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 / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC -1- DE LA LINGE FERROVIAIRE EST TRONCON SOUK AHRAS-OUED KEBRIT

Présenté par :
BENBOUDA Samir
NOURI Issam

Encadré par :
Mr. BAYASLI Rachid
PDG du groupe GITRA

Co-encadré par :
Mr : Y.BABAKHOUYA
Consultant Ouvrage d'arts
B.I.E.S.T.A-Tébessa

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

عملا بحديث النبي عليه الصلاة و السلام:

"" من سأل بالله فأعطوه ومن استعاذ بالله فأعيذوه ومن دعاكم فأجيبوه ومن صنع إليكم معروفا فكافئوه فإن لم تجدوا ما تكافئونه فادعوا له حتى تروا أنكم قد كافأتموه ""

و حديثه عليه الصلاة والسلام

""من لا يشكر الناس لا يشكر الله ""

Et par ces mots nous adressons nos remerciements :

Tout d'abord à ***ALLAH*** le Généreux, le Tout-Puissant qui nous a donné la force et le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail.

A mes parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à nos encadreurs pour leurs précieux conseils et orientation et tous ce qui font pour nous :

Mr. BAYASLI Rachid, PDG du groupe GITRA.

Mr. BABAKHOUYA Youcef, consultant ouvrage d'arts chez B.I.E.S.T.A.

Nous remercions également toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire de près ou de loin particulièrement à Mr. YAICHE Foudil et Mr. ABDELLI Tahar.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'ENSTP et EPST.Telmcen et à tous ceux qui ont contribué dans notre formation depuis, les premières lettres alphabétiques.

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Je remercie ***ALLAH*** le Tout-Puissant, Clément et Miséricordieux de m'avoir aidé à réaliser ce travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère ***mère***, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant, Je prie ***ALLAH*** le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, et te protège et te garde en bonne santé.

A mon ***père*** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement et l'éducation. Celui qui a toujours resté à ma côté dans les moments rudes de ma vie.

A mes frères mes sœurs et toute la famille ***BENBOUDA***.
A Mon binôme et confrère ***Nouri Issam*** et toute sa famille.

A Mes confrères : Moumeni Abd elhalim, Zaboubi Menaouer, Abiza yaakoub, Chebani mansour,Benzaine tarek, Belmouhoub fouad, Amourat faouzi, Bakhouche oussama, Chaibi abdellah,Damache abdraouf ,Saadaoui houssam et à tous mes camarade de l'école ENSTP et EPST Tlemcen.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire.

إليّك أنت أُيها القارئ

الى الذين نحبهم مكانتكم ليست بين الاسطر لان مقامهم اجل واعلى فالقلب سكناهم.

BENBOUDA Samir

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Je remercie ***ALLAH*** le Tout-Puissant, Clément et Miséricordieux de m'avoir aidé à réaliser ce travail, ensuite avec de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A ma très chère mère ***MALIKA***

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père ***CHERIF***

Mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tous mes respects. Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit.

A ma très chère source de fierté ***YOUCEF BABAKHOUYA***

Qui a joué tous les rôles, que ce soit un enseignant, un frère ou un ami. Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide. On le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Je remercie toujours ***ALLAH*** de t'avoir mis devant moi.

A mes frères mes sœurs et toute la famille ***NOURI*** et ***SALHI***.
A Mon binôme et confrère ***Benbouda Samir*** et toute sa famille.

A Mes confrères et Mes frères : Bakhouche Oussama, Baghal Bilal, Mahnoune Messaoud ,Samraoui Halim,Loucif Aymen,Sendid Achraf,Moumeni Abd elhalim,Gherib Rami,DIdin, Zaboubi Menaouer,Benzaine tarek, Belmouhoub Fouad, Chaibi Abdellah,Damache Abdraouf ,Saadaoui Houssam,Belkasem Omar,Malek Maouche,Faradji Yasser et à tous mes camarade et les enseignants de l'école ENSTP , EPST Tlemcen, Lycée Rahal, Intermédiate school Ahmed Boulil,Elementary Hamshawi el Saeed
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire.

إليّك أنت أُيها القارئ
استودع الله أصدقاء ظنوا أنى انساهم وهم أقرب الى قلبي مني مكانتكم ليست بين الاسطر لان مقامهم اجل واعلى فالقلب سكناهم.

NOURI ISSAM

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE. 1

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION. 2
I.2. HISTORIQUE, RÔLE ET L'INTÉRÊT DE L'OPTIMISATION. 2
I.3. MÉTHODES D'OPTIMISATION UTILIÉES EN GÉNIE CIVIL. 3
I.3.1. Méthode aux contraintes complètes (fully stressed design). 3
I.3.2. Théorie de Michelle (1904). 3
I.3.3. L'optimisation par la méthode des éléments finis. 4
I.4. POSITION DU PROBLÈME 4
I.5. PROCESSUS D'OPTIMISATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX. 5
I.6. DIAGRAMMES DES DÉFORMATIONS LIMITES DE LA SECTION. 5
I.6.1. Règles des trois pivots (BAEL A 4.3.3). 5
I.6.2. Analyse du diagramme des déformations limites d'une section. 6
I.6.3. Comportement d'une section soumis à flexion simple. 8
I.6.4. Flexion simple `à l'ELS. 10
I.7. Résolution de problème. 12
I.8. FORMULATION DU PROBLÈME D'OPTIMISATION DE LA SECTION SOLLICITÉ EN FLEXION SIMPLE. 12
I.8 1. Les variables de décision. 12
I.8.2. Les contraintes de décision. 12
I.9. L'ALGORITHME DE L'APPLICATION MOBILE RÉALISÉ. 13
I.10. EXEMPLE D'UTILISATION L'APPLICATION MOBILE. 20
I.11. CONCLUSION. 23

Chapitre II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION. 24
II.2. PRESENTATION DU PROJET. 24
II.2.1. Objectif du projet. 24
II.2.2. Situation du projet. 25
II.2.3. L'obstacle à franchir. 25
II.3. LES DONNEES DE PROJET. 25
II.3.1. Les données fonctionnelles. 25
II.3.2. Les données naturelles. 27
II.4. CONCLUSION. 29

Chapitre III : CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION. 30

III.2. DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES. 30
III.2.1. Gamme de portée. 30
III.2.2. Longueur de l'ouvrage. 31
III.2.3. Choix des variantes. 31
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 31
III.3.1. VARIANTE UNE (1) : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP ». 31
III.3.2. VARIANTE DEUX (2) : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs ». 35
III.3.3. VARIANTE 3 : « Pont mixte bipoutre continu section constant exécuter par lancement ». ...40
III.4. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT. 45
III.4.1. Méthode de calcul. 45
III.4.2. Vérification de la variante 1. 45
III.4.3. Vérification de la variante 2. 46
III.4.4. Vérification de la variante 3. 47
III.5. ANALYSE DES VARIANTES. 50
III.5.1. Devis quantitatif estimatif. 50
III.6. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES. 54
III.7. CONCLUSION. 55

Chapitre IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION. 56
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 56
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIEAUX. 56
IV.3.1. Béton. 56
IV.3.2. Armatures. 56
IV.3.3. Contraintes admissibles. 57
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS. 59
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic. 59
VI.4.2. Surcharges d'exploitation ferroviaires. 62
IV.4.3. Chargements verticaux. 63
IV.4.4. Pose de voie ballastée. 63
IV.4.5. Effets dynamiques. 64
IV.4.6. Forces horizontales. 65
IV.4.7. Actions accidentelles. 66
IV.5. GROUPES DES CHARGES. 67
IV.6. CONCLUSION. 68

Chapitre V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION. 69
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 69

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 69
V.2.2. Charges à prendre en compte. 70
V.2.3. Combinaison d'action. 72
V.2.4. Evaluation des efforts. 73
V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte. 74
V.3. EVALUATION DES EFFORTS....78
V.3.1. Phasage de construction. 78
V.3.2. Modélisation. 82
V.3.3. Combinaison d'action. 82
V.3.4. Résultats. 83
V.4. CONCLUSION. 84

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION. 85
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 85
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 85
VI.2.2. Position et enrobage des câbles. 87
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 87
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation. 88
VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles. 88
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 92
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale. 92
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 94
IV.3.3. Tracé des câbles de continuité. 95
VI.4. EVALUAITION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTES. 100
VI.4.1. Pertes de tension instantanées. 100
VI.4.2. Pertes de tension différées. 102
VI.4.3. Exemple de calcul des pertes. 103
VI.4.4. Résultats de calcul. 106
VI.5. VEREFICATION DES CONTRAINTES. 107
VI.5.1. Vérification des contraintes pour demi-fléau en phase de construction. 107
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 108
VI.6. VERIVICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 108
VI.6.1. La vérification vis-à-vis de l'ELS. 108
VI.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 109
VI.6.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 110
VI.7. CONCLUSION. 111

Chapitre VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION. 112

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 112
VII.2.1. Modélisation. 112
VII.2.2. Evaluation des sollicitations. 112
VII.2.3. Résultats. 113
VII.3. FERRAILLAGE. 114
VII.3.1. Voussoir sur pile. 114
VII.3.2. Voussoir à la clef. 116
VII.4. EFFET DE TORSION. 117
VII.4.1. Calcul du ferraillage sous l'effet de torsion au niveau du VSP. 117
VII.4.2. Calcul du ferraillage sous l'effet de torsion au niveau du voussoir sur clef. 118
VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE. 119
VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L. 120
VII.5.2 Etude de bossage. 120
VII.6. CONCLUSION. 121

Chapitre VIII : LES EQUIPEMENTS

VIII.1. INTRODUCTION. 122
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 122
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 122
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 123
VIII.2.3. Evaluation des efforts horizontaux. 125
VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement. 126
VIII.3. DES D'APPUIS. 128
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée. 128
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée. 129
VIII.4. JOINTS SOUS BALLASTE DE DILATATION. 130
VIII.4.1. Calcul du souffle. 130
VIII.4.2. Type de joint. 130
VIII.5. GARDE-CORPS ET DISPOSITIF DE RETENUE. 132
VIII.6. ETANCHEITE DU TABLIER. 132
VIII.7. ÉVACUATION DES EAUX. 132
VIII.8. CONCLUSION. 132

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION. 133
IX.2. ETUDE DE LA PILE. 133
IX.2.1. Conception de la pile. 133
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K. 134
IX.2.3. Etude sismique. 135
IX.2.4. Ferraillage de la pile. 138

IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 142
IX.3.1. Choix de type de culée. 142
IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée. 142
IX.3.3. Descente des charges. 143
IX.3.4. Ferraillage des éléments de la culée 3.3. Descente des charges. 143
IX.4. ETUDE DES FONDATIONS. 148
IX.4.1. Etude de la semelle. 148
IX.4.2. Etude des pieux. 152
IX.5. CONCLUSION. 155

Chapitre X : INTERACTION RAIL - STRUCUTURE

X.1. INTRODUCTION. 156
X.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE. 156
X.3. PARAMETRES AFFECTANT LA REPONSE COMBINEE VOIE-OUVRAGE. 156
X.3.1. Configuration de structure. 156
X.3.2. Configuration de voie. 156
X.3.3. Propriétés de structure. 156
X.3.4. Propriétés de voie. 157
X.4. COMPORTEMENT DE LA VOIE. 157
X.5. COMPORTEMENT DU PONT. 157
X.5.1. Schéma fonctionnel. 158
X.5.2. Raideur totale des appuis. 158
X.6. ACTIONS A CONSIDERER. 158
X.6.1. La force due à la variation de température. 159
X.6.2. Efforts dus au freinage – démarrage. 159
X.6.3. Efforts dus à la flexion du tablier. 159
X.7. COMBINAISONS DES EFFETS DE CAS DE CHARGE. 160
X.8. APPAREILS DE DILATATION DE LA VOIE. 160
X.9. LES CONTRAINTES A VERIFIER. 160
X.9.1. Contraintes supplémentaires admissibles dans les longs rails soudés. 160
X.9.2. Déplacements relatifs et absolus. 161
X.10. DESCRIPTION DU MODELE DE CALCUL. 161
X.11. MODELISATION PAR LOGICIEL L'INTERACTION. 162
X.12. CONCLUSION. 164

CONCLUSION GENERALE. 165

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des figures

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 – Diagramme des trois pivots. 5
Figure I.2 − Première domaine dans le diagramme de déformation. 6
Figure I.3 − Deuxième domaine dans le diagramme de déformation. 7
Figure I.4 − Troisième domaine dans le diagramme de déformation. 8
Figure I.5 − Notations utilisées pour les calculs de flexion simple `à l'ELU. 9
Figure I.6 − Récupération de calcul. 9
Figure I.7 − notation utilisé à l'ELS. 11
Figure I .8 − l'icone de l'application. 20
Figure I.9 − Les données à rentrer. 21
Figure I.10 − Les résultas de b et h et les section d'armatur en fonction de variation de μ. 22

Chapitre II : PRESENTATION DE PROJET

Figure II.1 – La ligne minière Annaba Djebel Onk. 24
Figure II.2 – Situation du projet sur maps. 25
Figure II.3 – Obstacle franchi par l'ouvrage. 25
Figure II.4 – Vue en plan de la voie portée. 26
Figure II.5 − Coupe longtidinale de la voie portée. 26
Figure II.6 −Coupe transversale de la voie portée. 27
Figure II.7 − Topographique du site. 27
Figure II.8 − Courbe de température. 28
Figure II.9 − Diagramme climatique. 28
Figure II.10 – Coupe lithologique d'un forage. 29

Chapitre III : CONCEPTION GENERALE

Figure III.1 – Présentation 3d de la varainte1. 33
Figure III.2 – Notation des dimensions. 37
Figure III.3 – Présentation 3d de la varainte2. 38
Figure III.4 – système bipoutre. 40
Figure III.5 – Exemple sur la méthode de lancement. 40
Figure III.6 – Un goujon. 40
Figure III.7 – Présentation 3d de la varainte1. 43
Figure III.8 – Modélisation robot présente le moment maximal de 1ère variante. 45

Figure III.9 – Modélisation robot présente le moment maximal de 2ème variante. 46
Figure III.10 – Modélisation robot présente le moment maximal de 3ème variante. 48

Chapitre IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1 – Limitation des contraintes des sections en B.P. 58
Figure IV.2 – Numération des voussoirs à hauteur variable. 59
Figure IV.3 – Numération des voussoirs à hauteur constante. 60
Figure IV.4 – Schéma de charge LM71. 62
Figure IV.5 – Schéma de charge SW/0. 62
Figure IV.6 – Schéma de charge SW/2. 63
Figure IV.7 – Train à vide. 63
Figure IV.8 – Diffusion de charge sur une bande longitudinale. 64

