1,25 (Q_{PRC1} max + Q_{PRCl} min + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}).

Combinaison A2 : 0,9 (G max + G min) + 1.25 (Q_{PRC1} max + Q_{PRC1} min + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2}).

- **Combinaisons accidentelles de construction (type B)**

Ces combinaisons sont utilisées **pour** la justification vis-à-vis **des** états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle des organes destinés à assurer l'encastrement provisoire ainsi que des appuis et fondations supportant les fléaux.

Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires.

Combinaison B1 : 1,1 (G max + G min) + F_A+ (Q_{PRC1} max + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2}).

Combinaison B2 : 0,9 (G max + G min) + F_A+ (Q_{PRC1} max + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2}).

Pour l'ensemble des situations (temporaire et accidentelles) les différents résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 Evaluation des moments dans les deux situations.

	Combinaison A1	**Combinaison A2**	**Combinaison B1**	**Combinaison B2**
N° de voussoir	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)
VSP	363127,80	310323.15	344945.26	294015.40
V1	295607,95	254963,13	209753,54	180442,26
V2	221902,63	192590,52	149664,38	129643,94
V3	159552,37	139531,92	100131,46	87484,69
V4	107779,09	95128,24	60438,01	53390,24
V5	65856,62	58807,12	29918,46	26811,10
V6	9308,49	8538,11	8294,21	7523,83
V7	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau VI-3 Evaluation des efforts tranchants dans les deux situations.

	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
N° de voussoir	T (KN)	T (KN)	T (KN)	T (KN)
VSP	17882,32	15008.89	17376.03	14550.28
V1	15875,70	254963,13	15419,75	12947,76
V2	13510,98	11465,82	13058,47	11013,30
V3	11347,30	9692,41	10898,22	9243,33
V4	9293,18	8008,64	8847,54	7563,00
V5	7419,56	6472,56	6977,36	6030,35
V6	9308,49	5004,13	3430,41	3004,81
V7	0,00	0,00	0,00	0,00

Les efforts les plus défavorables, sont représentés dans les figures suivantes :

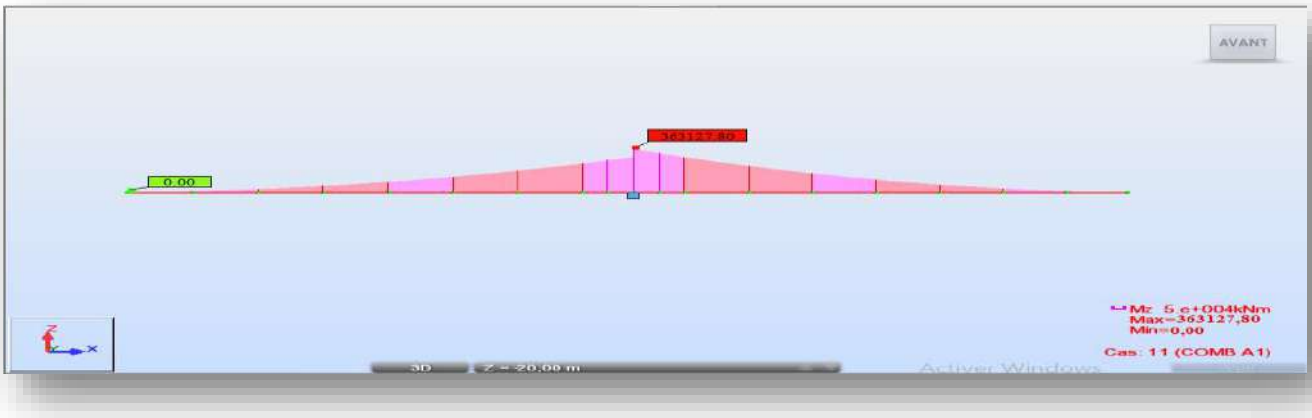


Figure VI-4 Moment fléchissant (M max) due à la combinaison A_1.



Figure VI-5 Effort tranchant (Tmax) due a la combinaison A_1.

Le moment maximum, selon lequel le calcul de la précontrainte sera effectué s'élève à 363127,80 KN.m.

VI.3.2. En service

La partie du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en parti de construction qu'en parti de service. Dans cette phase, on procédera aux calculs en parti de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges ferroviaires seront appliquées
(Le chargement appliqué est le même que celui qu'on a définie dans le chapitre IV).

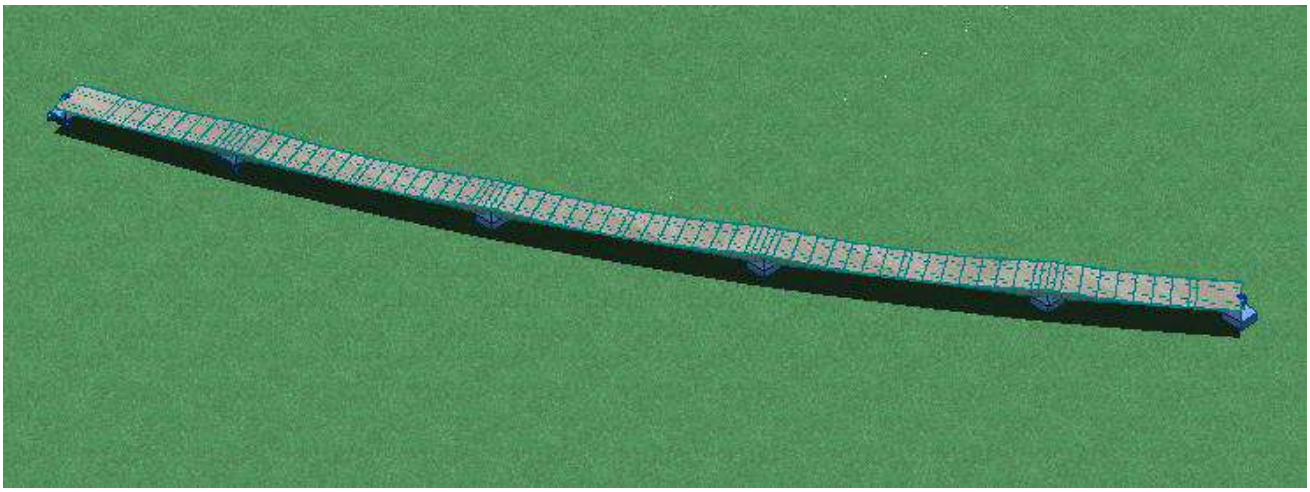


Figure VI-6 La vue en 3D de la partie encorbellement en service.

VI.3.2.1. Combinaisons d'action

Selon le NF EN 1990, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau VI-4 Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	LM71	SW/0	SW/2
ELU	COMB 1	1.35	1.45	0	1.2
	COMB 2	1.35	1.45	0	0
	COMB 3	1.35	0	1.45	0
ELS	COMB 1	1	1	0	1
	COMB 2	1	1	0	0
	COMB 3	1	0	1	0

- **Combinaisons à l'ELU :**

COMB 1 : 1.35 G + 1.45 LM71 + 1.2 SW/2.

COMB 2 : 1.35 G + 1.45 LM71 (les deux voies).

COMB 3 : 1.35 G + 1.45 SW/0 (les deux voies).

- **Combinaisons à l'ELS :**

COMB 1 : G + LM71 + SW/2.

COMB 2 : G + LM71 (les deux voies).

COMB 3 : G + SW/0 (les deux voies).

VI.3.2.2. Résultats des combinaisons

Tableau VI-5 Les moments max a l'ELU de différentes combinaisons.

	Combinaison 1	**Combinaison 2**	**Combinaison 3**
	M $_{Max}$ (KN.m)	M $_{Max}$ (KN.m)	M $_{Max}$ (KN.m)
ELU	**413066.66**	408548.12	395671.74

Tableau VI-6 Les efforts tranchants max à l'ELU de différentes combinaisons.

	Combinaison 1	Combinaison 2	Combinaison 3
	T $_{Max}$ (KN)	T $_{Max}$ (KN)	T $_{Max}$ (KN)
ELU	**34093.30**	34081.93	30749.37

Les efforts les plus défavorables, sont représentés dans les figures suivantes :

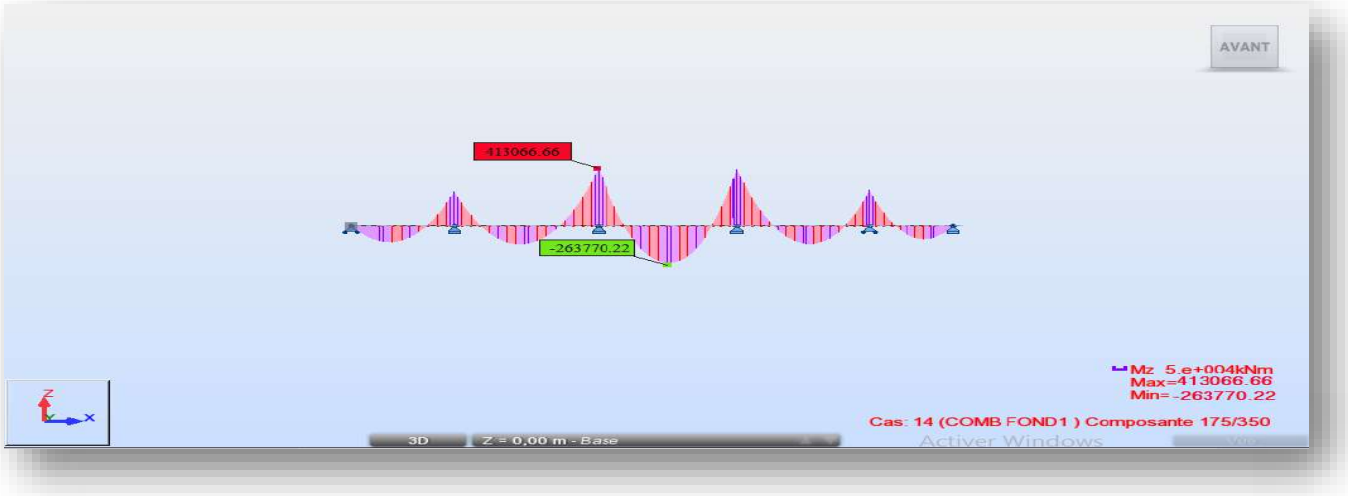


Figure VI-7 M_{Max} à E LU.



Figure VI-8 T_{Max} à ELU.

Tableau VI-7 Les moments max a l'ELS de différentes combinaisons.

	Combinaison 1	Combinaison **2**	Combinaison **3**
	M $_{Max}$ (KN.m)	M $_{Max}$ (KN.m)	M $_{Max}$ (KN.m)
ELS	**297716.55**	199147.76	181079.86

Tableau VI-8 Les efforts tranchants max à l'ELS de différentes combinaisons.

	Combinaison 1	Combinaison **2**	Combinaison **3**
	T **Max** (KN)	T $_{Max}$ (KN)	T $_{Max}$ (KN)
ELS	**25461.71**	18434.98	17902.91



Figure VI-9 M $_{Max}$ à E LS.



Figure VI-10 T$_{Max}$ à ELS.

Remarque : pour plus des détails voir **l'annexe B.**

VI.4. CONCLUSION

On a donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges ferroviaires à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions, dans le chapitre suivant, on étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE VII
CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : « les câbles de fléau et les câbles de continuité ».

- **Les câbles de fléau :**

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, et ça afin de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier;
- Assurer la stabilité des fléaux. La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

- **Les câbles de continuités :**

Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

On adoptera le schéma classique qui consiste à faire descendre les câbles des fléaux dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant T_R dû aux composantes verticales des efforts de précontrainte, les câbles sont disposé dans le gousset supérieur, le plus prés possible de l'axe des âmes, La décroissance du nombre de câbles nécessaires à partir de l'appui permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

Les câbles de fléau permettent de créer des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{S} + \dfrac{PeV}{I}. \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{S} + \dfrac{PeV'}{I}. \end{cases}$$

Tel que :

σ_{sup} : La contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par L'application de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : La contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : L'effort de la 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 longitudinale de la section.

e : L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

d : La distance d'enrobage.

M : Le moment maximal dû au poids propre et surcharges de chantier.

S : La section du voussoir.

VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reperdre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{0{,}75} \times \mathbf{P_0}}$$

Avec

P_0:effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15s** peut créer, il est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : **σ_{p0} = min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) ➔ σ_{p0} = 1440 MPa.**

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}$, S = 1800 mm² ➔ P_0 = 2.59 MN.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \quad \text{Avec} \quad e = v - d.$$

Tableau VII-1 Estimation du nombre de câbles du fléau.

Phase	x (m)	M (kN.m)	H(m)	υ' (m)	υ (m)	S (m²)	I (m⁴)	e(m)	P (MN)	N câble	N retenus
Axe VSP	0	363127,8	6,00	3 ,42	2,58	15,44	77,28	2,43	83,10	42,74	44
Fin VSP	4	295592,4	5,68	3,25	2,43	14,91	76,99	2,28	67,10	34,52	44
Fin V1	9	221890,3	4,97	2,88	2,09	2,09	73,76	1,94	49,13	25,27	38
Fin V2	14	159544,8	4,37	2,57	1,8	1,8	67,22	1,65	34,72	17,86	32
Fin V3	19	107775,0	3,88	2,32	1,56	1,56	57,93	1,41	23,72	12,20	26
Fin V4	24	65854,7	3,49	2,11	1,38	1,38	46,72	1,23	15,49	7,97	20
Fin V5	29	33124,80	3,22	1,97	1,25	1,25	34,63	1,10	9,00	4,63	14
Fin V6	34	9308,49	3,05	1,88	1,17	1,17	22,85	1,02	3,22	1,66	8
Fin V7	39	0 ,00	3,00	1,86	1,14	1,14	12,61	0,99	0,00	0,00	4

On prend **n =44 câbles de 12T15s.**

VII.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g$ ➔ $e_h \geq 17$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g$ ➔ $e_v \geq 17$ cm.
- L'enrobage: **C = max (3/4 a, Φ, d)** ➔ C ≥ 15 cm.

Avec :
a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
Φ : diamètre de la gaine (**Φ = 80 mm**).
d : 4 cm pour les ouvrages courants.

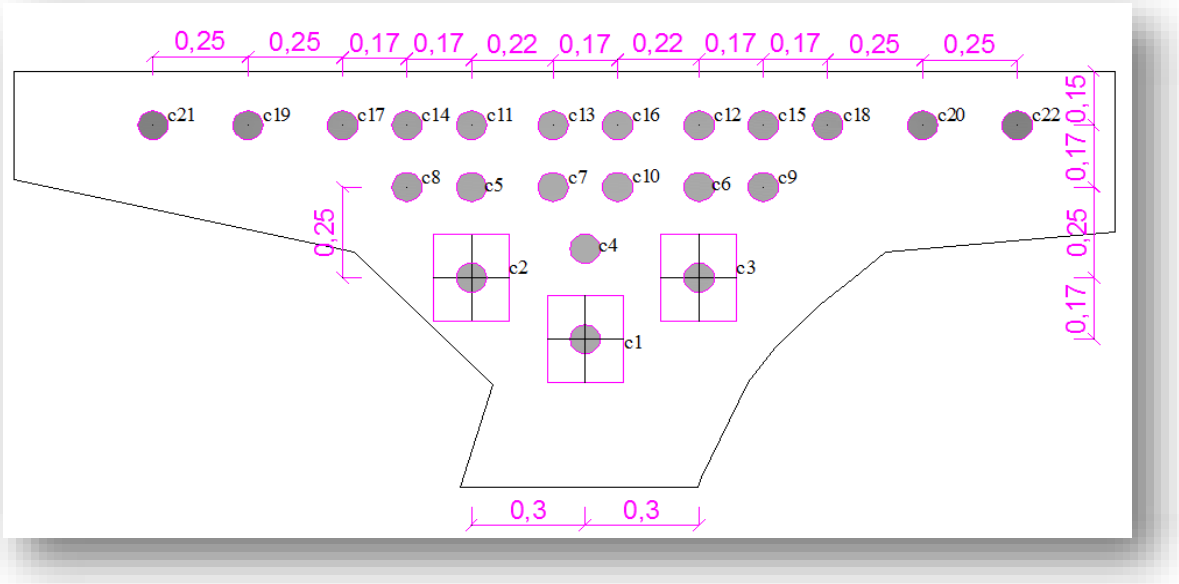


Figure VII-1 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP.

VII.2.3. Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

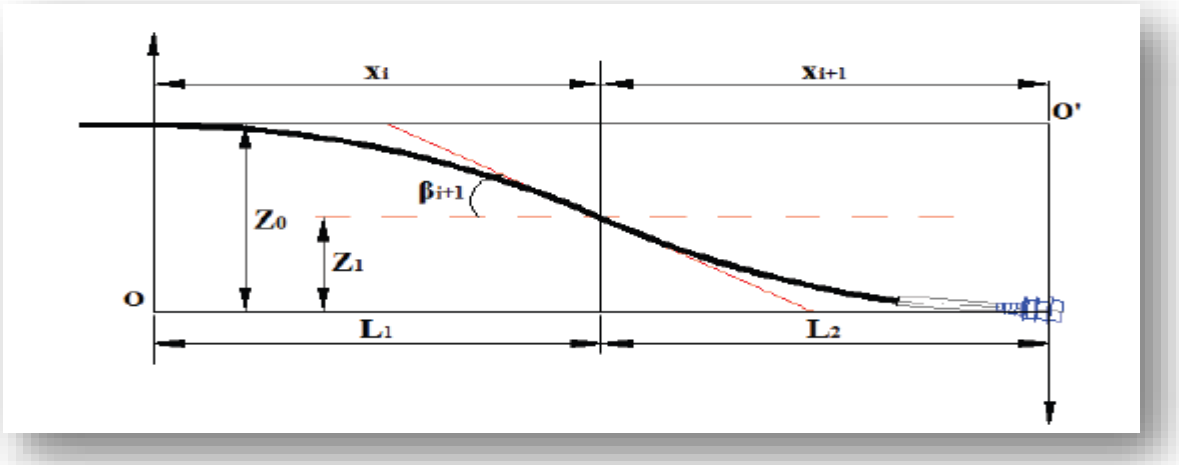


Figure VII-2Tracé en plan des câbles de fléau.

- Allure en plan des câbles du fléau

L'équation de la parabole $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2$

Les rayons de courbure $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}$, $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$

L'inclinaison dans la section intermédiaire $\beta_i(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$

NB : Les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$.

Tableau VII-2 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

câbles	Z_i (m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R_i (m)	$\beta_i;\beta_{i+1}$(rad)	Equation
C1; C2 ; C3 ; C4 ; C5 ; C6 ; C11 ; C12 ; C19 ; C20 ; C20 ; C21 ; C22	rectiligne					
C7 ; C10 ; C 13 ; C16	0,09	0,04	2,5	73,53	0,03	$0,09-0.007X^2$
C8;C9 ; C14 ; C15	0,17	0,09	2,5	36,76	0,07	$0,17-0.014X^2$
C17 ; C18	0,34	0,17	2,5	18,38	0,14	$0,34-0.027X^2$

Remarque : les détails de calcul (**voir annexe C).**

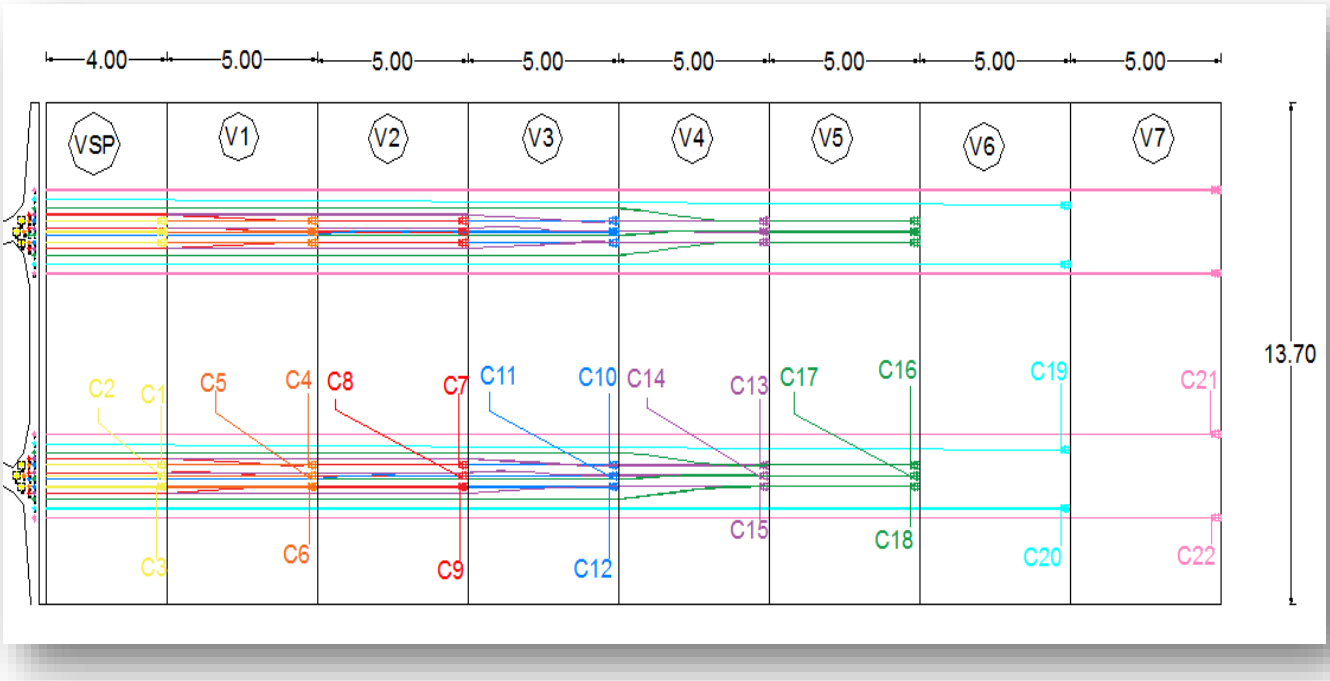


Figure VII-3 Tracé en plan des câbles des fléaux.

VII.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu.au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

Il est conseillé de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes, pour réduire les contraintes de cisaillement, sachant que leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs encrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

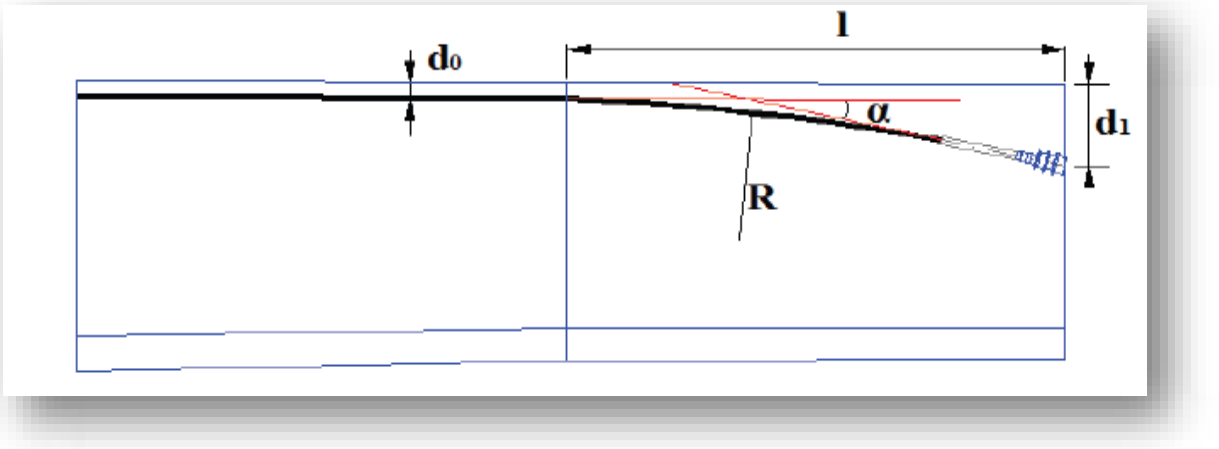


Figure VII-4 Tracé en élévation des câbles du fléau.

L'équation de la parabole $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{l})^2$

Le rayon de courbure en un point d'une distance x $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$

L'angle de déviation $\alpha_n = \mathbf{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
d_0: distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
R_{min} : rayon minimal pour les câbles **12T15s**

, **R min = 2,5 m**.

Tableau VII-3 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Voussoirs	Câbles	L(m)	d_0	d_1	R_i(m)	α(rad)	Equation
½ VSP	C1	4	0,74	0,74	-	0,00	0,74
	C2	4	0,57	0,57	-	0,00	0,57
	C3	4	0,57	0,57	-	0 ,00	0,57
Fin V1	C4	5	0,49	0,74	50,00	0,09	0,49 + 0,10 X^2
	C5	5	0,32	0,57	50,00	0,09	0,32 + 0,10 X^2
	C6	5	0,32	0,57	50,00	0,09	0 ,32 + 0,10 X^2
Fin V2	C7	5	0,32	0.74	29,76	0,14	0 ,32 + 0.17 X^2
	C8	5	0,32	0,57	50,00	0,09	0,32 + 0.10 X^2

	C9	5	0,32	0,57	50,00	0,09	0,32 + 0.10 X²
Fin V3	C10	5	0,32	0,74	29,76	0,14	0,32 + 0.17 X²
	C11	5	0,15	0,57	29,76	0,14	0.15 + 0.17 X²
	C12	5	0,15	0,57	29,76	0,14	0.15 + 0.17 X²
Fin V4	C13	5	0,15	0,74	21,19	0,17	0.15 + 0.02 X²
	C14	5	0,15	0,57	29,76	0,14	0.15 +0.17 X²
	C15	5	0,15	0,57	29,76	0,14	0.15 +0.17 X²
Fin V5	C16	5	0,15	0,74	21,19	0,17	0.15 + 0.02 X²
	C17	5	0,15	0,57	29,76	0,14	0.15 + 0.17 X²
	C18	5	0,15	0,57	09,76	0,14	0.15 + 0.17 X²
Fin V6	C19	5	0,15	0,15	-	0,00	0.15
	C20	5	0,15	0,15	-	0,00	0.15
Fin V7	C21	5	0,15	0,15	-	0,00	0.15
	C22	5	0,15	0,15	-	0,00	0.15

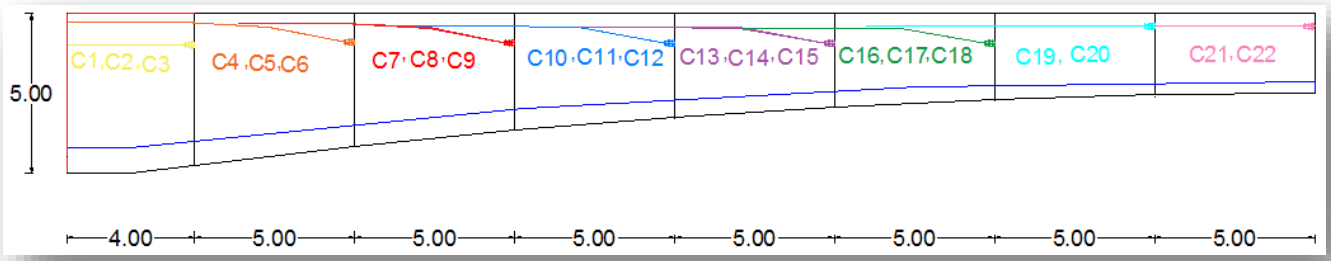


Figure VII-5 Tracé en élévation des câbles des fléaux.

VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

Les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure en phase de service après la réalisation des fléaux.

Ils sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes **:**

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P0 :**

P0 = σ_{p0} × S câble 19T15s, s = 2850 mm^2 ⟶ **P0 =4100 KN.**

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \qquad \text{Avec : } e = v' - d \;\; ; \;\; n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}$$

avec :

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable, a savoir : COM-ELS G + LM71+SW/2. Ces moments ont été déterminées après la modélisation de l'ouvrage sur le logiciel ROBOT.

P : L'effort de précontrainte.
v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.
S : L'aire de la section.
e : L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
La section située à l'axe de la travée centrale (section à la clé) a pour caractéristiques suivants :

M = 189664,67 KN.m.

d = 0.15 m.

I = 12, 61 m^4.

S = 10, 37 m^2.

v' = 1,86 m ; e = 1,71 m.

P_0 = 4100 KN.

ΔP = 23, 64 %.

P = 80,24 **MN.**

D'ou : **n ≥ 24.**

On prend **n = 24 câbles de 19T15s.**

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N retenus
Fin VS2	0	-15132,17	2,57	1,80	67,22	12,68	2,42	-3,38	4
Fin V3	5	55479,87	2,32	1,56	57,93	11,85	2,17	12,97	8
Fin V4	10	110996,49	2,11	1,38	46,72	11,20	1,96	28,19	12
Fin V5	15	151917,09	1,97	1,25	34,63	10,74	1,82	43,95	16
Fin V6	20	178450,59	1,88	1,17	22,85	10,46	1,73	61,71	20
FIN V7	25	189664,67	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	80,24	24
VSC	27	189664,70	1.86	1.8	12.61	10.37	1.71	80.24	24
Fin v7	25	188969,18	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	79,94	24
Fin v6	20	177180,46	1,88	1,17	22,85	10,46	1,73	61,27	20
Fin v5	15	151262,38	1,97	1,25	34,63	10,74	1,82	43,76	16
Fin v4	10	11053,68	2,11	1,38	46,72	11,20	1,96	2,81	12
Fin v3	5	56346,61	2,32	1,56	57,93	11,85	2,17	13,17	8
Fin v2	0	-13354,25	2,57	1,80	67,22	12,68	2,42	-2,98	4

La disposition finale des câbles est représentée dans la figure suivante :

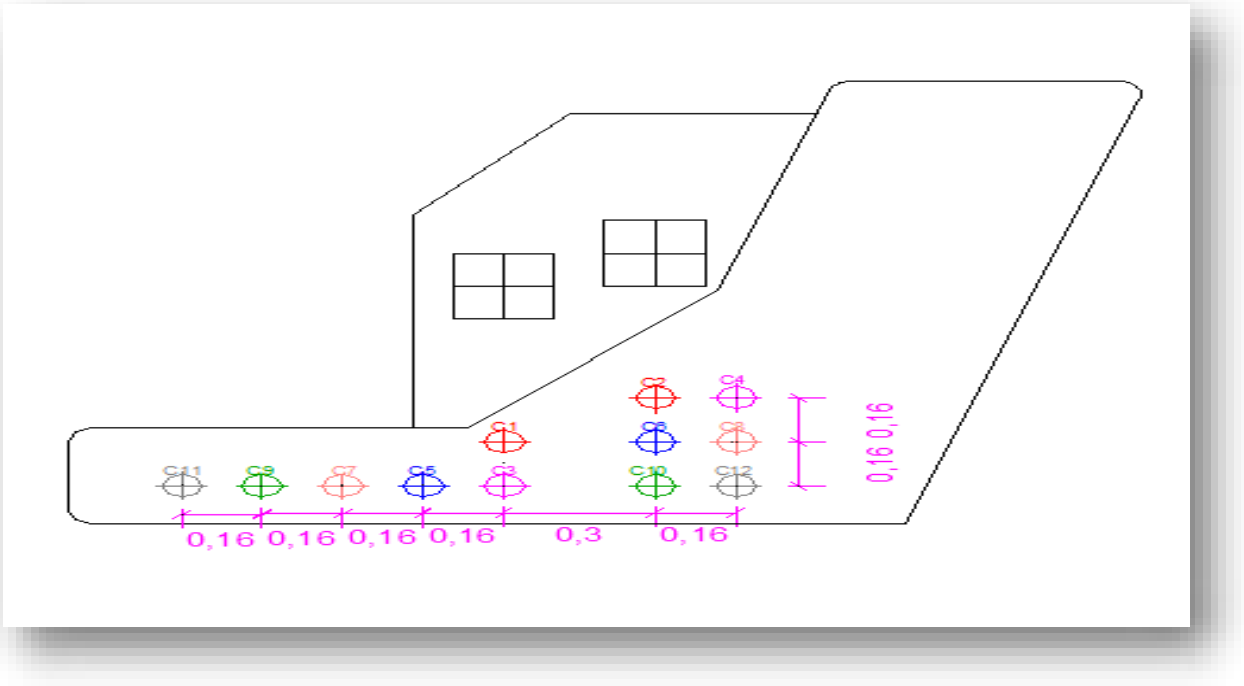


Figure VII-6 Disposition des câbles en travée principale.

VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII-5 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N retenus
Fin v2	0	-13275,01	2,57	1,80	67,22	12,68	2,42	-2,96	2
Fin v3	5	15815,83	2,32	1,56	57,93	11,85	2,17	3,70	4
Fin v4	10	55914,84	2,11	1,38	46,72	11,20	1,96	14,20	6
Fin v5	15	74518,57	1,97	1,25	34,63	10,74	1,82	21,56	8
Fin v6	20	82834,67	1,88	1,17	22,85	10,46	1,73	28,64	10
Fin v7	25	81026,10	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	34,28	10
Fin vsc	27	77948,07	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	32,98	8
Fin vc1	32	34839,31	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	14,74	6
Fin vc2	37	17419,67	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	7,37	4
Fin vc3	42	0,00	1,86	1,14	12,61	10,37	1,71	0,00	2

On prend **n = 10 câbles de 19T15s.**
La disposition finale des câbles est représentée dans la figure suivante :

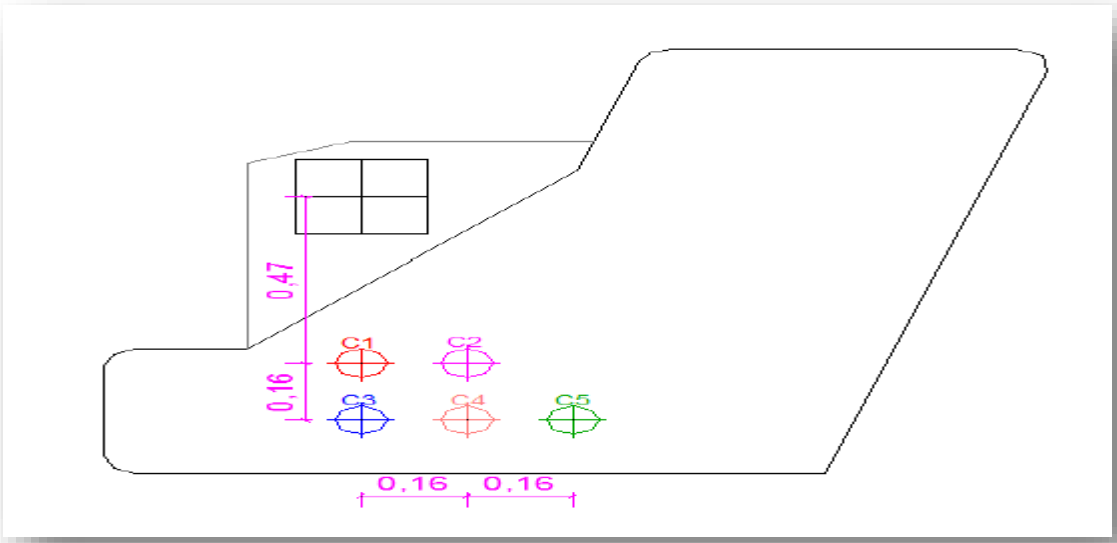


Figure VII-7 Disposition des câbles en travée de rive.

VII.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, et leurs dispositions, on va montrer leurs tracés en plan, et en élévation.

Tableau VII-6 L'allure du tracé en plan des câbles pour la travée principale.

Les Cables	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	Ri (m)	R_{i+1} (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	Equations
C1, C2, C3, C6, C10	Rectilignes								
C4	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	39,06	0,064	0,064	$0.16 - 0.013\ x^2$
C5	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	39,06	0,064	0,064	$0.16 - 0.013\ x^2$
C7	0,32	0,16	2,5	2,5	19,53	19,53	0,127	0,127	$0.32 - 0.026\ x^2$
C8	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	39,06	0,064	0,064	$0.16 - 0.013\ x^2$
C9	0,48	0,24	2,5	2,5	13,02	13,02	0,190	0,190	$0.48 - 0.038\ x^2$
C11	0,64	0,32	2,5	2,5	9,77	9,77	0,251	0,251	$0.64 - 0.051\ x^2$
C12	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	39,06	0,064	0,064	$0.16 - 0.013\ x^2$

Tableau VII-7 L'allure du tracé en élévation des câbles pour la travée principale.

Câbles	L(m)	d_0	d_1	R_i(m)	α (rad)	Equation
C1	5	0,31	0,87	22,321	0,17	$0.31 + 0.56\ X^2$
C2	5	0,47	0,99	24,038	0,16	$0.74 + 0.52\ X^2$
C3	5	0,17	0,89	17,361	0,19	$0.17 + 0.72\ X^2$
C4	5	0,49	1,01	24,038	0,16	$0.49 + 0.52\ X^2$
C5	5	0,2	0,92	17,361	0,19	$0.2 + 0.72\ X^2$
C6	5	0,36	1,04	18,382	0,19	$0.36 + 0.68\ X^2$
C7	5	0,25	0,97	17,361	0,19	$0.25 + 0.72\ X^2$
C8	5	0,41	1,09	18,382	0,19	$0.41 + 0.68\ X^2$
C9	5	0,32	1,04	17,361	0,19	$0.32 + 0.72\ X^2$
C10	5	0,32	1,16	14,881	0,21	$0.32 + 0.84\ X^2$
C11	5	0,4	1,12	17,361	0,19	$0.4 + 0.72\ X^2$
C12	5	0,4	1,24	14,881	0,21	$0.4 + 0.84\ X^2$

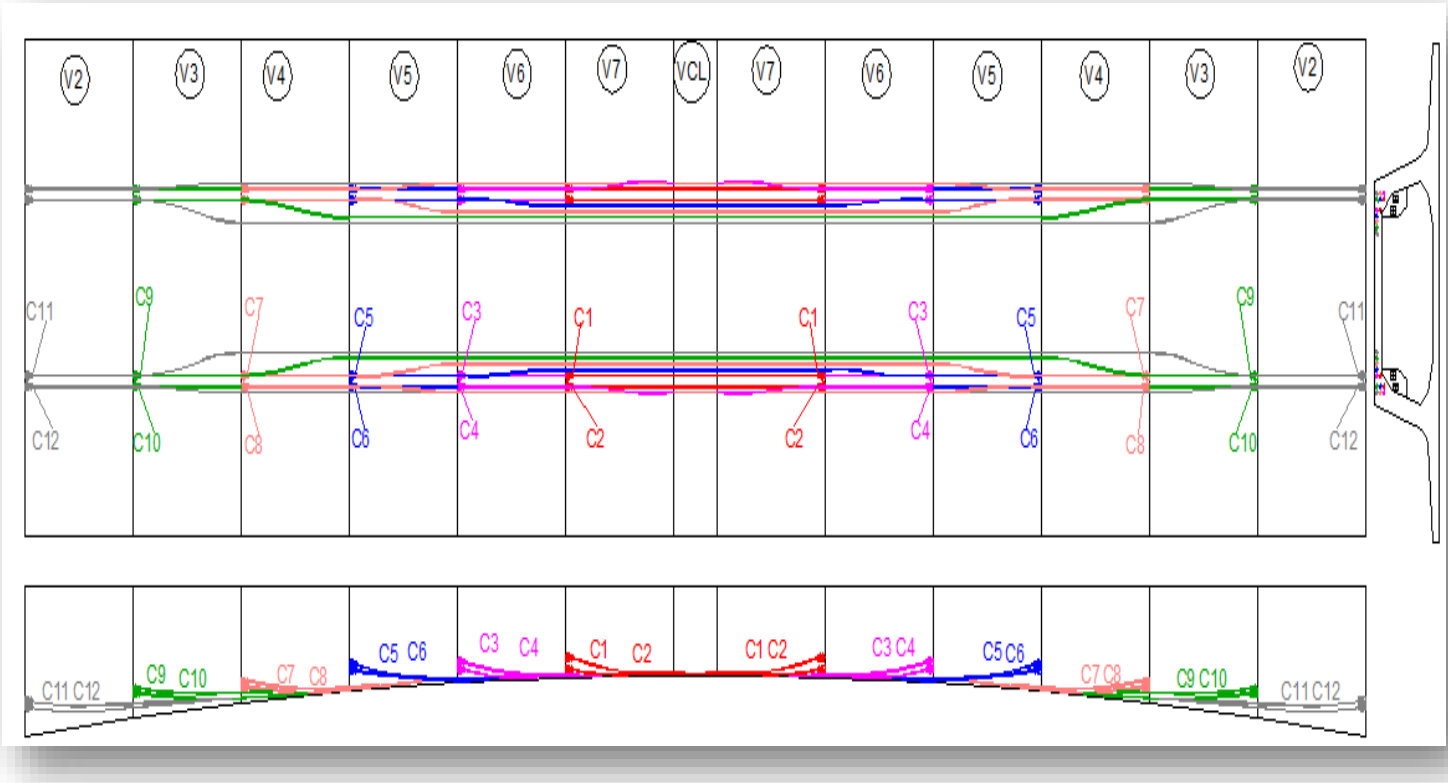


Figure VII-8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée principale.

Tableau VII-8 L'allure du tracé en plan des câbles pour la travée de rive.

Les câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	Equations
C1	0	0	2,5	2,5	INF	INF	0,000	0,000	rectiligne
C2	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	39,06	0,064	0,064	$0.16 - 0.013\ X^2$
C3	0	0	2,5	2,5	INF	INF	0,000	0,000	rectiligne
C4	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	39,06	0,064	0,064	$0.16 - 0.013\ X^2$
C5	0,32	0,16	2,5	2,5	19,53	19,53	0,127	0,127	$0.32 - 0.026\ X^2$

Tableau VII-9 L'allure du tracé en élévation des câbles pour la travée de rive.

Les câbles	L(m)	d_0	d_1	Ri(m)	(rad)	Equations
C1	5	0,33	0,8	26,60	0,15	$0.33 + 0.44\ X^2$
C2	5	0,36	0,83	26,60	0,15	$0.36 + 0.47\ X^2$
C3	5	0,25	0,88	19,84	0,18	$0.25 + 0.63\ X^2$
C4	5	0,32	0,95	19,84	0,18	$0.32 + 0.63\ X^2$
C5	5	0,4	1,03	19,84	0,18	$0.4 + 0.63\ X^2$

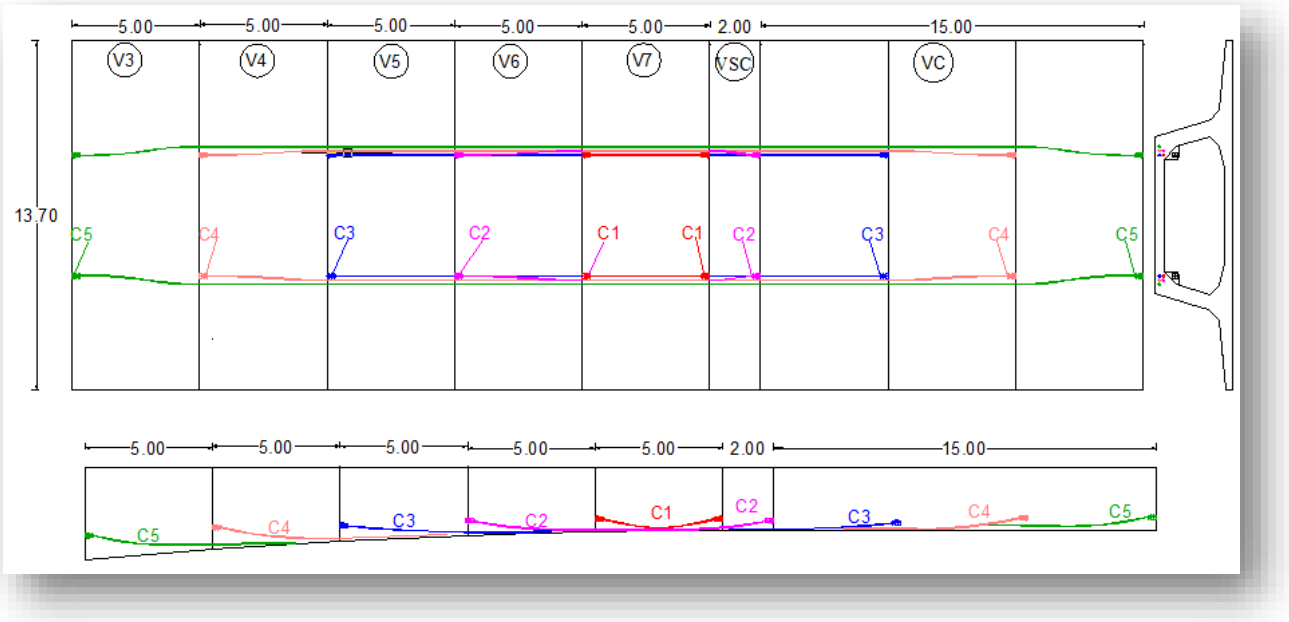


Figure VII-9 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée de rive.

VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

On désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

En béton précontraint, on distingue deux familles de pertes :

1ere Famille : Les pertes instantanées

- Les pertes par frottement.
- Les pertes par recul d'ancrage.
- Les pertes dues aux non simultanéités de la mise en tension.

2ere Famille : Les pertes différées

- Les pertes dues au retrait.
- Les pertes dues au fluage.
- Les pertes par relaxation.

VII.4.1. Les pertes instantanées :

VII.4.1.1. Les pertes par frottement :

Elles sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est Pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

Après mise en tension du câble, la force $\Delta\sigma_p$ devient :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x)=\sigma_{P0}\times(1-e^{-(f\times\beta+\varphi\times x)})$$

Avec

σ_{p0} : la tension à l' origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f (rd^{-1}) = 0.18 : coefficient de frottement en courbe.

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**).

φ (m^{-1}) = 0.002 : coefficient de frottement en ligne.

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage (m).

- Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\theta = \alpha + \beta.$$

- Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$\mathbf{tg\,\theta} = \sqrt{\mathbf{tg^2\beta + tg^2\alpha}}$$

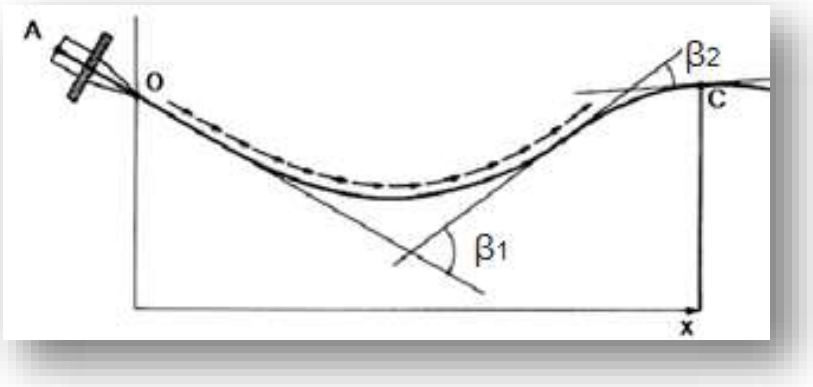


Figure VII-10 Frottement le long des câbles lors de la mise en tension.

Tableau VII-10 Les pertes par frottement

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Moyenne	84,90	74,01	66.25	59,53	48,98	29,98	12,24	7,16	0,00
En %	5,90	5,14	4,60	4,13	3,40	2,08	0,85	0.50	0,00

Les calculs détaillés sont représentés dans **l'annexe C.**

VII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Les ancrages sont bloqués après la mise en tension. Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant le blocage définitif. Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré, il entraîne ainsi un raccourcissement du câble et donc, une perte de tension.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2\times \sigma_{P0}\times k(d-x) \text{ avec } k = f\times\frac{\beta}{\ell}+\varphi \text{ et } d=\sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec

k : fonction croissante ;

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage ;

E_p **= 195 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Tableau VII. VII-11 Pertes de tension par recul de l'ancrage

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Moyenne	38,23	52,29	63,71	70,12	66,97	53,44	66,17	52,63	67,03
En %	2,65	3,63	4,42	4,87	4,65	3,71	4,60	3,65	4,65

Les calculs détaillés sont représentés dans **l'annexe C.**

VII.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Les pertes dues au non simultanéité de la mise en tension résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes.

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, un raccourcissement au niveau du deuxième câble une fois sa mise en tension effectuée entrainera un raccourcissement des câbles suivants. Cette opération sera répétée au fur et à mesure de la mise en tension de la totalité des câbles.

La formule permettant le calcul de la perte de tension due au raccourcissement élastique du béton est la suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\times\frac{Ep}{Eij}\,\sigma_b(x), \text{ avec } \sigma_{bi} = \frac{P}{B}+\frac{P\times e^2}{I_G}-\frac{M_p\times e}{I_G}.$$

Avec

σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

P : effort de précontrainte, $P = P_0\,(1 - \Delta P)$.

M_p : moment dû à la combinaison A_1.

Tableau VII-12 Pertes de tensions dues aux non-simultanéités de la mise en tension

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Δσe (%)	0,57	0,93	0,95	0,92	0,85	0,76	0,60	0,42	0,30

Les calculs détaillés sont représentés dans **l'annexe C.**
Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$ **, donc** $\Delta\sigma_{imax} = 9.971$ % **.**

Tableau VII-13 pertes instantanés.

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
PERTES INSTANTANES (%)	9,117	**9,704**	**9,971**	9,921	8,905	6,550	6,043	4,573	4.95

VII.4.2. Pertes de tension différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

VII.4.2.1. Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.
La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p\,\varepsilon_r\,[1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p\,\varepsilon_r$$

Avec
ε_r : retrait final, estimé par 3×10^{-4} pour région tempérée ;
r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application numérique :
E_p = 195000 MPa.
$\varepsilon_r = 3\times 10^{-4}$. $\Delta\sigma_r$ = 58.5 MPa ➔ $\Delta\sigma_r$= 4.06 %.

VII.4.2.2. Pertes par fluage

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante.
Selon le B.P.E.L 91 la perte finale de tension subie par les armatures de précontrainte, est :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \dfrac{\sigma_M + \sigma_b}{E_{ij}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$.

D'où : $$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

Tableau VII-14 Pertes par fluage.

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Δσe (%)	5,57	6.84	6.26	5.68	5.06	4.36	3.38	2.25	1.45

Les calculs détaillés sont représentés dans **l'annexe C.**

VII.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ et } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec

$\rho_{1\,000}$ **(%) = 2.5** : relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Tableau VII-15 Pertes par relaxation

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
En%	3,73	3,64	3,61	3,61	3,76	4,11	4,19	4,42	4,36

Les calculs détaillés sont représentés dans **l'annexe C.**

VII.4.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho \text{ , donc } \quad \Delta\sigma_d = 10.257\ \%.$$

Tableau VII-16 Pertes différées totales

	Axe VSP	fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
PERTES DIFFEREES TOTALES	12,74	**13,94**	**13,32**	12,75	12,25	11,84	10,93	9,99

Donc les pertes totale de la précontrainte **:** $\Delta\sigma_{max}$ **= 23.65** %. **(voir annexe c)**

VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par L'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.
La condition à vérifier est la suivante :

$\sigma_{bt1} < \sigma_c$ (sup) $\leq \sigma_{bc}$ dans la fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} < \sigma_c$ (inf) $\leq \sigma_{bc}$ dans la fibre inférieure.

Avec : $$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte ;
B : surface de la section considérée.
I : inertie de la section considérée ;
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontrainte moyen ;
M : moment extérieur ;
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa.
$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5$ MPa.
$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3 = -2.1$ MPa.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-17 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Phase	N retenus	M (kN.m)	H(m)	υ' (m)	υ (m)	S (m^2)	I (m^4)	e(m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	44	363127,8	6,00	3 ,42	2,58	15,44	77,28	2,43	90,98	0,21	12,83	✓
Fin VSP	44	295592,47	5,68	3,25	2,43	14,91	76,99	2,28	90,98	2,58	5,84	✓
Fin V1	38	221890,34	4,97	2,88	2,09	2,09	73,76	1,94	78,57	3,18	5,49	✓
Fin V2	32	159544,89	4,37	2,57	1,8	1,8	67,22	1,65	66,17	3,40	4,99	✓
Fin V3	26	107775,01	3,88	2,32	1,56	1,56	57,93	1,41	53,76	3,29	4,34	✓
Fin V4	20	65854,7	3,49	2,11	1,38	1,38	46,72	1,23	41,35	2,94	3,53	✓
Fin V5	14	33124,80	3,22	1,97	1,25	1,25	34,63	1,10	28,95	2,41	2,58	✓
Fin V6	8	9308,49	3,05	1,88	1,17	1,17	22,85	1,02	16,54	1,81	1,51	✓
Fin V7	4	0 ,00	3,00	1,86	1,14	1,14	12,61	0,99	8,27	1,42	0,76	✓

VI.5.2.Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ **MPa**.
$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5$ **MPa.**
$\sigma_{bt2} = -1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3 = -3$ **MPa**.

Les résultats sont mentionnés dans **l'Annexe C.**

NB :
Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

VII.6. EXEMPLE DE CALCUL DES PERTES

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles à la fin du voussoir V2 :

- **Pertes de tension par frottement :**

$\varphi = 0.002\ m^{-1}$;
$f = 0.18\ rd^{-1}$;
$\sigma_{p0} = 1\,440$ MPa;
$\Delta\sigma\varphi = 59{,}53$ MPa.

- **Pertes de tension par recul de l'ancrage :**

$E_P = 195\,000$ MPa.
n = 32 câbles
g = 0.002 m.
$\Delta\sigma_g = 70{,}12$ MPa.

- **Petes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :**

$M_p = 159{,}54$ MN.m.
$\sigma_\infty = \sigma_0 (1-\Delta P) = 0.75$.
$P_0 = 2{,}59$ MN.
e = 1,87 m.
B =12,68m^2.
I = 67,22m^4.
$E_p = 195\,000$MPa.
$E_{ii} = 37619{,}47$ MPa.
$\Delta\sigma_e = 13{,}21$ MPa;

- **Pertes par retrait :**

$\xi r = 3\times10^{-4}$;
$\Delta\sigma r = 58,5$ MPa.

- **Pertes par fluage :**

$M_p = 100,10$ MN.m.
n = 32 câbles.
$P_0 = 2, 59$ MN.
e = 1, 58 m.
$B = 12, 68\ m^2$.
$I = 67, 22\ m^{4.}$
$E_p = 195\ 000$MPa.
$E_{ii} = 37619,47$ MPa.
$\Delta\sigma_{fl} = 81, 78$ MPa.

- **Pertes par relaxation :**

$\sigma_i = 1297,14$ MPa.
$f_{prg} = 1\ 860$ MPa.
$\rho_{1\ 000} = 2,5\%$.
$\mu_0 = 0,43$.
$\mu = 0.697$.
$\Delta\sigma rel = 52,03$ MPa.

VII.7. ARMATURES DES ZONES TENDUES

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section D'armatures minimale **As** (**art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL**).

Bt : aire de la section du béton en traction ;
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction;
NBt : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

$$As = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{NBt}{fe} \times \frac{ftj}{\sigma Bt}\right)$$

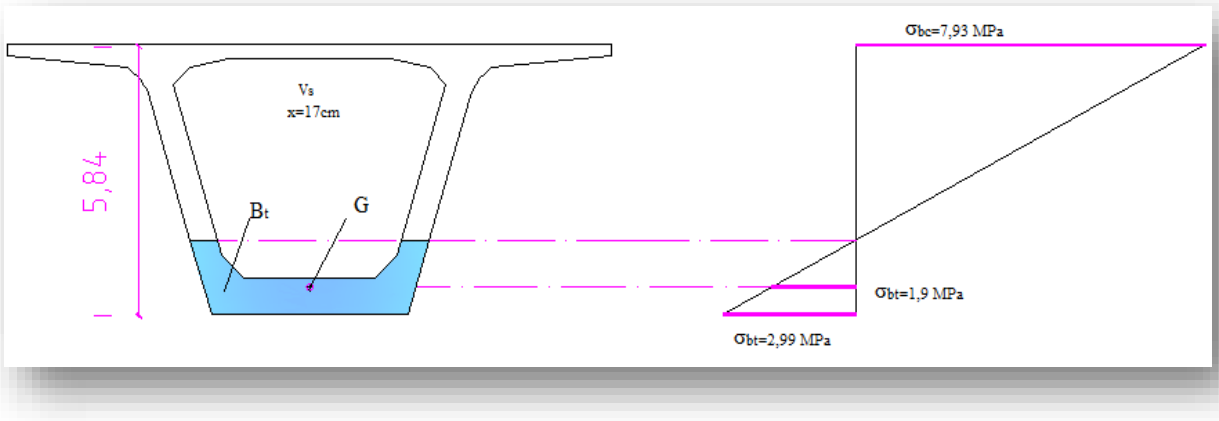


Figure VII-11 Diagramme des contraintes à x = 17 m.

D'après la **figure VI.11 on trouve :**
B_t = 4.86 m²
σ_{Bt} = 1.9 MPa
N_{Bt} = 9.23 MN
Donc:
$A_S = \frac{4.56}{1000} + \left(\frac{9.23}{500} \times \frac{3}{1.9}\right)$ = 337 cm²

On prend : **2 nappes de HA 16 ; e = 15cm**

VII.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

VII.8.1.1. Détermination de l'effort tranchant

Effort extérieurs de résultante V tels que

$V_{Ser} = V_g + V_q$

Avec
V_g: Relative aux charges permanentes
V_q: Relative aux charges variables

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Les actions exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

✓ Un effort tranchant positif ;
✓ Une composante verticale de la précontrainte $\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha}$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

Avec :
P : l'intensité d'ensemble d'armatures.
α % : l'inclinaison a la fibre moyenne.
Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

$V_{red} = V_{ser} - V_P$

VII.8.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

L'effort tranchant maximum étant situé au voisinage de l'appui, Soit celle située à x= H/2.
On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}\ ;\ \overline{\tau_2})$, avec : $\tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n}$.

Tel que

$$\overline{\tau_1^2} = 0{,}4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]$$

$$\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6 \times f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]$$

Avec
σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;
z : le bras de levier (**z = I/S**), et par simplification $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$

ρ: le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$.

b_n: Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : **$b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$** ;
b_0 : l'épaisseur brute de l'âme**.**
n : nombre de câble.
k=0.5 ; injection de coulis de ciment.
Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

Vp = 7.69 MN

V_{Ser}=22.01 MN
α_{moy}=0.13 rad
P= 59.32 MN
V_{red} = 14.32 MN; ρ = 37.26 %
f_{c28} = 40 MPa ; f_{t28} = 3 MPa
b_n = 1.2 m ; z = 4.71 m

τ_{max} = 2.53 MPa
σ_x = 5.56 MPa
τ_1 = 3.22 MPa
τ_2 = 4.88 MPa

On constate que : $\boldsymbol{\tau_{max} < \bar{\tau}}$ ⟶ **Vérifiée**

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VII.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.
La section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{\mathbf{A_t \times f_e}}{\mathbf{b_n \times S_t \times \gamma}} \geq \left[\boldsymbol{\tau_u} - \frac{\mathbf{f_{tj}}}{\mathbf{3}}\right] \times \mathbf{tg}\,\boldsymbol{\beta_u}$$

Avec
A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
f_e : limite d'élasticité de l'acier.
γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
b_n : largeur nette de la section d'appui.
β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre.

La première étape consiste à déterminer l'angle **β_u** que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\mathbf{tg\ 2\beta_u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}} \quad \textbf{, avec } \boldsymbol{\beta_u \geq 30\ °}$$

σ_x , σ_y: représentent les contraintes normales au niveau de G.

τ_u : Contrainte tangentielle ultime , $\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}}{z\,.\,b_n}}$

Application Numérique :

β_u = 32.45 °
$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 34.08 MN
τ_u = 6.03 MPa

f_{t28} = 3 MPa **,** f_e = 500 MP, γ_s = 1,15

b_n= 0.9 m

$\frac{A_t}{S_t} \geq$ **88.2 cm² /m.**

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 16.56\ cm^2/m$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67$ **MPa**; Ce qui est vérifié.

VII.9. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de **L/600**, où **L = 352m** est la longueur de pont.

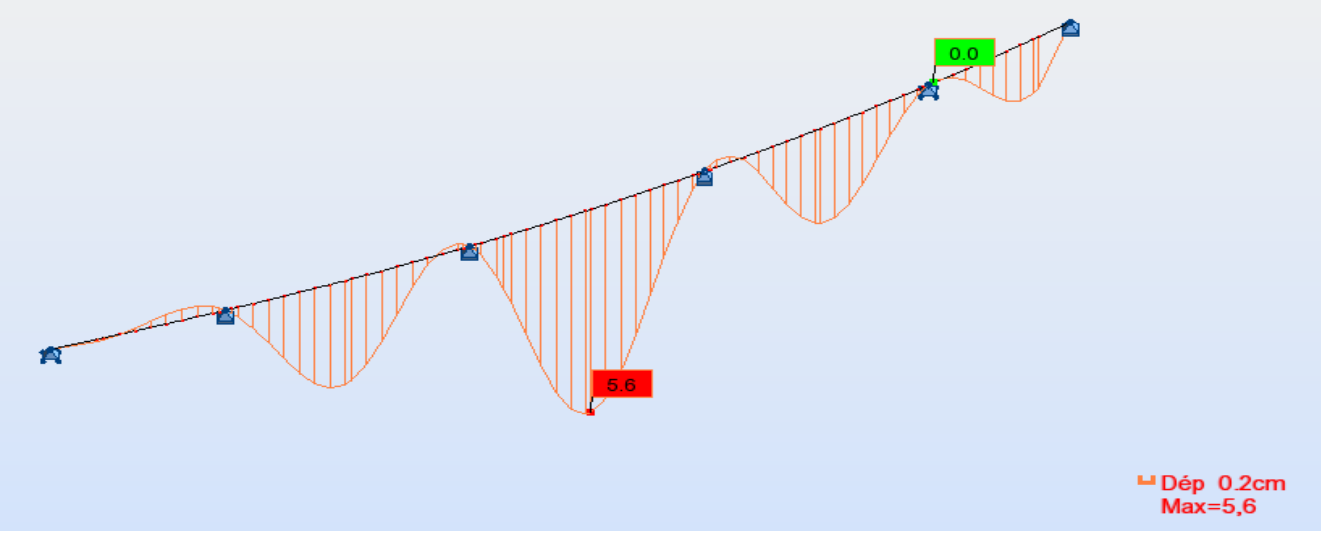


Figure VII-12 La flèche maximal.

Observation : La flèche maximal δ **= 5.6 cm** < δ_{adm} **= 352/600 = 58.7 cm** donc la condition du déplacement élastique est vérifiée.

VII.10. CONCLISION

Dans ce chapitre on a calculé le nombre de câbles de précontrainte nécessaire a la reprise de l'effort appliqué aux voussoirs. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, et une vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.

CHAPITRE VIII
ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1.INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VIII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par logiciel ROBOT**.** La section de notre ouvrage sous forme de caisson sera représentée par un ensemble de barres, avec des dimensions de ses éléments, on commence par traiter le voussoir sur pile et après le voussoir à clé.
La modélisation se fait par mètre linéaire de longueur.

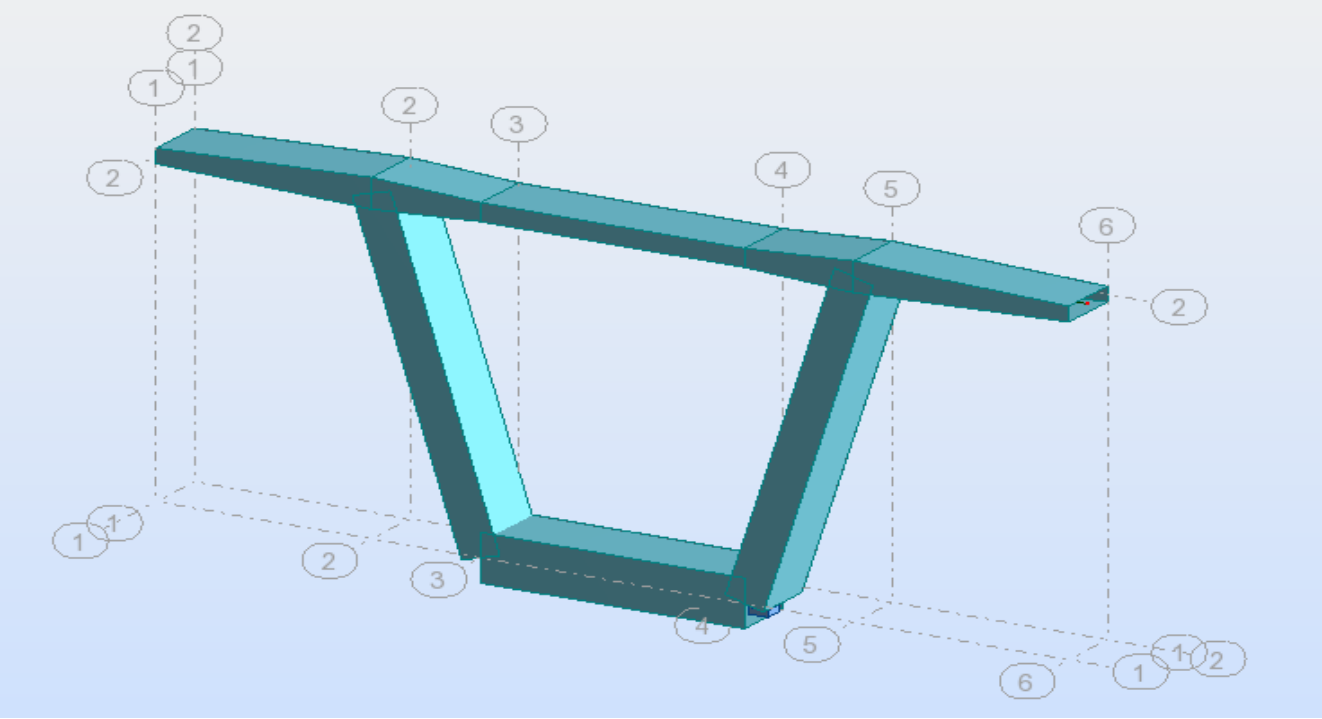


Figure VIII-1 Vue en 3D du caisson sur pile.

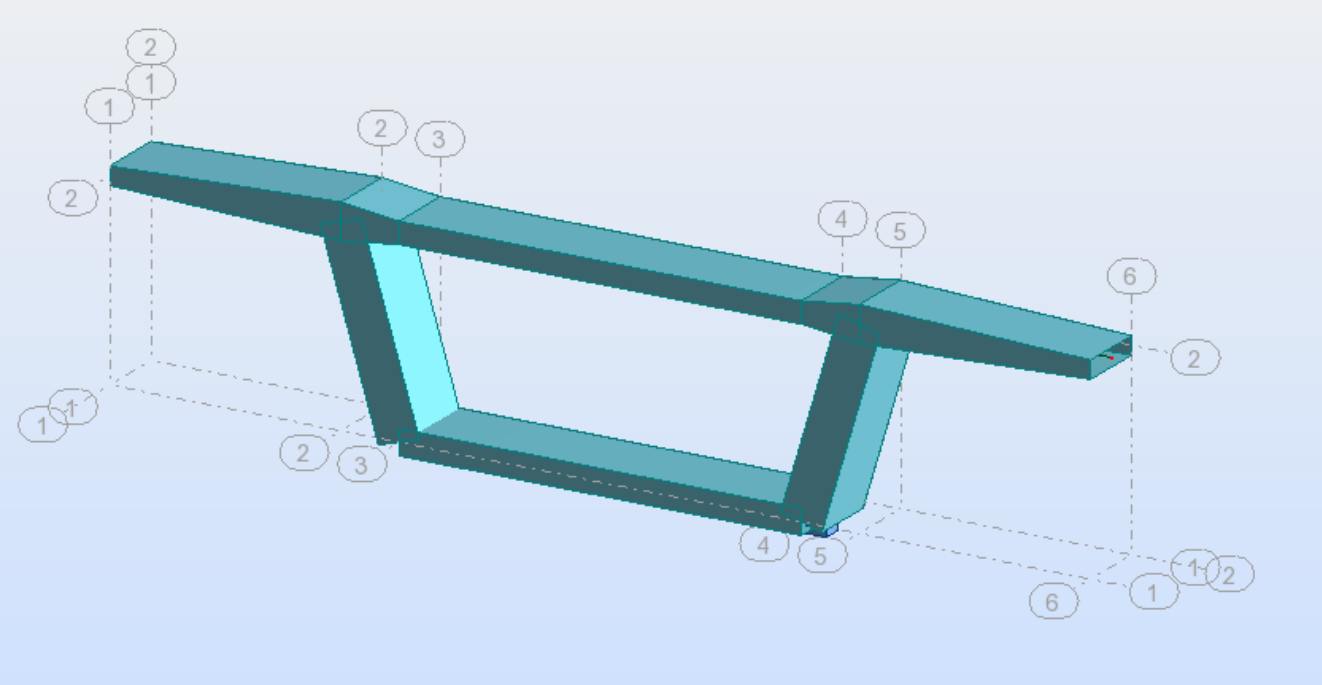


Figure VIII-2 Vue en 3D du caisson à la clé.

VIII.2.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau VIII-1 Combinaisons des charges appliquées.

Combinaison		G	LM71	SW/0	SW/2
ELU	COMB 1	1.35	1.45	0	1.2
	COMB 2	1.35	1.45	0	0
	COMB 3	1.35	0	1.45	0
ELS	COMB 1	1	1	0	1
	COMB 2	1	1	0	0
	COMB 3	1	0	1	0

VIII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VIII-2 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile.

	M max (KN.m)		**M min (KN.m)**	
	M ult	M ser	M ult	M ser
Hourdis supérieur	164.85	115.62	- 578.27	- 405.16
Hourdis inférieur	0	0	-132.49	- 90.04
Âme	445.83	307.05	-184.91	-128.84

Tableau VIII-3 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	M max (KN.m)		**M min (KN.m)**	
	M ult	M ser	M ult	M ser
Hourdis supérieur	161.52	119.64	-539.27	-399.46
Hourdis inférieur	3.9	2.89	-42.18	-31.24
Âme	406.83	301.36	-1.31	-0.89

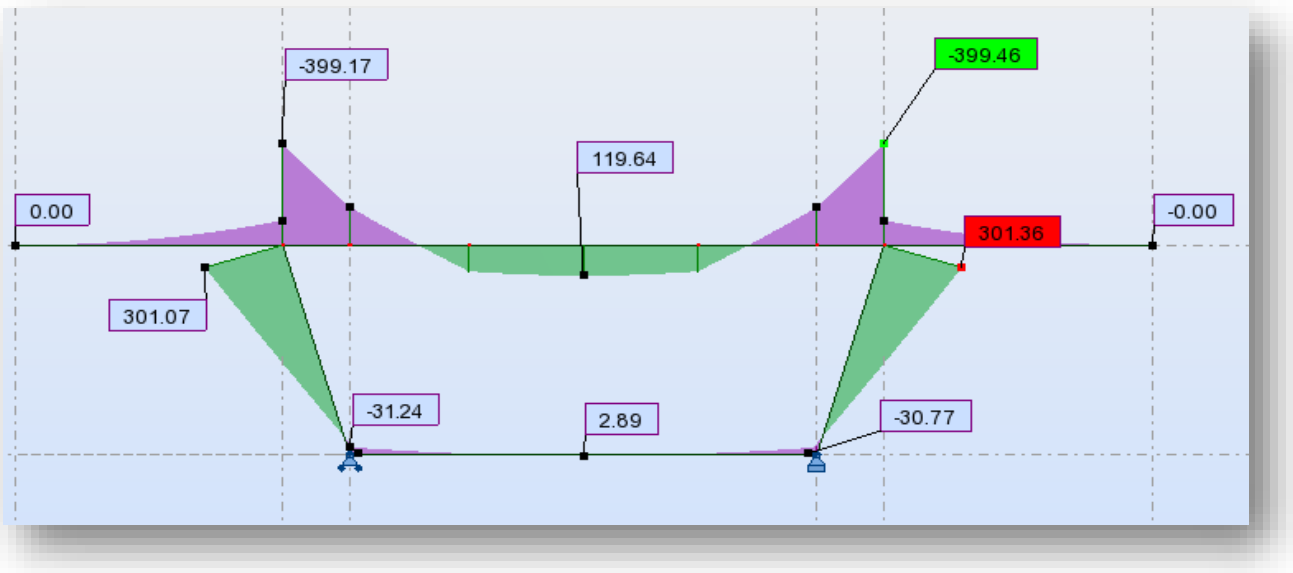


Figure VIII-3Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELS).

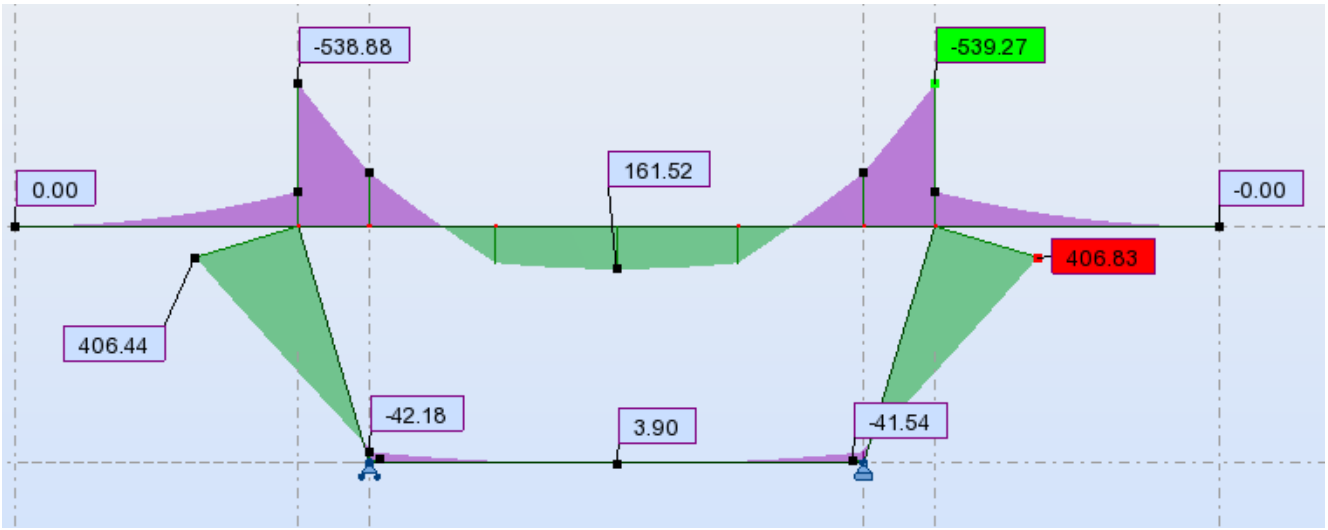


Figure VIII-4 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELU).

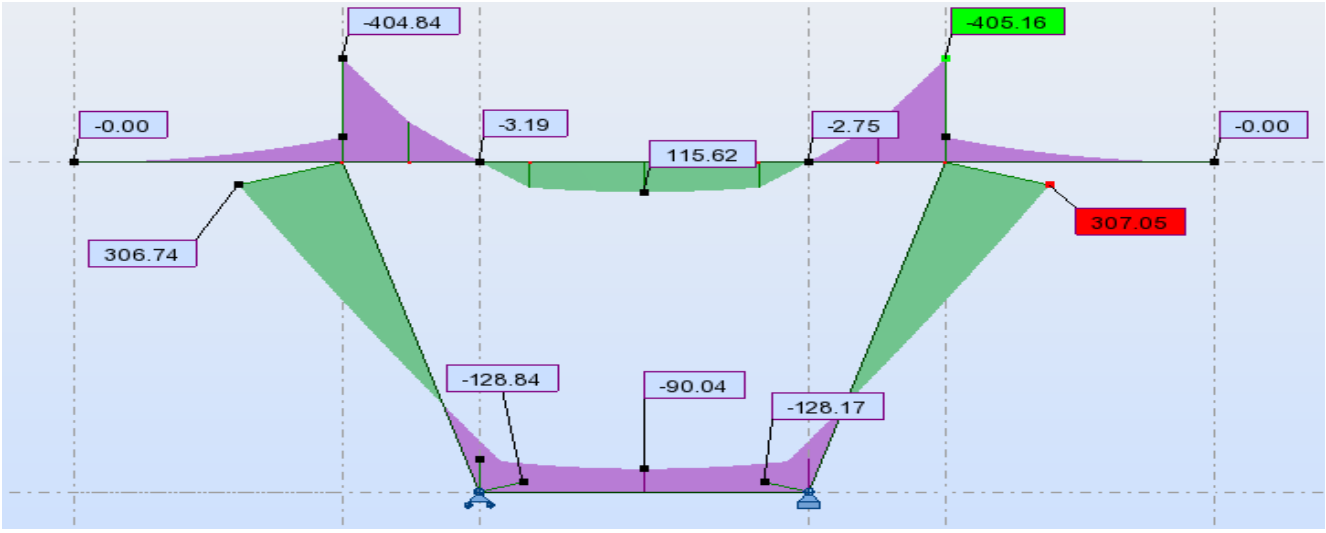


Figure VIII-5Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELS).