Chapitre V : ETUDE LONGITUDINALE

Figure V.1 – Cheminement de la réalisation d'un fléau N°1. 69
Figure V.2 – Cheminement de la réalisation d'un fléau N°2. 70
Figure V.3 – Situation temporaire de construction à considérer. 72
Figure V.4 – Schéma descriptif de clouage. 74
Figure V.5 – Aménagement de tête de pile en phase de construction. 77
Figure V.6 – Détail de clouage. 78
Figure V.7 – Modèle de calcul. 82
Figure V.8 – Diagramme M_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2). 83
Figure V.9 – Diagramme T_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2). 84
Figure V.10 – Diagramme M_{Max} à l'ELU (1.35 G + 1.45 LM71 + 1.20 SW/2) 84
Figure V.11 – Diagramme T_{Max} à l'ELU (1.35 G + 1.45 LM71 + 1.20 SW/2). 84

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI.1 – Tracé en plan des câbles. 87
Figure VI.2 – Tracé en élévation des câbles. 88
Figure VI.3 – Disposition des câbles de fléau au niveau de la fin VSP N°2, 3, 4, 5 et 6. 90
Figure VI.4 – Tracé en en élévation et en plan des câbles de fléau type 1 pour les piles N°2, 3, 4, 5 et 6. ……..... 90
Figure VI.5 – Disposition des câbles de fléau type 2 au niveau du VSP de la pile N°1. 91
Figure VI.6 – Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau type 2 de la pile N°1. 91
Figure VI.7 – Distribution des travées. 92
Figure VI.8 – Disposition des câbles de continuité pour les travées principales type 1. 96
Figure VI.9 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des travées principales type 1. 96
Figure VI.10 – Disposition des câbles de continuité pour les travées principales type 1. 97

Figure VI.11 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des travées principales type 1. 97
Figure VI.12 – Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive type 1. 98
Figure VI.13 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 1. 98
Figure VI.14 – Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive type 2. 99
Figure VI.15 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 2. 99
Figure VI.16 – Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 100
Figure VI.17 – Voussoir sur pile type 1 et 2. 110

Chapitre VII : ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1 – Section sur pile. 112
Figure VII.2 – Section sur clef. 112
Figure VII.3 – Les sections concerner par un calcul de ferraillage. 113
Figure VII.4 – Moment max pour la combinaison : 1.35 G + 1.45 LM71 + 1.2 SW/2. 117
Figure VII.5 – L'aire Ω du VSP. 117
Figure VII.6 – L'aire Ω du voussoir sur clef. 118
Figure VII.7 – Schéma du ferraillage passif du VSP type 1. 119
Figure VII.8 – Schéma du ferraillage passif du VSP type 2 et VSC. 119
Figure VII.9 – Zone de bossage d'ancrage. 120
Figure VII.10 – Zone de régularisation. 120

Chapitre VIII : LES EQUIPEMENTS

Figure VIII.1 – Les résultats de logicielle robot (les réactions d'appuis) à L.ELU. 122
Figure VIII.2 – Géométrie d'un appareil d'appui. 123
Figure VIII.3 – schéma fonctionnelle des appareils d'appuis. 125
Figure VIII.4 – Modèles des joints Wd. 131

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 – Dimensions de la pile la plus haute. 133
Figure IX.2 – Spectre de réponse horizontale Sae/g. 136
Figure IX.3 – Sollicitations agissant sur la pile N02. 138
Figure IX.4 – Abaques de WALTHER. 139
Figure IX.5 – Lair Ω du pile. 140
Figure IX.6 – Ferraillage de pile à la base. 141
Figure IX.7 – Dimensions de la culée. 143
Figure IX.8 – Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel. 146
Figure IX.9 – Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel. 147
Figure IX.10 – Dimensions des semelles. 148
Figure IX.11 – Ferraillage semelle des piles. 154

Figure IX.12 – Ferraillage culées. 154

Chapitre X : INTERACTION RAIL - STRUCUTURE

Figure X.1 − Résistance k de la voie par unité de longueur en fonction du déplacement longitudinal des rails.. 157
Figure X.2 − Schéma fonctionnel des appareils d'appuis. 158
Figure X.3 – Schéma de modélisation transversale du tablier. 161
Figure X.4 – Schéma de modélisation longitudinale, détail de la transition remblai/tablier. 162
Figure X.5 – Modélisation de l'ouvrage par ROBOT. 162
Figure X.6 – Détail du modèle de calcul. 163
Figure X.7 – Les contraintes produit dans les rail sous la force de frinage et démarage. 163
Figure X.8 – Les contraintes produit dans les rail sous la force de frinage et démarage. 164

Liste des tableaux

Chapitre III : CONCEPTION GENERALE

Tableau III.1 – Gamme de portée. 30
Tableau III.2 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 32
Tableau III.3 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées. 32
Tableau III.4 – Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 1. 33
Tableau III.5 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles type 1. 35
Tableau III.6 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles type 2. 36
Tableau III.7 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées. 36
Tableau III.8 – Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 2. 37
Tableau III.9 – Découpage des voussoirs le long de l'ouvrage. 38
Tableau III.10 – Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des piles. 41
Tableau III.11 – Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des culées. 41
Tableau III.12 – Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3. 42
Tableau III.13 – Récapitulation du pré dimensionnement des entretoises. 42
Tableau III.14 – Devis de la 1ère varainte. 50
Tableau III.15 – Devis de la 2ème variante. 51
Tableau III.16 – Devis de la 3ème variante. 53
Tableau III.17 – Avantages et inconvénients des trois variantes. 54

Chapitre IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 – Caractéristiques de béton. 56
Tableau IV.2 – Contraintes admissibles à la compression de béton. 58
Tableau IV.3 – Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 58
Tableau IV.4 – Estimation du poids total des voussoirs à hauteur variable. 59
Tableau IV.5 – Estimation du poids total des voussoirs à hauteur constante. 60
Tableau IV.6 – Evaluation des compléments de charges permanentes. 61
Tableau IV.7 – Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges. 65
Tableau IV.8 – Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage. 66
Tableau IV.9 – Les groupes de charges. 67
Tableau IV.10– Groupe des charges dans notre cas. 68

Chapitre V : ETUDE LONGITUDINALE

TableauV.1 – Les charges à considérer dans la situation temporaire de construction. 71

Tableau V.2 – Evaluation des efforts maximaux. 73
Tableau V.3 – Détermination basculement de fléau. 75
Tableau V.4 – Calcul de nombre de câbles de clouage. 76
Tableau V.5 – Valeurs limites de la contrainte de compression. 77
Tableau V.6 – Combinaisons des charges. 83

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1 – Estimation du nombre de câbles du fléau type 1(à hauteur variable). 86
Tableau VI.2 – Estimation du nombre de câbles du fléau type 2 (à hauteur constante). 87
Tableau VI.3 – L'allure du tracé en plan des câbles de fléau type 1 pour les piles N°2, 3, 4, 5 et 6. 90
Tableau VI.4 – L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau type 1 pour les piles N°2, 3, 4, 5 et 6. …….....90
Tableau VI.5 – L'allure du tracé en plan des câbles de fléau type 2 pour la pile N°1. 91
Tableau VI.6 – L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau type 2 pour la pile N°1. 91
Tableau VI.7 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 1. 93
Tableau VI.8 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 2. 94
Tableau VI.9 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive type 1. 95
Tableau VI.10 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive type 2. 95
Tableau VI.11 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales type 1. ……......96
Tableau VI.12 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales type 1. ……..96
Tableau VI.13 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée principale type 2. ……..97
Tableau VI.14 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales type 2. ……..97
Tableau VI.15 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 1. 98
Tableau VI.16– L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée de rive type 1. 98
Tableau VI.17 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 2. 99
Tableau VI.18 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée de rive type 2 99
Tableau VI.19 – Les pertes de tension pour le fléau type 1 (hauteur variable). 106
Tableau VI.20 – Les pertes de tension pour le fléau type 2 (hauteur constante). 106
Tableau VI.21 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction de fléau type 1. 107
Tableau VI.22 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction de fléau type 2. 108

Chapitre VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VII.1 – Les moments max de la section sur pile. 113
Tableau VII.2 – Les moments max de la section de clef. 114
Tableau VII.3 – Ferraillage passive de voussoir VSP. 116
Tableau VII.4 – Ferraillage passif du voussoir sur clef. 116

Chapitre VIII : LES EQUIPEMENTS

Tableau VIII.1 – Réactions maximales sur les appariels d'appuis. 123
Tableau VIII.2 – Efforts horizontaux dus au tablier. 126
Tableau VIII.3 – Modèles des joints Wd (dimensions en mm). 131

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1 – Implantation et hauteurs des piles. 133
Tableau IX.2 – Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. 134
Tableau IX.3 – Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 134
Tableau IX.4 – Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 137
Tableau IX.5 – Evaluations des efforts des appuis à l'ELS. 137
Tableau IX.6 – Evaluations des efforts des appuis à l'ELU. 137
Tableau IX.7 – Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 142
Tableau IX.8 – Evaluations des efforts du la culée. 143
Tableau IX.9 – Sollicitations sur mur frontal. 144
Tableau IX.10 – Moment M_p /K dû à une charge locale en fonction de h. 145
Tableau IX.11 – Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 148
Tableau IX.12 – Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles. 149
Tableau IX.13 – Nombre de pieux sous la semelle. 149
Tableau IX.14 – Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables. 150
Tableau IX.15 – La vérification des conditions de la méthode des bielles. 150
Tableau IX.16 - Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 153

Chapitre X : INTERACTION RAIL - STRUCUTURE

Tableau X.1 - Les raideurs des appuis. 158
Tableau X.2 – Les forces de ferinage démarage. 159
Tableau X.3 – Les combinaison d'action. 160

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de rupture garantie.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte de précontrainte élastique garantie.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{Iup}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt}}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
B : Aire d'une section de béton.
Es : Module de Young de l'acier.
Eij : Module de Young instantané à l'âge de j jours.
Evj : Module de Young différé à l'âge de j jours.
$\boldsymbol{\sigma_{st}}$: La contrainte de calcul des aciers.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: La contrainte de calcul de béton.
$\boldsymbol{\mu_u}$: Moment résistant réduit.
F : Force ou action en général.
I : Moment d'inertie de la section.
$\mathbf{M_{ser}}$: Moment fléchissant de calcul de service.
$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant de calcul ultime
$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal de calcul de service.
$\mathbf{N_u}$: Effort normal de calcul ultime.
G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.
$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant de calcul ultime.
W : Résultante des actions du vent.
$\boldsymbol{fe}$: Limite d'´élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.
f_{tj} : Résistance caractéristique `a la traction du béton à l'âge de j jours.
f_{bu} : Résistance de béton utile
ε_{st} : Déformation d'acier
ε_{bc} : Déformation de béton.
V_{Ed} : Valeur de calcule du moment fléchissant.
$V_{él,Rd}$: Le moment résistant de calcul au déversement.
A_V : Aire de cisaillement.
f_y : Moment résistance élastique de section brute.
p : Charge permanente unitaire.
h : Hauteur d'une poutre.
As : Section des aciers tendus.
A_P : Section de précontrainte.
A_0 : Section de précontrainte d'un câble.
ΔP : Perte de tension.
lf : Longueur de flambement.
n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
s_t : Espacement des armatures transversales.
d : hauteur utile de la section en flexion simple.
y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z : Bras de levier du couple de flexion.
γs : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.
γ_b: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$M_{b,Rd}$: Est le moment résistant de calcul au déversement.
χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{el} : Moment résistance élastique de section brute.

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في اطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 107+803.94 والنقطة الكيلومترية 108+207.83 بطول يمتد على 403.89 متر، يدخل في إطار إعادة تهيئة وتحديث السكة الحديدية الخاصة بنقل المعادن التي تربط عنابة بتبسة .

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول تحسين مردودية الخرسانة المسلحة حيث قمنا بتطوير تطبيق حسابي على مستوى الهاتف النقال ثم توجهنا لاحقا الى التصميم العام للجسر حيث قمنا باقتراح 3 خيارات (كمرات خرسانية مسبقة الصنع بشكل I،العوارض الصندوقية،كمرات معدنية مع بلاطة خرساني) و اخترنا الأحسن بينهما استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والتحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية و دراسة مختلف العناصر الاساسية المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج انشائية.

كلمات مفتاحية: لاحقة الإجهاد، التتابع المتتالي ، طيف.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, il présente la conception et l'étude d'un pont ferroviaire du 107+803.94 au PK 108+207.83 sur une longueur 403.89 m. Cet ouvrage fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire minière électrifiée à double voie qui relie entre Annaba –Tébessa et qui se situe dans le tronçon Bouchegouf à Oued Kebrit.

Nous entamons notre travail par une recherche bibliographique sur l'amélioration du rendement du béton armé ou nous avons développé une application mobile pour le calcul. Ensuite, nous continuons avec la conception générale du viaduc pour laquelle nous proposons 3 variantes : pont poutre précontrainte, pont caisson en béton armé et pont poutres métalliques avec dalle en béton armé. Sur la base de choix multicritères, nous avons opté pour la variante pont caisson à hauteur variable construit par encorbellement. Ensuite, nous étudions la superstructure et l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et les éléments principaux constituant le viaduc. Ceci en se basant sur les normes algériennes en vigueur et les logiciels de calculs.

Mots clés : Post-tension, encorbellement successif, spectre.

ABSTRACT

This work is part of the end of studies project, it presents the design and study of a railway bridge from 107 + 803.94 to PK 108 + 207.83 over a length of 403.89 m. This work is part of the new double-track electrified mining railway line that connects Annaba -Tebessa and is located in the Bouchegouf to Oued Kebrit section.

We start our work with a bibliographical research on the improvement of the performance of reinforced concrete where we developed a mobile application for calculation. Then, we continue with the general design of the bridge for which we propose three variants: pre stressed beams bridge, Reinforced Concrete Box Bridge and steel beams bridge with reinforced concrete slab. Based on a multi-criteria selection, we opted for the variable height, cantilevered box-bridge variant. Then, we study the superstructure and the infrastructure, including the calculation of the pre stressing, the seismic study and the design of the main elements constituting the bridge based on the Algerian standards and designing software.