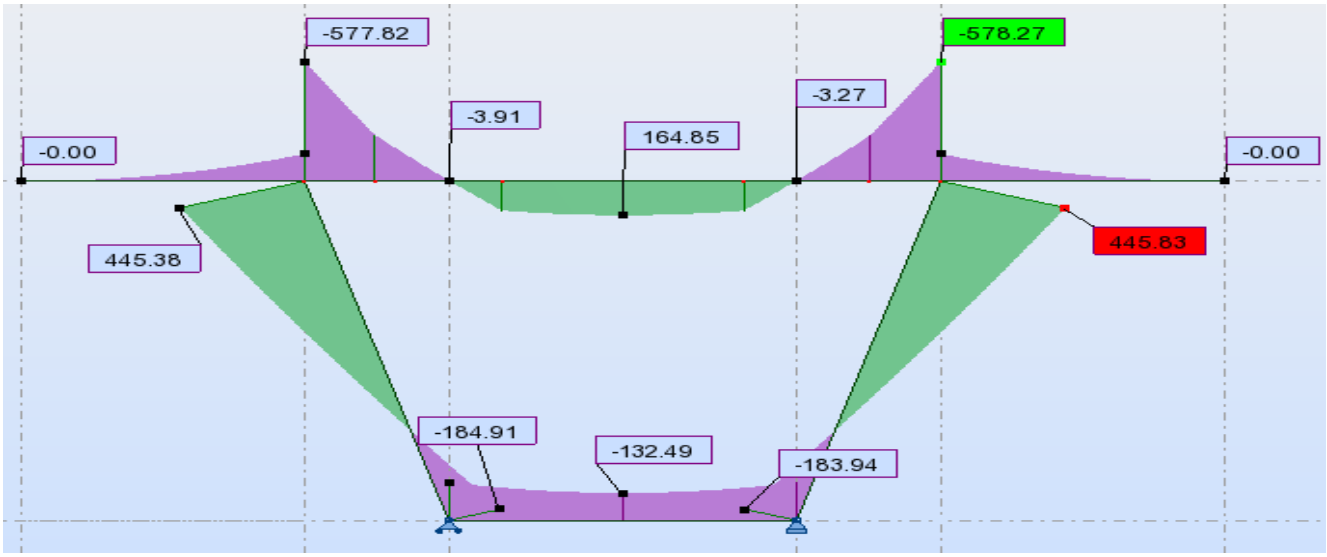


Figure VIII-6 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELU).

Remarque : les diagrammes des efforts normaux sont représentés dans **l'annexe B**.

VIII.3.FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur (voussoir sur pile)

- ➢ **Nappe supérieure**

Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application Numérique :

b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire.

h= 0.5 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 405.16KN.m.

$\overline{\sigma_{bc}}$=24MPa;$\overline{\sigma_s}$=250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 50 = 45 cm.

$x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d$=26.56cm ; $z=d-\frac{x}{3}$=36.15 cm

$M_1=0.5\times b\times x\times\overline{\sigma_{bc}}\times z$ =1152.17KN.m.

$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$ = 44.83 cm^2 **➔On propose une nappe de 6HA32.**

(C.N.F)= $0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d$ =6.21 $cm^2\leq A_{ser}$ **➔Condition de non fragilité est vérifiée.**

- ➢ **Nappe inférieure**

Application Numérique :

M_{ser} (sup) = 115.62KN.m.

b = 1.00 m.

h= 0.3 m ; d = 0.9× h = 0.9 × 30 = 27 cm.

$x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d$=15.93cm ; $z=d-\frac{x}{3}$=21.69cm.

$M_1=0.5\times b\times x\times\overline{\sigma_{bc}}\times z$ = 413.84KN.m.

$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$=21.32$cm^2$ **➔ On propose une nappe de 6HA25.**

$A(C.N.F)=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d$ = 3.72 $cm^2\leq A_{ser}$ **➔ Condition de non-fragilité est vérifiée.**

- ❖ **Ferraillage longitudinal**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$A_{sl}=\frac{A_{st}}{3}$=14.94cm^2 **➔ On propose une nappe de 8HA16**.

$A(C.N.F)=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d$ =6.21$cm^2\leq A_{ser}$ **➔Condition de non-fragilité est vérifiée.**

Tableau VIII-4 Ferraillage passif du VSP et VSC.

		Transversale		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Sup	7HA32	7HA20
		Nappe Inf	7HA25	7HA14
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	7HA16	7HA14
		Nappe Inf	7HA16	
	Âme	Nappe Interne	7HA16	7HA14
		Nappe Externe	7HA20	7HA14
VSC	Hourdis supérieur	Nappe Sup	8HA25	7HA20
		Nappe Inf	8HA20	7HA16
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	8HA16	7HA14
		Nappe Inf	8HA14	7HA14
	Âme	Nappe Interne	6HA16	7HA14
		Nappe Externe	6HA20	7HA14

Remarque : les détails du calcul de ferraillage voir **l'annexe D.**

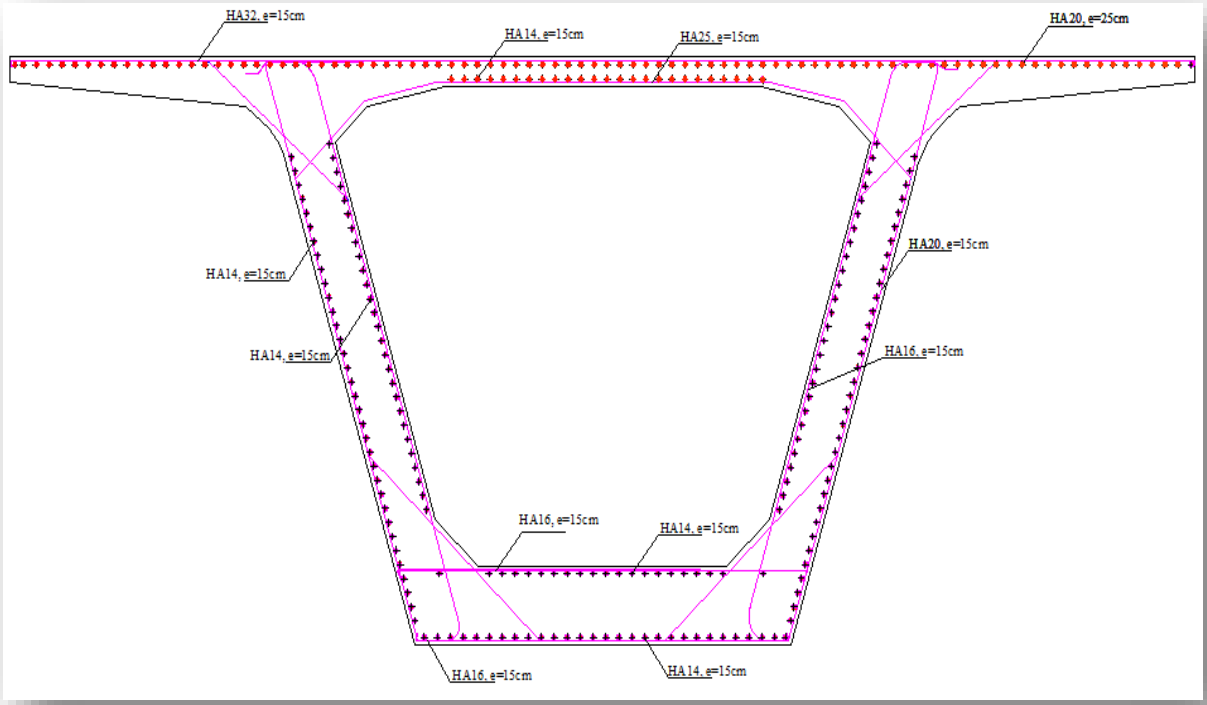


Figure VIII-7 Ferraillage voussoir sur pile.

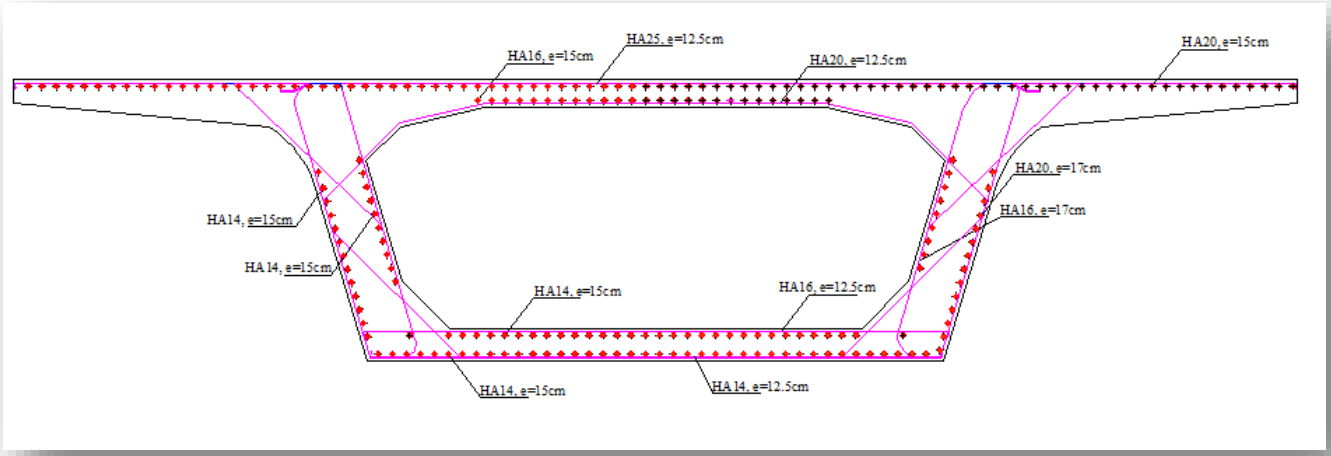


Figure VIII-8 Ferraillage voussoir à la clef.

VIII.4.ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section S_A d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes au voisinage de l'ancrage s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la Résistance des Matériaux. Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte correspondantes ne sont réparties selon le principe de NAVIER qu'à partir d'une section S_R à la distance L_R en aval de S_A.

Soit :

L_R : longueur de régularisation.

Sa= section d'about où sont ancrés les câbles

Sr = section de régularisation se trouvant à une distance de d=hauteur de la section Sa

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$f_{cj}=0.68f_{c28}\log(j+1)= 19.01$ MPa;

$f_{tj}= 1.74$ MPa.

VIII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L(les calculs sont faites pour la travée principale)

VIII.4.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface **:**

$$\mathbf{A_S=0.04\frac{2P_{max}}{\overline{\sigma_S}}}$$

Avec

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{max}= 4.10$ MN.

$$\mathbf{\overline{\sigma_S}=\frac{2}{3}F_e.}$$

Donc:

$$\mathbf{A_S=0.04\frac{4.10\times 2}{333.33}= 9.84\ cm^2}\ \textbf{ Soit 7HA14.}$$

VIII.4.1.2. Effet d'éclatement

- Contrainte de traction du béton :

$$\mathbf{\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)\frac{2P_{max}}{ed_j}\ \leq\ 1.25f_{tj}}$$

$$\mathbf{\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{0.24}{0.76}\right)\frac{2\times 4.1}{1.2\times 0.76}= 1.55\ MPa\ \ 2.18\ MPa}\ \ \rightarrow \text{ vérifiée.}$$

Avec :

L_R = Max (H-d ; H/2) ; H =3 m ⟶ L_R = 1.88 m.
c =0.38 m ; c'= 0.89m.

dj = min (2c,c') =min(0.76,0.89)= 0.76 m : hauteur de prisme symétrique de niveau j.
aj = 0.24 m : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j.
e=0.6× 2= 1.2m : largeur de l'âme.

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{xj}=\frac{2P_{max}}{ed_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}=>\frac{2\times 4.10}{1.2\times 0.76}=8.99\ Mpa\ \leq\ 12.67\ MPa$$

- Frettage d'éclatement :

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

$$A_{ej}=\frac{0.25\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)2\times P_{max}}{K_j\frac{2}{3}f_e}=\frac{0.25\left(1-\frac{0.24}{0.76}\right)2\times 4.10}{1.5\times\frac{2}{3}\times 500}=28.05\ cm^2$$

N.B : K_j vaut 1.5 pour un encrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e=Max\left(A_{ej};0.15\frac{2\times P_{max}}{\frac{2}{3}f_e}\right)=28.05\ cm^2$$

N.B : Ces aciers sont à répartir sur une longueur d_j.

VIII.4.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prismes spéciaux dire « bossages ».

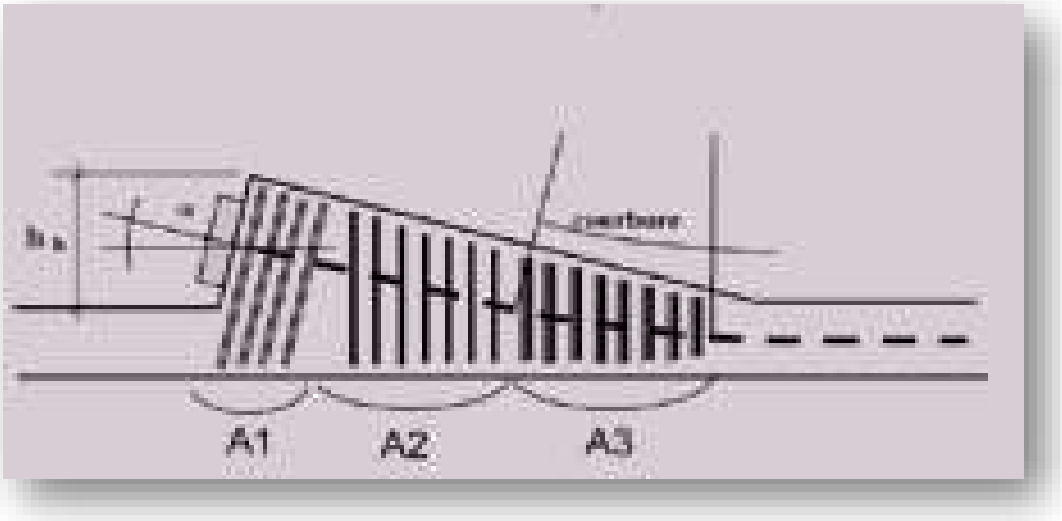


Figure VIII-9 Bossage d'ancrage – définition des armatures.

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

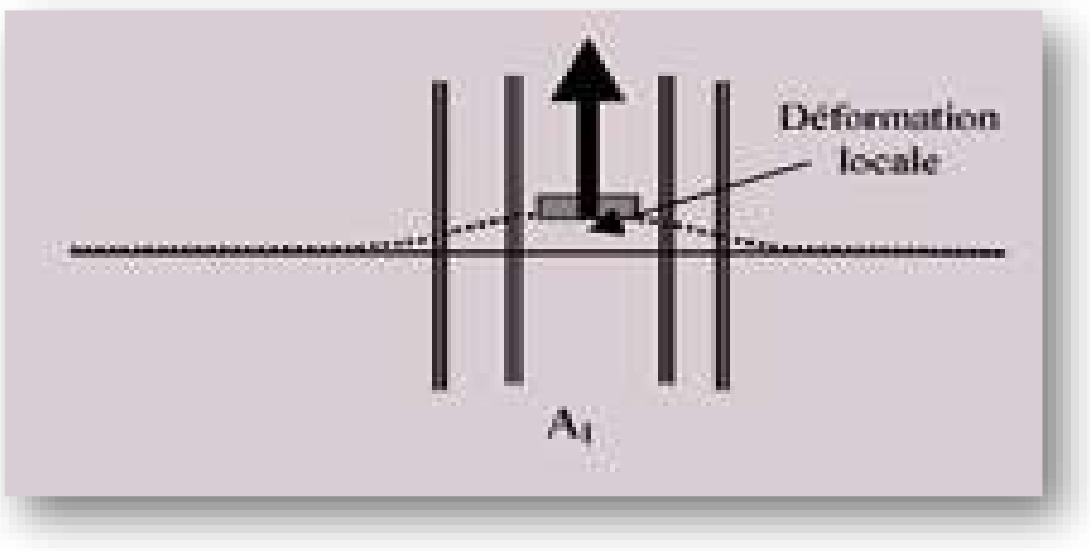


Figure VIII-10 déformation due au effort de la précontrainte.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

On dispose 3 catégories d'armatures sur la longueur du bossage :

Pour les câbles C11 et C12 (fin de voussoir 2)

- Aciers d'éclatement A1

Ils doivent reprendre un effort égal à 0,15 P soit une section égale à :

$$\mathbf{A_1=\frac{0.15P\times2}{f_{yd}}=\frac{0.15\times4.10\times2}{434.78}=14.14\ cm^2 \quad soit\ 12HA12.}$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$$\mathbf{f_{yd}=\frac{f_e}{1.15}=434.78\ MPa.}$$

Ils se situent sur une distance de1.2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage. Ils doivent être disposés dans les deux directions sur toute l'épaisseur du bossage et de la pièce sur laquelle il est attaché

- Aciers intermédiaire de couture

$$\mathbf{A_2=\frac{0.4P\times2}{f_{yd}}=37.72\ cm^2}\ \boldsymbol{soit\ 8HA25}.$$

Ils sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

- Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$\mathbf{A_3=\frac{2}{3}\frac{P\times2}{f_{yd}}\sin\alpha=15.55\ cm^2 \quad soit\ 8HA16.}$$

Avec

α=0.25 rad: l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

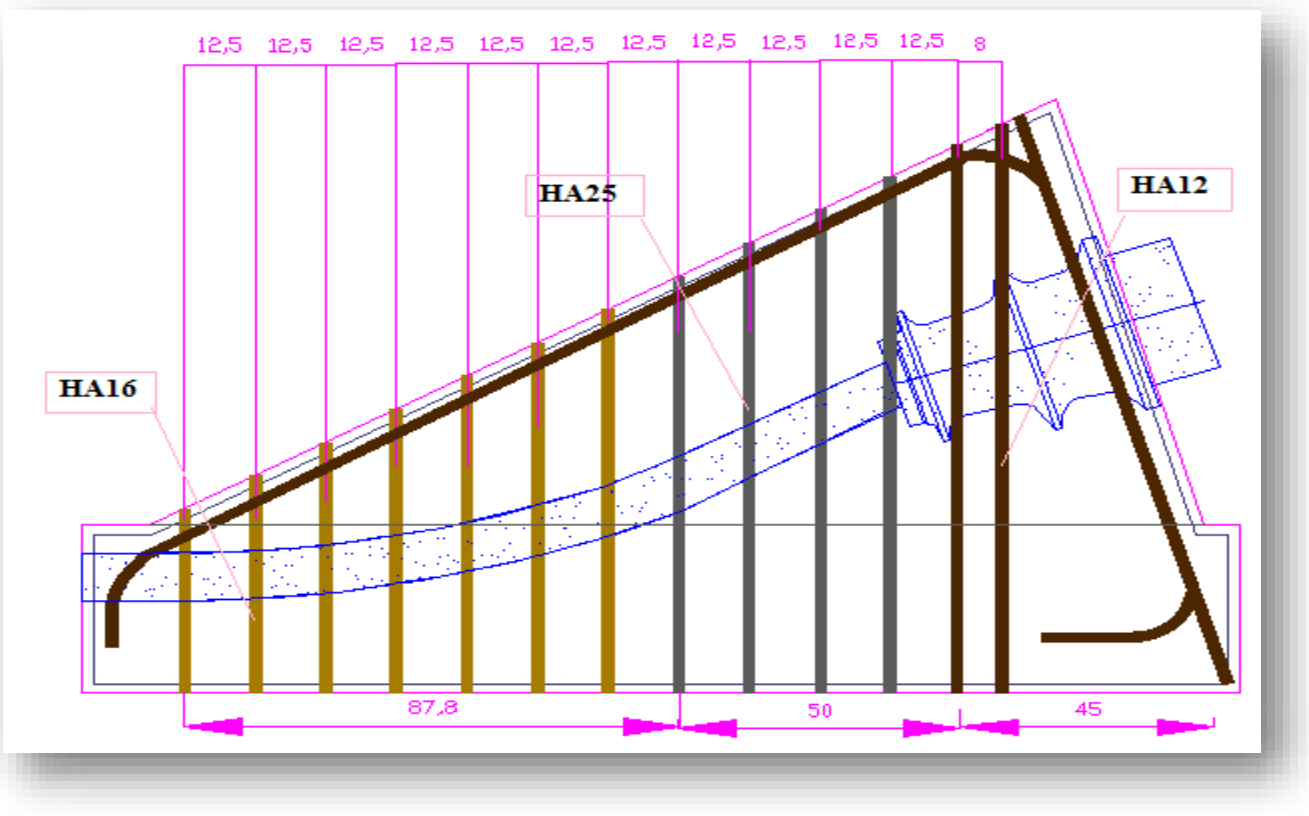


Figure VIII-11 Schéma du ferraillage de bossage.

VIII.5. CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les déférentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et l'hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE IX
EQUIPEMENTS DU TABLIER

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage.ils permettent d'assurer le bon fonctionnent mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans le chapitre qui suit, nous allons faire l'étude de trois équipements essentiels que l'on retrouve dans les ouvrages d'art, a savoir l'appareil d'appui, le dé d'appuis, le joint garde ballast.

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Dans notre cas les appareils d'appuis utilisés sont les appareils en **élastomère fretté**.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU

Tableau IX-1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)	F_Z sur culée (MN)	F_Z sur pile (MN)
1.35 G + 1.45 LM71 + 1.2 SW/2.	11.07	59.18	5.53	14.79
1.35 G + 1.45 LM71	**11.1**	**59.47**	**5.55**	**14.86**
1.35 G + 1.45 SW/0	11.02	56.62	5.51	14.15

IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui de type B

Ils comportent n + 1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres.

La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure 3.3 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

Sauf prescriptions particulières, et sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

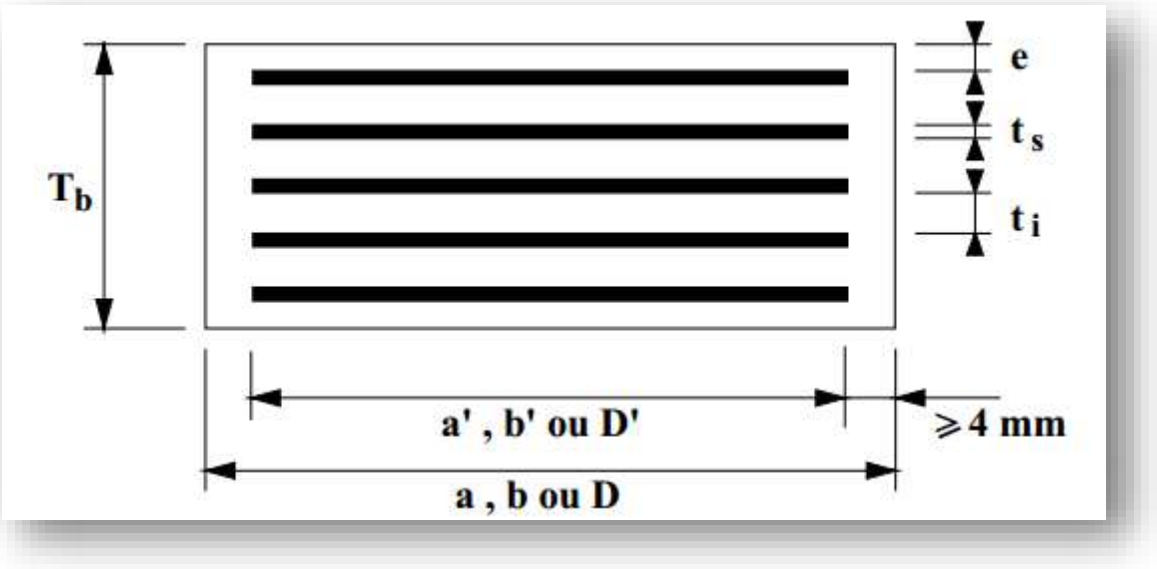


Figure IX-1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

T : Epaisseur totale de l'élastomère ;
n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère ;
ti : Epaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;
ts : Epaisseur d'une frette élémentaire ;
e : Enrobage.

IX.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 25\ MPa; \quad \text{avec} \quad N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$$

Application Numérique

Pour la pile :

$N_{max} = 14,86$ MN ⟶ $a' \times b' \geq$ 5947cm², on **prend (a×b) = (800×800) mm².**

Pour la culée :

$N_{max} =$ 5,55 MN ⟶ $a' \times b' \geq$ 2220 cm², on **prend (a×b) = (600×600) mm².**

IX.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

L'épaisseur de l'appareil d'appui T_q, est conditionnée par la condition de non-flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

Avec

a : est le grand côté de l'élastomère.

Application Numérique

Pour la pile :

80 mm ≤ T ≤ 160 mm

Pour la culée :

60 mm ≤ T ≤ 120 mm

IX.2.2.3. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a\times\sigma_m}{\beta\times\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

Tel que

$$\begin{cases} \sigma_e = 235\ Kg/mm^2 \quad , G=0.9GPa \\ \sigma_m = \dfrac{N_{max}}{a'\times b'} \\ \beta = \dfrac{a\times b}{2\times G\times(a+b)} \end{cases}$$

Application Numérique

Pour la pile :	**sur culée :**
σ_m = 23,23 MPa	σ_m = 15,42 MPa
β = 22,22	β = 16,67
ts = 3,56 mm	**ts =** 2,36 mm

On va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes :

Tableau IX-2 Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
On prendra	• 4 Feuilles d'élastomère : ti = 16 mm. • 2feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 8 mm. • 5 Frettes métalliques de : ts = 6 mm. • Enrobage des chants : 10 mm.	• 9 Feuilles d'élastomère : ti = 12 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm. • 10 Frettes métalliques de : ts = 5 mm. • Enrobage des chants : 10 mm.
(a×b×t)	(**800×800×110**) mm^3	(**600×600×170**) mm^3

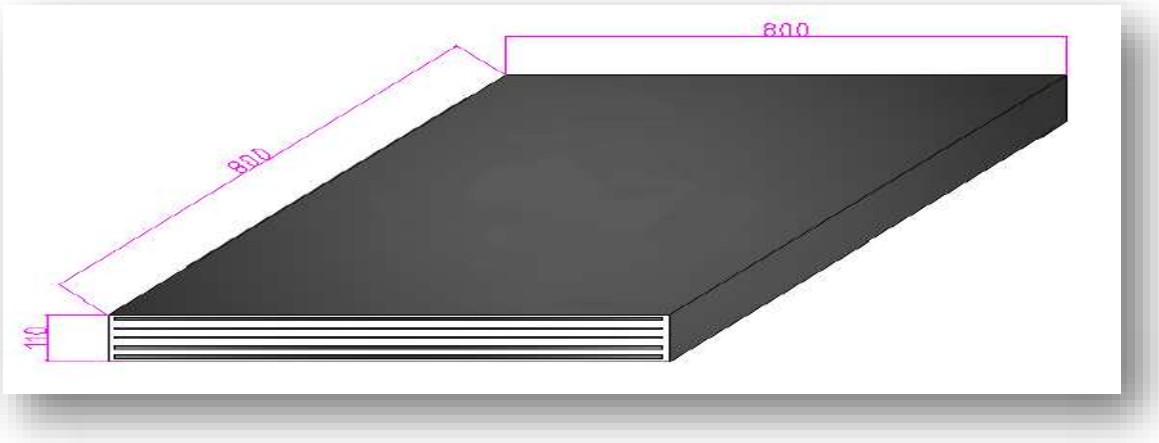


Figure IX-2 dimensions de l'appareille d'appui au niveau de la pile.

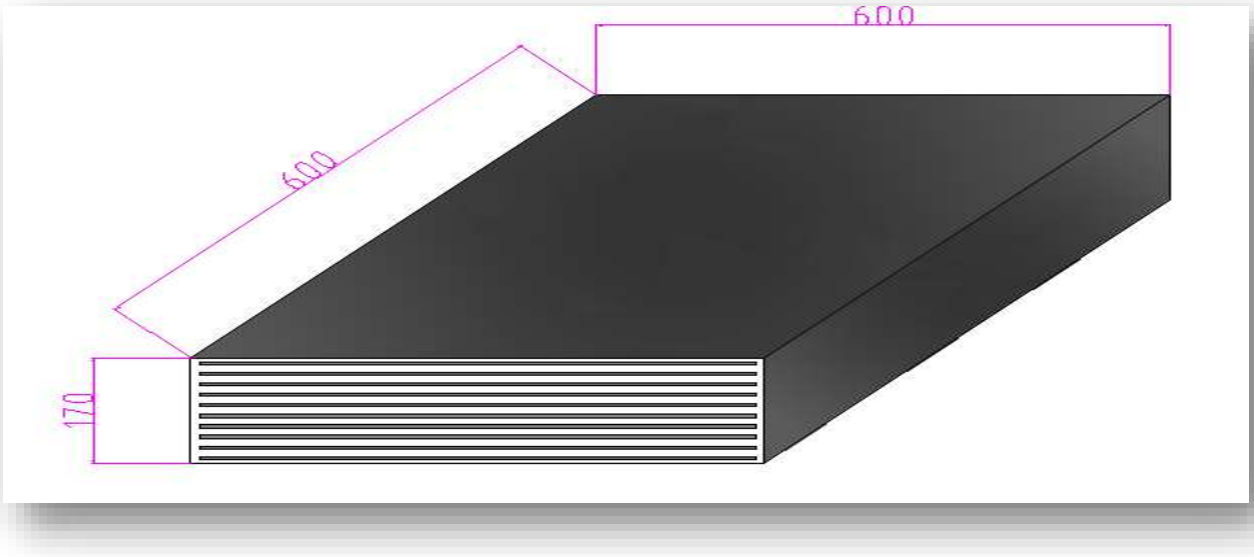


Figure IX-3 dimensions de l'appareille d'appui au niveau de la culée.

IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

IX.2.3.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$\mathbf{H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon}$

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité (X_{CR}) ;
K_i : la rigidité des appuis (calculée ***au chapitre IX***) ;
$\boldsymbol{\varepsilon_T}$: coefficient de la température. $\boldsymbol{\varepsilon_T = \lambda \times \Delta T}$; avec $\mathbf{\Delta T = 15°C}$ et $\boldsymbol{\lambda = 10^{-5}}$;
$\boldsymbol{\varepsilon_f}$: coefficient du fluage $\boldsymbol{\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}}$;
K_{fl} : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $\mathbf{K_{fl} = 2.5}$;
$\boldsymbol{\varepsilon_r} = \mathbf{2 \times 10^{-4}}$: coefficient de retrait.

Tableau IX-3 les efforts horizontaux du tablier.

Elément	$\lvert X_i \rvert$(m)	Ki (MN/m)	H_{tempu}(MN)	H_{fluage}(MN)	$H_{retrait}$(MN)	$H_{freinage}$ (MN)
Culée 01	177,21	7,20	0,191	0,319	0,255	0,071
Pile 01	121,21	35,72	0,650	1,083	0,866	0,350

Pile 02	41,21	38,68	0,239	0,399	0,319	0,379
Pile 03	38,79	36,11	0,210	0,350	0,280	0,354
Pile 04	118,79	38,23	0,681	1,135	0,908	0,375
Culée 02	174,79	7,20	0,189	0,315	0,252	0,071

IX.2.3.2. Actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû au LM71 F_{fr}= 1.6 MN.

IX.2.3.3. Déplacement horizontale

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \varepsilon_T$;

V_{xf}: le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \varepsilon_f$;

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \varepsilon_r$;

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 281.2 m ;

V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa ;

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau IX-4 Déplacement horizontal du tablier.

Elément	$K_i/\sum K_i$	V_{xT}	V_{xfl}	V_{xr}	V_{xfr}	somme
Culée 01	0,044	0,027	0,044	0,035	0,013	0,11
Pile 01	0,219	0,018	0,030	0,024	0,024	0,09
Pile 02	0,237	0,006	0,010	0,008	0,009	0,03
Pile 03	0,221	0,006	0,010	0,008	0,024	0,04
Pile 04	0,234	0,018	0,030	0,024	0,026	0,09
Culée 02	0,044	0,026	0,044	0,035	0,013	0,11

Avec :

Ki : raideur d'appui (**calculé au chapitre IX**) ;

X_{CR}: centre de rigidité ; $X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} =$ **177,21m ;**

Donc :

$V_{x\ pile\ max}$= 0.09 m.

$V_{x\ culée\ max}$=0.11 m.

- Et d'après l'étude sismique (**chapitre IX**)

$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique} = 0.05$ m.

Donc

$V_{x\ pile\ max} = 0.14$ m.

$V_{x\ culée\ max} = 0.16$ m.

IX.2.4. Vérifications du dimensionnement

Conformément à RPOA, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

IX.2.4.1. Résistance à la compression

Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$= \frac{14.86}{0.8 \times 0.8} = 23.23 MPa \leq \sigma_{adm} = 25\ MPa \rightarrow \textbf{Vérifiée}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{5.55}{0.6 \times 0.6} = 15.41\ MPa \leq \sigma_{adm} = 25\ MPa \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

IX.2.4.2. Sécurité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: la charge critique de flambement ;

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$:le facteur de forme.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
S= 12.5; d=0.02 m;	S= 12.5; d= 0.017 m;
h= 0.11 m;	h= 0.17 m;
B= 0.64 m^2;	B= 0.36 m^2;
Pc= 72 MN;	Pc= 20.25 MN;
Pu = 14.86 MN ;	Pu = 5.55 MN ;
$\gamma_s \times Pu = 44.60\ MN \leq Pc = 72\ MN$	$\gamma_s \times Pu = 16.65\ MN \leq Pc = 20.25\ MN$
➔Vérifiée.	**➔Vérifiée.**

IX.2.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$\boldsymbol{\delta = V_x / T < \delta c}$

- Pour **p = Pu/Pc < 0.25 MPA** ; on trouve : $\boldsymbol{\delta \leq 0.7+4(\delta_0 -0.7)\ (0.25-p)}$.

Tel que : $\boldsymbol{\delta_0 = b/T}$, borné par $\boldsymbol{[0.7 < \delta_0 < 2]}$.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère ;

- Pour $\boldsymbol{p \geq 0.25\ MPa}$; on trouve $\boldsymbol{\delta \leq 1.4 \times (1-2p)}$

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
b =800 mm ; T =110 mm ;	b=600 mm ; T= 170 mm ;
δ_0 =7.27 ;	δ_0 =3.52 ;
On prend : $\delta 0$ = 2 ;	On prend : $\delta 0$ = 2 ;
δ_c = 0.926 ;	δ_c = 0.632 ;
Vx = 0.14 m ;	Vx=0.16 m ;
δ = 1.27 ;	δ = 0.94;
$\delta > \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée.**	$\delta > \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la pile et de la culée.

IX.2.4.4. Condition de non glissement:

On doit vérifier que la force horizontale :

$$\mathbf{H < f \times N_{max}} \text{ et } \mathbf{f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)}$$

Avec

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

Application Numérique

Cas de la	**Cas de la culée**
N = 10.0 MN ;	N =10.07 MN ;
σ_m=15.75 MPa ; f = 0.14 ;	σ_m=15.73 MPa ; f=0.14 ;
H= 1.35 MN;	H=0.61MN;
0.1.35 MN <1.39 MN	**0.61 MN <1.39 MN**
➔ **Vérifiée.**	➔ **Vérifiée.**

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée

IX.3. DES APPUIS

Le dé d'appui ont pour but de diffuser ; de localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Les dés appuis sont soumis à la compression simple; ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a_1; b_1; h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivants :

Au niveau de la pile

$h = \frac{axb}{a+b}$ = 400mm $a_1 \geq a + h/2$ et $b_1 \geq b+h/2$;

a_1= 800 + 200 ➔a_1=1000 mm;

b_1 = 800 + 200 ➔b_1 =1000 mm.

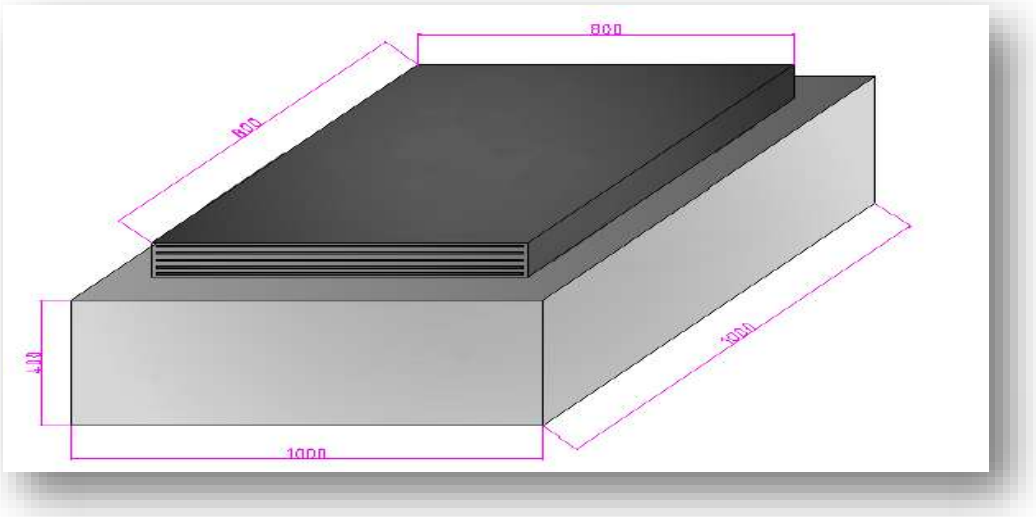


Figure IX-4 dimensions de dés d'appui au niveau de la pile.

Au niveau de la culée

$h = \frac{axb}{a+b}$ =300mm $a_1 \geq a + h/2$ et $b_1 \geq b+h/2$

a_1= 600 + 150 ➔ a_1= 800 mm;
b_1 = 600 + 150➔ b_1=800 mm.

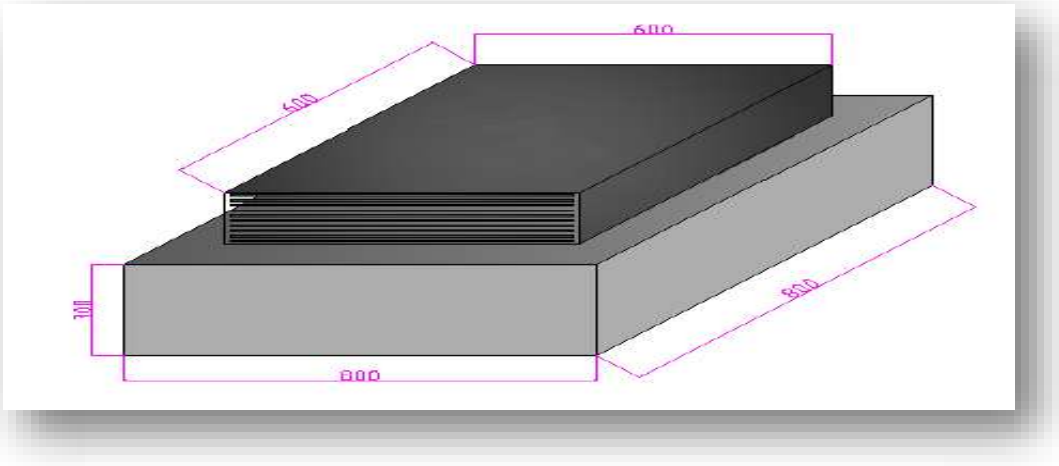


Figure IX-5 dimensions de dés d'appui au niveau de la culée.

IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

❖ **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$\mathbf{A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}} = \frac{0.25 \times 14.86}{435} = 85.40 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 28HA20}$$

❖ **Armatures horizontale**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$\mathbf{A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}} = \frac{0.125 \times 14.86}{435} = 42.70 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 22HA16}$$

❖ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 14.86}{435} = 13.66 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 10HA14}$$

❖ **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 14.86}{435} = 34.16 \text{cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 12HA20}$$

IX.3.3. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

A_c= 16HA16;

A_h= 12HA14;

A_S= 8HA10;

A_i = 12 HA12.