Keywords: Post-tensioning, successive cantilevering, spectrum.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études est le fruit de la formation d'ingénieur nous permettre de mettre en pratique les connaissances acquises pendant cinq années d'études, le choix de projet doit être cohérent avec notre domaine professionnel et au même temps une initiation dans la conception et le dimensionnement des ouvrage d'arts. Pour notre projet, on a choisi un sujet qui devrait nous permettre de consolider notre formation en conception et étude d'un pont ferroviaire. La construction des ouvrages d'arts connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre aux exigences socio-économiques du pays. Ces réalisations témoignent de l'importance de ces ouvrages au niveau national.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime .On distingue généralement des ponts routes ou rails. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Le présent ouvrage structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre traite une recherche bibliographique et développement d'un programme pour optimiser les sections rectangulaires en béton armé.
- Dans le deuxième chapitre nous donnons une présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le troisième chapitre présente une conception générale, le choix des trois variantes, le pré dimensionnement et le choix multicritère.
- Le chapitre quatre est consacré l'analyse des charges, les matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres cinq six septe présentent une étude générale sur dimensionnement des éléments du tablier.
- Les chapitres huit neuf traitent l'infrastructure.
- Le chapitre dix traites l'interaction voie structure.

A la fin du travail, nous terminons par une conclusion générale

CHAPITRE : I

OPTIMISATION D'UNE SECTION EN BETON ARME

I.1. INTRODUCTION

Si tout le monde s'accorde à admettre qu'il vaut mieux être riche et en bonne santé que pauvre et maladie, on se trouve rarement dans la pratique en face du choix aussi clairs. Le plus souvent, on n'a pas un mais plusieurs critères en tête, et ils varient rarement tous dans le même sens. C'est pourquoi beaucoup de choix sont difficiles et aussi l'optimisation est souvent décriée, parce que l'illusion de faire mieux d'un certain point de vue se traduit par une détérioration d'un autre point de vue. Donc, bien souvent les choix ne sont que des compromis.

On verra que l'optimisation est une technique pour quantifier les compromis entre des critères parfois non commensurables, c'est-à-dire peu susceptibles de s'évaluer dans les mêmes unités. La théorie de l'optimisation fournit des outils permettant de répondre à des questions du type si on accepte de perdre x sur un critère, combien pourra-t-on gagner au mieux sur un autre critère ? Et elle ne peut en aucun cas se substituer à la responsabilité du décideur, elle rend les conséquences de certains choix à priori (fixation d'un budget d'un niveau de sécurité) plus explicites en ayant fait le mieux possible à l'intérieur Même après l'identification d'un problème d'optimisation, sa formulation et sa résolution demandent du temps et de la pratique bien qu'on en ait compris les fondements, on peut se poser les questions : que mettre dans la fonction cout ? Que mettre dans les contraintes ? Comment formuler ces contraintes ? Quelle approche de résolution faut-il adopter ? Comment revenir sur cette formulation lorsque la solution obtenue ne part pas adéquate ou satisfaisante ?

Le problème de l'optimisation tel qu'il se pose dans le domaine du génie civil est qualifié de multi technique et multi acteur, dans la mesure ou la conception et la réalisation d'un projet suscite le concours et la compétence de plusieurs intervenants spécialistes ou non. Il s'agit donc, dans la plupart des cas, de concilier des avis et des intérêts contradictoires.

I.2. HISTORIQUE, RÔLE ET L'INTÉRÊT DE L'OPTIMISATION

D'un point de vue technique, l'optimisation est le nom formel donné à la branche des mathématiques appliquées qui cherche à répondre à la question Quoi de meilleur ? D'une manière générale l'optimisation peut être définie comme étant le processus (heuristique) avec lequel la solution optimale est trouvée. Le mot optimum tient ses origines du mot latin optimums, qui veut dire meilleur.

Depuis son existence, l'homme a toujours accordé un intérêt à l'optimisation. Un des premiers exemples d'optimisation était formulé par Héron d'Alexandrie qui postula que la lumière se propage en suivant toujours le chemin le plus court. Il a fallut attendre jusqu'en 1657 pour que le mathématicien français Fermat généralise ce postulat, en énonçant que la lumière se propage toujours dans le temps de, parcours le plus faible au lieu de la distance à parcourir la plus petite vers le début du dix-septième siècle et dans le domaine des structures, le physicien italien Galilée donne la loi de distribution d'épaisseur d'une poutre console en bois, soumise à son poids propre, en supposant une répartition constante de la contrainte le long de celle-ci résultat tout à fait confirmé par les théories et connaissances actuelles. Les premières recherches liées au domaine du

génie civil faisant appel à l'optimisation datant du XVIII^{ème} siècle, exactement en 1781 date laquelle Gaspard Monge publia un mémoire très connu sur les déblais et les remblais : comment déplacer un tas de cailloux de la manière la plus économique ?

Donc, faire le mieux possible pour un ingénieur est un souci permanent lorsqu'il a en charge la conception ou le dimensionnement d'une structure donnée. L'expression du mieux est relative aux contraintes de réalisation, de budget, de sécurité ou autres contraintes dont le niveau à lui-même fait l'objet de décisions préalables.

Le développement de l'art de l'ingénieur requiert des efforts considérables pour améliorer les techniques de conception des structures.

Avec l'évolution des sciences mathématiques et l'avènement de l'informatique, la résolution de plusieurs problèmes d'optimisation de complexités de plus en plus croissantes est rendue possible.

Par ailleurs, le développement de l'industrie a contribué à la production de nouveaux matériaux de construction et à l'apparition de nouvelles techniques de réalisation. De ce même fait, de nouvelles exigences techniques sont apparues (exemple : isolations thermique, hygrométrique, phonique). C'est pour cela que, l'optimisation est devenue à la fois un outil et une fin en soit, nécessaire à la conception et la réalisation d'un projet.

L'avènement des ordinateurs a accru l'intérêt des chercheurs, leur permettant en utilisant les algorithmes à base de programmation mathématique, d'aborder et de résoudre de problèmes d'optimisation de plus en plus complexes.

I.3. MÉTHODES D'OPTIMISATION UTILIÉES EN GÉNIE CIVIL

I.3.1. Méthode aux contraintes complètes (fully stressed design)

C'est une méthode élaborée il y a plus d'un siècle par Maxwell. Selon cette méthode, le problème s'énonce de la manière suivante. Pour une structure composée de barres articulées, on cherche la structure de poids minimum. Le critère employé étant donc le poids et les variables optimisées sont : les variables d'importance.

I.3.2. Théorie de Michelle (1904)

Le problème du treillis de Michell, introduit par Michell concerne la topologie de treillis de barres de masse minimale. Dans son document connu sur les limites de l'économie dans les structures à barres, le problème optimal au sens de Michel s'énonce comme suit : en considérant une structure à barres constituées d'un matériau élastique, soumise à un système de forces concentrées, on cherche la configuration optimale pour des contraintes axiales limites de traction et de compression, et de telle manière que le volume des barres soit minimal que possible.

La fonction choisie est exprimée en fonction des positions des nœuds et des sections transversales des barres.

I.3.3. L'optimisation par la méthode des éléments finis

En 1979 Zavellini a employé une méthode qui consiste à utiliser une structure maximale dans laquelle tous les éléments sont actifs au départ. Ensuite par une méthode de réduction appropriée, le nombre des éléments est diminué jusqu' à avoir une structure optimale vis-a-vis des critères à optimiser cette méthode est classé en trois types :

I.3.3.1 Optimisation de structures à comportement linéaire

En 1973 Zienkiewicz et Cambell ont présenté une méthode utilisant la technique des éléments finis, permettant l'optimisation de forme de structures à barres ou les variables d'optimisation étaient les coordonnées des nœuds en 1980 Qucau et Trompette ont utilisé la méthode des éléments finis avec une méthode de pénalité pour l'optimisation de forme de structures axisymétriques, qui minimise les concentrations de contraintes sur les bords.

I.3.3.2 Optimisation de structures à comportement non linéaire

L'application de l'optimisation à ce type de structure est relativement récente par rapport à l'optimisation linéaire. En 1992 Pezeshk et al. Ont présenté une approche pour l'optimisation de forme de structures formées de barres et de poutres en présence de non-linéarités géométriques basées sur la méthode du critère optimalité. La fonction objective est la masse de la structure avec une limitation sur la charge critique.

I.3.3.3. Optimisation de structures en présence de non-linéaires géométriques

La méthode SQP a été utilisée pour optimiser la ligne moyenne d'une poutre permettant la réduction des contraintes maximales dans celle-ci, tout en satisfaisant certaines conditions géométriques. La fonction objective est une fonction des contraintes définies à partir du critère de Von Mises en contraintes planes.

I.4. POSITION DU PROBLÈME

Le problème qui se pose dans la pratique est celui du calcul de la section. Ce problème revêt les trois aspects suivants :

- On connaît déjà le coffrage et les armatures et on cherche simplement à vérifier que la section passe à l'ELUR ;
- On connaît le coffrage est on cherche à calculer les sections des armatures afin de vérifier l'ELUR ;
- On cherche à dimensionner de manière économique le coffrage et les armatures. cette dernière est le problème le plus utile en pratique car il s'agit d'un problème de conception. Mais, en plus du fait qu'il faut savoir exercer ses talents de concepteur, il faut le résoudre de manière économique. L'économie a ici un double sens : il faut trouver la solution le plus rapidement possible et cette solution doit être quasi optimale quand on considère le coût.

I.5. PROCESSUS D'OPTIMISATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Le processus d'optimisation des structures est un processus long et compliqué. Il se compose généralement des phases suivantes : l'identification et l'évaluation des différentes charges, l'évaluation des caractéristiques géométriques, l'analyse statique et dynamique de la structure, l'évaluation des sollicitations de calcul, la vérification de la stabilité locale et globale des éléments, la détermination des armatures et enfin l'évaluation de la fonction objective. Par exemple, les poutres soumises à la flexion simple doivent être ferraillées à l'aide des différentes combinaisons issues des ELU et des ELS. Ces dernières peuvent nécessiter des armatures comprimées et des armatures tendues.

L'outil que nous proposons (programme optsection) un processus itératif par une application mobile permettant d'aider le concepteur d'obtenir dans un contexte de projet donné, les dimensions géométriques optimales (b opt,h opt), les sections d'armatures longitudinales et transversales optimales L'optimisation de section la plus sollicité conduit normalement vers l'optimisation de l'élément en entier et pour faire ce travail on a besoin de comprendre comment une section réagissait quand elle subit à des sollicitations.

I.6. DIAGRAMMES DES DÉFORMATIONS LIMITES DE LA SECTION

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections ; il ne faut cependant pas les confondre avec ceux qui correspondent aux déformations réelles de la section sous une sollicitation donnée.

I.6.1. Règles des trois pivots (BAEL A 4.3.3)

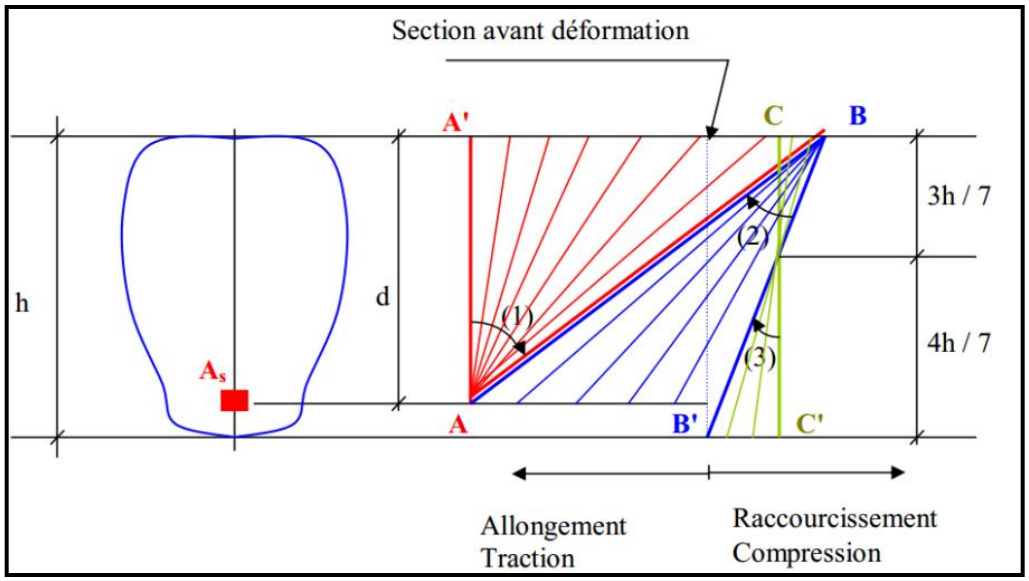


Figure I.1 – Diagramme des trois pivots.

Dans le calcul à l'ELUR, les diverses positions que peut prendre le diagramme des déformations de la section passent par l'un des pivots A, B ou C ; à l'intérieur ou à la frontière des domaines repérés (1), (2), (3) sur la figure I.1. Les notations utilisées sont :

h : hauteur totale de la section.

d : hauteur utile de la section en flexion simple As : section des aciers tendus.

Dans la suite, on désignera par yu , la distance entre la fibre supérieure et la fibre neutre et on posera :

$$\alpha \times u = \frac{y \times u}{d} \quad \text{..... (01)}$$

I.6.2. Analyse du diagramme des déformations limites d'une section

➢ Pivot A - domaine (1) :

Caractérisation : $\varepsilon_{st} = 10$ ‰ et $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5$ ‰

On distingue trois sous domaines :

- **(1a)** : le diagramme de déformation coïncide avec la frontière AA', auquel cas le béton est entièrement tendu sous la traction simple ;
- **(1b)** : le diagramme de déformation est situé entre les frontières AA' et OO' pour lequel la section est dans un état de flexion composée et le béton est entièrement tendu ;
- **(1c)** : le diagramme de déformation est situé entre les frontières OO' et AB pour lequel la section est dans un état de flexion simple et le béton est partiellement comprimé.

Il est utile de déterminer en fonction de α_u la limite entre les domaines (1b) et (1c). Le théorème de Thalès permet d'écrire :

$$\frac{yu}{3.5} = \frac{d - yu}{10} \quad \text{.....(2)}$$

Soit en divisant les deux membres par d et après réarrangement, et d'après l'équation 01:

$$\alpha_u = \frac{3.5}{3.5 + 10} = 0.2593 \rightarrow y \times u = 0.2593d$$

Le pivot A correspond donc à $\alpha_u \leq 0.2593$

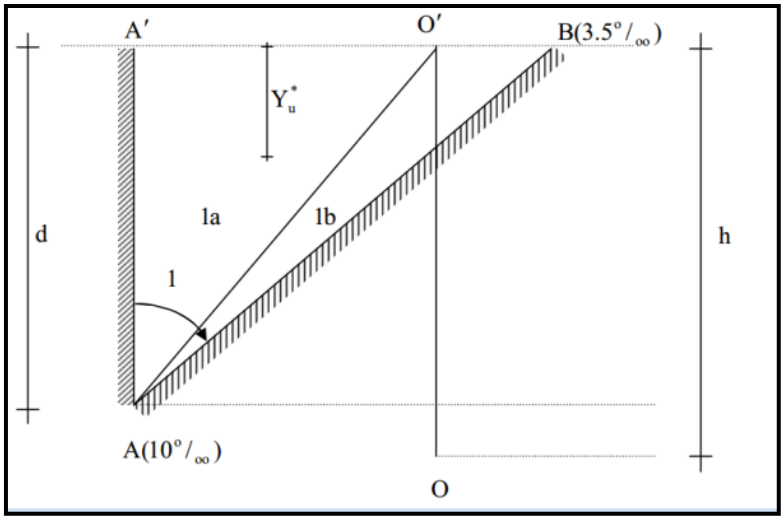


Figure I.2 – Première domaine dans le diagramme de déformation

➢ **Pivot B - domaine (2) :**

Caractérisation :

Ce domaine correspond à un diagramme de déformation qui satisfait simultanément à $\varepsilon_{bu} = 3.5$ ‰ dans la fibre supérieure de la section et $\varepsilon_{su} \leq 10$ ‰ dans les aciers tendus.