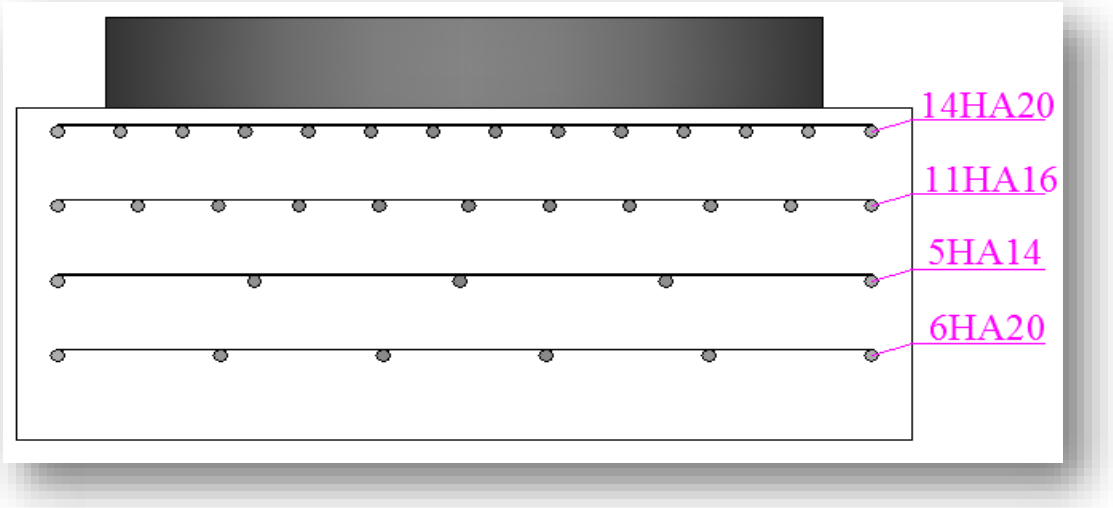


Figure IX-6 Ferraillage de dés d'appuis (cas de la pile).

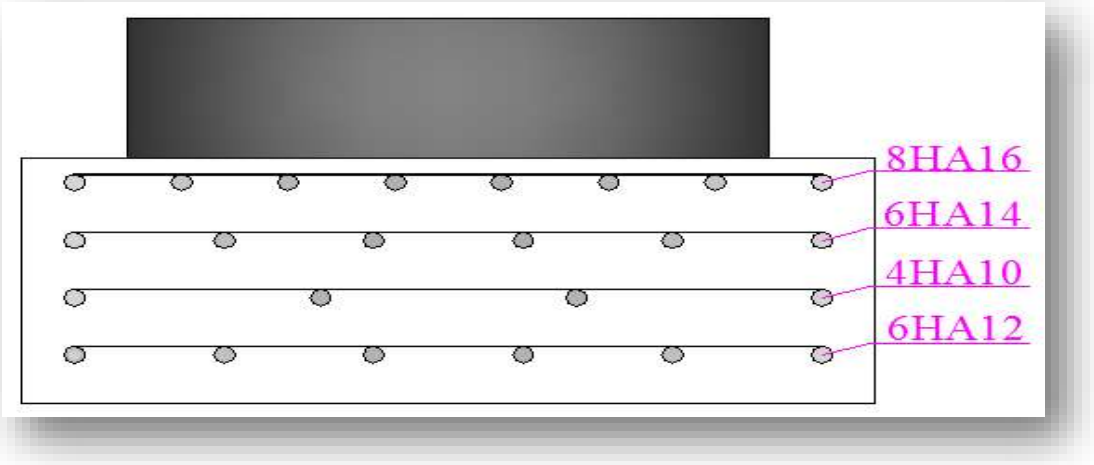


Figure IX-7 Ferraillage de dés d'appuis (cas de la culée).

IX.4. JOINTS DE BALLAST

Le joint de ballast est un équipement placé à la coupure entre un ouvrage d'art et sa voie d'accès ou entre deux parties indépendantes d'un même ouvrage, donc il assure la continuité de l'ouvrage et il permet la dilatation du tablier. Cette dernière limite les effets des déformations sous les charges d'exploitation, le retrait, le fluage et l'effet de la température.

Le joint de ballast doit satisfaire certaines exigences comme l'esthétique, la résistance, il doit aussi assurer la continuité de l'étanchéité.

IX.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec

W : souffle total du joint ;
$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
$\mathbf{W_T}$: souffle thermique ;
$\mathbf{W_S}$: souffle sismique.
Les souffles W_T, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 5.45 cm).

Donc : W **= 19.24 cm**.



Figure IX-8 Joint de ballast.

CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION

On ne peut gère omettre de présenter une étude d'un ouvrage sans bien détailler l'étude de la partie inférieure de l'ouvrage, qui rassemble le groupe d'éléments enterrés supportant les charges et les surcharges du tablier et les transmettant vers le bon sol a travers les fondations.

Ce chapitre évoquera l'étude détaillée des éléments supportant le tablier, pile, culée…….

X.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'à sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction des plusieurs paramètre :

- Mode de construction de tablier ;
- Urbain ou rural ;
- Hauteur de la brèche à franchir ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Liaison avec le tablier.

Une pile comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmets au sol.

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur**.**
Dans cette partie on va étudier parmi les 4 piles ; la pile P2 et la pile P4.

Tableau X. 1 Implantation et hauteurs des piles.

Piles	P1	P2	P3	P4
Hauteur (m)	14	33	13.5	6.6

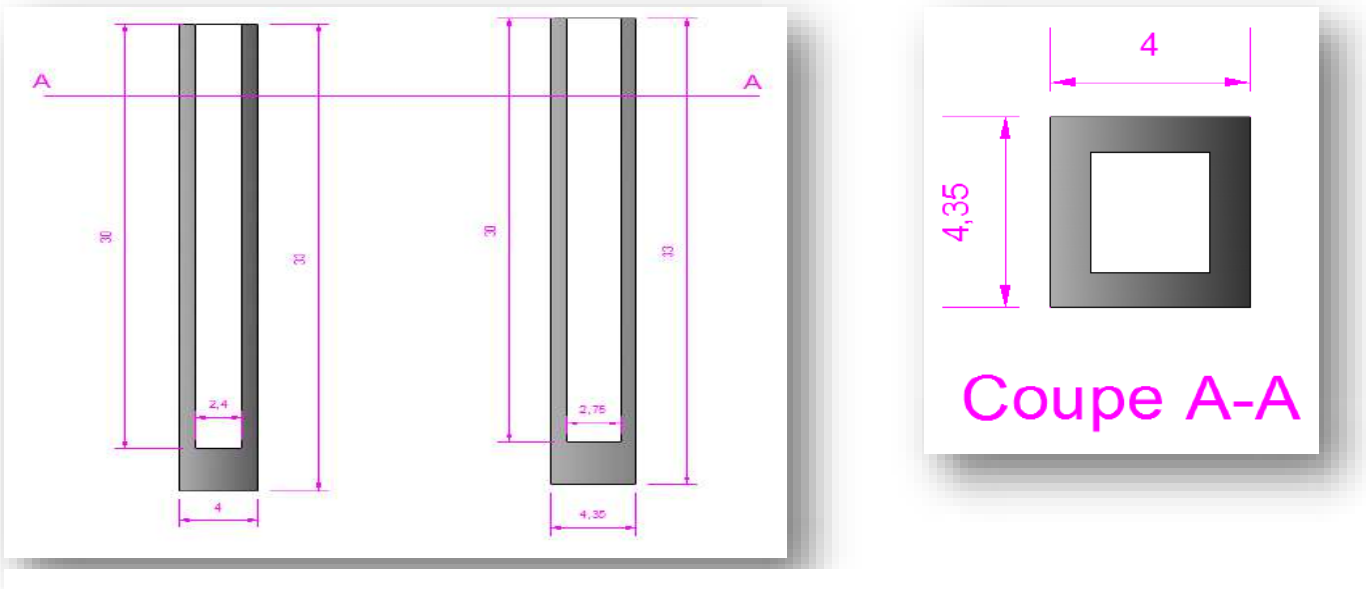


Figure X. 1 Dimensions de la pile creuse la plus haute (pile 02).

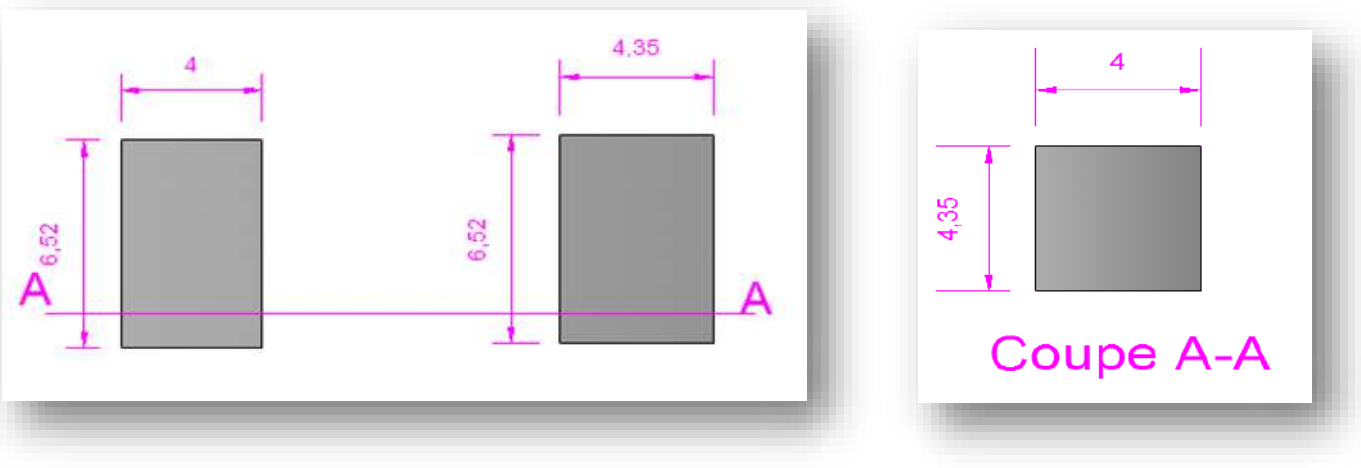


Figure X. 2 Dimensions de la pile pleine (pile 04).

X.2.1. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T},\ k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ et } K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

Avec

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} = 30 MPa.

Tableau X. 2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	2.7	3.6	infinie	5.4	7.2
P_1	14	7.2	9.6	504,70	27,25	35,68
P_2	33			154.15	154.15	154.15
P_3	13.5	7.2	9.6	562,88	27,40	35,95
P_4	6.6	7.2	9.6	8274,54	28,70	38,22
C_2	/	2.7	3.6	infinie	5.4	7.2

Tableau X. 3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis transversale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	2.7	3.6	infinie	5.4	7.2
P_1	14	7.2	9.6	579,48	27,44	36,01
P_2	33			176.99	176.99	176.99
P_3	13.5	7.2	9.6	646,28	27,57	36,25
P_4	6.6	7.2	9.6	9785,94	28,72	38,26
C_2	/	2.7	3.6	infinie	5.4	7.2

X.2.2. Etude sismique

X.2.2.1. Caractéristiquesde l'ouvrage relativesà l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

Tableau X. 4 Caractéristiques de l'ouvrage.

Classification de l'ouvrage	**Groupe 1 (pont stratégique)**
Classe de sol	S1
Zone sismique	Zone 1
Coefficient d'accélération de la zone	A= 0.15

X.2.2.2. Méthode de calcul

Pour notre cas, on applique la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) puisque le tablier de cet ouvrage est continu.

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier : **MT (MT = G+αQ).**

Avec :

G : le poids propre du tablier ;

Q : charge d'exploitation (charges ferroviaires type LM71 et SW2 pour 2 voies chargées) ;

α : 30% des charges d'exploitations ferroviaires pour ponts rails urbains.

Application Numérique :

$MP = \rho \times \Sigma (si \times hi) = 16568{,}5$ KN

➔ **MP =** 16568,5 **KN**

$M_T = G+\alpha Q$ ➔ MT = 157 060,30 + 0,3 × 12388

➔ **M_T = 160766.7 KN**

$M_P \leq 0{,}43\ M_T$

➔ **Condition Vérifiée.**

- **Angle de biais**

L'angle de biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

➔ **Condition Vérifiée** (il s'agit d'un pont sans biais).

- **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont avec un grand rayon en plan 1000 m ➔ **Condition Vérifiée.**

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$eo = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L$

Avec :

$\mathbf{X_M = \frac{L}{2}}$ **et** $\boldsymbol{XR = \frac{\sum Ki*Xi}{\sum Ki}}$

Application Numérique :

$X_M = 176$ m

$X_R = 177.23$ m

$|176 - 177.23| = 1.23\ m \leq 17.6$ m ➔ **Condition Vérifiée.**

X.2.2.3. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times Sa\ (T)$$

Avec :

M_T: est la masse effective totale de la structure : M_T =**4979.04 t** ;

Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$Sad(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3{,}0s \end{cases}$$

(T1, T2) = *f* (S1) ➔(T1, T2) = (0.15 ; 0.3) et **S = 1** ;

g : = **9,81 m/s²** ;

ξ : taux d'amortissement 5 % ;

η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;

S : coefficient du site ;

A = 0.15 ; coefficient d'accélération de zone.

$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$: la période propre de l'ouvrage accélération de la pesanteur.

➔ T = 1.95 s.

Application Numérique :

$T_2 < T < 3.00$ s ➔ $Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ ➔ **Sa = 0.56 m/s²** ;

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ ➔ $F_L = 15706{,}03 \times 0.56$ ➔ **F_L = 8886,11 KN.**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \quad , \quad d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau X. 5 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C_1	P_1	P_2	P_3	P_4	C_2
F_L (KN)	393,02	1947,9	2103,6	1962,2	2086,4	393,0
Déplacement du tablier (cm)	5.45	5.45	5.45	5.45	5.45	5.45

X.2.2.4. Evaluation de l'effort sismique transversal

C'est la même étude comme dans le sens longitudinal et on trouve

Tableau X. 6 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appui	**T (s)**	**Sa (m/s²)**	**Fi (KN)**	**X (m)**
C1	1,88	0,97	3 157,79	8,76
P1	0,94	1,95	7 765,28	4,38
P2	2,03	0,90	3 441,65	9,49
P3	1,88	0,97	3 157,79	8,76
P4	1,81	1,01	3 237,85	8.46
C2	2.60	0.70	872.61	12.11

X.2.2.5. Séisme vertical :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le RPOA, est négligeable.

X.2.3. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon le RPOA la combinaison des forces sismique orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau X. 7 Les effets des différentes composantes du moment d'ensemble.

Direction d'effort	E_X	E_Y	E_Z	Effort sismique (pile 2) KN	Effort sismique (pile 4) KN
COMB (longitudinal)	1	0.3	0.3	3525.28	3207.96
COMB (transversal)	0.3	1	0.3	5191.33	1013.8

X.2.4. Evaluation des efforts agissants sur la pile

- **Pour la pile 02**

Les charges permanentes et exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments.

Tableau X. 8 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Verticales KN	Horizontales KN	Moments KN.m
Désignations			
G_{max}pile	6705.00	-	-
G_{max}tablier	36402.42	-	-
LM71 (2 voies)	4260.14	-	-
SW2+LM71	4926,21	-	-
SW0 (2voies)	2767,86	-	-
Freinage LM71	-	1600	53440.00
Freinage SW2	-	1750	58450.00
Freinage SW0	-	600	20040.00
H_T	-	138.24	4561.92
H_{f+r}	-	518.40	17107.20
Séisme longitudinale	-	3447.37	113763.14
séisme transversale	-	5115.42	168643.92

X.2.5. Combinaison des efforts

Les combinaisons prise en considération sont définis dans le chapitre III, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à L'ELU, à L'ELS, et à L'ELA :

Tableau X. 9 Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaison	N (KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 0.6 SW2+0.6 H_T + H_{f+r}+ 0.6 Fr $_{SW2}$	46063.15	1651.34	54494.35
ELU	1.35 G + 1.45 SW2 +0.9 H_T+ H_{f+r}+1.45Fr_{SW2}	65338.02	3180.32	104950.43
ELA (longitudinal)	G+E_X+0.2 SW2 +0.4 H_T +H_{f+r}+ 0.2 Fr $_{SW2}$	44890.00	5000.00	188920.00
ELA (transversal)	G+E_Y+0.2 SW2 +0.4 H_T +H_{f+r}+ 0.2 Fr $_{SW2}$	44890.00	5160.00	158070.00

- **Pour la pile 04**

Tableau X. 10 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	**Verticales KN**	**Horizontales KN**	**Moments KN.m**
Désignations			
G_{max}pile	2871.00	-	-
G_{max}tablier	30541.61	-	-
LM71 (2 voies)	685.41	-	-
SW2+LM71	882.06	-	-
SW0 (2 voies)	549.85	-	-
Freinage LM71	-	1600	11200.00
Freinage SW2	-	1750	12250.00
Freinage SW0	-	600	4200.00
H_T	-	144.00	6292.62
H_{f+r}	-	518.40	23597.34
Séisme longitudinale	-	3057.69	20180.76
séisme transversale	-	3863.54	25499.34

Tableau X. 11 Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaison	N (KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 0.6 SW2+0.6 H_T + H_{f+r}+ 0.6 Fr $_{SW2}$	34294.67	1651.34	10898.87
ELU	1.35 G + 1.45 SW2 +0.9 H_T+ H_{f+r}+1.45Fr_{SW2}	46386.01	3180.32	20990.09
ELA (longitudinal)	G+E_X+0.2 SW2 +0.4 H_T +H_{f+r}+ 0.2 Fr $_{SW2}$	75720.00	4970.00	28670.00
ELA (transversal)	G+E_Y+0.2 SW2 +0.4 H_T +H_{f+r}+ 0.2 Fr $_{SW2}$	75720.00	3240.00	22500.00

X.2.6. Vérification de la portance des pieux

Tableau X. 12 Réaction sur pieux.

Combinaisons	ELS	ELU	ELA
R_{min}	2907,74	3375,19	1940
R_{max}	6353,45	9652,87	9490
P_{adm_pieux}	8000	10000	12000
Vérifier	OK	OK	OK

$N_{max\text{-}els}$ = 6353, 45 KN < 8000 KN;
$N_{max\text{-}ela}$ = 9490 KN< 12000 KN ➔ pas de risque de poinçonnement.

N_{min}> 0.➔ Pas de risque de soulèvement.

X.2.7. Ferraillage de la pile :

X.2.7.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (pour la pile la plus haute)

L'élancement λ doit être inferieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i$$

l_f :la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2x\ l_0 = 66m$.

$$i_y = \sqrt{\frac{Iy}{S}} = \sqrt{\frac{13.5}{6.04}} = 1.49$$

i : le rayon de giration de la section de la pile la plus haute : $i_x = \sqrt{\frac{Ix}{S}} = \sqrt{\frac{15.5}{6.04}} = 1.6$

$\lambda_x = l_f / i_y$ ➡ $\lambda_x = 44.29 < 70$ ➡ pas de risque de flambement autour de x-x (transversal).

$\lambda_y = l_f / i_x$ ➡ $\lambda_x = 41.25 < 70$ ➡ pas de risque de flambement autour de y-y(longitudinal).

➡ **Condition de non flambement est vérifiée.**

X.2.7.2. Ferraillage en phase de service :

- **Pour la pile 2**

La base de la pile est soumis à une flexion oblique avec un effort normal **N** et deux moment de flexion $\mathbf{M_x}$, et $\mathbf{M_y}$:

N= 46740 KN, M_x= 188920 KN.m, M_y= 158070KN.m

b, h : sont les grandes dimensions de la section.

Et $\eta = m_y/m_x$

η : le rapport des moments relatifs (sans dimensions).

m_x, m_y : efforts intérieurs relatifs.

Application numérique :

$m_x = \frac{Mx}{bxh^2xfc28} = \frac{188920}{4x4.35^2x30x10\text{^}3} = 0.083$

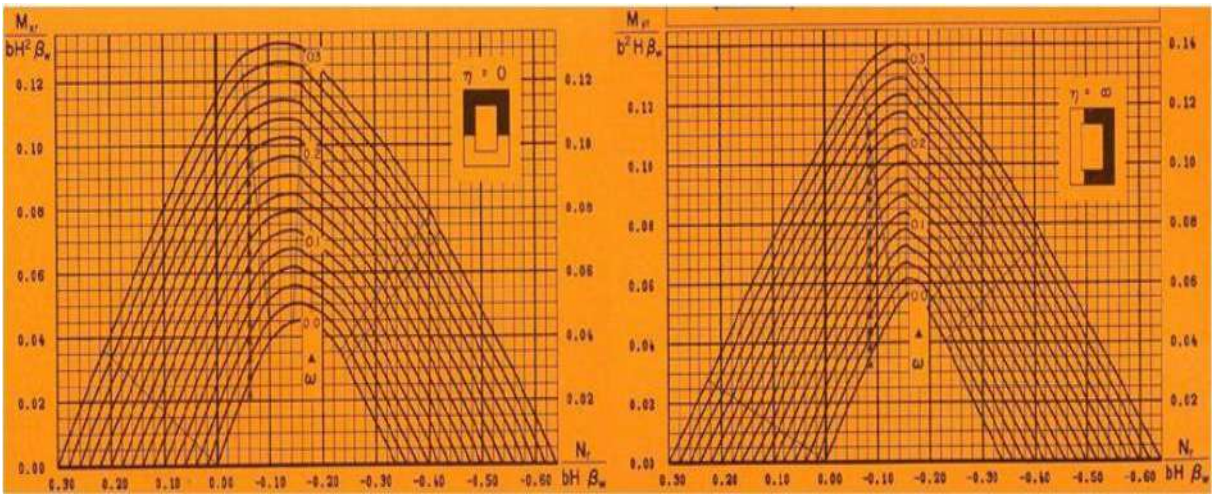
$m_y = \frac{My}{bxh^2xfc28} = \frac{158070}{4x\,4.35^2x30x\,10\text{^}3} = 0.070$

$n = \frac{N}{bxh^2xfc28} = \frac{46740}{4x4.35x30x10\text{^}3} = 0.021$

On a deux cas :

Soit $m_x = 0$ ou $m_y = 0$; on obtient respectivement $\eta = \infty$; ou $\eta = 0$

D'après les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».



- **Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et ω=0.18)**

Application numérique :

$F_a = \frac{\omega xbxhxfc28}{\sigma} = \frac{0.18x4x4.35x30}{500} =$ **1879.2** cm²

A_S (coté b) : 0.2 F_a= 375.84 cm²48HA32

A_S (coté h) : 0.3 F_a= 563.76 cm² 72HA32

- **Direction longitudinale (η= 0 et ω=0.22)**

Application numérique :

$F_a = \frac{\omega xbxhxfc28}{\sigma} = \frac{0.22x4x4.35x30}{500} =$ **2296.8** cm²

A_S (coté b) : 0.2 F_a= 495.36 cm²62HA32

A_S (coté h) : 0.3 F_a= 689.04 cm²86HA32

- **Condition de non fragilité**

$\mathbf{A_{s,\,min} \geq 0.23xhxbx\frac{ftj}{fe}} \longrightarrow \quad A_{s,\,min} \geq 192.07$ **cm²**

X.2.7.3. Ferraillage transversal

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la condition suivante :

$$At=\frac{Alxfel}{16xfet}x\frac{St(mm)}{100}$$

St : L'espacement des armatures transversales en mm. Selon RPOA en zone critique :

St = Min (24.ϕ_t; 8.ϕ_l; 0.25.d) = 25 cm.

f_{el}: caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales.

f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures transversales.

A_l : la section totale des armatures longitudinales.

At (cote b): ⟶ At=96.75 cm²50HA16

At (cote h): ⟶ A_t=134.6 cm²68HA16

- **Pour la pile 4**

Avec le logiciel ROBOT EXPER, on a calculée les sections d'acier longitudinal et transversal (détail de calcul voir **Annexe D)**.

On obtient :

➢ **Direction longitudinale**

N= 35720 KN; M_x= 28970KN.m; M_y= 22500KN.m.

A_S (coté b): A_S = 107.5 cm² 20HA32;

A_S (coté h): A_S = 64.5 cm² 12HA 32.

➢ **Ferraillage transversal**

N= 35720 KN ; Vt= 43240 KN.

Donc on adopte un ferraillage de HA12 avec un espacement de : S_t = 30cm.(**voir l'annexe D**)

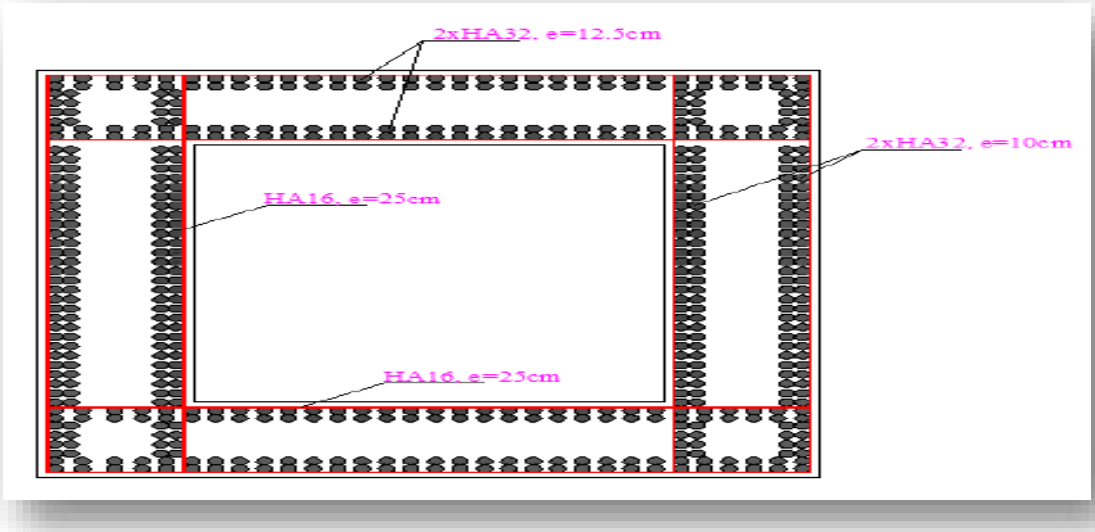


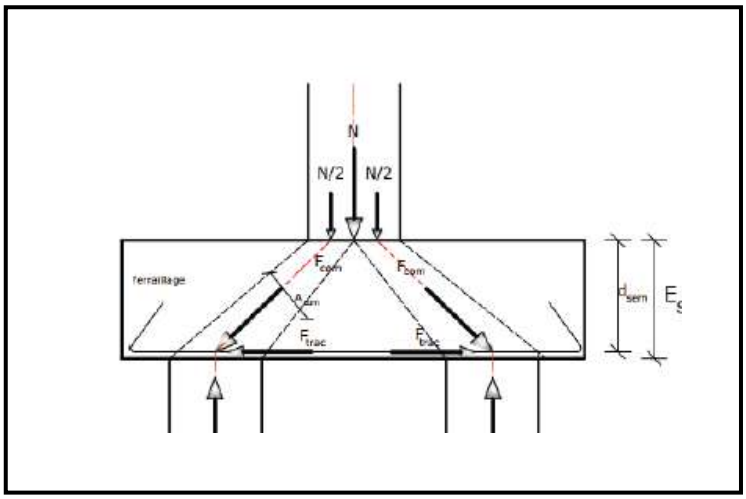
Figure X. 3 Ferraillage de la culée 02.

X.2.8. Ferraillage de la semelle

- **Géométrie de la semelle**

Largeur : B=13.2 m
Longueur : L= 9.6 m
Epaisseur : e=H= 3 m

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles et tirants : On propose



Armatures transversales inférieures :

La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h = **H – d'** ;

L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de la pile

h = 2.6 et $\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ = 0.8 m ;

Donc h > $\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ m ;

$\alpha = arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°) = 74.62\,m > 45°$;

➔ la méthode des bielles est applicable.

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 3.67 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 9.49 MN ;

$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{2}{3} f_e$ = 333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)} = f_e$ = 500 MPa ;

As-$_{ELS}$ = 61, 9 cm$^{2;}$

As-$_{ELA}$ = 104, 72 cm2.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :

L = H + Φ_{pieu} = 4.1 m, on prend une bande de **3.6m**

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/3=34.9 cm^2 ; Soit : 25HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_1 = As/2= 52.36 cm^2; Soit : 20HA20, avec un espacement de 19 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

$As_3 = As/4 = 26.17\ cm^2$; Soit : 20HA14, avec un espacement de 19 cm.

Armatures latérales

$As_4 = As/10 = 10.47\ cm^2$; Soit : 16HA12, avec un espacement de 22.5 cm.

X.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'appui extrême du pont, elle assure la liaison entre le pont et le terrain d'assise de la voie portée qu'il soit un remblai ou un terrain naturel.

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Les fonctions principales d'une culée sont :

⟶ Fonction mécaniques

- Transmettre les charges verticales et horizontales du tablier vers le sol de fondation
- La limitation des déplacements verticaux du tablier (tassement),
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui ;

⟶ Fonctions techniques

- L'accès à l'intérieur de l'ouvrage ;
- Elle assure le passage des conduites ou des canalisations.

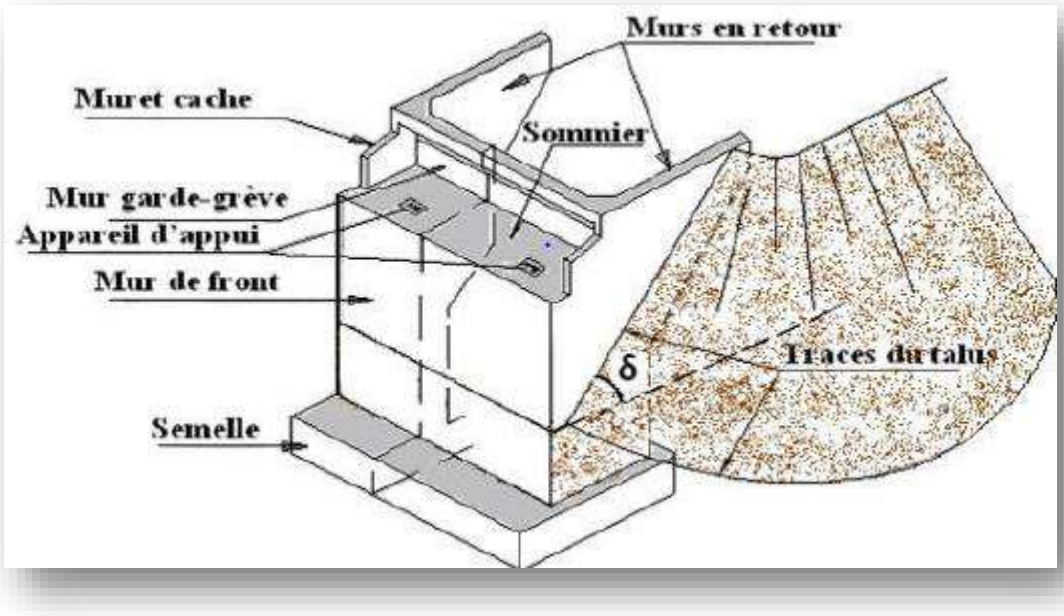


Figure X. 4 Culée remblayée.

X.3.1. Dimensions de la culée

Le pré dimensionnement de a été fait selon CALGARO la figure et le tableau suivant donnent les dimensions de la culée :

Remarque : dans le cas d'un pont rail, on utilise le remblai technique et non pas une dalle de transition

Tableau X. 13 dimensions de la culée.

Elément de la culée	Rôle	Dimension (m)
Mur garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	hmgg = 3,47 m emgg = max (0,30 m, h/8) = 0.43 m lmgg = ltablier – 2 e M en retour = 12.80 m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	hmf = 2.74 m emf = 2 m lmf =ltablier = 13.70 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	emr= 0.45 m hmr = 6.10 m
Semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	es = 2 m Ls = 6 m ls = 9.6 m

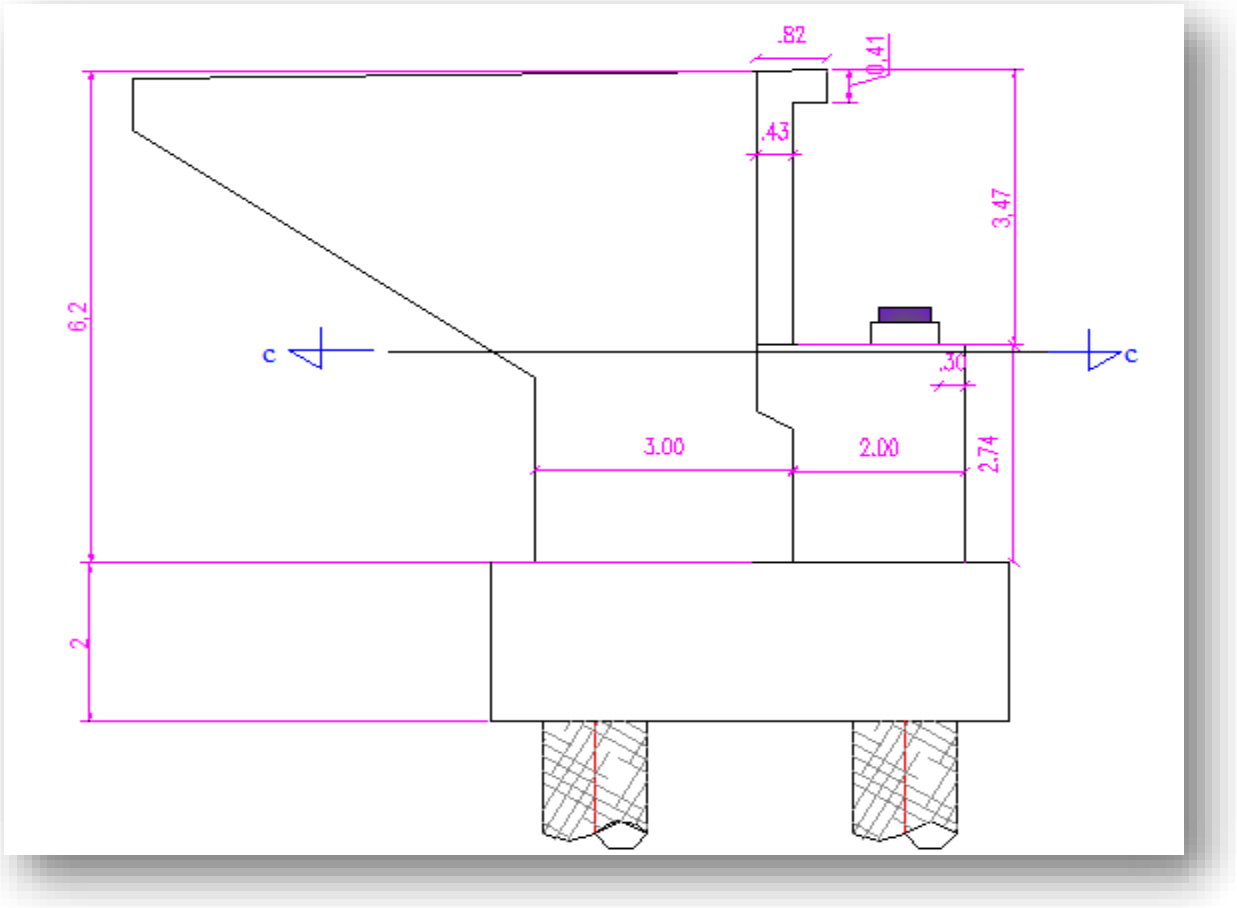


Figure X. 5 dimensions de la culée.

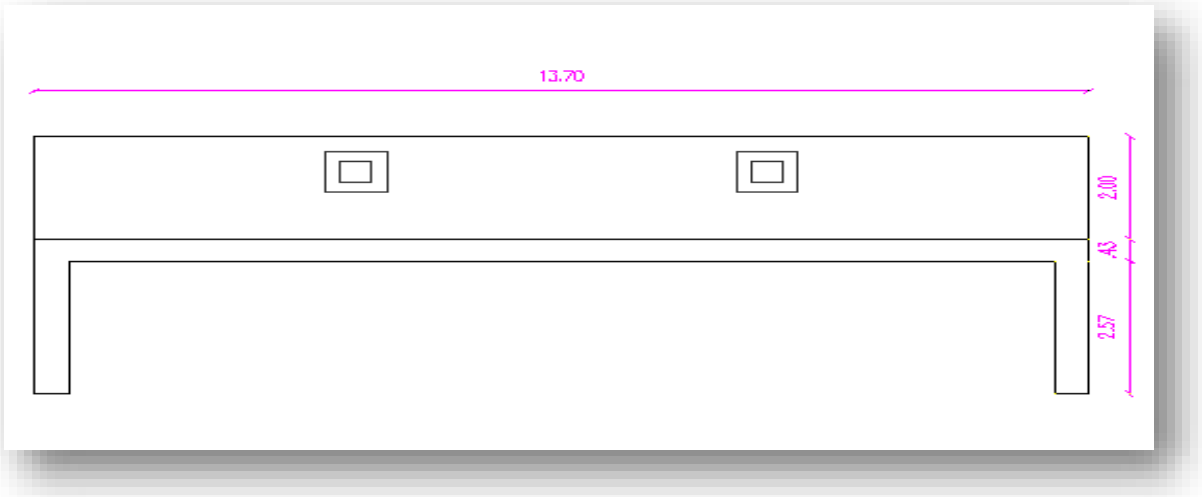


Figure X. 6 Coupe C-C.

X.3.2. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

X.3.2.1. Evaluation des efforts statiques

Tableau X. 14 Evaluations des efforts de la culée la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2880,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	1876,90	/	1,42	3,43	2665,20	/
Mur en R	305,55	/	2,36	5,70	721,10	/
MGG	477,47	/	0,33	6,62	157,57	/
Poids des Terres	6257,66	/	2,36	5,70	14768,1	/
Poussée des terres	/	312,11	/	-4,91	/	-1531,43
Poids des Surcharges 10kN/m²	492,80	/	8,21	/	4045,89	/
Poussée des Surcharges 10kN/m²	/	346,79	/	-4,11	/	-1423,57
Rg	7708,81	/	-1,80	/	-13875,9	/
R (LM71) 2 Voies	1278,03	/	-1,80	/	-2300,45	/

R (SW2+lm71)	1487,11	/	-1,80	/	-2676,80	/
R (SW0) 2 Voies	1111,85	/	-1,80	/	-2001,33	/
Hf+r	/	194,40	/	-4,12	/	-800,93
HT°	/	52,84	/	-4,12	/	-217,70
Freinage LM71	/	1600,00	/	-4,12	/	-6592,00
Freinage SW2	/	1750,00	/	-4,12	/	-7210,00
Freinage SW0		600		-4,12		-2472,00

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas du mur frontal.

X.3.2.2. Evaluation des efforts sismiques

- **Calcul des coefficients sismiques**

Selon le RPOA 2008, les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes :

- K_h : coefficient sismique horizontal ⟹ $K_h = A = 0.15$
- K_v : coefficient sismique vertical ⟹ $K_v = 0.3K_h = 0.05$

La poussées des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur l est donnée par :

$$F_{ah}=\frac{1}{2}\gamma(1\pm k_v)k_{ad}\times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad}=\frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta)\Big/\cos\beta.\cos\theta}\right]}^2$$

Avec :

H : est la hauteur du mur ;
γ : est le poids des terres ;
φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
β = 0 : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta=\text{arctg}\left(\frac{k_H}{1\pm k_v}\right).$$

Tableau X. 15 Calcul du coefficient de poussée Kad

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
séisme «horizontal ; 1+kv»	0.15	0.05	8.17	0.43
séisme «horizontal ; 1-kv »	0.15	-0.05	8.93	0.44

- **Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique**

Tableau X. 16 Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique.