On distingue là aussi trois sous domaines remarquables :

- **(2a)** :la déformation dans les aciers tendus dépasse la déformation correspondant à la limite d'élasticité. Le béton est partiellement comprimé et la section est dans un état de flexion simple ou composée ;
- **(2b)** : la déformation dans les aciers tendus est un allongement qui reste inférieur à la déformation correspondant à la limite d'élasticité. Le béton est partiellement comprimé et la section est dans un état de flexion simple ou composée ;
- **(2c)** : les aciers tendus subissent un raccourcissement. Les aciers ne jouent pas vraiment leur meilleur rôle dans ce cas ou l'axe neutre passe dans l'enrobage (partie inutile d'un point de vue mécanique de la section).

Comme dans le cas précédent, on caractérise en termes de α_u ces trois domaines. La frontière entre le domaine (2a) et (2b) correspond à un allongement des armatures tendues égal à l'allongement $\varepsilon_l = f_e / (\gamma_s E_s)$ qui est en fonction de la nuance d'acier utilisé et pour lequel $\alpha_u = \alpha_l$.

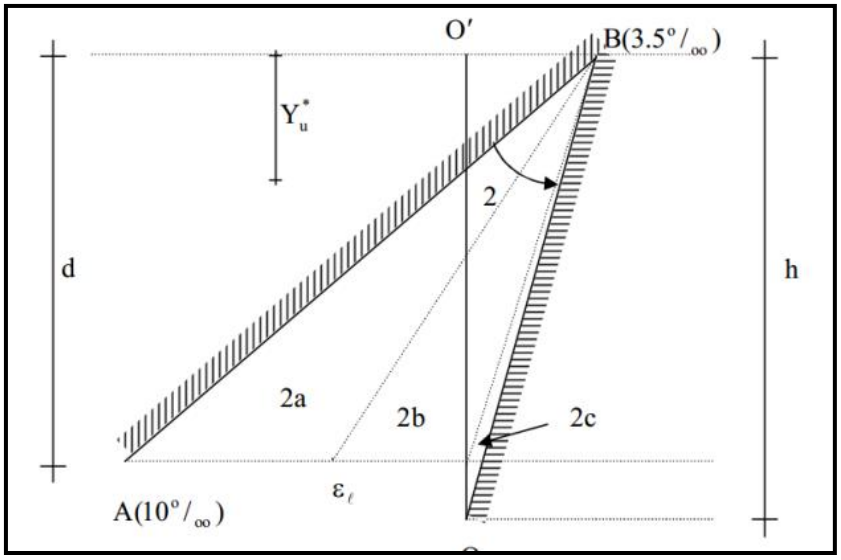


Figure I.3 − Deuxième domaine dans le diagramme de déformation.

Tel que :

γ_s : est un coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.15 sauf pour les combinaisons accidentelles où il vaut 1.

E_s = 20 0000 MPa dans ce chapitre.

$\varepsilon_l = 2.17\ 10^{-3}$ si f_e = 500 Mpa, avec γ_s = 1.15.

$\varepsilon_l = 1.74\ 10^{-3}$ si f_e = 400 Mpa, avec γ_s = 1.15.

α_l **:** se calcule par l'application encore une fois du théorème de Thalès, sous la forme :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_l} \quad \text{.....(3)}$$

L'autre frontière correspond à la limite d'une section entièrement comprimée du béton, pour laquelle la déformation de la fibre inférieure est nulle. Dans ce cas : $\alpha_u = \alpha R_b$

$$\alpha_u = \alpha R_b = \begin{cases} \alpha_u \approx 0.2593 \leq \alpha_u \leq \alpha_l & \leftrightarrow \text{le domaine actif est le domaine (2a)} \\ \alpha_l \leq \alpha_u \leq 1 & \leftrightarrow \text{le domaine actif est le domaine (2b)} \\ 1 \leq \alpha_u \leq h/d & \leftrightarrow \text{le domaine actif est le domaine (2c)} \end{cases}$$

- **Pivot C - domaine (3) :**

Caractérisation :

Dans ce domaine la déformation de compression du béton au point C doit toujours vérifier : $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 2\ ‰$.

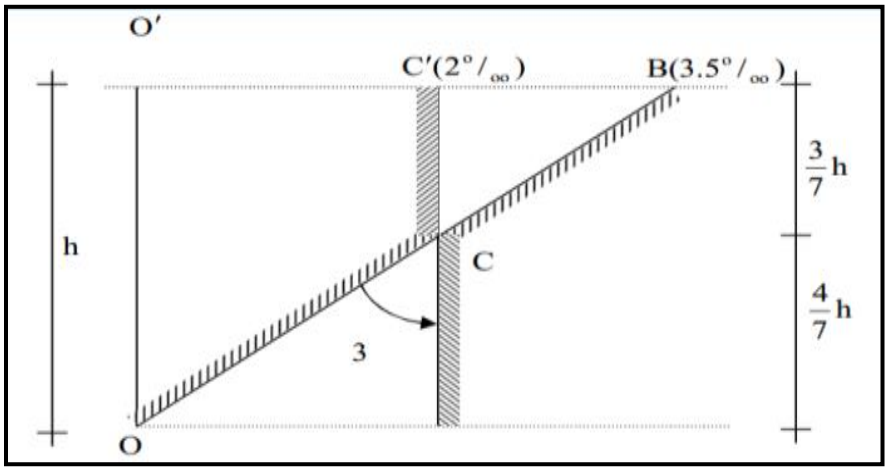


Figure I.4 − Troisième domaine dans le diagramme de déformation.

La position du point C est localisée par l'application du théorème de Thalès et on a :

$$\frac{yc}{3.5 - 2} = \frac{h - yc}{2} \rightarrow yc = (3/7)h$$

On distingue pour ce pivot, le cas de la compression simple correspondant à la frontière CC' et le cas de la flexion composée avec une section entièrement comprimée qui correspond au domaine (3).

I.6.3. Comportement d'une section soumis à flexion simple

Pour les calculs à l'ELU, on utilise les notations de la figure I.5 où :

b et **h** : sont la largeur et la hauteur de la section de béton.

A_s : est la section d'acier, dont le centre de gravité est positionné à d de la fibre la plus comprimée du coffrage.

y_u : est la position de l'axe neutre par rapport `a la fibre la plus comprimée du coffrage.

σ_{st} : est la valeur de la contrainte de calcul des aciers, limitée à f_{su}.

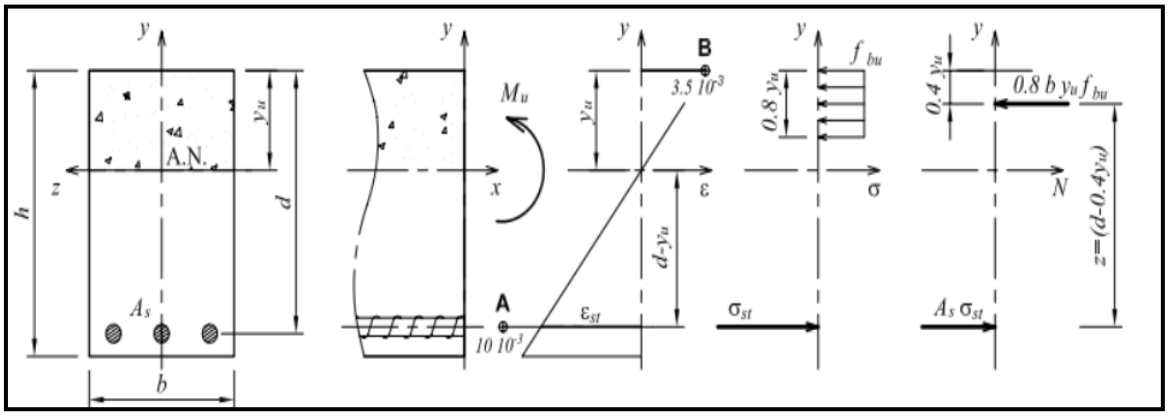


Figure I.5 – Notations utilisées pour les calculs de flexion simple `à l'ELU.

➢ **Équilibre des efforts en cas on n'a pas des aciers comprimés :**

$$\sum F = 0\ ,\ N_b - N_s = 0 \quad \ldots\ldots (04)$$

N_S : la résultante des efforts, due aux armatures tendues.
N_b : la résultante des efforts, due au béton comprimé.

$$N_s = \sigma_s A_s = 0.8\alpha b y_u f_{bu} \quad \ldots\ldots (05)$$

➢ **Équilibre des moments par rapport CDG des armateurs tendus :**

$$M_U = M_b \quad \ldots\ldots (06)$$

M_u : moment résistant de la section.
M_b : moment résistant dû au béton comprimé.

$$M_U = 0.8b(y_u) f_{bu}(d - 0.4y_u) \quad \ldots\ldots (07)$$

D'après l'équation 03 : $M_U = \sigma_s A_s (d - 0.4y_u)$, soit $(d - 0.4y_u) = z_u$; $M_U = \sigma_s A_s z_u$

$$A_s = M_U/(\sigma_s z_u) \quad \ldots\ldots (08)$$

D'après l'équation(01) : $\alpha_u = y_u/d$

$M_U = 0.8b\alpha_u d f_{bu}(d - 0.4\alpha_u d)$; $M_U = 0.8bd^2 f_{bu}\alpha_u(1 - 0.4\alpha_u)$, soit $\mu_u = M_U/(bd^2 f_{bu})$ moment résistant réduit.

$$\mu_u = 0.8\ \alpha_u\ (1 - 0.4\alpha_u) \quad \ldots\ldots (09)$$

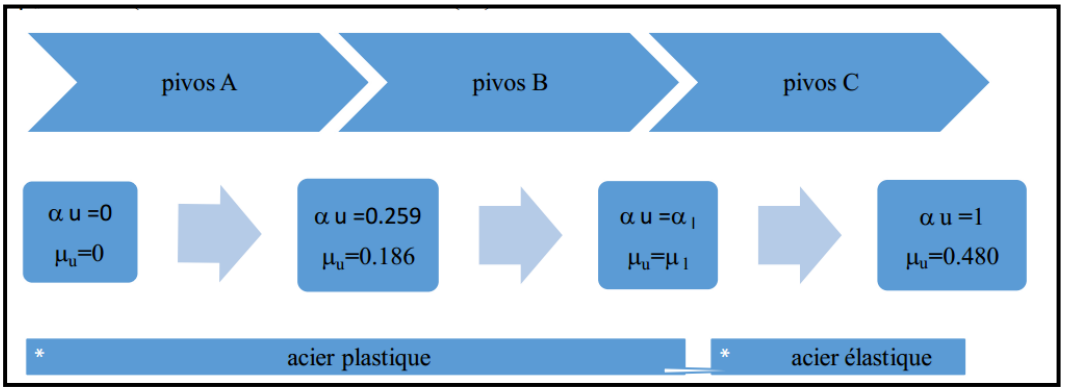


Figure I.6 – Récupération de calcul.

Lorsque $\mu_u > \mu_c$ (moment résistant réduit peut équilibrer par une section sans ajouter des armatures comprimer) on a besoin de met des armatures aident le béton travaillent en compression.

$$\mu_c = 3\,440 \times \theta \times \frac{M_U}{M_{ser}} + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3\,050 \text{ Si } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_c = 3\,220 \times \theta \times \frac{M_U}{M_{ser}} + 51 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3\,100 \text{ Si } f_e = 500 \text{ MPa, } M_c = \mu_c\,(bd^2 f_{bu})$$

Avec :

$\theta = 0.9$ si $1 < t < 24$
$\theta = 0.85$ si $t < 1$

- **Équilibre des efforts en cas on a des aciers comprimés :**

$$N_s = N_b + N'_s \quad \text{..... (10)}$$

N_S : la résultante des efforts, due aux armatures tendues.
N_b : la résultante des efforts, due au béton comprimé.

$$N_s = \sigma_s A_s = 0.8\alpha b d f_{bu} + \sigma'_s A'_s \quad \text{..... (11)}$$

- **Équilibre des moments :**

$$M_U = M_c + M_A \quad \text{..... (12)}$$

Avec :

$M_c = M_{ul\,t} = 0.8\alpha b d f_{bu}\,(1 - 0.4\alpha)$ pour $\alpha = \alpha_{ult}$, $M_A = \sigma'_s A'_s (d - d') < 0.4\,M_U$
M_u : moment résistant de la section.
M_c : moment résistant dû au béton comprimé.
M_A : moment résistant dû aux armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_U - M_C}{(d - c') \times \sigma'_s} \quad \text{..... (13)}$$

$$A_S = \left[\frac{M_U - M_C}{(d - c')} + \frac{M_U}{Z_C}\right] \times \frac{1}{\sigma_s} \quad \text{.....(14)}$$

I.6.4. Flexion simple `à l'ELS

Pour les calculs aux ELS, on utilise les notations définies sur la figure I.7 où :

A_s : est la section d'acier, dont le centre de gravité est positionné à d de la fibre la plus comprimée du coffrage.
y_1 : est la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée du coffrage.
$\sigma_{st} = E_S \times \varepsilon_{st}$: est la contrainte de calcul des aciers, définie à partir du module d'Young de l'acier E_s et de la déformation dans les aciers ε_{st}.
$\sigma_{bcmax} = E_b \times \varepsilon_{bcmax}$: est la contrainte de calcul du béton comprimée, définie à partir du module d'Young du béton E_b et de la déformation maximale du béton comprimée ε_{bc} max.