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (KN.m)
Cas 01	0,00	5242,84	16988,34
Cas 02	0,00	5020,48	16379,82
Cas 03	530,89	0,00	824,04

- **Evaluation des charges Sismique due au tablier**

Tableau X. 17 Evaluation des charges Sismique due au tablier

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Cas 1	0,00	5294,61	17258,73
Cas 2	0,00	5074,52	16660,09
Cas 3	846,27	0,00	1444

- **Combinaison des efforts**

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

- ✓ P max - H + 0,3V
- ✓ P min - H - 0,3V
- ✓ P max + V - 0,3H
- ✓ P min - V - 0,3H

Tel que :
Pmax/min sont : G+0.2 (max/min) Q + 0,4H_T + H_{flv} (combinaison l'ELA).
H : les efforts horizontaux du au séisme.
V : les efforts verticaux du au séisme.

Tableau X. 18 Combinaison des efforts.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	20057,70	5860,15	-14595,73
P min - H - 0,3V	19252,52	5610,06	-15522,68
P max + V - 0,3H	20650,08	2153,92	-1503,56
P min - V - 0,3H	18660,13	2057,89	-4871,69

X.3.3. Ferraillage des éléments de la culée

X.3.3.1. Mur garde- grève

- **Les sollicitations**

❖ **Forces verticales**

➢ Le Poids propres

➢ Réaction d'une charge directement appliquée sur le mur

❖ **Forces horizontales**

➢ Poussée des terres

➢ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève

➢ Forces de freinage

Le mur garde-grève supposé encastrer a la base dans les calculs de béton armé

❖ **Moments du a la poussée de terres**

Le moment du à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_T = P \times (h / 3)$

P:la poussée de terre est donne par la formule suivante : $P = ½ \times \gamma_r \times h^3 \times k_a \Longrightarrow M_T = 1/6 \times \gamma_r \times h^3 \times k_a$

Avec k_a : coefficient de poussée des terres : $\Longrightarrow k_a = 0.33$

H= 3.47 m : hauteur de mur garde-grève.

γ_r =18 KN/m^3 poids volumique de terres. Donc : $M_T = 1/6 \times 18 \times 3.47\text{^}3 \times 0.33 = 41.36$ KN.m/ml.

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève**

Les normes relatives aux a un ouvrage d'art prescrivent une surcharge à l'arrière du culée d'un pont rail de 36 KN/m^2 pour un essieu de 250 KN elle est repartie sur une largeur de 2.8m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 60 cm de ballast.

Le moment d'une charge locale située en arrière de mur il donne par la formule suivante :

$$M_p = \frac{q \times h}{2}$$

$q = k_a \times Q \times h = 0.33 \times 36 \times 3.47 = 41.22$KN/ml alors $M_p = \frac{41.22 \times 3.47}{2} \Longrightarrow M_p = 71.52$ KN.m/ml.

❖ **Moment due à la force de freinage**

Nous considérons un essieu du blochet de 0.25*0.4 au contact du mur garde-grève. Le moment dû à La force de freinage est :

$$M_f = \frac{125 \times H \times \gamma}{0.25+2h} \Longrightarrow M_f = \frac{125 \times 3.47 \times 1.2}{0.25+2 \times 3.47} \Longrightarrow M_f = 72.39 \text{KN.m/ml}$$

- **Combinaison d'actions**

➢ **ELU**

$M_u = 1.35\, M_G + 1.45 M_Q \Longrightarrow$ Mu= 1.35 (41.36) + 1.45 (71.52+72.39) $\Longrightarrow$ **M_u=264.51KN.m/ml.**

➢ **ELS**

$M_s = M_G + 0.8\, M_Q \Longrightarrow M_s$= 41.36+ 0.8 (71.52+72.39)$\Longrightarrow$**Ms =156.49KN.m/ml**

Tableau X. 19 Combinaison d'actions.

Cas	combinaison	M(KN.m) /ml
ELU max	**1.35G+1.45 Q**	264.51
ELS max	**G+ 0.8 Q**	156.49

- **Ferraillage du Mur garde- grève**

Le ferraillage se fera à la flexion simple à ELU, on utilise le logiciel robot expert **(voir l'annexe D).**

A_s = 16.8 cm² ; on prend alors **6HA20.**

Pour les armatures de construction on prendra $A_s' = A_s/3$ = cm². On aura alors : **6HA 12**

❖ **Armatures longitudinales**

D'après le document SETRA on disposera de barres **HA10** tous les 15 cm.

❖ **Conditions de non fragilité**

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times \frac{b.d.ftj}{fe} \Longrightarrow A_{s,min} \geq 0.23 \times \frac{b.d.ftj}{fe} = 4.27 \quad cm^2$$

$\Longrightarrow$ Condition est vérifiée

X.3.3.2. Mur en retour

Le mur en retour est un élément qui est encastré dans la semelle et dans partie qui est en contact avec un mur frontal, il travaille à la flexion composée, il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres.

- **Ferraillage mur en retour**

❖ **Coté x-x (flexion simple)**

Avec un logiciel de calcul on a Mxx =387.99 KN.m /ml

Section d'acier : avec un logiciel de calcul A_s= 24.2 cm²/ml on prend **8HA20 (voir l'annexe D).**

Armatures de constructions : A's =A_s/3 ; soit **7HA14**

❖ **Coté y-y (flexion composée)**

Avec un logiciel de calcul on a Myy= 473.40KN.m/ml et Nyy= 239.74 KN/ml

Section d'acier : avec robot expert A_s = 34.3 cm² on prend **9HA20 (voir l'annexe D).**

Armatures de constructions : $A_s = A_s / 3$ = 11.4 cm² ; soit **8HA12**

X.3.3.3. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée de terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation).

- **Combinaison d'actions**

La combinaison la plus défavorable est comme suit : (détail de calcul voir **l'annexe D**

Tableau X. 20 combinaisons d'action.

Cas	combinaison	N(KN)/ml	T(KN)/ml	M(KN.m)
ELS max	G+ 0.8 Q	734.54	115.93	985.76
ELU max	1.35 G+ 1.45 Q	991.62	238.60	2378.62

- **Ferraillage mur frontale**

Section d'acier : avec un logiciel de calcul As =31cm² /ml on prend **7HA25 (voir l'annexe D).**

Armatures longitudinales : soit **12 HA25**, espacement = 15cm.

Armatures de constructions : A's = As/ 3= 10.33cm² ; soit **6 HA 16.**

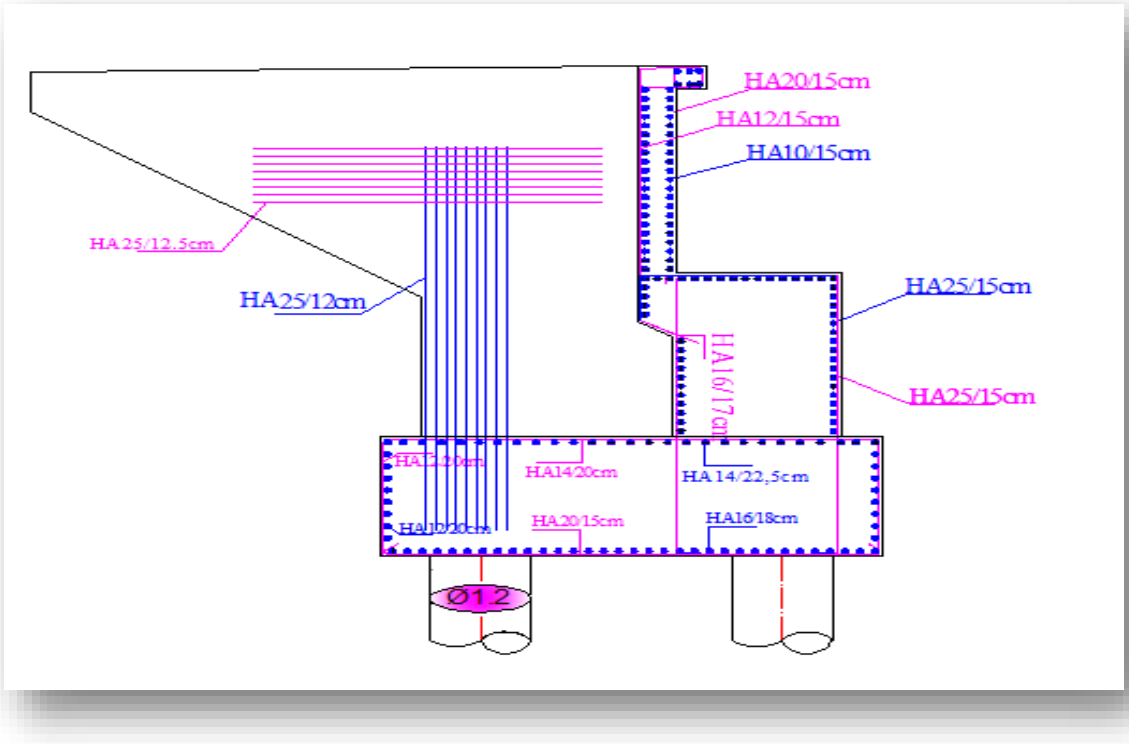


Figure X. 7 Ferraillage de la culée.

X.3.4. Etude de la fondation

- **Ferraillage de la semelle :**

La même procédure que la fondation de la pile, on trouve :

❖ **Armatures transversales inférieures**

$$\begin{cases} \alpha = 55.65° \\ H = 2 \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} = \dfrac{3.6}{2} - \dfrac{2}{4} = 1.3 \end{cases} \Rightarrow \text{La méthode des bielles est applicable.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} \frac{b}{4}}{h} \quad A_S = 71.64 \text{ cm}^2.$$

⟹ On opte pour **25HA20/ml** avec un espacement de 15cm.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}}$.

❖ **Armatures longitudinales inferieures :**

As = As /2 = 35.82 cm^2; Soit : 20HA16, avec un espacement de 18 cm.

❖ **Armatures transversales supérieures :**

As = As /3 = 23.88 cm^2; Soit : 18HA14, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures longitudinales supérieure :**

As = As/4 = 17.91 cm^2 ; Soit : 16HA14, avec un espacement de 22.5 cm.

❖ **Armatures latérales :**

As = As/10= 7.16 cm^2 ; Soit :

18HA12, avec un espacement de 20 cm.

X.4. ETUDE DES PIEUX

Tableau X. 21 Caractéristiques des pieux.

Pile	**Culée**
Longueur de pieux L= 21.5 m (bon sol)	
Diamètre Φ = 1.20 m Entraxe des pieux e = 3.6 m	
Nombre de pieux : n= 12. (4 files de 3 pieux)	Nombre de pieux : n= 6. (deux files de 3 pieux)

X.4.1. Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0}$$

Avec :

b : diamètre du pieu Φ=1.2 m ;
C_U : module de réaction du sol avec Cu=3000 t/m^3 ;
y : déplacement en tête du pieu ;

E : module d'élasticité de béton avec $E=11000\sqrt[3]{fc28}$ ($E=11000\sqrt[3]{30}$ = 34179.56 MPa) ;

I : moment d'inertie du pieux avec $I=\pi b^4/64$ ($I=0.102m^4$).

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ:**

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Paramètre	L(m)	E(MPa)	Cu (MN/m^3)	b(m)	I(m^4)	λ	λL	X_φ^H	X_φ^M
Valeur	21.5	34179.56	30	1.2	0.102	0.225	4.84	1.34	1.59

Nq : on tire les valeurs de (X_φ^H, X_φ^M) à partir du tableau WERNER pour L=4.84 m.

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau X. 22 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	H_{max} (KN)	$\bar{P}$(KN/pieu)	$\bar{M}$(KN.m)	H_{max} (KN)	$\bar{P}$(KN/pieu)	$\bar{M}$(KN.m)
ELU	3180.32	265.03	-993.35	3268.85	544.81	-2041.99
ELS	1651.34	137.61	-515.78	1588.21	264.70	-992.13
ELA	5350	445.83	-1671.03	5860.15	976.69	-3660.74

X.4.2. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- **Cas de la pile**

A_s = 135.80 cm² Donc : on prend **18HA32 (voir l'annexe D).**

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA14** avec un espacement de 20cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

- **Cas de la culée**

A_s = 144.70 cm² Donc : on prend deux nappe de **20HA32 (voir l'annexe D).**

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA14**avec un espacement de 20cm dans la zone courante et 15cm dans la zone de critique.

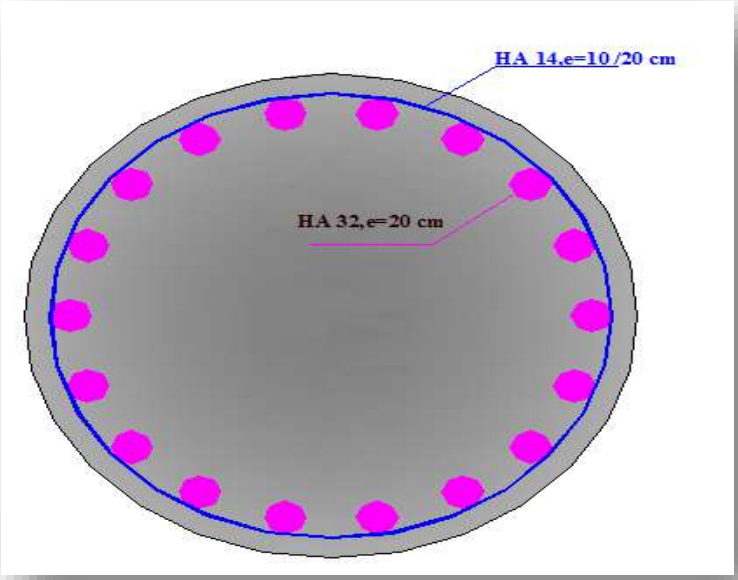


Figure X. 8 Ferraillage de pieux.

X.5. CONCLUSION

Les éléments de l'infrastructure assurent la liaison avec le sol les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différents charges par l'intermédiaire des dondations.il faut bien comprendre les mécanismes de travail de chaque élément, de ce fait on doit évaluer tous les sollicitations d'une manière précise afin d'assurer leur bon fonctionnement, en appliquant les prescriptions et les recommandations des règlements technique de calcul.

CHAPITRE XI
TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION

XI.1. INTRODUCTION

Pour réaliser cet ouvrage, la technique de construction choisie est la technique, dite d'encorbellement (voussoir) pour cas de tablier continue.

XI.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UN TABLIER ENENCORBELLEMENT

La technique de construction par encorbellement est apparue très tôt dans l'esprit des constructeurs, ces premiers ponts conçus par encorbellement furent en effet construis en bois.
Apres l'application de nouveaux matériaux de construction, la méthode fut toujours gardée et utilisé pour les ponts métallique, les en béton armé et béton précontraint.

L'apparition du précontraint est particulièrement bien adaptée à la construction par encorbellement. Pour la première fois en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint, que la construction par encorbellement successif à pris naissance dans sa forme moderne.

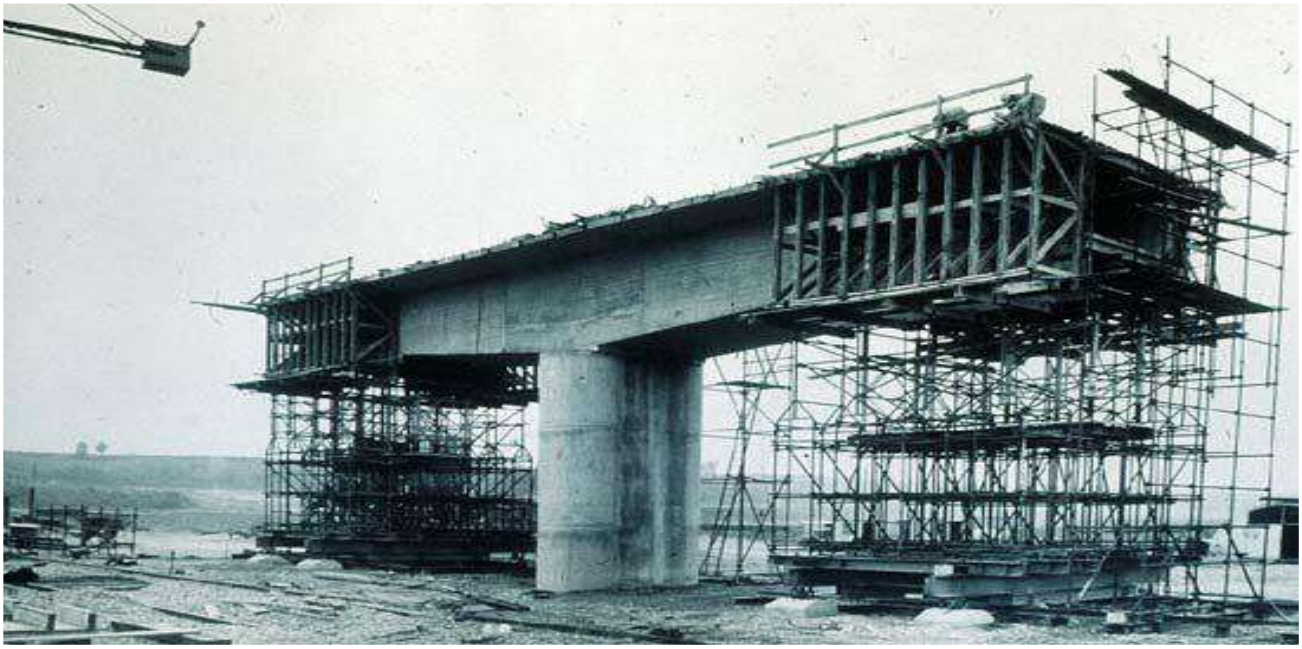


Figure XI.1 construction sur échafaudage mobile.

Cette technique consiste à construire le tablier par éléments successifs appelés voussoirs.
Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau. Mais pour réduire les délais d'exécution les fléaux peuvent être construits simultanément. Dès qu'un fléau est terminé il est solidarisé par clavage avec le fléau précédent.

Après bétonnage d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

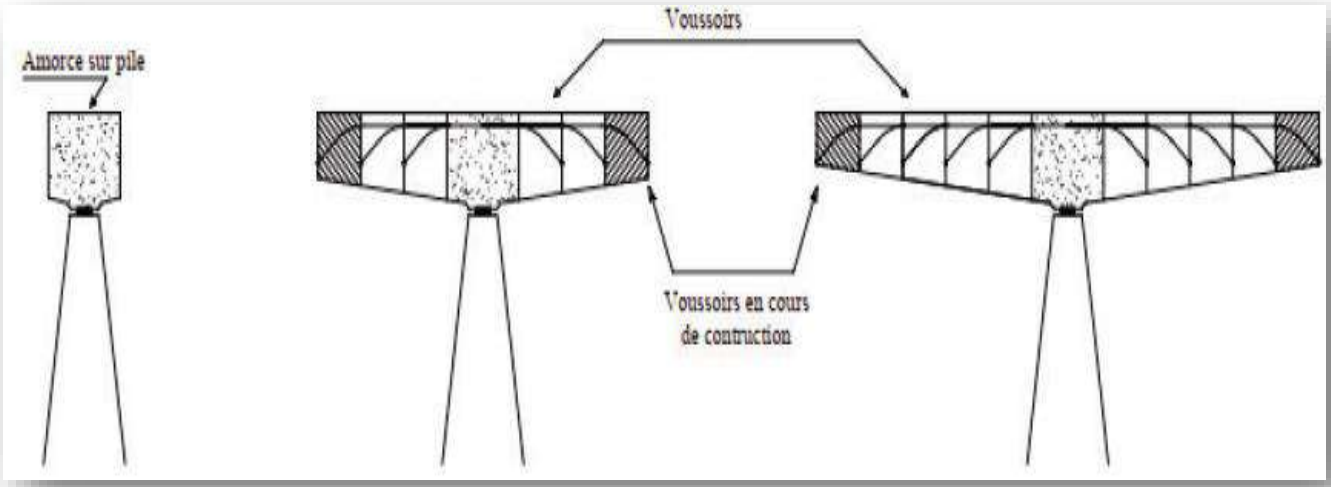


Figure XI.2 Schéma de principe de la construction par encorbellement.



Figure XI.3 Méthode de construction en encorbellement successif.

CHAPITRE XII
EFFET DYNAMIQUE ET CONFORT

XII.1. EFFET DYNAMIQUE

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques ;
- Les variations des charges de roues dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie ;
- Le passage d.une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure, et dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

Les facteurs qui influent sur le comportement dynamique sont les suivants :

- La flèche sous poids permanent ;
- La vitesse de franchissement ;
- L'espacement des essieux ;
- Les défauts verticaux de la voie ;
- Les défauts des roues.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients "Φ**2** ou "Φ**3**, si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes deux vérifiées. Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être prises en compte par une analyse dynamique ou bien par une analyse statique en considérant l'amplification des efforts et déformations par un coefficient de majoration dynamique. Les critères de choix pour effectuer une analyse statique équivalente ou bien une analyse dynamique détaillée seront définis à l'aide du logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2.

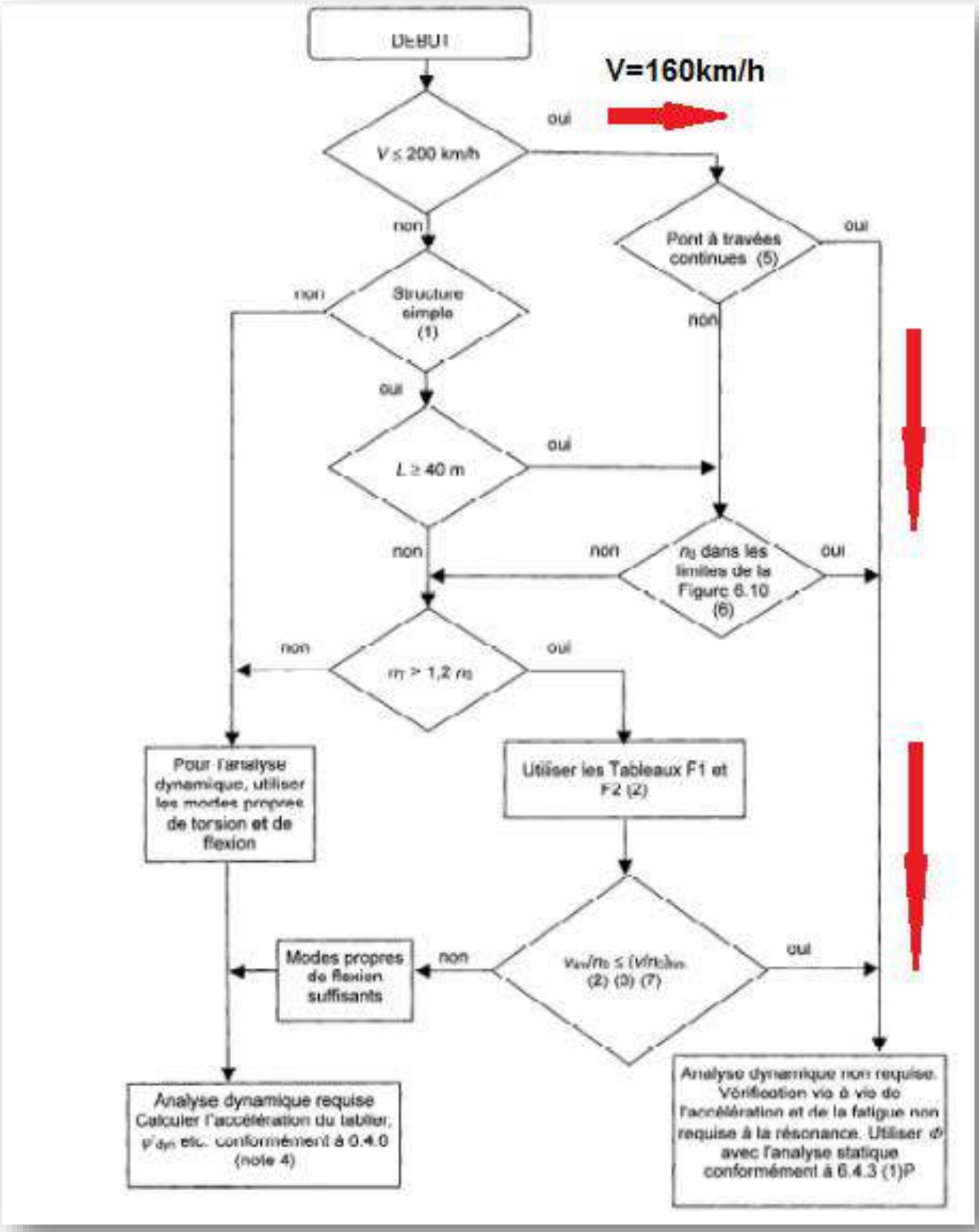


Figure XII.1 Logigramme permettant la détermination si une analyse dynamique est requise ou non.

C'est un pont à travées continue, donc analyse dynamique **non requise.**

XII.2. VERIFICATIONS DE LA SECURITE DE LA VOIE ET DU CONFORT DES PASSAGERS

Les critères de vérification de la sécurité de la voie et du confort des passagers doivent être effectués sur les points suivants d.accord avec NF EN 1990-Annexe A2 **:**

- Les accélérations verticales du tablier ;
- La flèche verticale que prend le tablier tout au long de chaque travée ;
- Confort des passagers.

XII.2.1. Accélération verticale du tablier

Les valeurs maximales pour les valeurs de crête de l.accélération du tablier, calculées le long de chaque voie, ne doivent pas excéder les valeurs de calcul suivantes :

- $\gamma bt = 3.5\ m/s^2$ pour une voie ballastée ;
- $\gamma bf = 5\ m/s^2$ pour les voies posées directement, où les voies et les éléments structuraux sont calculés pour les circulations à grande vitesse.

Quand il est nécessaire réaliser une analyse dynamique d'interaction voie-structure, L'accélération verticale du tablier en conséquence du passage des trains doit être inférieur à 3.5 m/s^2. Cette condition a pour but de garantir la stabilité du ballast.
Mais dans ce cas, on a déjà conclu que cet ouvrage n'a pas besoin d.une analyse dynamique parce que la structure en question n'est pas susceptible d'entrer en résonance lors du passage des trains, donc ce critère de sécurité est automatiquement vérifié, d'accord avec la norme NF EN 1991-2.

XII.2.2. Déformation verticale du tablier

Pour toutes les configurations de structures, chargées avec le chargement vertical caractéristique classifié selon l'EN 1991-2, 6.3.2**,** il convient de limiter la flèche verticale totale maximale sous trafic ferroviaire, mesurée le long de chacune des voies, à L/600 pour le chargement des trains LM71 et SW2, dans les deux voies.

La déformation maximale obtenue dans les modèles vaut :

δ = 0. 0.208 m= L/1676< *L*/600 = 0.583 m pour les 2 voies LM71 ;
δ = 0. 495m= L/707< *L*/600 = 0.583 m pour LM71+SW2.

Avec : L=350 m.

Conclusion : la déformation verticale du tablier est **garantie.**

XII.2.3. Garantie du confort des passagers

XII.2.3.1. Critère du confort

Le confort des passagers dépend de l.accélération verticale bv à l.intérieur des voitures lors de l'approche, du passage sur le pont, et au sortir du pont d.accord avec la norme NF EN 1990-Annexe A2.

Il y a lieu de spécifier les niveaux de confort et les valeurs limites correspondantes pour L'accélération verticale (Tableau A2.9 NF EN 1990).

Tableau XII.1 Niveaux recommandés de confort.

Niveau de confort	Accélération verticale b_v $(m/s^{2)}$
Très bon	1.00
bon	1.30
acceptable	2.00

XII.2.3.2. Critères de flèche pour vérifier le confort des passagers

Pour limiter l.accélération verticale du véhicule aux valeurs données en Tableau V.21, des valeurs sont données dans la norme NF EN 1990-Annexe A2 pour la flèche verticale maximale permise " des ponts ferroviaires le long de l'axe de la voie, qui sont fonction de :

- La longueur de la travée L [m] ;
- La vitesse du train V [km/h].

Tableau XII.2 Vérification de confort des passagers.

	Tablier en encorbellement
La flèche (m)	0.208
La flèche verticale maximale autorisée pour les ponts ferroviaires	l/600=0.583 m avec (L=350 m)
observation	**vérifier**

Conclusion : la vérification du confort des passagers est **assurée**.

CONCLUTION GENERALE

CONCLUTION GENERALE

L'élaboration de notre projet, intitulé « conception et étude d'un viaduc V1140 (pont rail) dans la wilaya de SAIDA entre le PK. 148+217 et le PK. 148+567, il permet de franchir un relief difficile (grande vallée), ce projet rentrant dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique, nous a permis de toucher l'aspect pratique de nos connaissances théorique que nous avons reçues au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, durant notre cursus.

Ce travail nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calcul « Robot et Autocad », la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art en Algérie notamment les Eurocodes et le règlement parasismique algérien RPOA 2008, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

Les différents points abordés dans le cadre de l'étude du viaduc N°1140 dont fait l'objet ce mémoire sont les suivants :

- Conception et études des variantes ;
- Choix des matériaux adéquats ;
- Etude des caractéristiques géométriques ;
- Evaluation des charges et surcharges ;
- Etude de la stabilité des fléaux ;
- Calcul de la précontrainte (fléau et continuité) nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage à différentes phases ;
- Etude transversale ;
- Conception et calcul des équipements du tablier ;
- Etude de l'infrastructure.

A la lumière de cette étude on pu mieux voir les détails des étapes à suivre afin d'étudier un pont, ainsi que l'acquisition de quelques informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrage.

REFFERANCES

REFERENCES

Eurocode 0 *Bases de calcul des structures.*

Eurocode 1 *Actions sur les structures.*

Eurocode 2 *Calcul des structures en béton.*

Eurocode 8 *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, à appliquer avec le*
RPOA2008.

RPOA*, règlement parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art, Algérie 2008.*

Document SETRA*, Ponts courants en zone sismique. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000).*

Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003).*

Calgaro, J.A & Virlogeux*, M. Projet et construction des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).*

Calgaro, J.A & Bérnard-Gély, A. *Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).*

Les ouvrages d'art ferroviaires, *SNCF Réseau - Département Ouvrages d'Art.*

La précontrainte FREYSSINET*, le système de l'inventeur du béton précontraint.*

BPEL, *règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.*

Code UIC, *interaction voie / ouvrage d'art.*

NUMERICAL ANALYSIS *of rail-structure interaction and resonance in rail way bridges.*

RDSO GUIDELINES *for carrying out rail-structure interaction studies on metro systems Version 1 et 2, Somesh Mishra, Spandan Murthy.*

ANNEXES

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECNIQUES

RESULTATS DES ESSAIS IN SITU

Par sondage carottés

En particulier dans le trace en correspondance du viaduc en projet ils ont été réalisés deux sondages à carottage continu:

Tableau A.1 sondage carottés 1.

Profondeur (m)	Nature de sol
0.00 ⟶ 1.60	Terre végétale
1.60 ⟶ 2.00	Argile et argiles limeuse
2.70 ⟶ 3.00	Limes, limes sableux et limes argileux
3.40 ⟶ 4.00	Mares et argiles marneuses
7.00 ⟶ 7.30	Calcaires gréseux fracturés altérés
8.80 ⟶ 9.00	Calcaires gréseux durs et compacts

Tableau A.2 sondage carotté 2.

Profondeur (m)	Nature de sol
0.00 ⟶ 2.50	Terre végétale
2.50 ⟶ 2.80	Argile sableuse
4.50 ⟶ 4.70	Marne sableuse
12.15 ⟶ 12.40	Marne et argile marneuse
14.00⟶ 14.30	Calcaires gréseux durs et compacts

Pour la réalisation du projet exécutif, on ne dispose pas des essais STP effectués dans la campagne géotechnique de l'APD.

RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE

Les tableaux suivants illustres les résultats des essais exécutés sur les échantillons prélevés sur les sondages réalisés au cours des études finalisées à l'APD.

Tableau A.3 résultats des essais au laboratoire (sondage 1).

Sondage	SC 71PK148+165 -07 (SC.34)				
Profondeur (m)	1.60/2.00	2.70/3.00	3.40/4.00	7.00/7.30	8.80/9.00
Rc (bars)	TB 36.22	 240.84	T.B 41.84	163.22	T.B 39.80
γd (T/m^3)	2.55	2.37	2.48	2.18	2.40

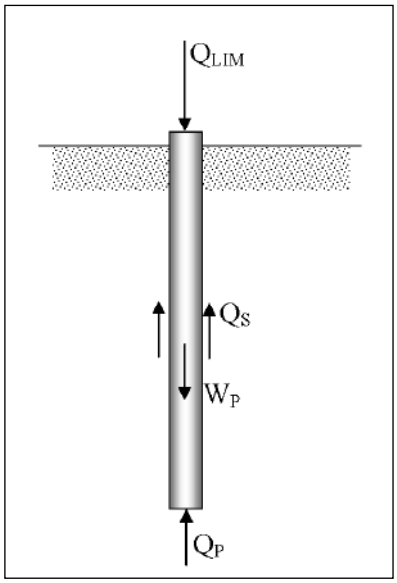
Tableau A.4 résultats des essais au laboratoire (sondage 1).

Sondage	SC 71PK148+600 -07 (SC.36)			
Profondeur (m)	2.50/2.80	4.50/4.70	12.15/12.40	14.0/14.30
Rc (bars)	T.B 32.34	91.18	375.80	T.B 49.54
γd (T/m^3)	2.55	2.47	2.53	2.87

FONDATION

Capacité portante pour charge vertical d'un pieu isolé

Pour estimer la capacité portante de la charge verticale d'une fondation sur pieux isolé on fait référence au schéma de la figure ci-dessous.



La force **Qs** est la résultante des tensions de frottement et/ou d'adhérence, qui est déterminée par l'interaction entre la surface latérale du pieu et une épaisseur de sol déformée.

La force **Qp** est la résultante des tensions de compression à la base de le pieu, qui dépendent d'un volume de sol déformée à proximité de la pointe et les son dimensions sont fonction du diamètre de le pieu.

Capacité portante pour charge verticale d'un pieu avec des formules statiques

L'estimation de la capacité portante pour charge verticale d'un pieu isolé Qlim, avec l'utilisation des formules statiques, est obtenue par l'évaluation des valeurs maximales, dans des conditions d'équilibre limite, de la résistance latérale Qs et de celle de pointe Qp:

$$Qlim + W = Qs + Qp$$

W : est le poids d'un pieu.

La capacité portante du projet sera égal à:

$$Q_{lim,d} = \frac{Q_p}{\gamma_{Ri}} + \frac{Q_s}{\gamma_{Rj}} - W = Q_{p,d} + Q_{s,d} - W$$

- Qp, d:résistance à la pointe du projet;
- Qs, d:résistance latérale du projet;
- γR: coefficients de sécurité.

Résistance à la pointe

La résistance à la pointe de la roche est déterminée comme la résistance à la compression simple de la roche intacte et correcte comme RQD pour tenir compte des éventuelles fractures de l'amas rocheux qui produit une diminution de la portance (J. E. Bowles)

$$Q''_p = \frac{Rc}{\gamma\sigma c}\ Ap$$

$$Q_p = Q''_p (RQD)^2$$

Où:

- Q''_p résistance à la pointe de la roche intacte ;
- RC résistance à la compression ;
- Ap Aire transversale à la pointe ;
- RQD (Rock Quality Designation);
- $\gamma\sigma c$ Coefficient de sécurité pour Rcc ;
- Qp Résistance à la pointe correcte.

Résistance au frottement latéral

La capacité portante par adhérence et/ou par frottement latéral d'un pieu de diamètre D et de longueur L est :

$$Qs = \pi D \int_0^L \tau_s \, dz$$

D = diamètre du pieu

τs = tension tangentiel long de la surface latérale de le pieu.

Charge limite d'un groupe de « n » pieux

La charge limite Q_{Glim} d'un groupe de n pieux, il peut différer du produit de la charge limite de Q_{lim} un seul pieu par le nombre n de pieux du groupe. En fait, se pose:

$$Q_{Glim} = n \, E \, Q_{lim}$$

E = peut être mineur, égal ou majeur de1.

<u>En cas d'un groupe de pieux, dans un matériel rocheux, le facteur E est toujours = 1</u>

Où:

- Q_{Glim} charge limite d'un groupe de pieux ;
- E efficacité de la palissade
- n nombre de pieux ;
- Q_{lim} charge limite d'un individuel pieu.

ANNEXE B
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

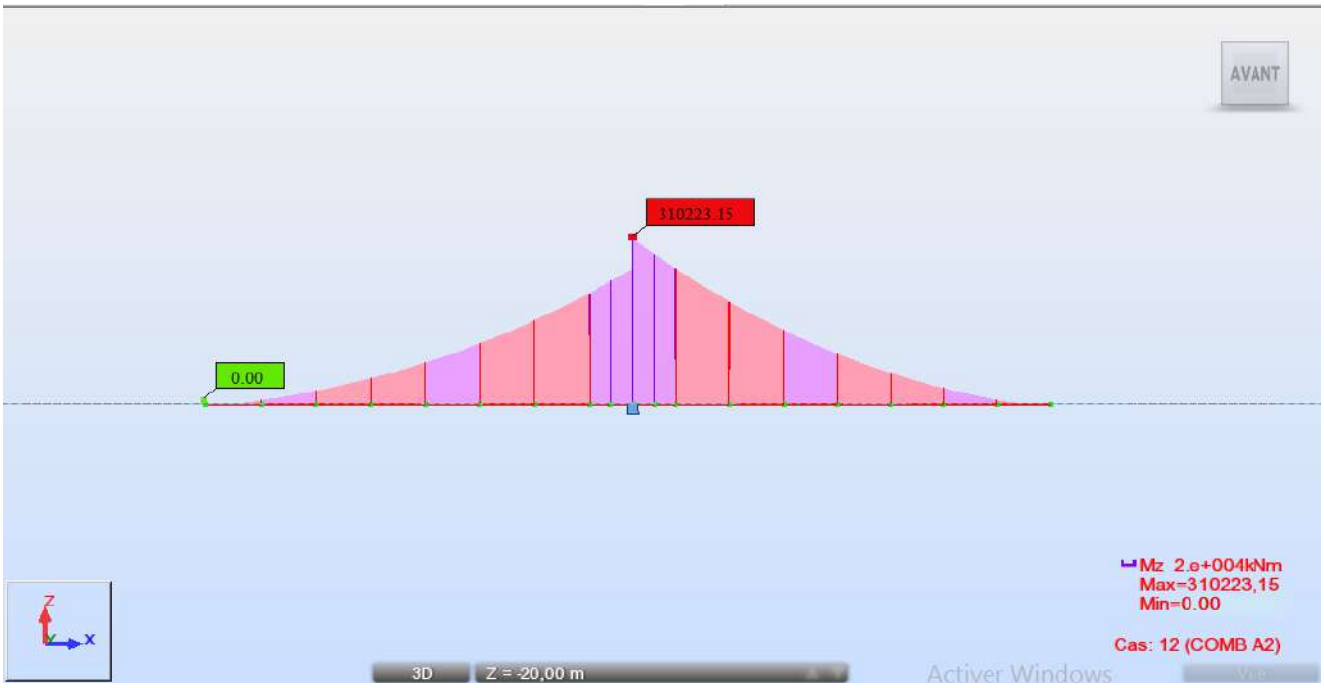


Figure B 1Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A2.