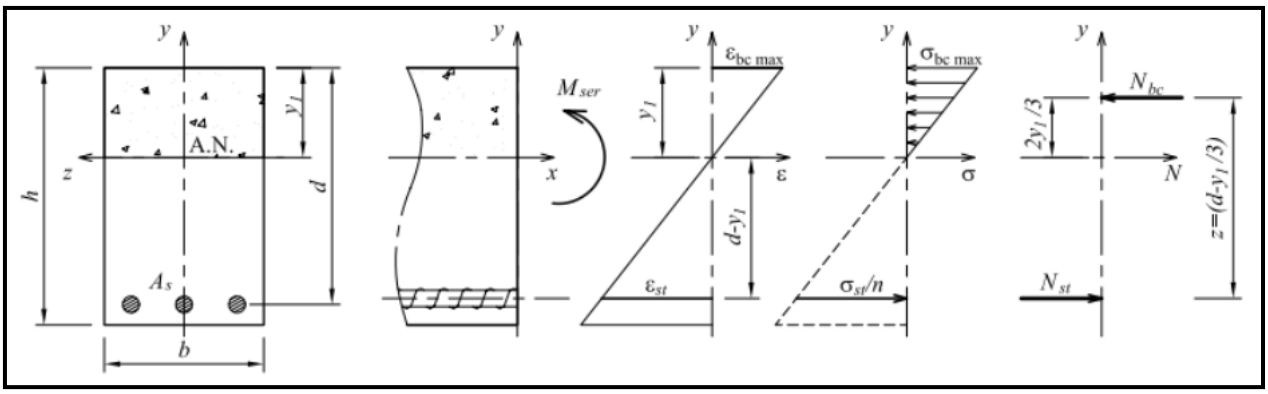


Figure I.7 – notation utilisé à l'ELS.

- **Détermination l'axe neutre :**

Soit : $y_1 = x_{inconnu}$

$$\frac{x}{d-x} = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{st}/n} \quad \text{.....(15)}$$

$$X = \frac{\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

- **Équilibre des efforts en cas on n'a pas des aciers comprimés :**

$$\sum F = 0 \rightarrow (1/2)by_1\sigma_{bc} - A_s\sigma_{st} = 0 \quad \text{.....(16)}$$

D'après l'équation 16 : $(1/2)by_1\sigma_{bc} = A_s\,\sigma_{st}$

- **Équilibre des moments par rapport CDG des armateurs tendus :**

$$M_{ser} = (1/2)by_1\sigma_{bc}\,(d - (1/3)y_1) \quad \text{.....(17)}$$

Soit, $z' = (d - (1/3)y_1)$; $A_s = M_{ser}/(z'\,\sigma_{st})$

Lorsque $M_{ser} > M_r$ (moment résistant réduit peut équilibrer par une section sans ajouter des armatures comprimées) on a besoin se met des armatures aident le béton travaille en compression.

$$M_r = (1/2)b\sigma'_{bc}z'$$

- **Équilibre des efforts en cas on a des aciers comprimés :**

$$\sum F = 0 \rightarrow (1/2)by_1\sigma'_{bc} + A'_s\sigma'_{sc} - A_s\sigma'_{st} = 0 \ ; \ \sigma'_{sc} = 15\sigma'_{bc}(x - c')/x \quad \text{.....(18)}$$

- **Équilibre des moments par rapport CDG des armateurs tendus**

$$(1/2)\,by_1\sigma'_{bc}(d - c') + A'_s\sigma'_{sc}(d - c') - M_{ser} = 0 \quad \text{.....(19)}$$

$$A'_{ser} = \frac{M_{ser} - M_1}{(d - c') \times \sigma'_{sc}}$$

$$A_{ser} = \left[\frac{M_{ser} - M_1}{(d - c')} + \frac{M_1}{Z'} \right] \times \frac{1}{\sigma'_{st}}$$

I.7. RÉSOLOLUTION DE PROBLÈME

Pour bien optimiser une section en termes de résistance et de cout il faut ces composants soient tous participant dans la résistance et par ces limites de résistance pour cela et après l'analyse de comportement de section devant le moment fléchissant on trouve que :

- Si $\mu_c < 0.258$ ➔ le béton de section est mal utilisé.
- Si $\mu_c > \mu_l$ ➔ l'acier tendu de section est mal utilisé.

Pour le dimensionnement d'une section on opte toujours pour des armatures de construction pour les zones comprimées alors que on voit qu'ils ne participant pas dans la résistance et ça c'est une perte de résistance et gaspillage d'argent.

Le dimensionnement classique consiste à supposer une dimension au début et vérifier s'il résiste ou non si non on redimensionner jusqu'à trouver la section qui vérifier mais la plupart des sections qu'ont vérifiées fournit des résistances plus grandes que les sollicitations.

Alors pour trouver (b et h) optimal an vas balayer tous le domaine de déformation de section de $\mu = 0.258$ c'est les frontières entre le pivot A et le pivot B jusqu'à $\mu = \mu_c/0.6$ limite de résistance des aciers comprimés $M_{u\text{-}} = M_c + 0.4M_u$ ➔ $0.6M_u = M_c$ ➔ $(0.6M_u)/f_{bu}bd^2 = M_c/f_{bu}bd^2$ ➔ $\mu = \mu_c/0.6$ et pour chaque μ on trouve (b et h) associer et pour chaque b et h on cherche les armatures longitudinales et on compare entre toutes les section en terme de cout après que soient résiste, on traduit tout ça par un algorithme représente dans le diagramme 01 dans l'annexe **E**.

I.8. FORMULATION DU PROBLÈME D'OPTIMISATION DE LA SECTION SOLLICITÉ EN FLEXION SIMPLE

On distingue deux niveaux d'optimisation : optimisation de la section d'armatures longitudinales et optimisation du cout total béton-acier

I.8 1. Les variables de décision

$$\textbf{Coût} = c_b \times (bh) + c_s \times A_{s\text{-}opt}$$

c_b : le coût de béton par m^3 soit = 9 000DA
c_s : le coût de l'acier par m^3soit = 468 000 DA

I.8.2. Les contraintes de décision

Les contrainte géométrique b > 0.25m h > 0.3m b > 0.3h recommandation RPA.

Selon B.A.E.L les contraintes liées au pourcentage d'armature.

$$A_{smin} > 0.23 f_{tj} bd/f_e \quad A's > A_{smin} \text{ et } A_{ser} > A_{smin}$$

Selon B.A.E.L les contraintes de résistance :

$$((M_u \times v) / I) < f_{bu} \; ; \; ((15M_u \times (d - v) / I) < \sigma_s$$

$$((Mser \times v')/I') < 0.6 f_{bu}$$

$$((15M_{ser} \times (d - v') / I) < \sigma'_{st}$$

I.9. L'ALGORITHME DE L'APPLICATION MOBILE RÉALISÉ

```
fon2() {
   try{
    if(ok){
      affi.clear();
      affi1.clear();
      obtTotal = 1000000000;
      hopttimal = 0.0;
      bopttimal = 0.0;
      coutopttimal = 0.0;
      ass=0.0;
      assp=0.0;
      double el;
      if (fe == 500) {
        el = 0.00217;
      } else {
        el = 0.00174;
      }
      double uc, teta;
      if (t > 24) {
        teta = 1;
      }
      if (1 < t && t < 24) {
        teta = 0.9;
      }
      if (t < 1) {
        teta = 0.85;
      }
      double fbe = 0.85 * fc28 / (1.5 * teta);
      if (fe == 400) {
        uc = (3440 * teta * (Mu / Mser) + 49 * (fc28 / teta) - 3050) * 0.0001;
      }
      if (fe == 500) {
        uc = (3220 * teta * (Mu / Mser) + 51 * (fc28 / teta) - 3100) * 0.0001;
      }
      double ftj = 0.6 + 0.06 * fc28;
      double fsu = fe / 1.15;
      double segmabcprim, segmastprim;
      segmabcprim = 0.6 * fc28;
      if (etatDeFussiration == 1) {
        /*segmabcprim =
        min<double>(
            (2 / 3) * fe, max<double>(0.5 * fe, 110 * sqrt(1.6 * ftj)));*/
        segmastprim =
            min<double>(2 / 3 * fe, max<double>(0.5 * fe, 110 * sqrt(1.6 * ftj)));
      }
      if (etatDeFussiration == 2) {
        segmastprim = min<double>(
```

```
        0.8 * 2 / 3 * fe, max<double>(0.4 * fe, 88 * sqrt(1.6 * ftj)));
    }
    double u = 0.186;
    double bh = 0.3;
    double h = pow(Mu / (bh * 0.9 * 0.9 * u * fbe), 1 / 3);

    double d = 0.9 * h;
    double cprime = 0.1 * h;
    double b = (bh * h);
    // for (double i=u;i<(uc/0.6)+0.001;i+=0.001){
    double i = u;
    //while (i < (uc / 0.6) + 0.001) {
    while ((0.186 < i || i == 0.186) && i < uc / 0.6) {
      cprime = 0.1 * h;
      double segmas;
      h = pow(Mu / (bh * 0.9 * 0.9 * i * fbe), 1 / 3);
      d = 0.9 * h;
      b = (bh * h);
      int test = 0;
      int testt = 0;
      if (b > 0.25) {
        if (h < 0.01 * 2 * (80 - (fe / 10))) {
        } else {
          if (bh+0.1 < 1) {
            bh += 0.1;
            continue;
          } else {
            testt = 1;
          }
        }
        double x = (15 * segmabcprim * d) / (15 * segmabcprim + segmastprim);
        double zprim = d - x / 3;
        double Ml = 0.5 * b * x * segmabcprim * zprim;
        double Mc, as, asprim, asmin;
        if (i < uc || i == uc) {
          double alfa = (1 - pow(1 - 2 * i, 1 / 2)) / 0.8;
          double z = d * (1 - 0.4 * alfa);
          double eps = 3.5 * 0.001 * ((1 / alfa) - 1);
          if (eps > el) {
            segmas = fsu;
          } else {
            segmas = 200000 * eps;
          }
          as = Mu / (z * segmas);
          asprim = as / 3;
          asmin = 0.238 * ftj * b * d / fe;
        } else {
          double alfac = (1 - pow(1 - 2 * uc, 1 / 2)) / 0.8;
          double zc = d * (1 - 0.4 * alfac);
```

```
  double eps = 3.5 * 0.001 * ((1 / alfac) - 1);
  // segmas,
  double segmasprim;
  double epsprime = (3.5 * 0.001 * (d - cprime) / (alfac * d)) - eps;
  if (eps > el) {
    segmas = fsu;
  } else {
    segmas = 200000 * eps;
  }
  if (epsprime > el) {
    segmasprim = fsu;
  } else {
    segmasprim = 200000 * epsprime;
  }
  Mc = Mu * uc / i;
  as = (((Mu - Mc) / (d - cprime)) + (Mc / zc)) / segmas;
  asprim = (Mu - Mc) / ((d - cprime) * segmasprim);
  asmin = 0.238 * ftj / fe * b * d;
 }
 double v, I;
 if (as > asmin) {
  double a = (b / 2);
  double bprim = 15 * (as + asprim);
  double c = (-15) * (asprim * cprime + as * d);
  double delta = bprim * bprim - 4 * a * c;
  v = ((-bprim) + sqrt(delta)) / (2 * a);
  I = (b / 3) * v * v * v +
      15 * asprim * (v - cprime) * (v - cprime) +
      15 * as * (d - v) * (d - v);
 } else {
  as = asmin;
  double a = (b / 2);
  double bprim = 15 * (as + asprim);
  double c = (-15) * (asprim * cprime + as * d);
  double delta = bprim * bprim - 4 * a * c;
  v = ((-bprim) + sqrt(delta)) / (2 * a);
  I = (b / 3) * v * v * v +
      15 * asprim * (v - cprime) * (v - cprime) +
      15 * as * (d - v) * (d - v);
 }
 if ((Mser * v) / I < 0.6 * fc28) {
  if (((15 * Mser * (d - v)) / I) < segmas) {
    double atotal;
    if (test == 1) {
      atotal = as + asprim + 0.0003;
    } else {
      atotal = as + asprim;
    }
    if((atotal/(b*h))<0.05){
```

```
}else{
 i+=0.01;
 continue;
}
double Aser, Asprim;
double Aserprime;
double atotalprim;
if (Mser < Ml) {
 print("u $i b $b h $h Mser $Mser Ml $Ml ");
 Aser = Mser / (zprim * segmastprim);
 Aserprime = Aser / 3;
} else {
// print("u $i b $b h $h Mser $Mser Ml $Ml ");
 if (Mser - Ml < 0.4 * Mser || Mser - Ml == 0.4 * Mser) {
   double segmascprime = 15 * segmabcprim * (x - cprime) / x;
   Aserprime = (Mser - Ml) / ((d - cprime) * segmascprime);
   Aser =
      ((Mser - Ml) / (d - cprime) + (Ml / zprim)) / segmastprim;
 } else {
  i += 0.01;
  bh = 0.3;
  continue;
 }
}
if (Aser > asmin) {
 if (test == 1) {
  atotalprim = Aser + 0.0003;
 } else {
  atotalprim = Aser + Aserprime;
 }
 if((atotalprim/(b*h))<0.05){
 }else{
  i+=0.01;
  continue;
 }
} else {
 if (test == 1) {
  Aser = asmin;
  atotalprim = Aser + Aserprime + 0.0003;
 } else {
  Aser = asmin;
  atotalprim = Aser + Aserprime;
 }
}
var ass1,assp1,methode1;
if(atotal<atotalprim){
 ass1=as;
 assp1=asmin;
 methode1="ELU";
```

```
        }else{
          ass1=Aser;
          assp1=Aserprime;
          methode1="ELS";
        }
        double Asopt = min(atotal, atotalprim);
        double cb = 9000;
        double cs = 468000;
        double cout = cb * bh + cs * Asopt;
        double coutOpt = 10000000000;
        double hopt = 1;
        double bopt = 1;
        if (cout < coutOpt) {
          if (obtTotal > cout) {
            affi.add(i);
            affi.add(h);
            affi.add(b);
            affi.add(ass1);
            affi.add(assp1);
            affi1.add(i);
            affi1.add(cout);
            coutopttimal = cout;
            hopttimal = h;
            bopttimal = b;
            ass=ass1;
            assp=assp1;
            methode=methode1;
         //   print("++++i $i b $b h $h bh $bh methode=$methode ");
          }
        }
       i += 0.01;
        bh = 0.3;
        continue;
       } else {
        double Aser, Asprim;
        double Aserprime;
        double atotalprim;
        if (Mser < Ml) {
          print("u $i b $b h $h Mser $Mser Ml $Ml ");
          Aser = Mser / (zprim * segmastprim);
          Aserprime = Aser / 3;
        } else {
         // print("u $i b $b h $h Mser $Mser Ml $Ml ");
          if (Mser - Ml < 0.4 * Mser || Mser - Ml == 0.4 * Mser) {
            double segmascprime = 15 * segmabcprim * (x - cprime) / x;
            Aserprime = (Mser - Ml) / ((d - cprime) * segmascprime);
            Aser =
                ((Mser - Ml) / (d - cprime) + (Ml / zprim)) / segmastprim;
          } else {
```

```
            i += 0.01;
            bh = 0.3;
            continue;
          }
        }
        if (Aser > asmin) {
          if (test == 1) {
            atotalprim = Aser + 0.0003;
          } else {
            atotalprim = Aser + Aserprime;
          }
        } else {
          if (test == 1) {
            Aser = asmin;
            atotalprim = Aser + Aserprime + 0.0003;
          } else {
            Aser = asmin;
            atotalprim = Aser + Aserprime;
          }
        }
        double Asopt = atotalprim;
        double cb = 9000;
        double cs = 468000;
        double cout = cb * bh + cs * Asopt;
        double coutOpt = 10000000000;
        double hopt = 1;
        double bopt = 1;
        if (cout < coutOpt) {
          if (obtTotal > cout) {
            affi.add(i);
            affi.add(h);
            affi.add(b);
            affi.add(Aser);
            affi.add(Aserprime);
            affi1.add(i);
            affi1.add(cout);
           coutopttimal = cout;
            hopttimal = h;
            bopttimal = b;
            ass=Aser;
            assp=Aserprime;
            methode="ELS";
          //  print("i $i b $b h $h bh $bh methode=$methode ");
          }
        }
        i += 0.01;
        bh = 0.3;
        continue;
      }
```

```
} else {
 double Aser, Asprim;
 double Aserprime;
 double atotalprim;
 if (Mser < Ml) {
  print("u $i b $b h $h Mser $Mser Ml $Ml ");
  Aser = Mser / (zprim * segmastprim);
  Aserprime = Aser / 3;
 } else {
  if (Mser - Ml < 0.4 * Mser || Mser - Ml == 0.4 * Mser) {
   double segmascprime = 15 * segmabcprim * (x - cprime) / x;
   Aserprime = (Mser - Ml) / ((d - cprime) * segmascprime);
   Aser = ((Mser - Ml) / (d - cprime) + (Ml / zprim)) / segmastprim;
   print("u $i b $b h $h Aser $Aser Aserprime $Aserprime ");
  } else {
   i += 0.01;
   bh = 0.3;
   continue;
  }
 }
 if (Aser > asmin) {
  if (test == 1) {
   atotalprim = Aser + 0.0003;
  } else {
   atotalprim = Aser + Aserprime;
  }
 } else {
  if (test == 1) {
   Aser = asmin;
   atotalprim = Aser + Aserprime + 0.0003;
  } else {
   Aser = asmin;
   atotalprim = Aser + Aserprime;
  }
 }
 double Asopt = atotalprim;
 double cb = 9000;
 double cs = 468000;
 double cout = cb * bh + cs * Asopt;
 double coutOpt = 10000000000;
 double hopt = 1;
 double bopt = 1;
 if (cout < coutOpt) {
  if (obtTotal > cout) {
   obtTotal=cout;
   affi.add(i);
   affi.add(h);
   affi.add(b);
   affi.add(Aser);
```

```
                affi.add(Aserprime);
                affi1.add(i);
                affi1.add(cout);
                coutopttimal = cout;
                hopttimal = h;
                bopttimal = b;
                ass=Aser;
                assp=Aserprime;
                methode="ELS";
              //  print("i $i b $b h $h bh $bh methode=$methode ");
               }
             }
             i += 0.01;
             bh = 0.3;
             continue;
           }
         } else {
           if (bh+0.1 < 1) {
             bh = bh + 0.1;
           } else {
             h = 0.3;
             b = 0.25;
           }
         }
       }
     }
     ok=false;
     brobleme=1;
     drow();
   }catch(e){
     brobleme=0;
   }
}
int brobleme=0;
}
```