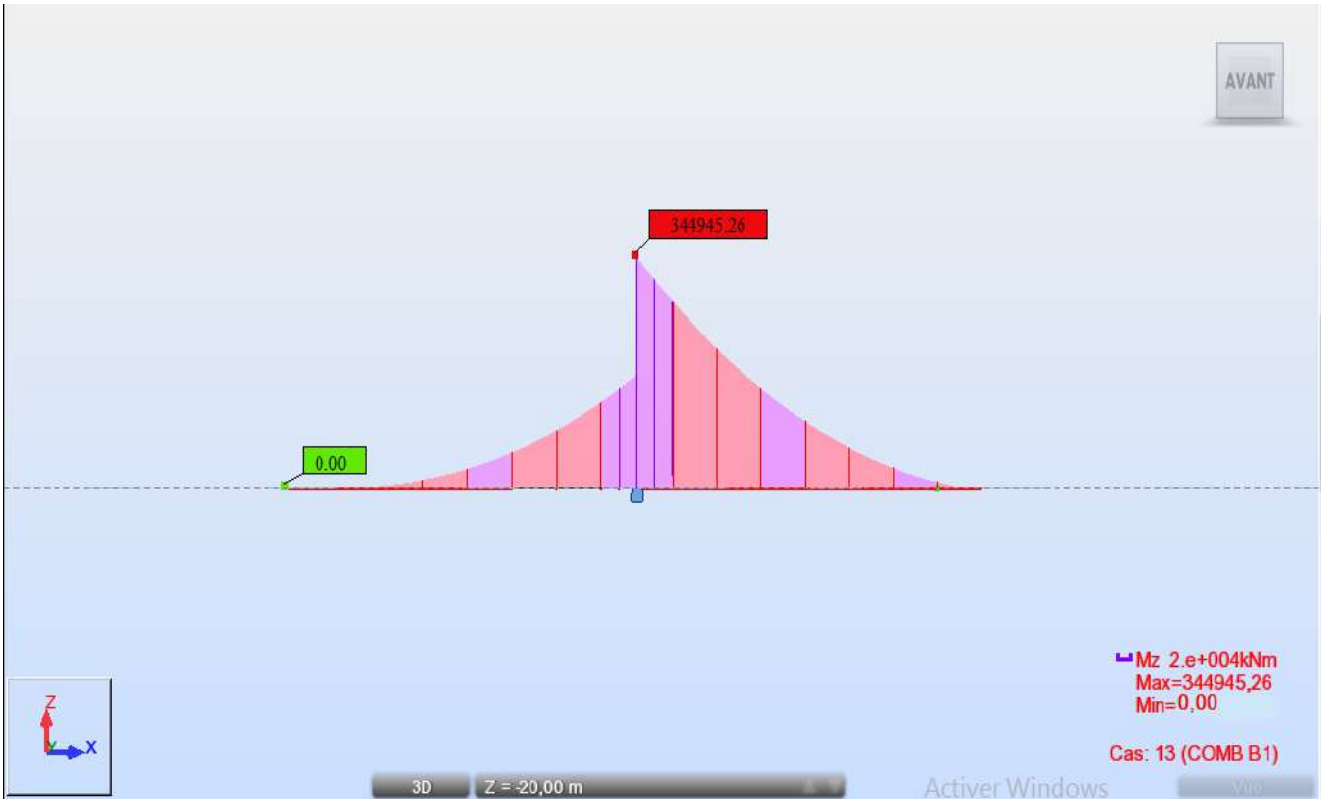


Figure B 2Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B1.

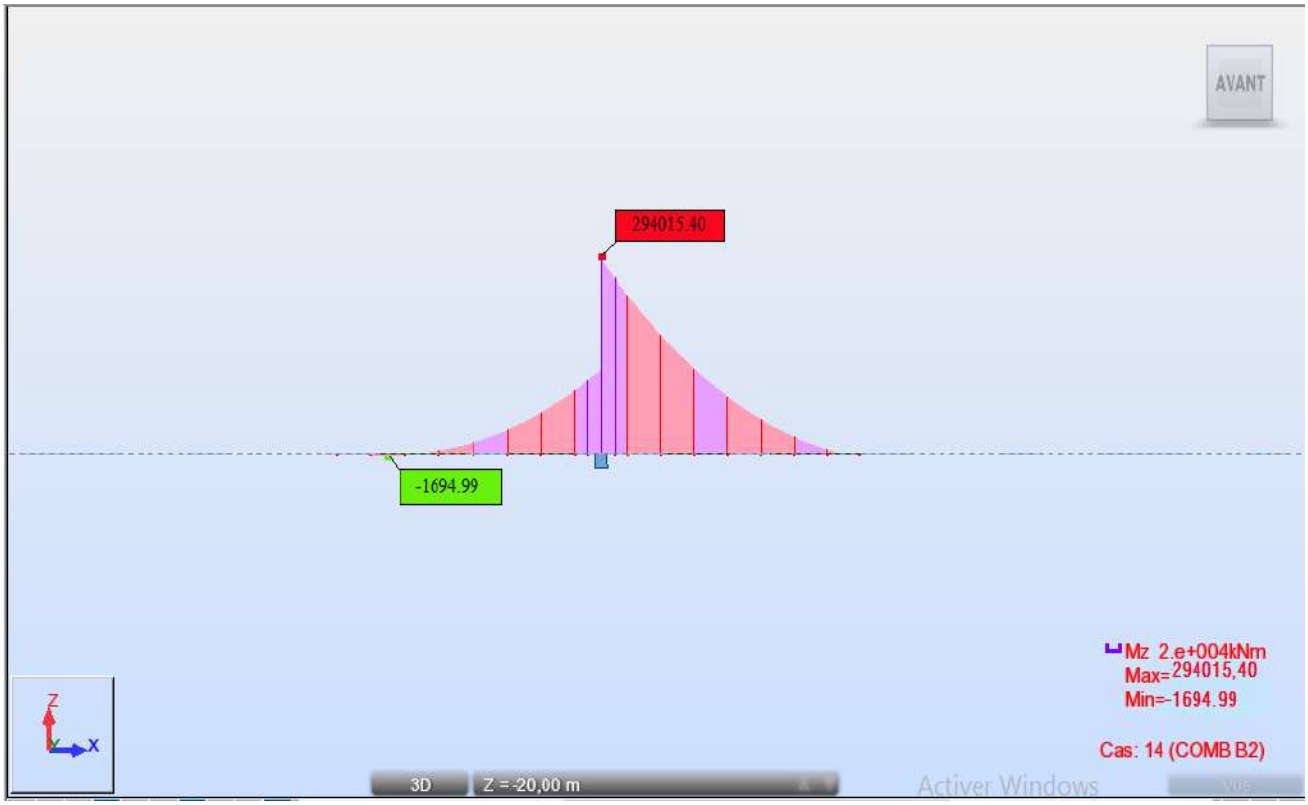


Figure B 3Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B2.

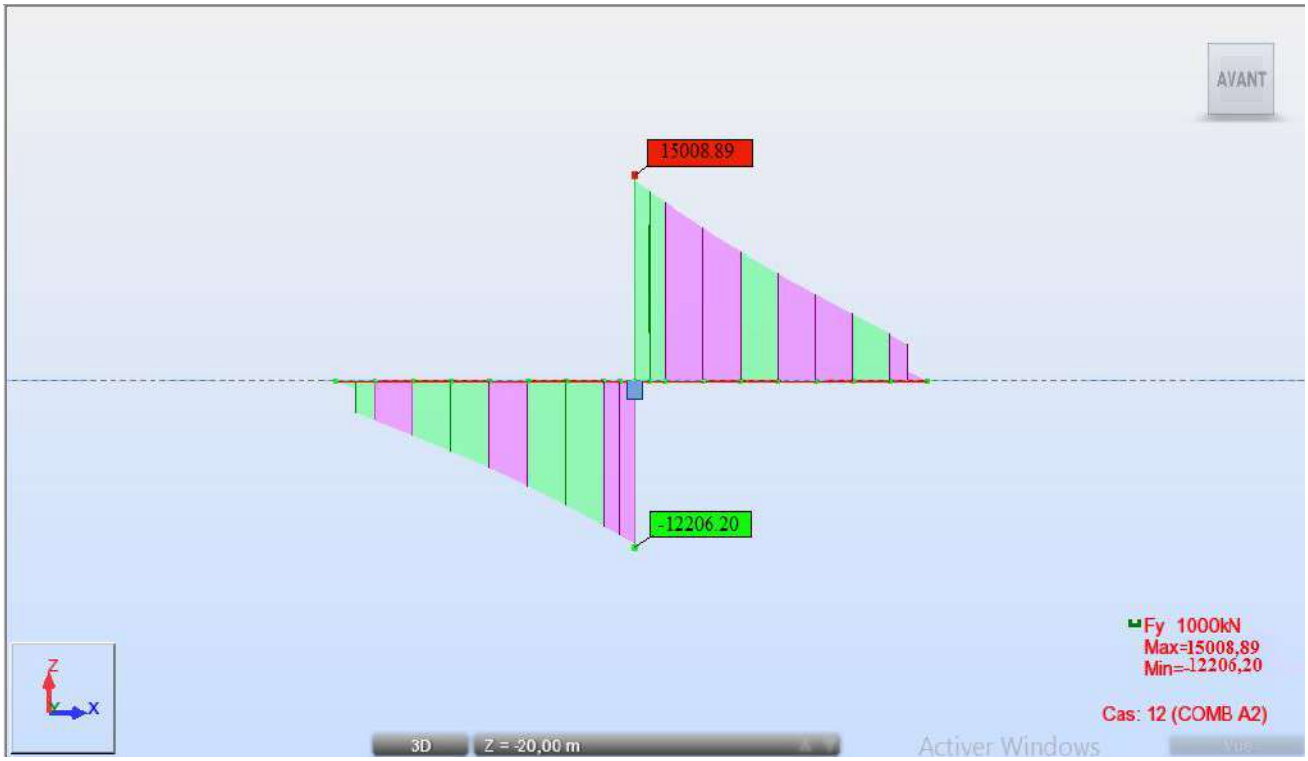


Figure B 4Effort tranchant dans la phase de construction sous la combinaison A2.



Figure B 5Effort tranchant dans la phase de construction sous la combinaison B1.

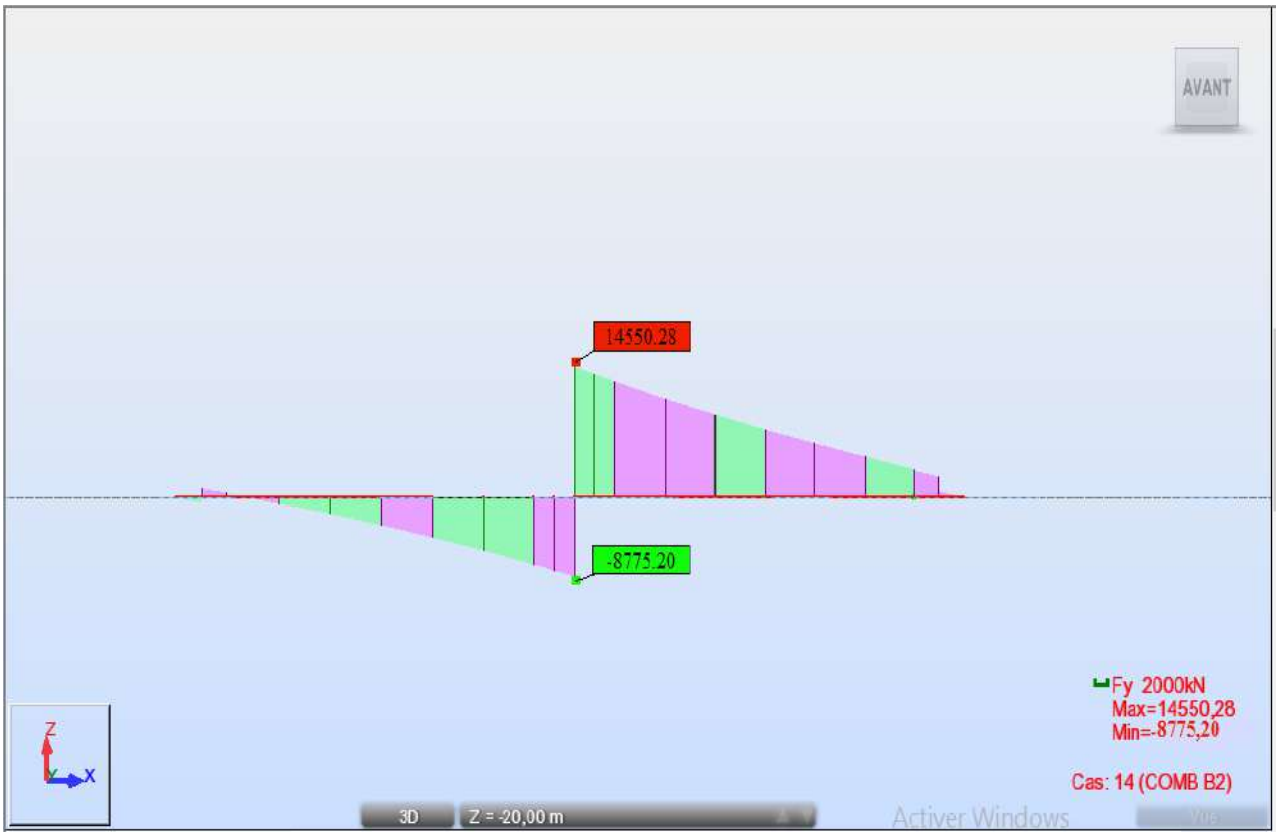


Figure B 6 Effort tranchant dans la phase de construction sous la combinaison B2.

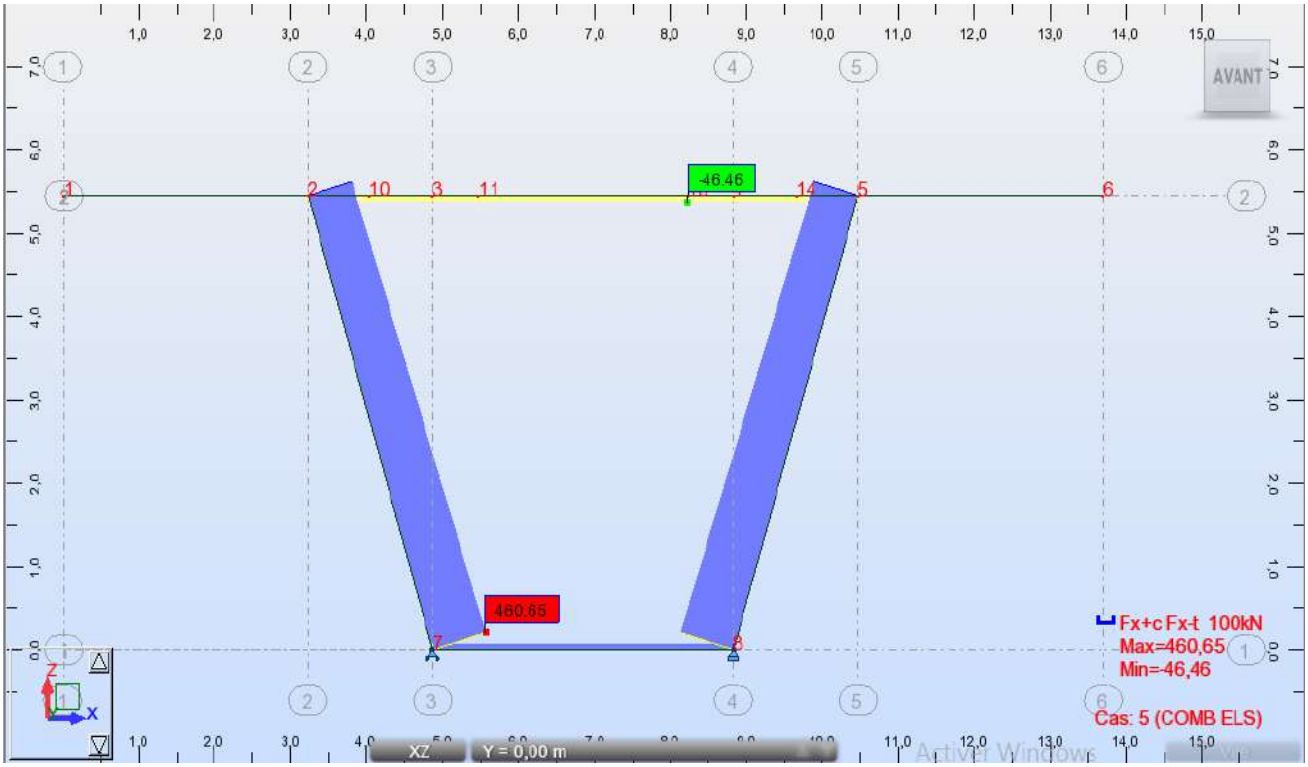


Figure B 7 Effort normal Max dans le voussoir sur pile à ELS.

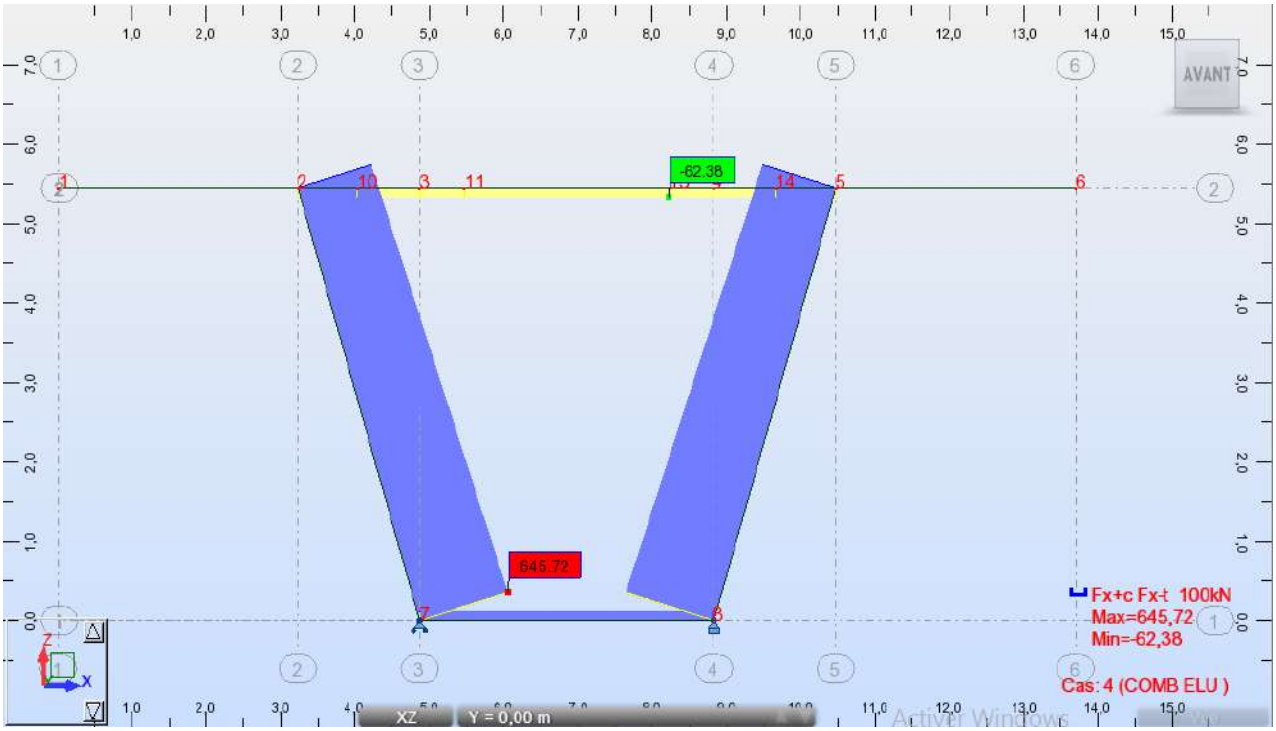


Figure B 8 Effort normal Max dans le voussoir sur pile à ELU.

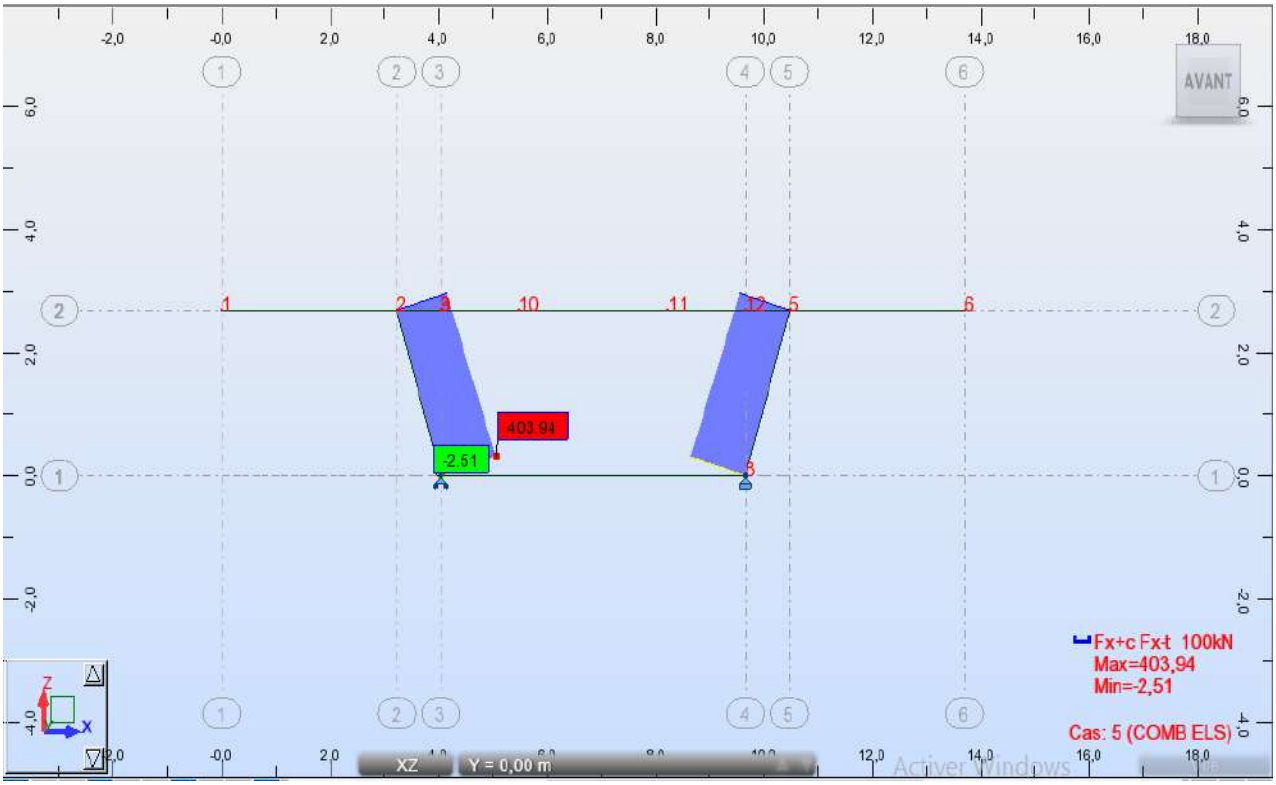


Figure B 9 Effort normal Max dans le voussoir sur clef à ELS.

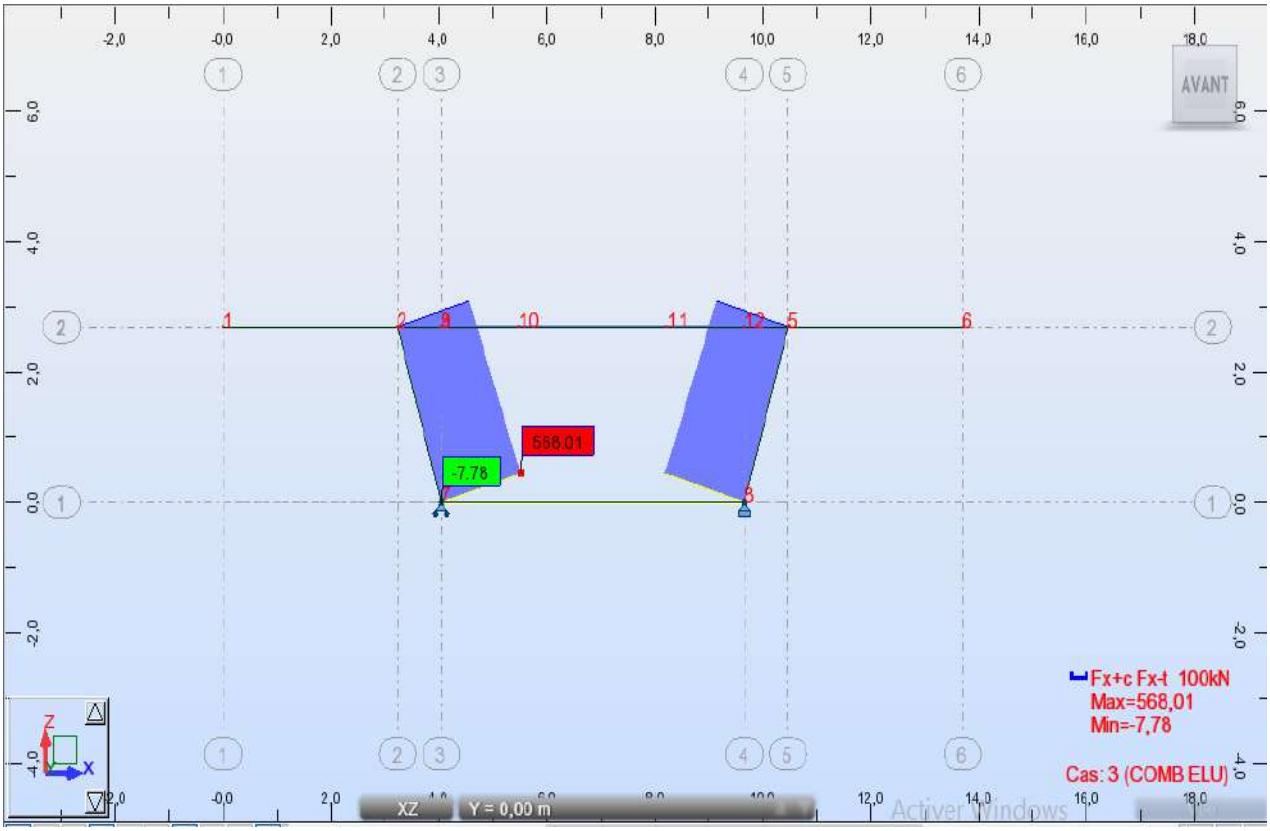


Figure B 10 Effort normal Max dans le voussoir sur clef à ELU.

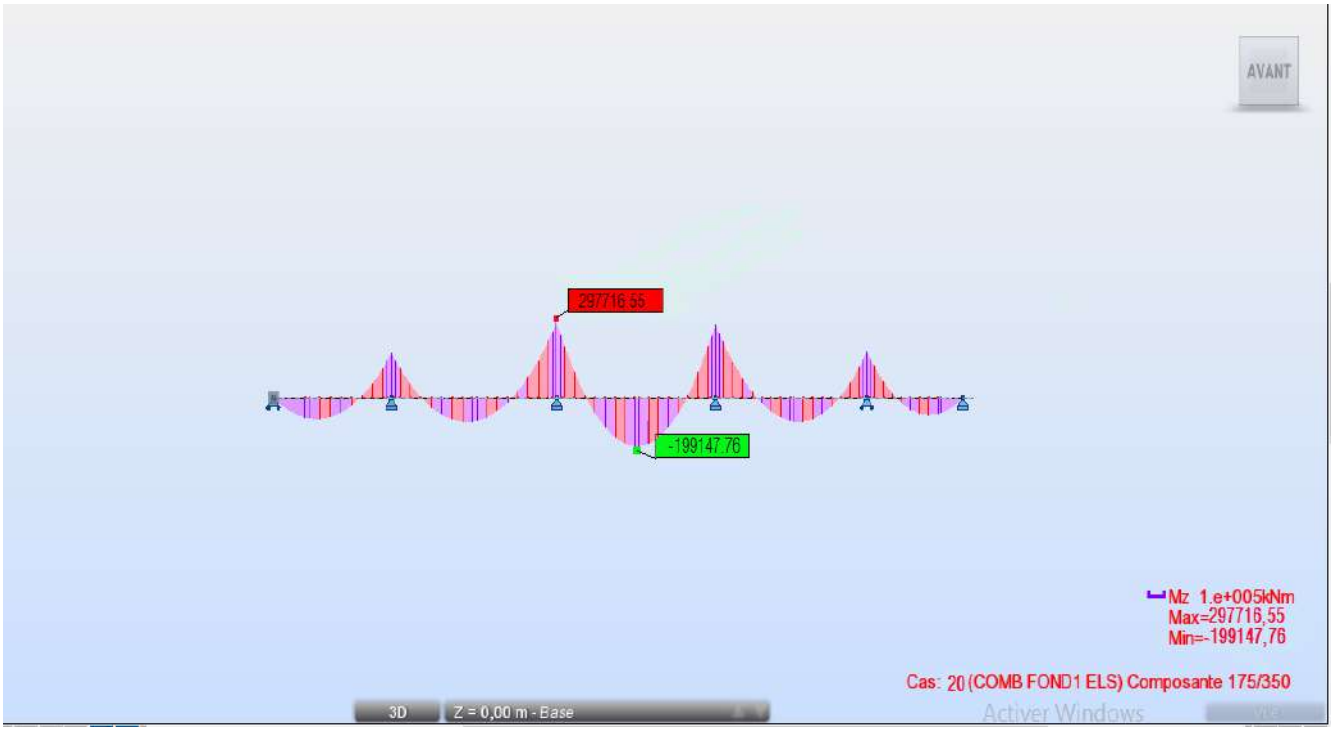


Figure B 11 Moment fléchissant sous la combinaison G+LM71+SW2.

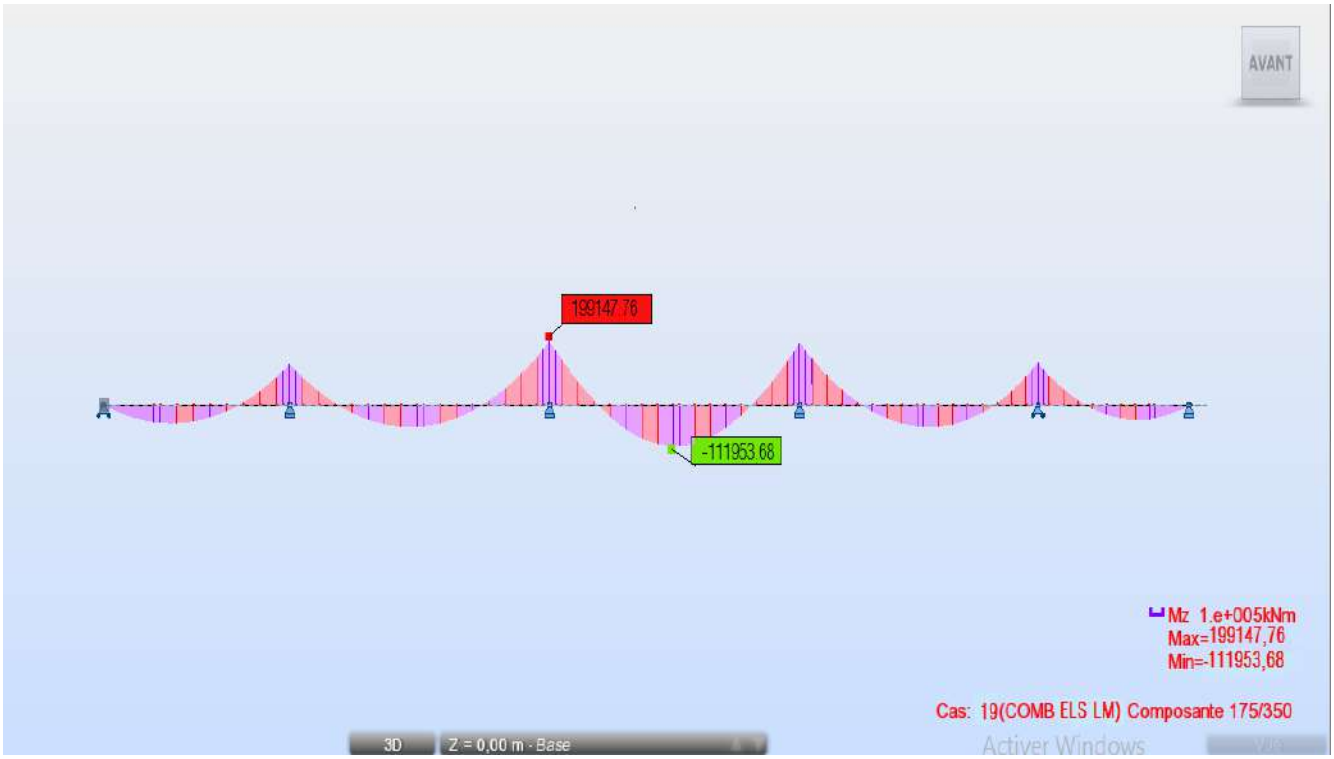


Figure B 12 Moment fléchissant sous la combinaison G+LM71+LM71.

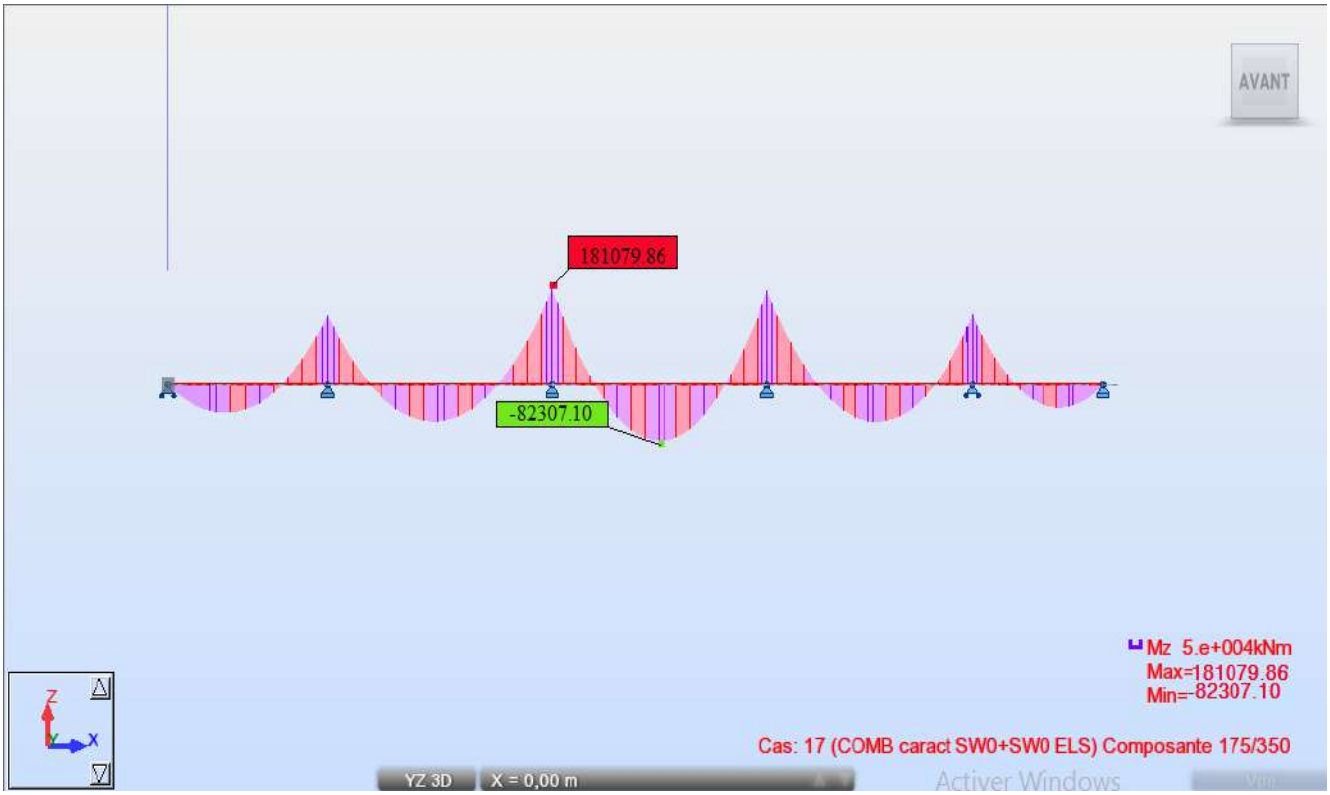


Figure B 13 Moment fléchissant sous la combinaison G+SW0+SW0.

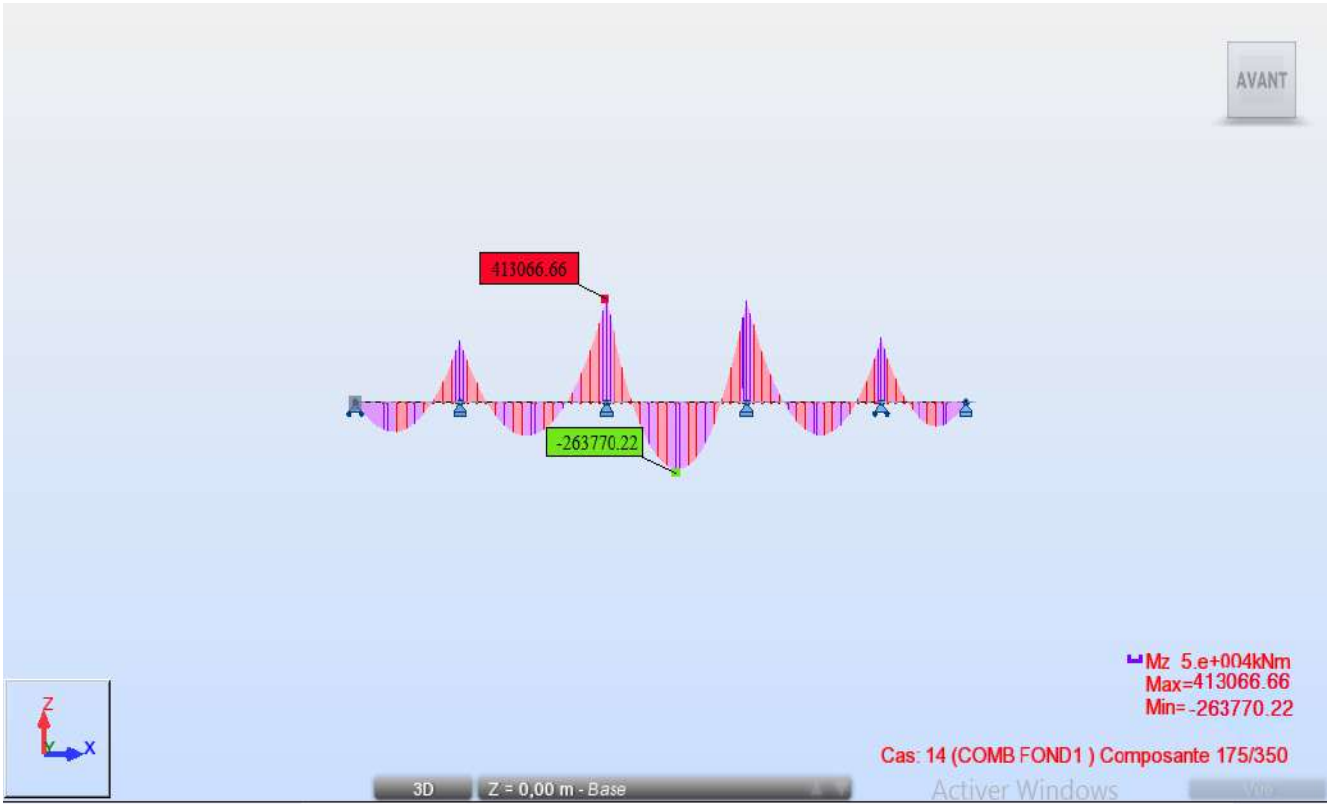


Figure B 14 Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.45 LM71+1.2 SW2.