I.10. EXEMPLE D'UTILISATION L'APPLICATION MOBILE

Dans cet exemple on va expliquer comment utiliser l'application et on vérifier manuellement les résultats obtenus



Figure I .8 − l'icone de l'application

Un simple click sur l'icône va nous dirige vers la première interface de l'application, on click sur le bouton flexion simple car les autres ne fonctionne pas, on remplit les champs des données condition que 1.35 < Mu/Mser <1.5

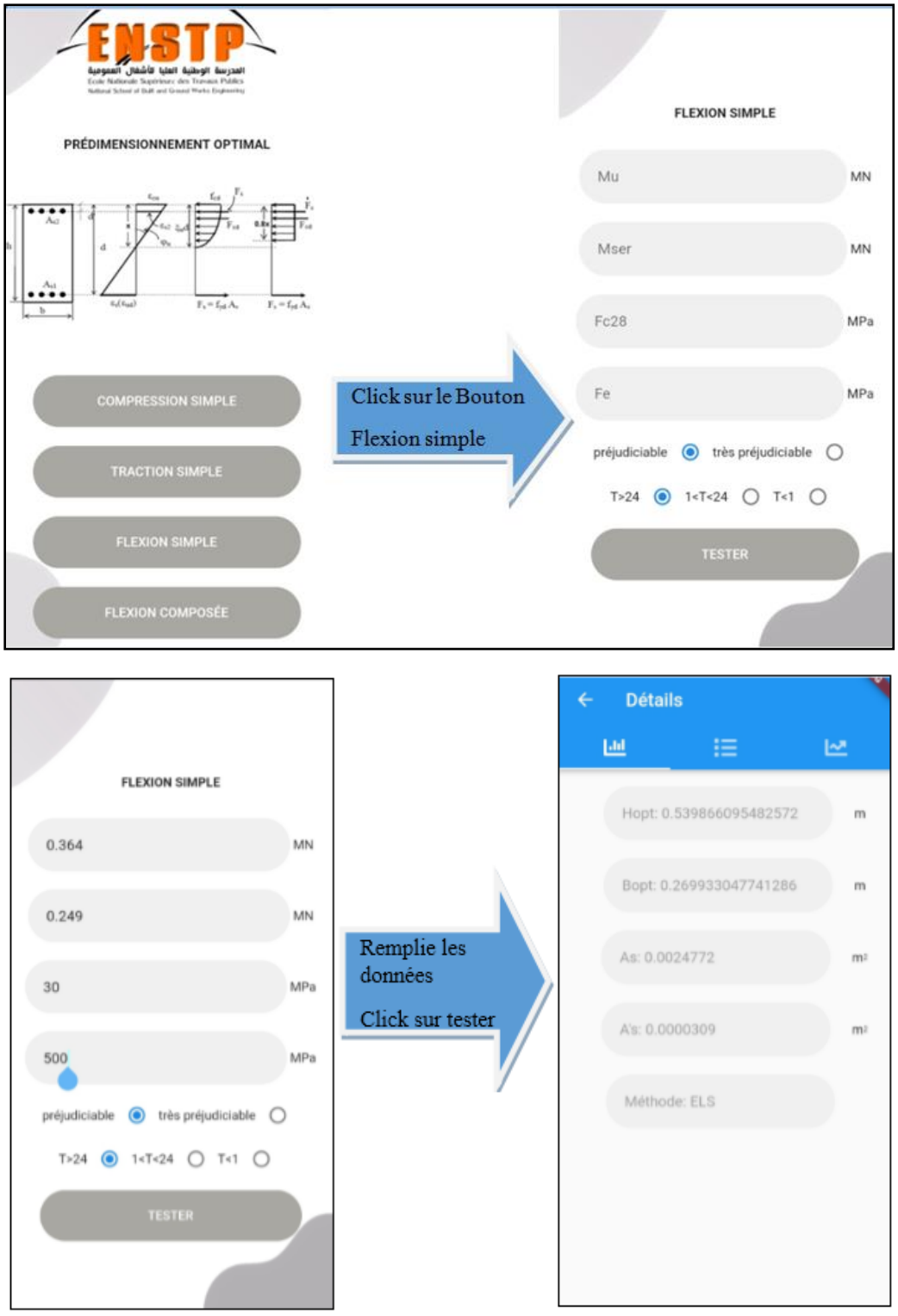


Figure I.9 − Les données à rentrer.

Confirmer le résultat :

Les données :

Mu = 0.364 MPa ; Mser = 0.249 Mpa ; *f*e = 500Mpa ; f_{c28} = 30MPa ; h $_{opt}$ = 0.54m b_{opt} = 0.27m

Etat de fissuration : préjudiciable ; temps d'application de charge > 24h calcul ce fait à l' ELS :

$$\mathbf{X} = \frac{15 \times \sigma'_{bc}}{15 \times \sigma'_{bc} + \sigma'_{st}} \times \mathbf{d} = 0.252 \; ; \; \mathbf{z} = \mathbf{d} - \frac{\mathbf{x}}{3} = 0.401$$

$$M_1 = \left(\frac{1}{2}\right) b \times X \times \sigma'_{bc} \times z = 0.245 < M_{ser}$$

$(M_{ser} - M_l = 0.249 - 0.245 = 0.004) < (0.4 \times M_{ser} = 0.099)$

$$\mathbf{A_{ser}} = \frac{(\mathbf{M_{ser}} - \mathbf{M_l})}{((\mathbf{d} - \mathbf{c}') \times \sigma'_{st})} + \frac{\mathbf{M_l}}{\mathbf{z} \times \sigma'_{st}} = 0.0024 \text{ m}^2$$

$$\sigma'_{sc} = \frac{15 \times \sigma'_{bc} \times (X - C')}{X} = 212.14 \text{ MPa} \; ; \; A'_{ser} = \frac{(M_{ser} - M_l)}{((d - c') \times \sigma'_{sc})} = 0.0004 \text{ m}^2$$

$$As_{min} = (0.23 f_{tj} \times b \times d)/f_e = 0.000115 \text{ m}^2$$

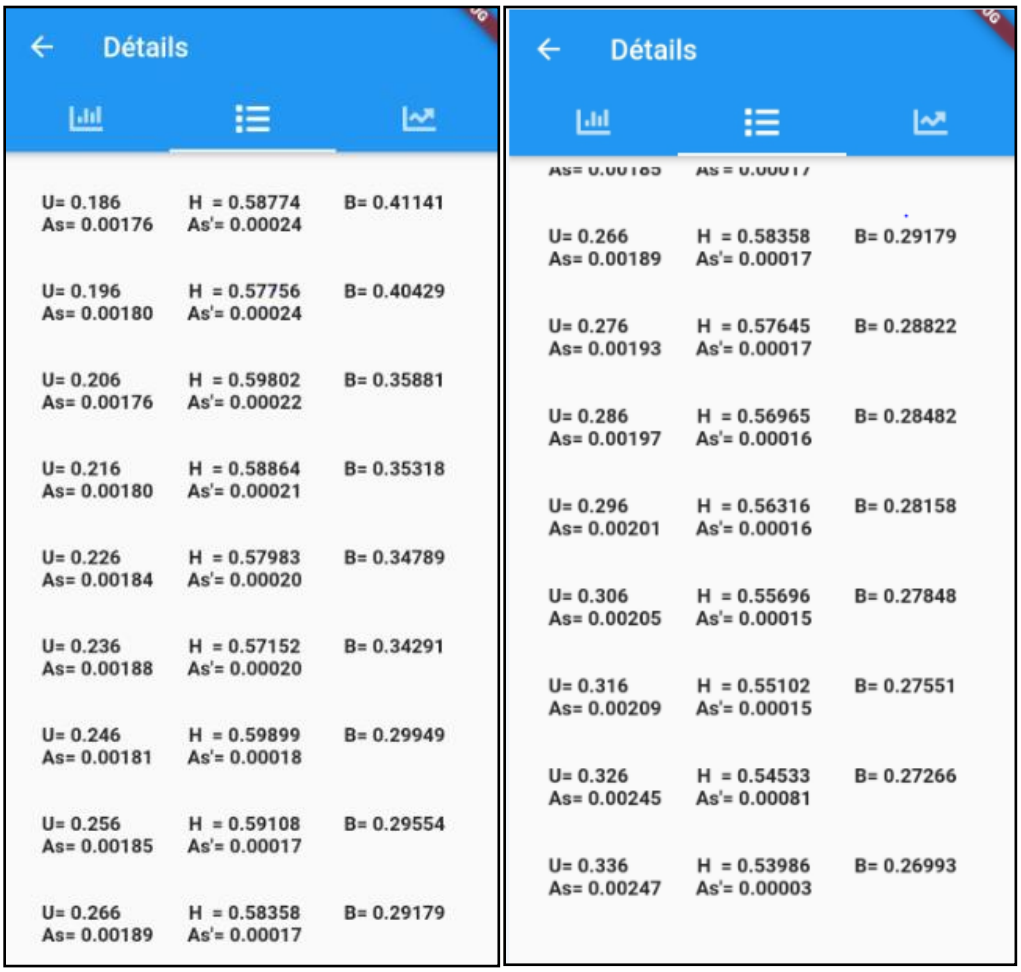


Figure I.10 − Les résultas de b et h et les section d'armatur en fonction de variation de µ.

I.11. CONCLUSION

Dans le but de mettre à la disposition des architectes et ingénieurs des outils efficaces permettant de les aider de réaliser les tâches relatives au pré-dimensionnement optimal des éléments poutres poteaux sollicités en flexion simple, nous avons développé une application mobile nommée : **OPTSECTION**.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

1-Allaire G. Cours conception optimale de structures, Centre de Mathématiques, Appliquées de l'école polytechnique janvier, Paris, 2004.

2-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.

3-Cours de Béton Armé IUP GCI3 option OS Année 2004/2005.

4-Boutin B. Les méthodes d'optimisation de formes en élasticité, mémoire de stage de Magister, l'école Normale Supérieure de Cachan, 2004.

5-Chelouah, R. Chapitre 1 généralités sur les méthodes d'optimisation, University of Applied Science of Western Switzerland.

6-Chon M.Z. Optimisation des structures en béton, université de Waterloo, Canada, séminaire Saint-Rèmy-Lès-Chévreuses, France, 1972.

7-Règlement parasismiques Algériennes (RPA99), éditions CGS.

8-Les coures et les td de béton armé de benradouane.

9-Des mimoires et des pfe sur l'optimisation.

CHAPITRE : II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'usager. On distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Notre projet de fin d'études consiste à faire une conception et étude d'un pont ferroviaire, il fait partie d'un grand projet de modernisation de la ligne minière EST (Annaba /Tébessa) dans son lot N° 06, tronçon Bouchegouf – Oued Kebrit sur 130 Km. Ce projet assure après l'achèvement des travaux le transfert de 10 millions de tonnes de phosphate depuis le gisement Bjebel Onk et Bled Hedba (Bir Ater) vers l'usine de transformation d'oued kebrit (Souk-Ahras)

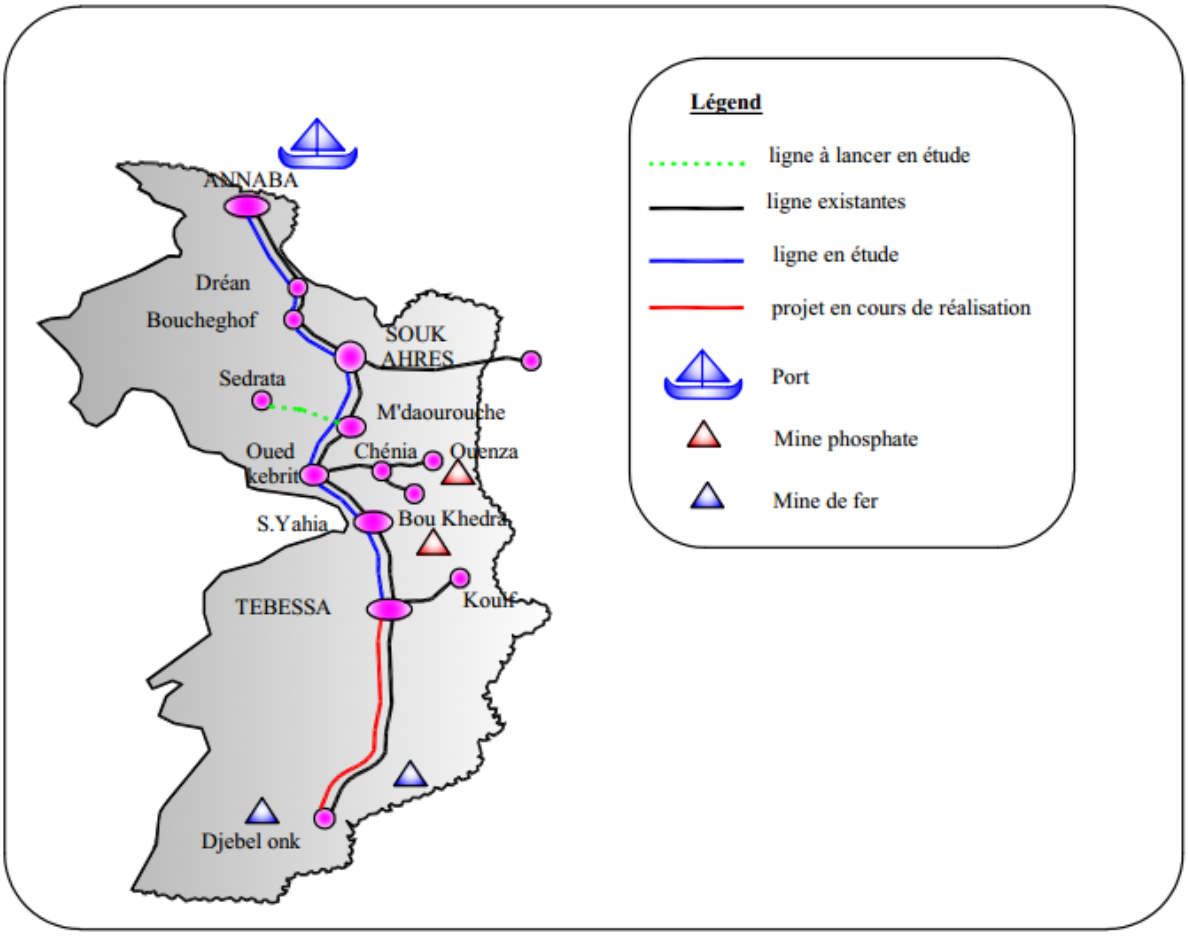


Figure II.1 – La ligne minière Annaba Djebel Onk.

II.2.2. Situation du projet

Le viaduc V1, fait partie de la ligne minière reliant la ville de Bouchegouf à Oued Kebrit du PK 52+550 au PK 129+475. Il se situe au pk 107+803.94, Commune Bouchegouf.

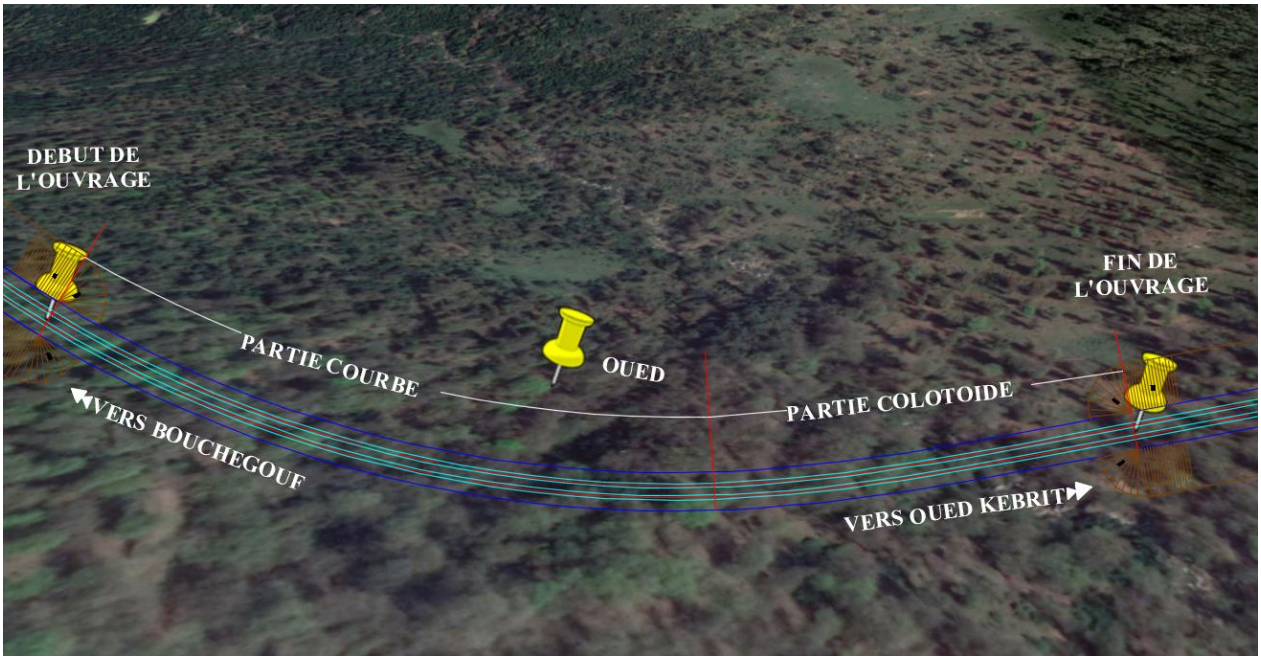


Figure II.2 – Situation du projet sur maps.

II.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une zone vallonnée avec des cours d'eau au niveau de PK 107+803.94 et PK 108+211.77.

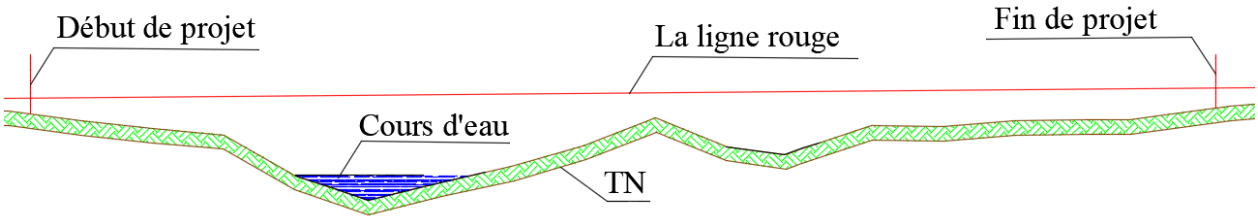


Figure II.3 – Obstacle franchi par l'ouvrage.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Vue en plan

L'ouvrage est un pont courbé de rayon de 400 mètres.

- Du PK 107+803.94 (Début de projet) au PK 108+070.11, courbe. L =266.17 m.
- Du PK 108+070.11 au PK 108+211.77 (Fin de projet), Clothoïde. L = 141.66 m.

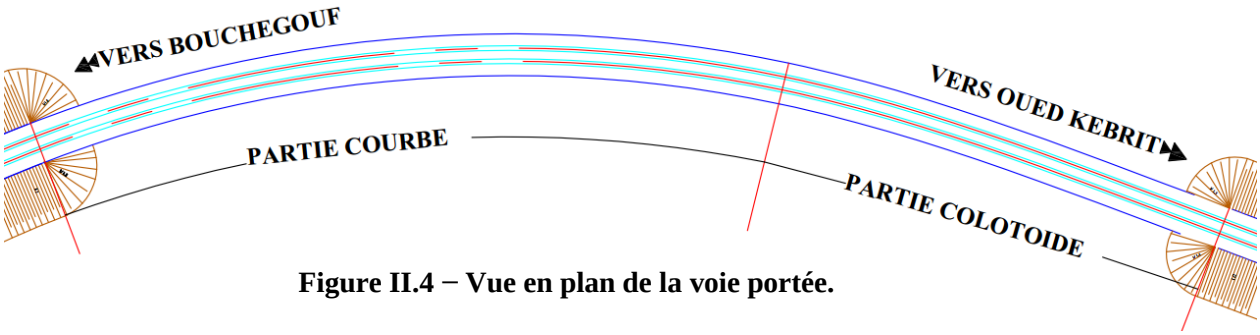


Figure II.4 – Vue en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Coupe longitudinale

Longitudinalement, le tracé de la voie ferroviaire présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 107+803.94.
- Fin de projet au PK 108+211.77.
- Ligne droite de pente P = 0.887 % (sens PK).

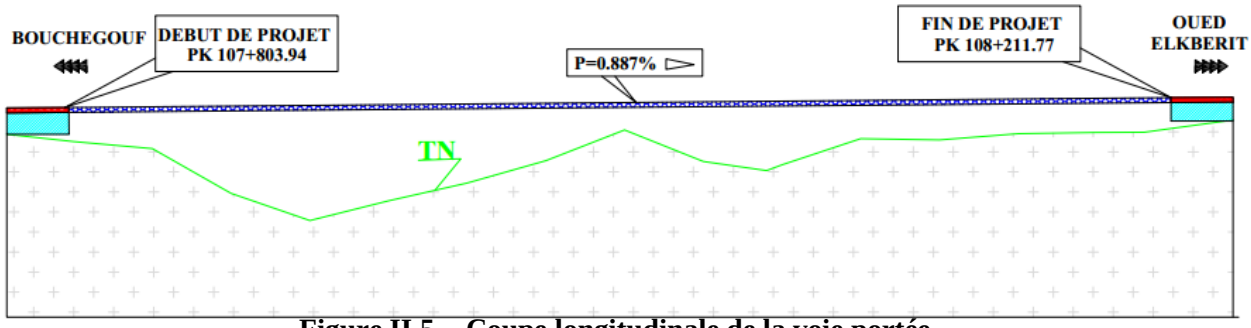


Figure II.5 – Coupe longitudinale de la voie portée.

Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

II.3.1.3. Coupe transversale

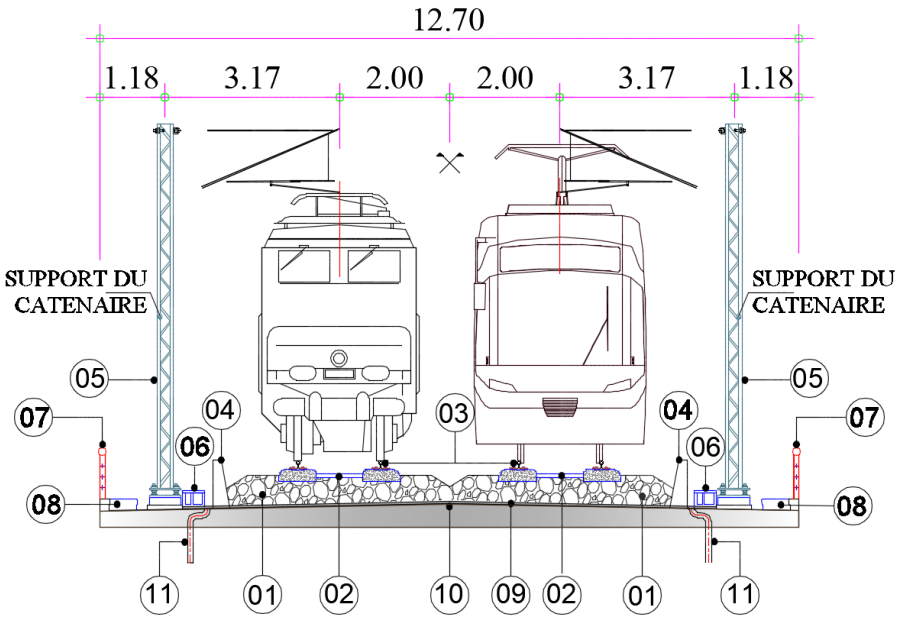


Figure II.6 – Coupe transversale de la voie portée.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 12.7 m.
- Tablier en toit ± 2 % de part et d'autre de l'axe du pont.
- 1 : lit de ballaste d'épaisseur 50 cm.
- 2 : traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- 3 : rails.
- 4 : murette trapézoïdale de surface 0.1 m^2.
- 5 : support caténaire espacé de 60 m.
- 6 : caniveau de hauteur 30 cm.
- 7 : garde-corps de hauteur 95 cm.
- 8 : corniche.
- 9 : étanchéité.
- 10 : la chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- 11 : système évacuation d'eau.

II.3.2. Les données naturelles

La collection des données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage adéquat.

II.3.2.1. Topographie

L'analyse du levé topographique et la visite du site effectuée, nous a permis de juger que le projet est implanté dans une zone montagneuse.



Figure II.7 – Topographique du site.

II.3.2.2. Le vent

La vitesse horaire moyenne du vent à Souk-Ahras est principalement constante, ne dépasse pas les 15 kilomètres par heure.

Pour référence, le 1 février, le jour le plus venteux de l'année, la vitesse quotidienne moyenne du vent est 14.9 kilomètres par heure, tandis que le 28 août, le jour le plus calme de l'année, la vitesse quotidienne moyenne du vent est 10.7 kilomètres par heure.

II.3.2.3. La température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

Wilaya de Souk-Ahras au mois de juillet, la température moyenne est de 27.8° C. Juillet est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Février est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 8° C à cette période.