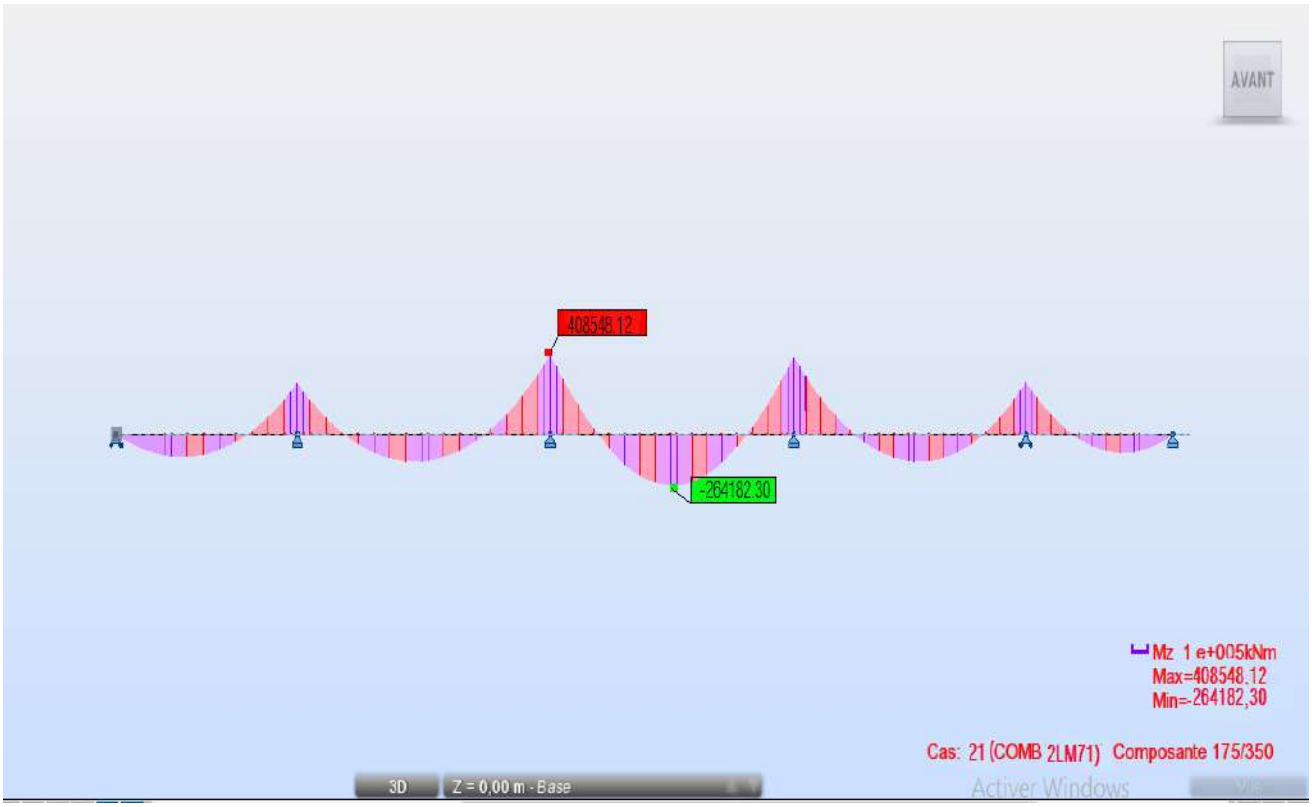


Figure B 15 Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.45 LM71+1.45 LM71.

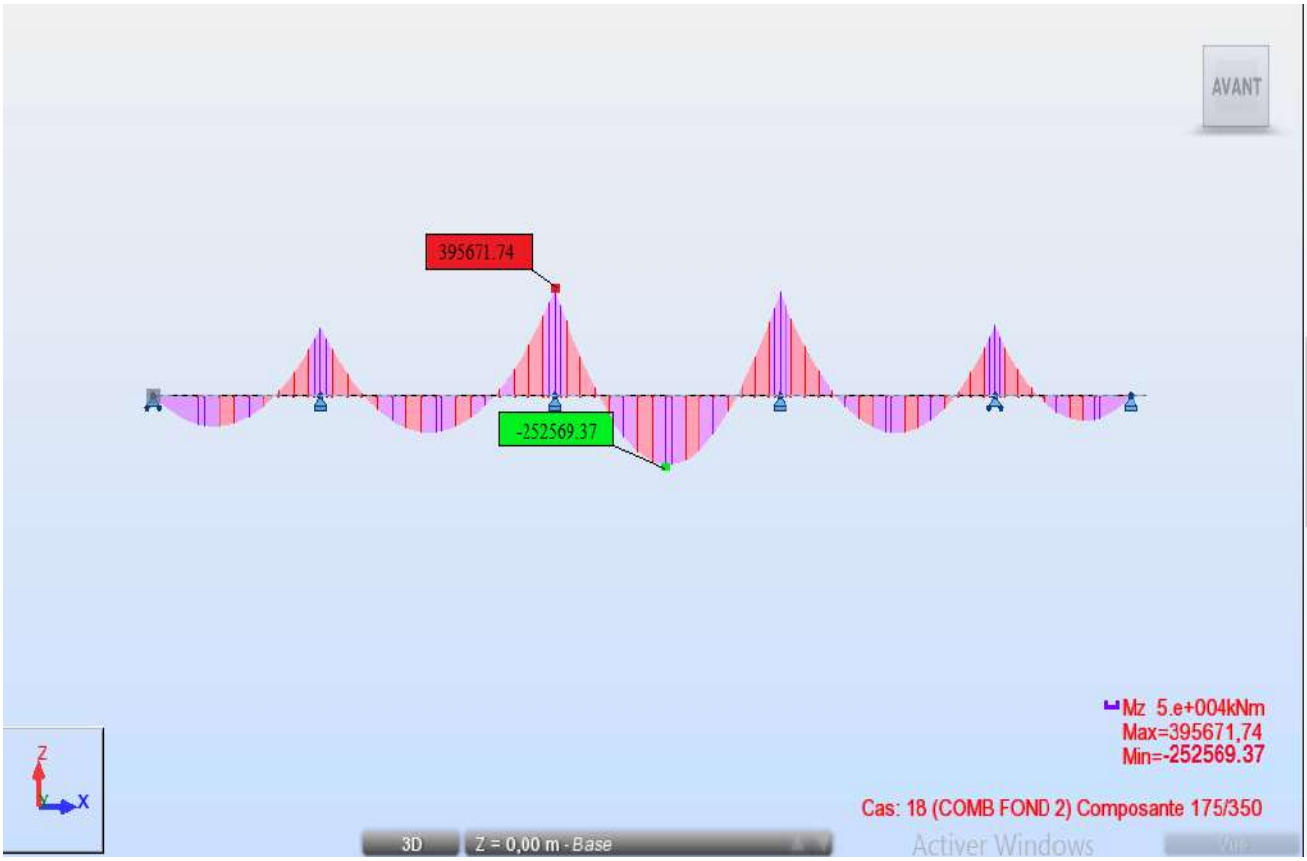


Figure B 16 Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.45 SW0+1.45 SW0.



Figure B 17 Effort tranchant sous la combinaison G+LM71+SW2.



Figure B 18 Effort tranchant sous la combinaison G+LM71+LM71.



Figure B 19 Effort tranchant sous la combinaison G+SW0+SW0.



Figure B 20 Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.45 LM71+1.2 SW2.



Figure B 21 Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.45 LM71+1.45 LM71.



Figure B 22 Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.45 SW0+1.45 SW0.

ANNEXE C
TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C 1 Evaluation du poids de demi-fléau

N° Voussoirs	Lv (m)	Sy Moy (m²)	Poids (kN)
VSP	4	15,18	1518
V 01	5	14.36	1795
V 02	5	13.41	1676,25
V 03	5	12.53	1566,25
V 04	5	11.78	1472,5
V 05	5	11.21	1401,25
V 06	5	10.85	1356,26
V 07	5	10.62	1327,5
VSC	2	10,37	518,5

Tableau C 2 Poids voussoirs sur culée.

N° Voussoirs	Lv (m)	Sy Moy (m²)	Poids (kN)
VC 01	5	10,37	1296,25
VC 02	5	10,37	1296,25
VC 03	5	10,37	1296,25

Tableau C 3 Evaluation du poids dues aux CCP sur chaque travée.

	ballast	Etanchéité	mur de garde	rail	murette	GC	caniveau	travers	poteau caténaire
travée 1	5984,16	736,512	392	134,4	123,2	38,08	280	470,4	1,904
travée 2	8548,8	1052,16	560	192	176	54,4	400	672	2,72
travée 3	8548,8	1052,16	560	192	176	54,4	400	672	2,72
travée 4	8548,8	1052,16	560	192	176	54,4	400	672	2,72
travée 5	5984,16	736,512	392	134,4	123,2	38,08	280	470,4	1,904

Tableau C 4 Evaluation du poids dues aux (CCP +CP) sur chaque appuis.

	Tablier	Ballast	Etanch-éité	Mur de garde	Rail	Murette	GC	Caniveau	Travers	Poteau caténaire	Total
Culée 1	8260,13	2992,08	368,256	196	67,2	61,6	19,04	140	235,2	0,952	12340,4
pile 1	20632,39	7266,48	894,336	476	163,2	149,6	46,24	340	571,2	2,312	30541,7
pile 2	24744,52	8548,8	1052,16	560	192	176	54,4	400	672	2,72	36402,6
pile 3	24744,52	8548,8	1052,16	560	192	176	54,4	400	672	2,72	36402,6
pile 4	20632,39	7266,48	894,336	476	163,2	149,6	46,24	340	571,2	2,312	30541,7
culée 2	8260,13	2992,08	368,256	196	67,2	61,6	19,04	140	235,2	0,952	12340,4

Tableau C 5 tracé en plan.

vrs	câbles	L1,2(m)	Zi (m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Xi+1(m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation			
1/2 VSP	C1	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
1/2 VSP	C2	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
1/2 VSP	C3	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V1	C4	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V1	C5	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V1	C6	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V2	C7	2,5	0,085	0,0425	2,5	2,5	73,52	73,52	0,03	0,03	0,085	+	-0,0068	x2
V2	C8	2,5	0,17	0,085	2,5	2,5	36,76	36,76	0,06	0,07	0,17	+	-0,0136	x2
V2	C9	2,5	0,17	0,085	2,5	2,5	36,76	36,76	0,06	0,06	0,17	+	-0,0136	x2
V3	C10	2,5	0,085	0,0425	2,5	2,5	73,52	73,52	0,03	0,03	0,085	+	-0,0068	x2
V3	C11	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V3	C12	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V4	C13	2,5	0,085	0,0425	2,5	2,5	73,52	73,52	0,03	0,03	0,085	+	-0,0068	x2
V4	C14	2,5	0,17	0,085	2,5	2,5	36,76	36,76	0,06	0,06	0,17	+	-0,0136	x2
V4	C15	2,5	0,17	0,085	2,5	2,5	36,76	36,76	0,06	0,06	0,17	+	-0,0136	x2
V5	C16	2,5	0,085	0,0425	2,5	2,5	73,52	73,59	0,03	0,03	0,085	+	-0,0068	x2
V5	C17	2,5	0,34	0,17	2,5	2,5	18,38	18,38	0,13	0,13	0,34	+	-0,0272	x2
V5	C18	2,5	0,34	0,17	2,5	2,5	18,38	18,38	0,13	0,13	0,34	+	-0,0272	x2
V6	C19	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V6	C20	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V7	C21	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2
V7	C22	0	0	0	0	0	infinie	infinie	infinie	infinie	0	+	infinie	x2

Tableau C 6 pertes de tension par frottement.

X	Cables	L	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V 5	Fin V6	Fin V7	Alpha en plan	Alpha en long
4	C1	4	11,47	0								0	0,00
4	C2	4	11,47	0								0	0,00
4	C3	4	11,47	0								0	0,00
9	C4	5	49,10	37,93	0							0	0,09
9	C5	5	49,10	37,93	0							0	0,09
9	C6	5	49,10	37,93	0							0	0,09
14	C7	5	78,29	67,35	49,74	0						0,068	0,14
14	C8	5	80,44	69,52	37,93	0						0,136	0,09
14	C9	5	80,44	69,52	37,93	0						0,136	0,09
19	C10	5	91,84	81,01	67,35	49,74	0					0,068	0,14
19	C11	5	88,13	77,27	63,57	49,74	0					0	0,14
19	C12	5	88,13	77,27	63,57	49,74	0					0	0,14
24	C13	5	112,65	101,99	88,55	74,96	58,18	0				0,068	0,17
24	C14	5	114,50	103,85	90,43	76,86	49,74	0				0,136	0,14
24	C15	5	114,50	103,85	90,43	76,86	49,74	0				0,136	0,14
29	C16	5	125,86	115,31	101,99	88,55	74,96	58,18	0			0,068	0,17
29	C17	5	152,88	142,54	129,50	116,33	103,03	49,74	0			0,270	0,14
29	C18	5	152,88	142,54	129,50	116,33	103,03	49,74	0			0,270	0,14
34	C19	5	94,66	83,86	70,23	56,46	42,56	28,51	14,33	0		0	0,00
34	C20	5	94,66	83,86	70,23	56,46	42,56	28,51	14,33	0		0	0,00
39	C21	5	108,05	97,35	83,86	70,23	56,46	42,56	28,51	14,33	0	0	0,00
39	C22	5	108,05	97,35	83,86	70,22963	56,46	42,55843	28,51	14,33	0	0	0,00
		Moy	84,90	74,01	66,25	59,53	48,98	29,98	12,24	7,16	0,00	moy	84,90
		EN (%)	5,89	5,13	4,60	4,13	3,40	2,08	0,85	0,49	0	EN (%)	5,89

Tableau C 7 pertes de tension par recul d'ancrage.

X	Cables	L	Théta	K	d	Axe vsp	Fin vsp	Fin v1	Fin v2	Fin v3	Fin v4	Fin v5	Fin v6	Fin v7
4	c1	4	0	0,002	11,63	38,22	67,02							
4	c2	4	0	0,002	11,63	38,22	67,02							
4	c3	4	0	0,002	11,63	38,22	67,02							
9	c4	9	0,093	0,003	8,38		37,54	93,05						
9	c5	9	0,093	0,003	8,38		37,54	93,05						
9	c6	9	0,093	0,003	8,38		37,54	93,05						
14	c7	10	0,155	0,004	7,51			34,75	103,73					
14	c8	10	0,164	0,004	7,39			34,17	105,43					
14	c9	10	0,164	0,004	7,39			34,17	105,43					
19	c10	10	0,155	0,004	7,51				34,75	103,7				
19	c11	10	0,140	0,004	7,74				35,69	100,7				
19	c12	10	0,140	0,004	7,74				35,69	100,7				
24	c13	10	0,186	0,005	7,11					32,60	109,58			
24	c14	10	0,194	0,005	7,02					32,01	111,00			
24	c15	10	0,194	0,005	7,02					32,01	111,00			
29	c16	10	0,186	0,005	7,11						32,60	109,58		
29	c17	10	0,301	0,007	6,04						22,23	129,13		
29	c18	10	0,301	0,007	6,04						22,23	129,13		
34	c19	15	0	0,002	11,63						9,42	38,22	67,02	
34	c20	15	0	0,002	11,63						9,42	38,22	67,02	

39	c21	15	0	0,002	11,63							9,42	38,22	67,02
39	c22	15	0	0,002	11,63							9,42	38,22	67,0283
					Moy	38.22	52.28	63.71	70.12	66.96	53.44	66.16	52.62	67.02
					EN(%)	2.65	3.63	4.42	4.86	4.65	3.71	4.59	3.65	4.65

Tableau C 8 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.

Abcs	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	44	2,58	0,277	2,30	77,28	15,44	363,13	2,37	8,16	0,57
FIN VSP	44	2,43	0,277	2,15	76,99	14,91	295,59	2,36	13,14	0,91
FIN V1	38	2,09	0,261	1,83	73,76	13,70	221,89	2,36	13,47	0,94
FIN V2	32	1,80	0,250	1,55	67,22	12,68	159,54	2,36	13,12	0,91
FIN V3	26	1,56	0,260	1,30	57,93	11,85	107,78	2,38	12,19	0,85
FIN V4	20	1,38	0,189	1,19	46,72	11,20	65,85	2,44	10,99	0,76
FIN V5	14	1,25	0,354	0,90	34,63	10,74	33,12	2,45	8,27	0,57
FIN V6	8	1,17	0,150	1,02	22,85	10,46	9,31	2,48	6,31	0,44
FIN V7	4	1,14	0,150	0,99	12,61	10,37	0,00	2,47	4,55	0,32

Tableau C 9 Pertes par fluage.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	44	2,58	0,28	2,30	77,28	15,44	256,22	2,36	80,24	5,57
FIN VSP	44	2,43	0,28	2,15	76,99	14,91	203,15	2,34	96,27	6,69
FIN V1	38	2,09	0,26	1,83	73,76	13,70	146,50	2,33	88,93	6,18
FIN V2	32	1,80	0,25	1,55	67,22	12,68	100,10	2,33	81,06	5,63
FIN V3	26	1,56	0,26	1,30	57,93	11,85	63,23	2,36	71,96	5,00
FIN V4	20	1,38	0,19	1,19	46,72	11,20	35,25	2,42	63,46	4,41
FIN V5	14	1,25	0,35	0,90	34,63	10,74	15,54	2,44	46,18	3,21
FIN V6	8	1,17	0,15	1,02	22,85	10,46	4,01	2,47	33,86	2,35
FIN V7	4	1,14	0,15	0,99	12,61	10,37	0	2,46	22,24	1,54

Tableau C 10 Pertes par relaxation

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	44	1308,71	0,704	0,43	53,71	3,73
FIN VSP	44	1300,56	0,699	0,43	52,52	3,65
FIN V1	38	1296,57	0,697	0,43	51,94	3,61
FIN V2	32	1297,22	0,697	0,43	52,04	3,61
FIN V3	26	1311,86	0,705	0,43	54,17	3,76
FIN V4	20	1345,58	0,723	0,43	59,23	4,11
FIN V5	14	1353,32	0,728	0,43	60,41	4,20
FIN V6	8	1373,90	0,739	0,43	63,61	4,42
FIN V7	4	1368,43	0,736	0,43	62,75	4,36

Tableau C 11 Pertes totales

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
PERTES DIFFEREES	12,74	13,78	13,24	12,70	12,19	11,89	10,76	10,09
PERTES INSTANTANES	9,11	9,68	9,96	9,91	8,89	6,55	6,01	4,59
Total (%)	21,860	23,47	23,20	22,61	21,09	18,45	16,78	14,68

Tableau C 12 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n câbles fléau	n câbles Continuité	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
début VC 01	-	0,00	0	2	0,00	4,95	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	0,00	0,48	0,48
début VC 02	5,00	-15,12	0	4	0,00	9,89	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	0,85	1,13
début VC 03	10,00	-30,24	0	6	0,00	14,84	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	1,95	0,58
début VSC C01-P01	15,00	-64,60	0	8	0,00	19,79	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	4,80	-2,80
début V 01	17,00	-73,20	4	10	7,91	24,74	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	6,78	-2,78
début V 02	22,00	-72,71	8	10	15,82	24,74	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	6,30	-0,03
début V 03	27,00	-62,10	14	8	27,68	19,79	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	6,50	1,14
début V 04	32,00	-41,20	20	6	39,55	14,84	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	6,67	2,07
début V 05	37,00	-9,80	26	4	51,41	9,89	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	6,83	2,71
début V 06	42,00	32,58	32	2	63,28	4,95	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	6,99	3,08
Début V 07	47,00	86,51	38	0	75,14	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	7,16	3,16
début VSP P01	52,00	152,56	44	0	87,01	0,00	14,91	76,99	2,43	3,26	2,28	3,05	7,28	3,90
AXE VSP P 01	56,00	214,58	44	0	87,01	0,00	15,44	77,28	2,58	3,42	2,43	3,21	5,53	5,77
début V 08	60,00	148,17	44	0	87,01	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	6,94	5,54
début V 09	65,00	76,62	38	0	75,14	0,00	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	7,19	4,12

début V 10	70,00	17,19	32	4	63,28	9,89	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	7,55	4,13
début V 11	75,00	-30,68	26	8	51,41	19,79	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	8,02	3,81
Début V 12	80,00	-67,57	20	12	39,55	29,68	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	8,57	3,10
début V 13	85,00	-93,97	14	16	27,68	39,58	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	9,28	1,82
début V 14	90,00	-110,07	8	20	15,82	49,47	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	10,28	-0,21
début VSC P01-P02	95,00	-116,09	4	24	7,91	59,37	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	8,83	2,66
début V 15	97,00	-115,63	4	24	7,91	59,37	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	8,79	2,73
début V 16	102,00	-107,58	8	20	15,82	49,47	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	8,32	2,88
début V 17	107,00	-89,39	14	16	27,68	39,58	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	8,07	3,41
début V 18	112,00	-60,90	20	12	39,55	29,68	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	7,74	3,78
AXE V 19	117,00	-21,90	26	8	51,41	19,79	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	7,43	3,90
début V 20	122,00	28,07	32	4	63,28	9,89	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	7,19	3,74
début V 21	127,00	89,06	38	0	75,14	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	7,09	3,26
début VSP P 02	132,00	163,27	44	0	87,01	0,00	14,91	76,99	2,43	3,26	2,28	3,05	6,94	4,35
AXE VSP P 02	136,00	231,40	44	0	87,01	0,00	15,44	77,28	2,58	3,42	2,43	3,21	4,97	6,52
début V 22	140,00	164,04	44	0	87,01	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	6,49	6,16
début V 23	145,00	91,13	38	0	75,14	0,00	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	6,81	4,67

début V 24	150,00	30,42	32	4	63,28	9,89	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	7,20	4,66
début V 25	155,00	-18,67	26	8	51,41	19,79	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	7,66	4,36
début V 26	160,00	-56,69	20	12	39,55	29,68	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	8,18	3,72
début V 27	165,00	-84,15	14	16	27,68	39,58	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	8,78	2,63
début V 28	170,00	-101,25	8	20	15,82	49,47	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	9,49	1,09
début VSC P 02-P 03	175,00	-108,15	4	24	7,91	59,37	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	8,12	3,83
Début V 29	177,00	-108,09	4	24	7,91	59,37	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	8,11	3,84
début V 30	182,00	-100,92	8	20	15,82	49,47	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	7,98	3,44
début V 31	187,00	-83,63	14	16	27,68	39,58	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	7,87	3,74
début V 32	192,00	-56,04	20	12	39,55	29,68	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	7,60	4,00
début V 33	197,00	-17,96	26	8	51,41	19,79	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	7,32	4,06
début V 34	202,00	31,10	32	4	63,28	9,89	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	7,11	3,86
début V 35	207,00	91,71	38	0	75,14	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	7,02	3,37
début VSP P 03	212,00	164,45	44	0	87,01	0,00	14,91	76,99	2,43	3,26	2,28	3,05	6,91	4,40
AXE VSP P 03	216,00	231,81	44	0	87,01	0,00	15,44	77,28	2,58	3,42	2,43	3,21	4,95	6,54
Début V 36	220,00	163,54	44	0	87,01	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	6,50	6,15
Début V 37	225,00	89,68	38	0	75,14	0,00	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	6,84	4,61

Début V 38	230,00	27,94	32	4	63,28	9,89	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	7,26	4,56
Début V 39	235,00	-22,25	26	8	51,41	19,79	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	7,77	4,19
Début V 40	240,00	-61,46	20	12	39,55	29,68	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	8,35	3,45
Début V 41	245,00	-90,17	14	16	27,68	39,58	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	9,09	2,14
Début V 42	250,00	-108,06	8	20	15,82	49,47	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	10,10	0,09
Début VSC P03-P04	255,00	-116,9	4	24	7,91	59,37	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	8,91	2,54
Début V 43	257,00	-117,44	4	24	7,91	59,37	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	8,96	2,46
Début V 44	262,00	-111,68	8	20	15,82	49,47	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	8,53	2,55
Début V 45	267,00	-95,82	14	16	27,68	39,58	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	8,31	3,04
Début V 46	272,00	-69,68	20	12	39,55	29,68	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	8,00	3,39
Début V 47	277,00	-33,03	32	8	63,28	19,79	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	9,18	3,79
Début V 48	282,00	14,6	38	4	75,14	9,89	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	9,01	3,42
Début V 49	287	73,77	44	0	87,01	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	9,04	2,63
Début VSP P 04	292	145,08	44	0	87,01	0,00	14,91	76,99	2,43	3,26	2,28	3,05	7,52	3,58
AXE VSP P 04	296	211,3	44	0	87,01	0,00	15,44	77,28	2,58	3,42	2,43	3,21	5,64	5,63
Début V 50	300	151,03	38	0	75,14	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,68	5,34	5,69
Début V 51	305	87,18	32	0	63,28	0,00	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,36	5,45	4,33
Début V 52	310	35,44	26	2	51,41	4,95	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,11	5,47	3,69
Début V 53	315	-4,74	20	4	39,55	9,89	11,20	46,72	1,38	2,12	1,23	1,91	5,43	2,85

Début V 54	320	-33,9	14	6	27,68	14,84	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,76	5,34	1,78
Début V 55	325	-52,66	8	8	15,82	19,79	10,46	22,85	1,17	1,89	1,02	1,68	5,22	0,46
Début V 56	330	-61,08	4	10	7,91	24,74	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	5,69	-1,00
Début VSC P 04-C 02	335	-59,37	0	10	0,00	24,74	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	4,06	-0,35
Début VC 04	337	-55,88	0	8	0,00	19,79	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	4,01	-1,52
Début VC 05	342	-11,98	0	6	0,00	14,84	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	0,30	3,28
Début VC 06	347	-9,65	0	4	0,00	9,89	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	0,35	1,94
FIN VC 06	352	0	0	2	0,00	4,95	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,65	-0,26	1,68

Tableau C 13 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Desg	X (m)	Mmin (MN.m)	Mmax (MN.m)	n câbles fléau	n câbles Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup min(MPa)	σInfmin (MPa)	σSupmax (MPa)	σInfmax (MPa)
début VC 01	-	-	-	0	2	0,00	6,26	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	-0,36	2,18	-0,36	2,18
début VC 02	5,00	-5,25	-9,56	0	4	0,00	12,5	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	-0,25	3,59	0,14	2,96
début VC 03	10,00	-13,99	-15,36	0	6	0,00	18,78	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,71	0,17	4,49	0,30	4,28
début VSC C01-P01	15,00	-90,85	-51,43	0	10	0,00	31	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	6,39	-2,49	2,83	3,33
début V 01	17,00	-91,60	-49,73	4	10	7,91	31,3	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	7,93	-2,99	4,15	3,19
début V 02	22,00	-100,65	-44,60	8	10	15,8	31,3	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	7,70	-0,65	4,83	3,99
début V 03	27,00	-89,37	-27,59	14	8	27,68	25,04	10,74	34,63	1,25	1,97	1,10	1,82	7,59	0,69	5,36	4,20
début V 04	32,00	-75,17	-0,30	20	6	39,5	18,7	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	7,77	1,27	5,56	4,67
début V 05	37,00	44,86	37,48	26	4	51,41	12,52	11,85	57,93	1,56	2,32	1,41	2,17	5,41	5,38	5,61	5,08
début V 06	42,00	8,40	86,25	32	2	63,2	6,26	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	7,65	2,39	5,56	5,37
Début V 07	47,00	64,85	146,57	38	0	75,1	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	7,78	2,31	5,46	5,52
début VSP P01	52,00	122,60	219,01	44	0	87,0	0,00	14,9	76,9	2,43	3,26	2,28	3,11	8,23	2,63	5,18	6,71
AXE VSP P 01	56,00	290,17	290,17	44	0	87,01	0,00	15,44	77,28	2,58	3,42	2,43	3,27	3,01	9,12	3,01	9,12
début V 08	60,00	126,26	196,68	44	0	87,0	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	7,56	4,68	5,56	7,44

début V 09	65,00	61,14	106,79	38	0	75,14	0,00	12,68	67,22	1,80	2,57	1,65	2,42	7,61	3,52	6,39	5,27
début V 10	70,00	6,19	44,51	32	4	63,2	12,5	11,8	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	7,90	4,16	6,87	5,69
début V 11	75,00	-63,75	-6,22	26	8	51,4	25,0	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	9,12	3,30	7,42	5,91
Début V 12	80,00	-118,86	-45,96	20	12	39,5	37,5	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	10,57	1,83	7,94	5,98
début V 13	85,00	-159,56	-75,20	14	16	27,6	50,0	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	12,59	-0,89	8,27	6,09
début V 14	90,00	-158,22	-94,16	8	20	15,8	62,6	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	13,60	-2,29	7,81	7,16
début VSC P01-P02	95,00	-170,25	-93,31	4	24	7,91	75,1	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	12,49	0,69	5,54	12,04
début V 15	97,00	-191,46	-94,40	4	24	7,91	75,1	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	14,41	-2,44	5,64	11,88
début V 16	102,00	-185,07	-80,61	8	20	15,8	62,6	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	12,22	-0,13	6,87	8,51
début V 17	107,0	-158,06	-56,36	14	16	27,6	50,0	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	10,76	1,70	7,08	7,49
début V 18	112,0	-117,54	-22,46	20	12	39,5	37,5	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	9,61	2,70	6,80	7,02
AXE V 19	117,0	-62,10	22,26	26	8	51,4	25,0	11,8	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	8,61	3,24	6,34	6,62
début V 20	122,0	8,20	77,98	32	4	63,2	12,5	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	7,74	3,46	5,87	6,13
début V 21	127	69,01	145,25	38	0	75,1	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	7,66	2,48	5,50	5,46
début VSP P 02	132,0	140,47	224,65	44	0	87,0	0,00	14,9	76,9	2,43	3,26	2,28	3,11	7,66	3,38	5,01	6,95
AXE VSP P02	136,0	172,61	304,47	44	0	87,0	0,00	15,4	77,2	2,58	3,42	2,43	3,27	6,93	3,92	2,53	9,75

début V 22	140,0	143,99	118,06	44	0	87,0	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	7,05	5,38	7,79	4,36
début V 23	145,0	76,74	140,25	38	0	75,1	0,00	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	7,19	4,12	5,49	6,55
début V 24	150,0	15,13	74,64	32	4	63,2	12,5	11,8	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	7,66	4,52	6,06	6,90
début V 25	155,0	-55,51	20,65	26	8	51,4	25,0	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	8,88	3,68	6,63	7,13
début V 26	160,0	-111,19	-22,26	20	12	39,5	37,5	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	10,30	2,27	7,09	7,33
début V 27	165,0	-152,37	-54,61	14	16	27,6	50,0	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	12,22	-0,30	7,21	7,79
début V 28	170,0	-160,22	-76,61	8	20	15,8	62,6	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	13,78	-2,59	6,23	9,74
début VSC P 02-P 03	175,0	-190,05	-80,65	4	24	7,91	75,1	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	14,28	-2,23	4,39	13,91
Début V 29	177,0	-183,19	-86,24	4	24	7,91	75,1	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	13,66	-1,22	4,90	13,08
début V 30	182,0	-179,05	-73,43	8	20	15,8	62,6	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	11,91	0,36	6,51	9,10
début V 31	187,0	-152,84	-50,49	14	16	27,6	50,0	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	10,57	2,00	6,87	7,82
début V 32	192,0	-112,09	-17,27	20	12	39,5	37,5	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	9,45	2,95	6,65	7,25
début V 33	197,00	-56,94	26,44	26	8	51,4	25,0	11,8	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	8,47	3,44	6,23	6,78
début V 34	202,0	13,07	81,15	32	4	63,2	12,5	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	7,61	3,64	5,79	6,25
début V 35	207,0	78,56	147,40	38	0	75,1	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	7,39	2,85	5,44	5,55
début VSP P	212,0	148,06	225,78	44	0	87,0	0,00	14,9	76,9	2,43	3,26	2,28	3,11	7,42	3,70	4,97	7,00

03																
AXE VSP P 03	216,0	178,74	305,23	44	0	87,0	0,00	15,4	77,2	2,58	3,42	2,43	3,27	6,73	4,19	2,50	9,79
Début V 36	220,0	144,60	221,01	44	0	87,0	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	7,04	5,40	4,87	8,40
Début V 37	225,0	72,43	142,16	38	0	75,1	0,00	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	7,31	3,95	5,44	6,62
Début V 38	230,0	11,61	75,43	32	4	63,2	12,5	11,8	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	7,75	4,38	6,04	6,93
Début V 39	235,0	-60,48	20,24	26	8	51,4	25,0	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	9,02	3,45	6,64	7,11
Début V 40	240,0	-117,70	-23,95	20	12	39,5	37,5	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	10,53	1,90	7,15	7,23
Début V 41	245,0	-160,52	-57,66	14	16	27,6	50,0	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	12,64	-0,97	7,37	7,54
Début V 42	250,0	-160,20	-81,07	8	20	15,8	62,6	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	13,78	-2,59	6,63	9,09
Début VSC P03-P04	255,	-190,36	-94,36	4	24	7,91	75,1	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	14,31	-2,28	5,63	11,88
Début V 43	257,0	-188,23	-93,52	4	24	7,91	75,13	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,71	14,12	-1,96	5,56	12,01
Début V 44	262,	-193,63	-91,53	8	20	15,8	62,6	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	12,66	-0,84	7,43	7,60
Début V 45	267,0	-169,28	-71,79	14	16	27,6	50,0	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	11,16	1,06	7,64	6,61
Début V 46	272,0	-130,40	-41,75	20	12	39,5	37,5	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	9,99	2,12	7,37	6,14
Début V 47	277,0	-77,31	-1,22	32	8	63,2	25,0	11,85	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	10,47	2,96	8,43	6,01
Début V 48	282,0	-9,24	50,30	38	4	75,1	12,5	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	9,67	2,98	8,08	5,25
Début V	287		113,36	44	0	87,0	0,00	13,7	73,7	2,09	2,89	1,94	2,74	9,31	2,26	7,92	4,18

49		64,36						0									
Début VSP P 04	292	130,66	193,41	44	0	87,01	0,00	14,91	76,99	2,43	3,26	2,28	3,11	7,97	2,97	5,99	5,63
AXE VSP P 04	296	162,40	279,12	44	0	87,0	0,00	15,4	77,2	2,58	3,42	2,43	3,27	7,27	3,47	3,38	8,63
Début V 50	300	82,89	201,27	38	0	75,14	0,00	13,70	73,76	2,09	2,89	1,94	2,74	7,27	3,02	3,91	7,66
Début V 51	305	71,88	132,2	32	0	63,28	0,00	12,6	67,2	1,80	2,57	1,65	2,42	5,86	3,75	4,25	6,05
Début V 52	310	21,88	75,42	26	2	51,4	6,26	11,8	57,9	1,56	2,32	1,41	2,17	5,86	3,38	4,42	5,53
Début V 53	315	-31,33	30,1	20	4	39,5	12,5	11,2	46,7	1,38	2,12	1,23	1,97	6,28	2,14	4,47	4,93
Début V 54	320	-71,10	-4,17	14	6	27,6	18,7	10,7	34,6	1,25	1,97	1,10	1,82	6,76	0,49	4,34	4,30
Début V 55	325	-96,37	-27,98	8	8	15,8	25,0	10,4	22,8	1,17	1,89	1,02	1,74	7,44	-1,80	3,93	3,86
Début V 56	330	-89,89	-41,5	4	10	7,91	31,3	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	7,78	-2,74	3,40	4,40
Début VSC P 04-C 02	335	-91,79	-20,15	0	10	0,00	31,30	10,37	12,61	1,14	1,86	0,99	1,71	6,48	-2,62	0,00	7,94
Début VC 04	337	-50,33	-23,5	0	8	0,00	25,0	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	3,09	1,31	0,67	5,27
Début VC 05	342	-23,66	-16,53	0	6	0,00	18,7	10,3	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	1,05	3,06	0,40	4,11
Début VC 06	347	-8,56	-7,85	0	4	0,00	12,5	10,37	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	0,05	3,10	-0,02	3,21
FIN VC 06	352	-	0	0	2	0,00	6,26	10,	12,6	1,14	1,86	0,99	1,71	-0,36	2,18	-0,36	2,18

Tableau C 14 Les réaction sur pieux (pile 04) a l'ELA.

	R1(MN) max	R2(MN)	R3(MN)	R4 min	Remarque
E1	4,20	3,32	2,45	1,57	C.V
E2	5,23	3,67	2,10	0,54	C.V
E3	4,33	3,45	2,58	1,70	C.V
E4	2,35	2,64	2,92	3,21	C.V
E5	3,38	2,98	2,58	2,17	C.V
E6	2,22	2,51	2,79	3,08	C.V

Tableau C 15 Les réaction sur pieux (pile 02) a l'ELA.

	R1(MN) max	R2(MN)	R3(MN)	R4 min	Remarque
E1	6,27	4,61	2,95	1,29	C.V
E2	9,49	5,68	1,87	-1,94	C.non V
E3	6,42	4,76	3,10	1,44	C.V
E4	3,92	3,73	3,55	3,37	C.V
E5	7,14	4,81	2,48	0,14	C.V
E6	3,76	3,58	3,40	3,21	C.V

Tableau C 16 Les réaction sur pieux (pile 02) a l'ELS.

						1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	N	H	MH	MV	Δ M	$R_{1\ MIN}$	R_2	R_3	$R_{4\ MAX}$
G	43107,42	601,34	19844,35	0,00	19844,35	2142,98	2510,47	2877,96	3245,45
G+lm71	45663,50	1561,34	51524,35	0,00	51524,35	1422,74	2376,89	3331,05	4285,20
G+SW2	46063,15	1651,34	54494,35	0,00	54494,35	1365,21	2374,37	3383,52	4392,68
G+SW0	44768,14	961,34	31724,35	0,00	31724,35	1916,78	2504,26	3091,75	3679,24

Tableau C 17 Les réaction sur pieux (pile 02) a l'ELU.

						1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	N	H	MH	MV	Δ M	R_1	R_2	R_3	R_4
P.perm	58195,02	642,82	21212,93	0,00	21212,93	3047,94	3440,77	3833,60	4226,44
1,35G+1,45LM71	64372,22	2962,82	97772,93	0,00	97772,93	1307,35	3117,96	4928,57	6739,18
1,35G+1,45 SW2	65338,02	3180,32	104950,43	0,00	104950,43	1168,34	3111,86	5055,39	6998,92
1,35G+1,45 SW0	62208,41	1512,82	49922,93	0,00	49922,93	2501,28	3425,78	4350,28	5274,77

Tableau C 18Evaluation des efforts dus au poids propre.

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	1876,9	/	1,42	0,93	2665,198	/
DDT	/	/	0	-2,50	0	/
Corbeau	/	/	0	-2,50	0	/
MGG	477,472	/	0,33	4,12	157,56576	/
Poussée Mur Frontal+semelle	/	312,1114	/	-2,41	/	-1531,43
Poussée Sur 10kN/m²	/	248,0742	/	-4,86	/	-1423,57

Tableau C 19 Efforts dus au tablier.

Rg	**7708,81**	/	**-1,80**	/	**-13875,86**	/
R (LM71*2)	1278,03	/	-1,80	/	-2300,45	/
R (SW2+lm71)	1487,11	/	-1,80	/	-2676,80	/
R (SW0*2)	1111,85	/	-1,80	/	-2001,33	/
Hf+r	/	194,40	/	-1,62	/	-800,93
HT°	/	52,84	/	-1,62	/	-217,70
Frein LM71	/	1600,00	/	-1,62	/	-6592,00
FreinSW2	/	1750,00	/	-1,62	/	-7210,00
FREINAGE SW0		600		-1,62		-2472,00

Tableau C 20 Combinaisons de charges a l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)
G+0.6T	10063,18	538,22	-2462,97	-11053,09
G+0.6T+0,6Q	10063,18	687,06	-3317,12	-11053,09
G+0.6T+0,6*LM71	10830,00	1498,22	-10373,37	-12433,37
G+0.6T+0,6*SW2	10955,45	1588,215	-6788,97	-12659,17
G+0.6T+0,6*SW0	11175,03	898,22	-3946,17	-13054,42

Tableau C 21 Combinaisons de charges a l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)
1.35G+0.9T	13585,30	731,35	-3344,61	-14921,68
1.35G++0.9T+1.45Q	13585,30	1091,05	-5408,79	-14921,68
1.35G+0.9T+1,45LM71	20193,29	3051,35	-12903,01	-18257,34
1.35G+0.9T+1.45*SW2	20496,46	3268,85	-13799,11	-18803,03
1.35G+0.9T+1,45*SW0	19841,15	1601,35	-6929,01	-17623,47

ANNEXE D
CALCUL DE FERRAILLAGE

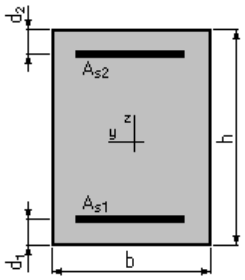
Ferraillage de voussoir sur pile
Hourdi inferieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80, 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	90.04	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 9,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,13 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 128,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,30
Position de l'axe neutre: y = 13,3 (cm)
Bras de levier: Z = 70,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 15,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

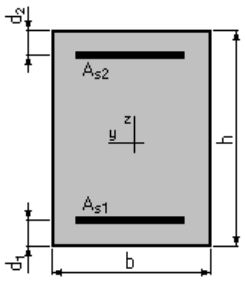
Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 80, 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	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 9,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Ferraillage De L'âme VSP (Calcul de Section en Flexion Composée)
Extérieur :

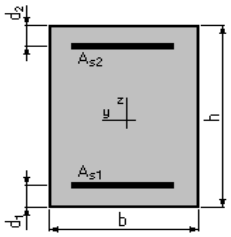
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	460,65	307,05

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 16,3 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 7,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,30 (%)
Minimum $\rho_{\ min}$ = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 460, 65 (kN) M = 307,05 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,3 (cm)
Bras de levier: Z = 48,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

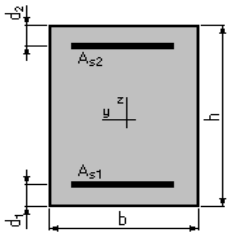
Intérieur :

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100, 0 (cm)
h = 60, 0 (cm)
d_1 = 5, 0 (cm)
d_2 = 5, 0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	460,65	128,17

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,13 (%)
Minimum $\rho_{\ min}$ = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 460,65 (kN) M = 128,17 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,11
Position de l'axe neutre: y = 24,4 (cm)
Bras de levier: Z = 46,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 13,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

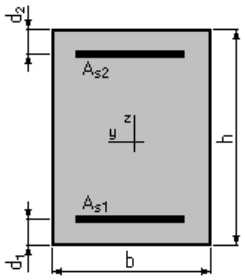
Ferraillage de voussoir a la clef
Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 50, 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	399,46	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 41,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 6,2 (cm2)
Théorique ρ = 0,91 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 399,46 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,2 (cm)
Bras de levier: Z = 38,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

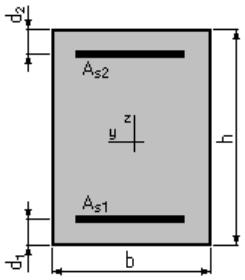
Hourdi supérieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 40,0 (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. <u>Section:</u>



b = 100, 0 (cm)
h = 30, 0 (cm)
d_1 = 5, 0 (cm)
d_2 = 5, 0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	119,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 22,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,88 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 119,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,0 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
σ_s lim = 250,0 (MPa)

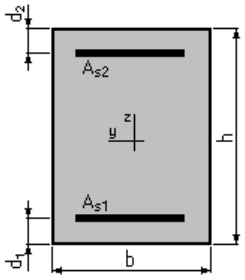
Hourdi inférieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 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	31,24	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,15 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 31,24 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,02
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 28,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 15,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

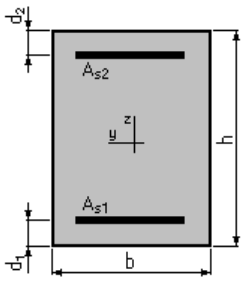
Hourdi inférieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 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	2,89	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,15 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 2,89 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 11,02
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 28,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 1,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

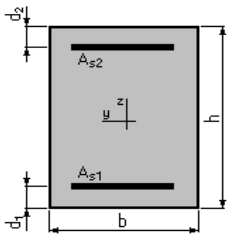
Ferraillage De L'âme VSC (Calcul de Section en Flexion Composée)
Extérieur :

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	403,94	310,36

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 17,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,32 (%)
Minimum $\rho_{\ min}$ = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 403, 94 (kN) M = 310, 36 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 19,1 (cm)
Bras de levier: Z = 48,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

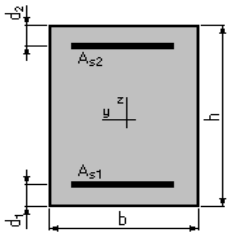
Intérieur :

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100, 0 (cm)
h = 60, 0 (cm)
d_1 = 5, 0 (cm)
d_2 = 5, 0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	403,94	0.89

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 7,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,00 (%)
Minimum $\rho_{\ min}$ = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 403, 94 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 35,65
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 25,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE 04

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

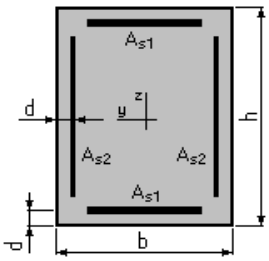
Ferraillage longitudinale

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 400,0 (cm)

h = 435,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	35720,00	28970,00	22500,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 107,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 64,5 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 344,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 8600,0 (cm2)

Théorique ρ = 0,20 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 35720, 00 (kN) M_y = 28970, 00 (kN*m) M_z = 22500, 00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,81 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 361,8 (cm)

Bras de levier: Z = 380,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 2,04 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s =407,2 (MPa)

Comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferraillage transversale

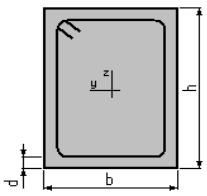
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. <u>Section</u> :



b = 400,0 (cm)
h = 435,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	43240,00	35720,00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,u,lim}$ = 4,0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm)

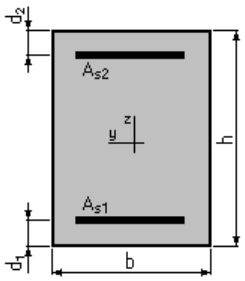
FERRAILLAGE DU MUR GARDE- GREVE
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

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 = 43, 0 (cm)
h = 347, 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)	264,51	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 16,8 (cm2)
Théorique ρ = 0,11 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 264,51 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 9,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,4 (cm)
Bras de levier: Z = 338,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,28 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

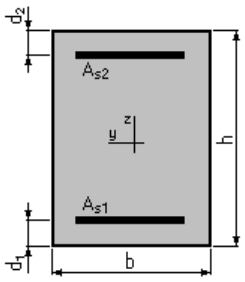
FERRAILLAGE MUR EN RETOUR
Calcul de Section en Flexion Simple

Coté x-x
1. Hypothèses:

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 = 45, 0 (cm)
h = 610, 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)	387,99	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 24.2 (cm2)

Théorique ρ = 0,11 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 387,99 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 20,62 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 16,4 (cm)
Bras de levier: Z = 598,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,28 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

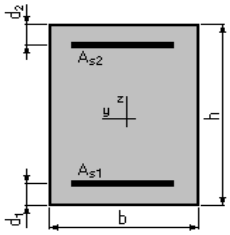
Calcul de Section en Flexion Composée

Coté y-y
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 45.0 (cm)
h = 610.0 (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	239,74	473,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 34,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 34,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,14 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 239,74 (kN) M = 473,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,7 (cm)
Bras de levier: Z = 39,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,43 (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

FERRAILLAGE MUR FRONTALE

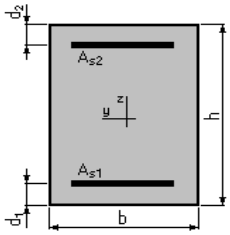
Calcul de Section en Flexion Composée

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100, 0 (cm)
h = 274, 0 (cm)
d_1 = 5, 0 (cm)
d_2 = 5, 0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	991,62	2378,62

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 31,0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 31,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,12 (%)
Minimum $\rho_{\ min}$ = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 991,62 (kN) M = 2378,62 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,13 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 24,5 (cm)
Bras de levier: Z = 259,2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

FERRAILLAGE DES PIEUX (CAS DE LA PILE)

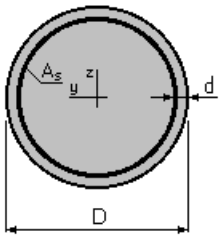
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	445,83	1671.03	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 135,8 (cm2)

Section minimum $A_{S\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 565,5 (cm2)

Théorique ρ = 1,20 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 445,83 (kN) M_y = 3300,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 29,0 (cm)

Bras de levier: Z = 100,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,39 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_S =500,0 (MPa)

Comprimée: σ_S' = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DES PIEUX (CAS DE LA CULEE)

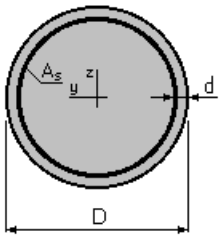
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	976,69	3660,74	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 144,7 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565,5 (cm2)

Théorique ρ = 1,28 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 976, 69 (kN) M_y = 3660, 74 (kN*m) M_Z = 0, 00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 31,8 (cm)

Bras de levier: Z = 99,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

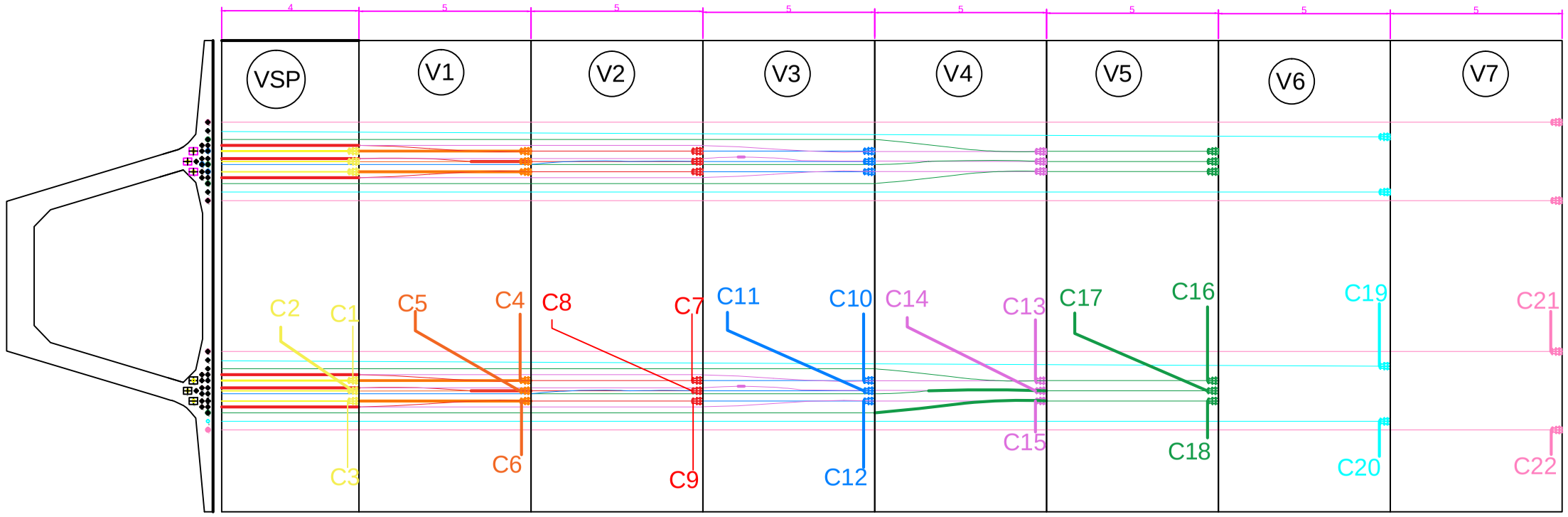
Déformation de l'acier: ε_S = 9,12 (‰)

Contrainte de l'acier:

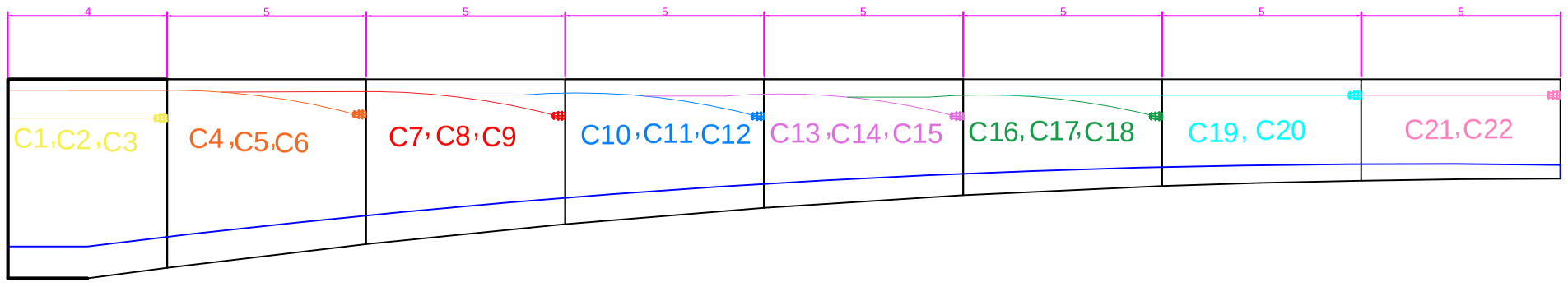
Tendue: σ_S =500,0 (MPa)

Comprimée: σ_S' = 500,0 (MPa)

Tracé en élevation



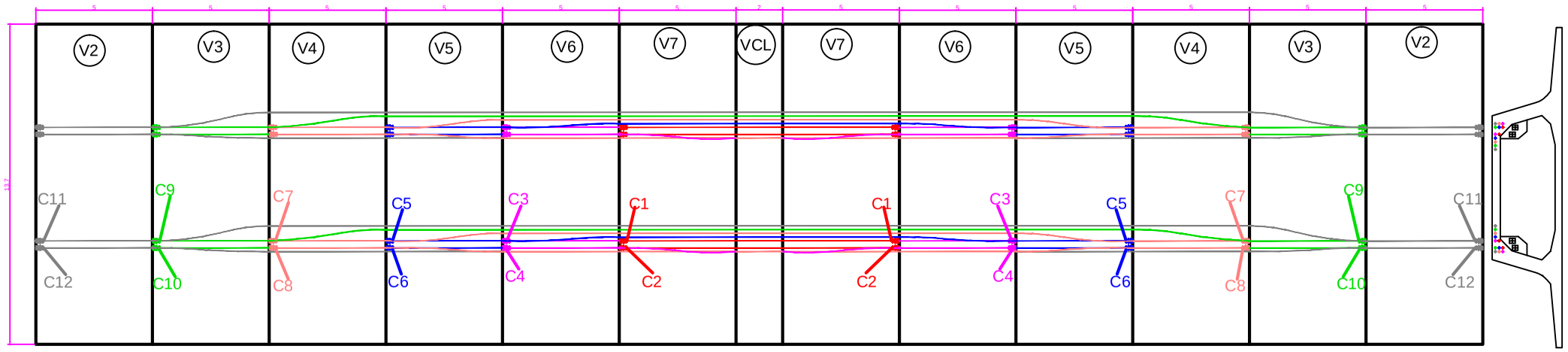
Tracé en plan



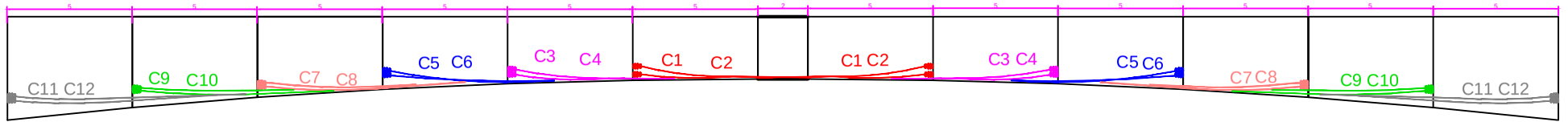
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID Zineb	1/100	C-précontrainte "fléaux"	2019/2020

Tracé en élevation



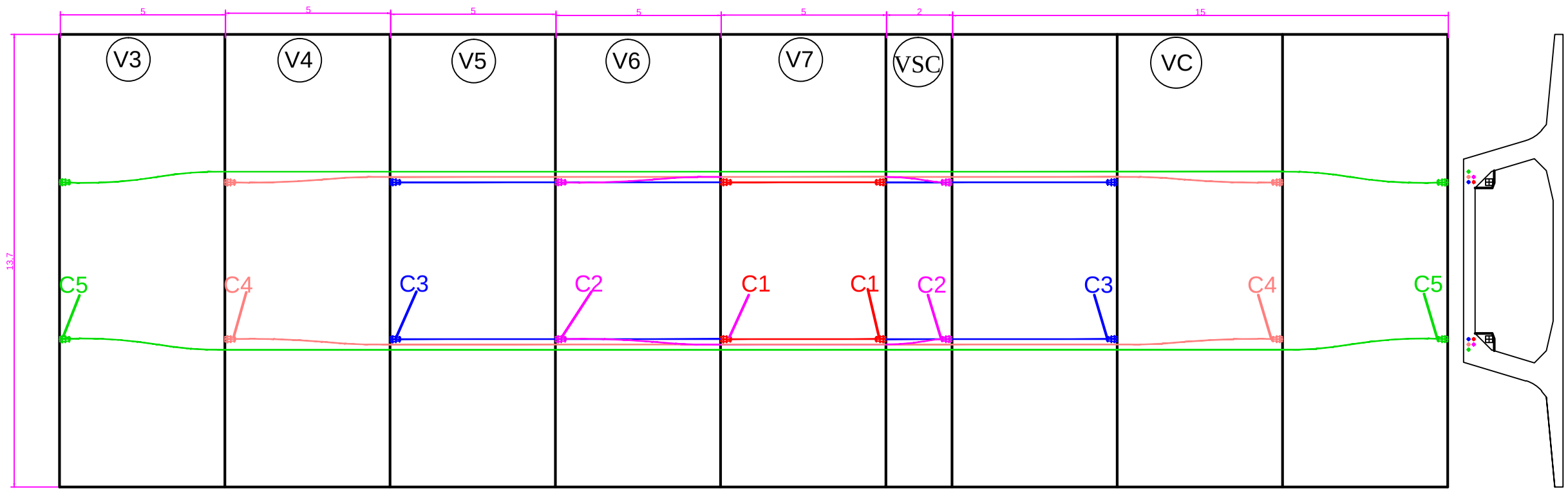
Tracé en plan



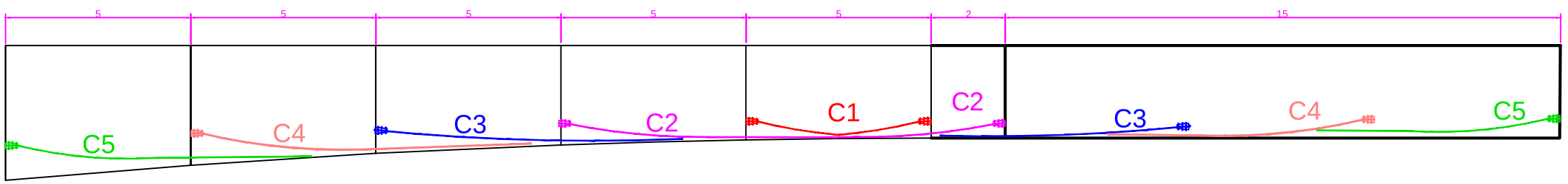
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée principale	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID Zineb	1/100	C-précontrainte "principale"	2019/2020

Tracé en élevation



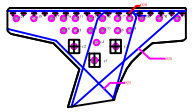
Tracé en plan



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

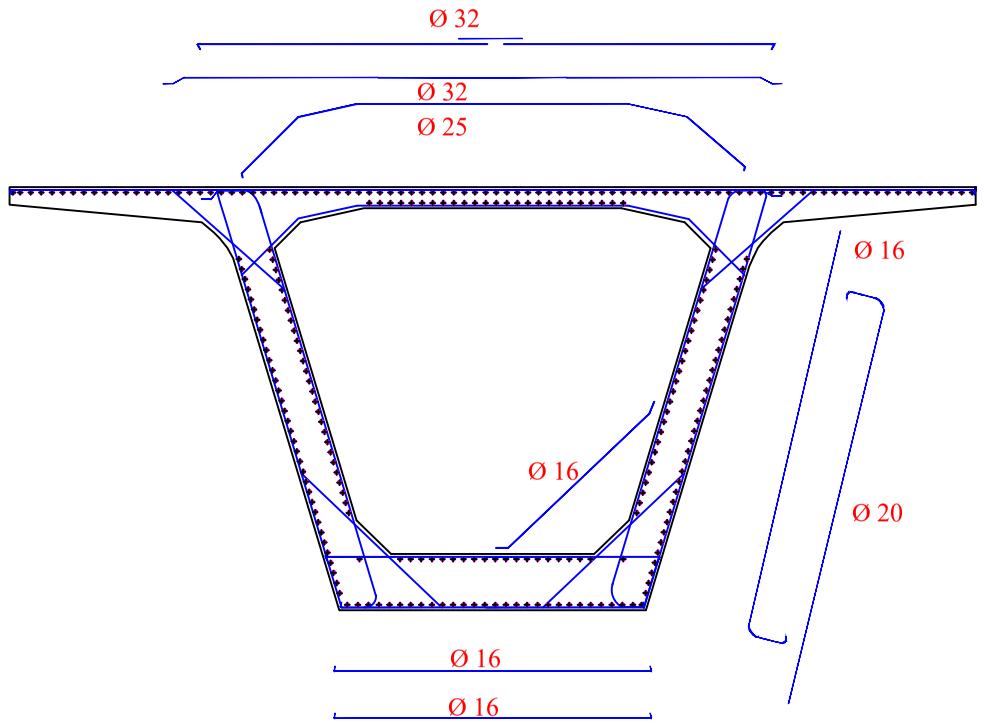
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée de rive	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID Zineb	1/100	C-précontrainte "rive"	2019/2020

Detail Gousset droit



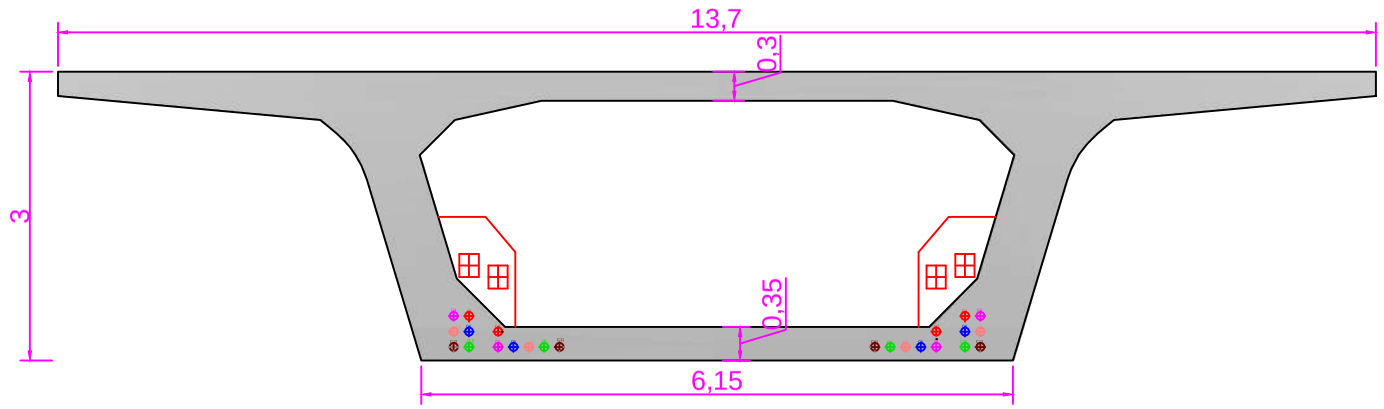
plan de Coffrage "VSP"

plan de ferraillage "VSP"



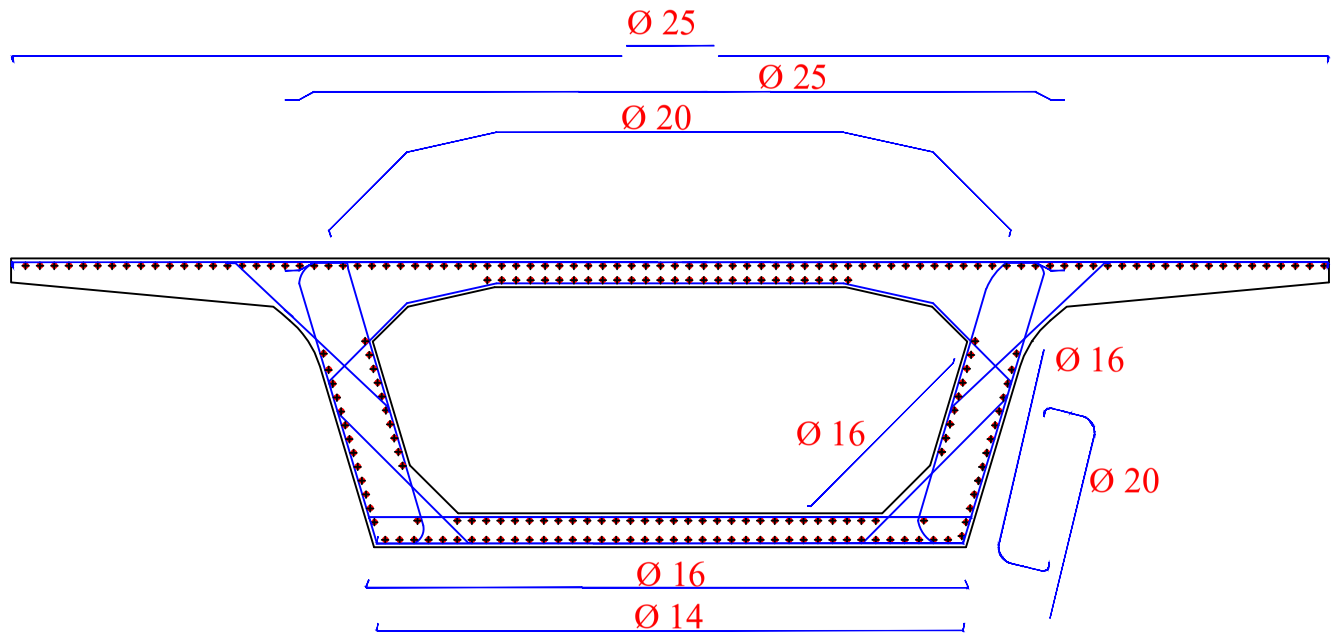
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
plan de ferraillage de voussoir "VSP"	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID zineb	1/100	F-VSP	2019/2020



plan de Coffrage "VSC"

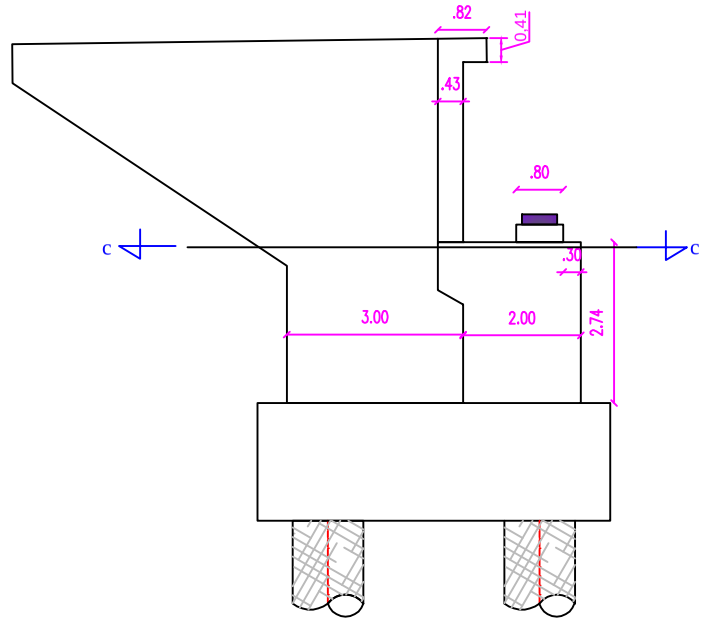
plan de ferraillage "VSC"



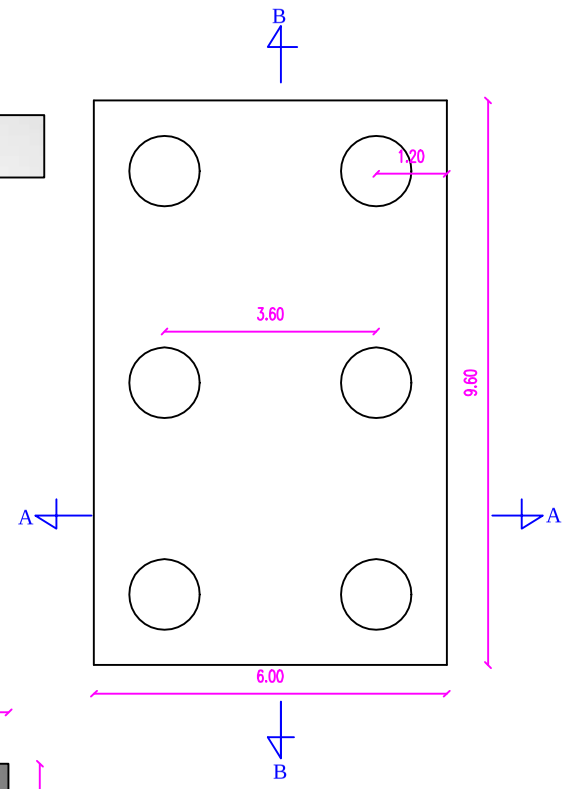
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
plan de ferraillage de voussoir "VSC"	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID zineb	1/100	F-VSC	2019/2020

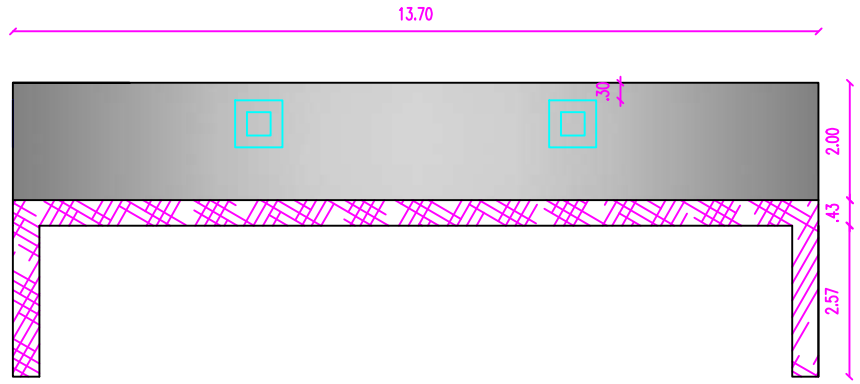
Coupe longitudinale "culée"



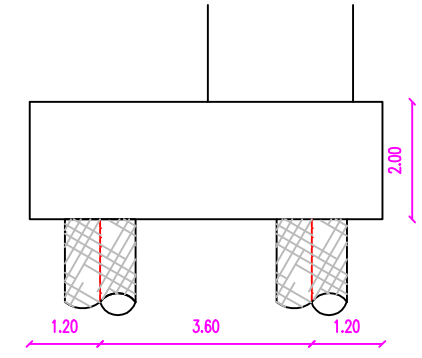
Vue en plan "semelle"



Coupe c-c

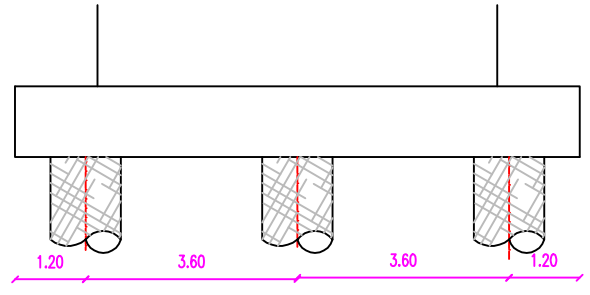


Coupe A-A



Detail de la semelle

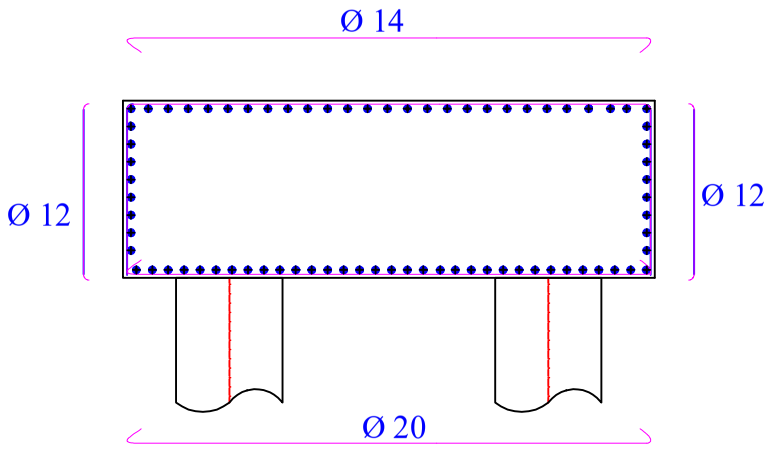
Coupe B-B



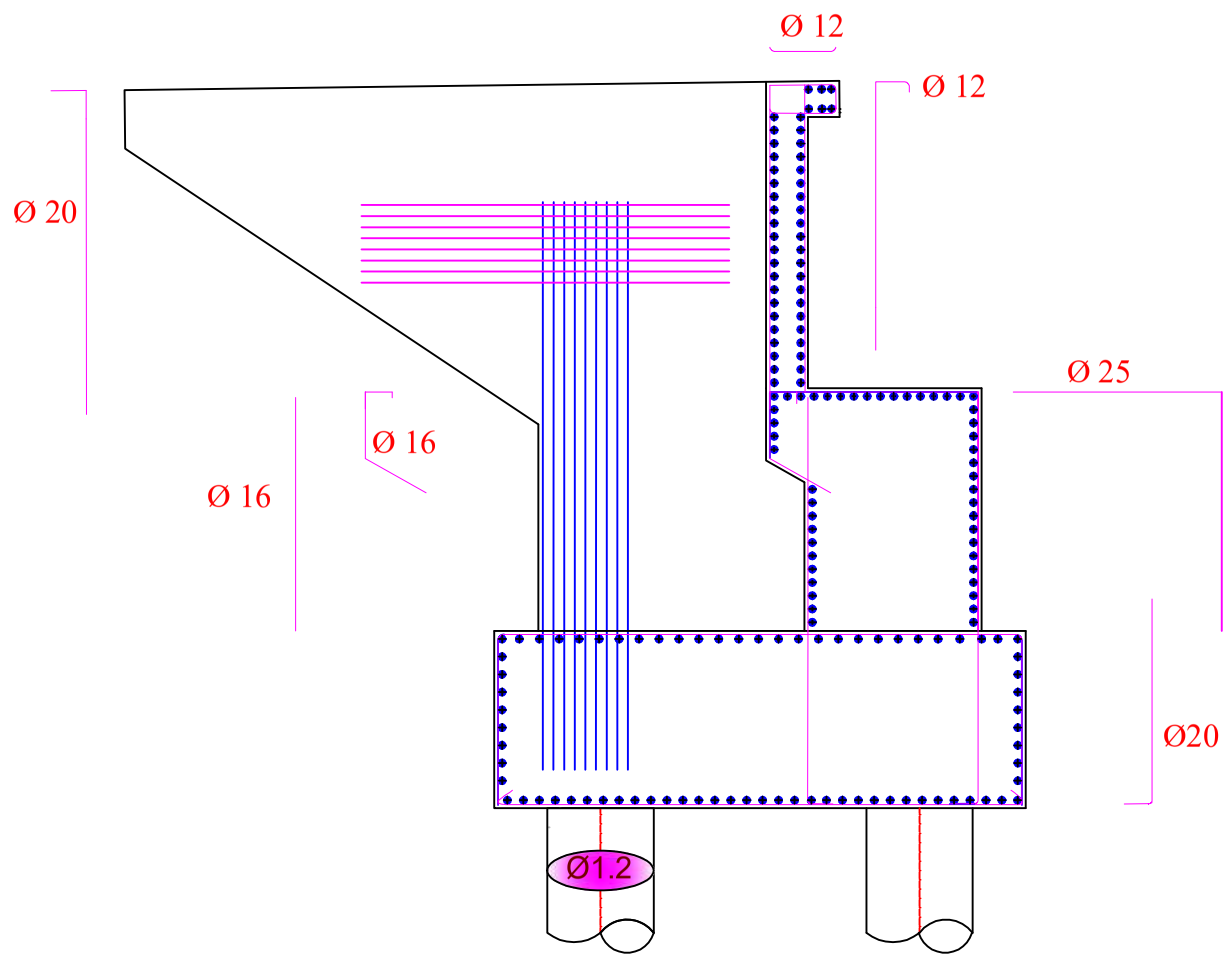
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Détail de la culée	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID zineb	1/100	D-culée	2019/2020

Plan de ferraillage "Semelle"



Plan de ferraillage "Culée"



ENSTP	**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
		plan de ferraillage de la culée & Semelle	HAMIDI Chahinez & YAKOUB Manal	YAZID zineb	1/100	F-culée & semelle	2019/2020