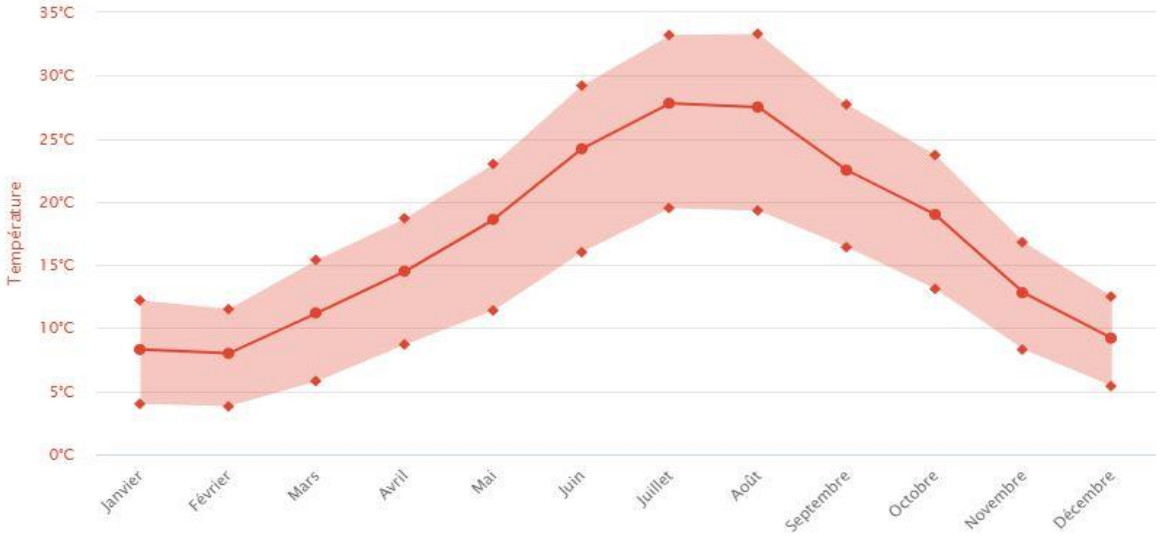


Figure II.8 − Courbe de température.

II.3.2.4. Pluviométrie

Des précipitations moyennes de 8.7 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En avril, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 97.8 mm.

Des précipitations moyennes de 8.7 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En avril, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 97.8 mm.

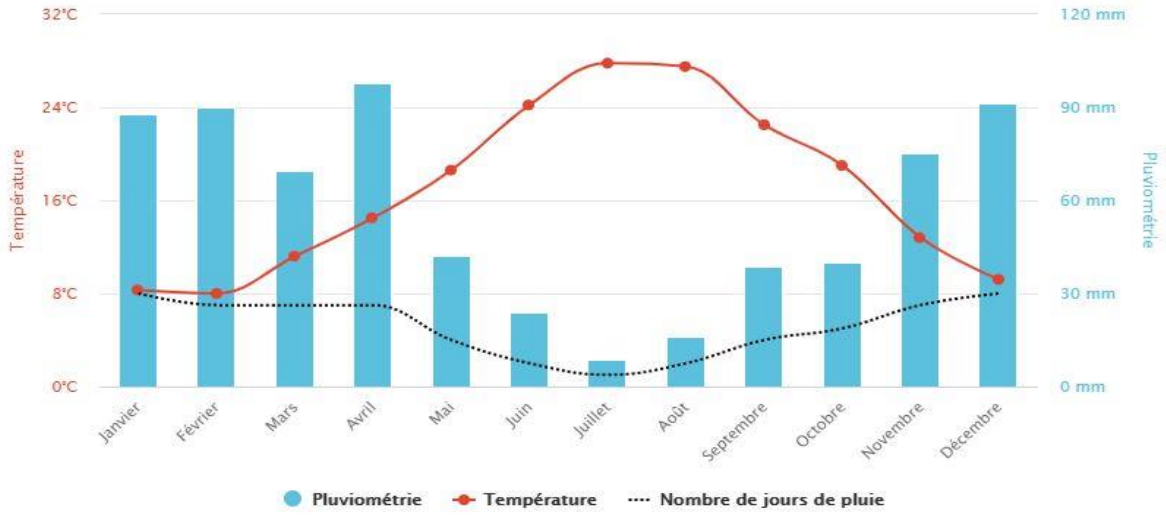


Figure II.9 − Diagramme climatique.

II.3.2.5. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le type de fondation. (Pour les essais voir Annexe A)

Le sol a été classifié d'après la pression limite et le module pressiométrique tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2.

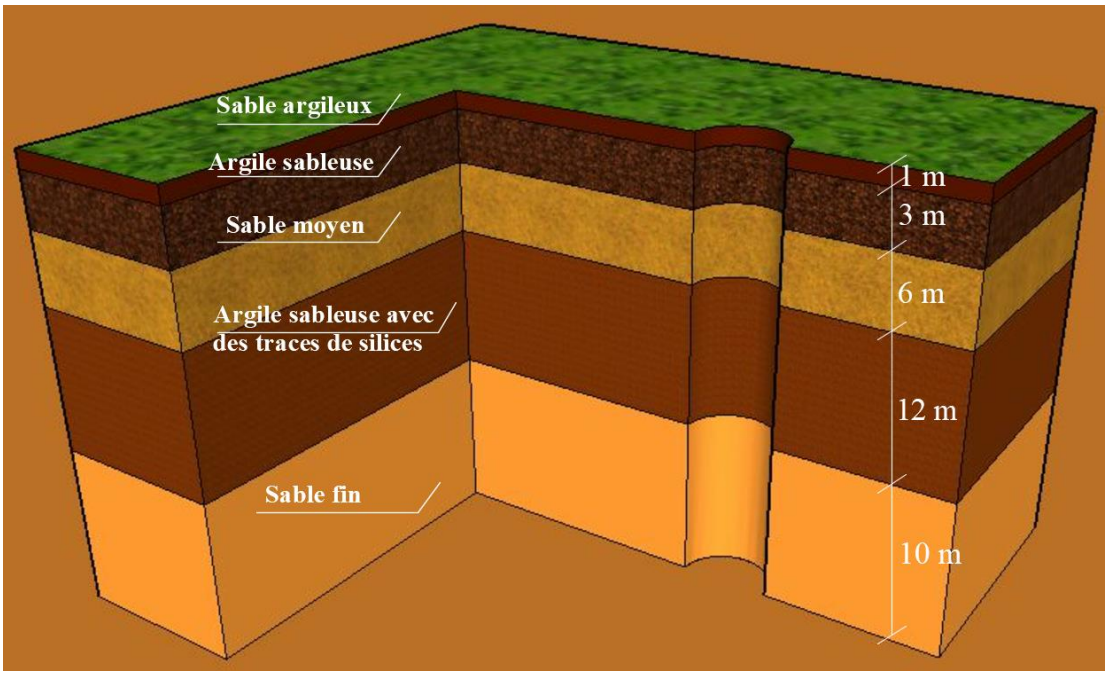


Figure II.10 – Coupe lithologique d'un forage.

II.3.2.6. La neige

Le site abritant notre ouvrage il n'a pas de neige. De plus, les effets de neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts.

II.3.2.7. Sismicité du site

En se basant sur R.P.O.A.2008, la wilaya de Souk-Ahras est classée dans une zone de faible sismicité Zone I, et l'objet de la présente étude, réalisation d'un ouvrage d'art appartient au groupe 1 (pont stratégique) le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera A = 0.15.

II.4. CONCLUSION

Le viaduc sert à franchir un obstacle naturel, dans ce chapitre nous avons présenté la situation géographique du projet, les données naturelles en particulier la coupe lithologique du site, ainsi que les données relatives au tracé ferroviaire à savoir : le profil en long, tracé en plan et le profil en travers. Afin de pouvoir proposer par la suite les variantes les mieux adaptées au site.

CHAPITRE : III

CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION

La conception résulte d'une démarche itérative dont l'objectif l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées par le site. Le projeteur doit amener des propositions pour améliorer le comportement mécanique de l'ouvrage et les dispositions constructifs (ouvrage moins biais, moins courbé, élancement plus économique, matériaux utilisés) éventuellement l'aspect esthétique (hauteur des remblais d'accès, type des futs utilisé).

Pour cela, on définit dans ce chapitre des variantes de pont, qui s'imposeront selon des critères bien précis on cite :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre, la nature de l'obstacle à franchir et l'ouverture à réserver.
- L'implantation des appuis.
- Techniques et moyens de réalisation.

III.2. DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES

Afin de limiter notre choix, on doit passer par une brève présentation de gamme des portées des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

III.2.1. Gamme de portée

Tableau III.1 – Gamme de portée.

Type de l'ouvrage		La gamme de porter
	Pont dalle armé (PSIDA)	7 à 15 m
PSIDP	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

III.2.2. Longueur de l'ouvrage

La longueur dépendue par les contraintes imposées par le site d'implantation de l'ouvrage ainsi que la conception de remblai d'accès et les appuis d'extrémités (la hauteur normale de remblai varié entre 6 à 8 m selon le document SETRA). En respectant les recommandations de conception des culées et en tient compte le double point de vue économique et esthétique, on fixe la position des extrémités du pont au point d'intersection du terrain naturel avec une hauteur de remblai d'environ de 6 m, ceci qui nous amène de trouver une longueur totale de l'ouvrage égale à 420 m.

III.2.3. Choix des variantes

D'après l'analyse de données acquises sur le site en terme : obstacles à franchir, gabarit à respecter, la longueur de brèche, et afin d'éviter d'implanter un nombre énorme des piles, il est recommandé d'éliminer les portées inférieures à 30 m.

Les contraintes budgétaires et la situation géographique de site de l'ouvrage ne nous permettent pas de converger vers un pont exceptionnel tel que : pont hauban ou suspendu.

Alors, il reste de limiter notre choix sur les trois variantes suivantes :

- Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).
- Pont mixte bipoutre continu avec une section constante.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. VARIANTE UNE (1) : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la ligne ferroviaire.

III.3.1.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

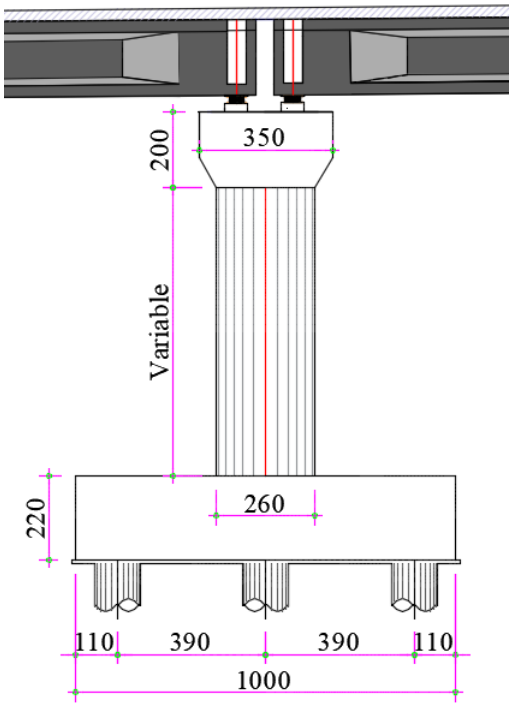
- **Conception des piles/culées :**

Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires de liaison qui ont pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, leur conception est en fonction de :

- Mode de construction du tablier la liaison tablier-pile.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

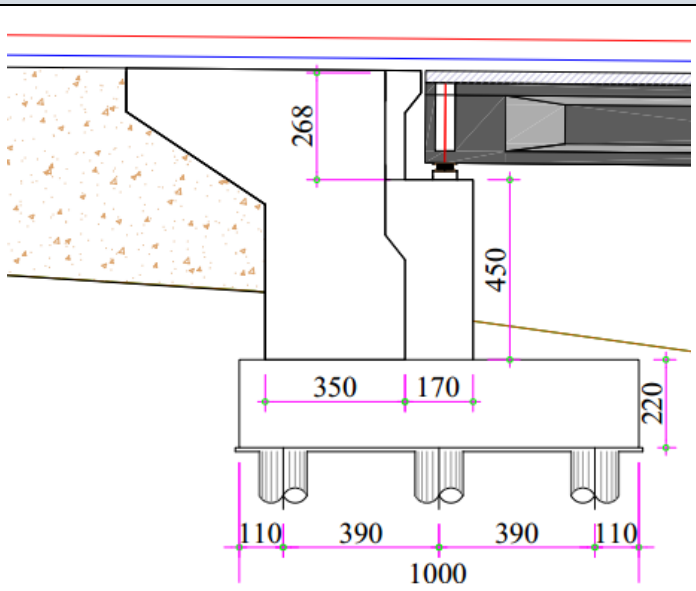
➢ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

Tableau III.2 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	3.5	
	Longueur	12.7	
	Hauteur	2.0	
Fûts	Diamètre	2.6	
	Nombre	2 / Pile	
	Hauteur	$H_1 = 6.30$ - $H_2 = 11.55$ $H_3 = 28.05$ - $H_4 = 27.85$ $H_5 = 21.15$ - $H_6 = 9.65$ $H_7 = 14.45$ - $H_8 = 14.05$ $H_9 = 7.60$ - $H_{10} = 7.15$ $H_{11} = 7.85$	
Semelles	Largeur	10.0	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.2	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	15.0 × 12	

➢ **Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :**

Tableau III.3 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.50 - 2.5	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	1.7	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.68	
	Épaisseur	0.50	
Semelles	Largeur	10.0	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.2	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	20.0 × 12	

III.3.1.2. Pré-dimensionnement de la superstructure

- **Implantation des appuis :**

On propose dans cette variante un pont de 12 travées isostatiques à poutres précontraintes de longueur 34.6 m avec la longueur totale de l'ouvrage de 413 m.

- **Conception transversale :**

Notre tablier présente une largeur de 12.7 m, repose sur huit poutres de 2 m de hauteur, avec un espacement de 1.6 m entre elle, solidarisées par une dalle de 25 cm d'épaisseur. Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit.

Tableau III.4 – Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 1.

Eléments	Ration usuel	Valeur retenu (cm)
Largeur totale	-	1 270
Longueur de la poutre	-	3 450
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	200
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	225
Entraxe des poutres	$1.40\ m < \lambda < 2.00\ m$	160
Nombre des poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	8
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre : $b \geq 0.6 \times H_p$	120
Épaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	20
La largeur du talon	$L_t = (l \times L^2) / (H_t^2/K) /N$ Avec : $1\ 100 < K < 1\ 300$	60
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	25
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	-	25
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	-	60
Entretoise d'about	-	35 × 160

III.3.1.3. Présentation 3d de la variante

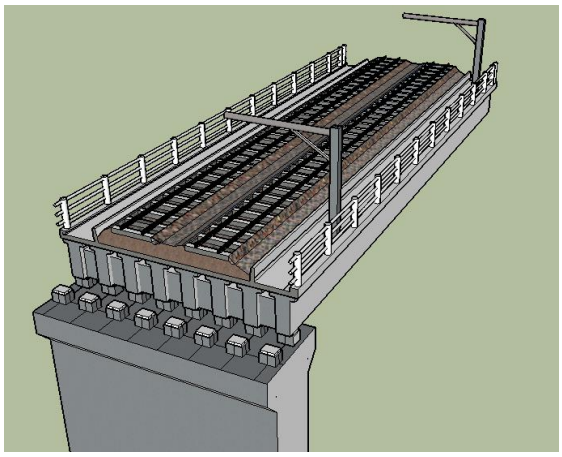
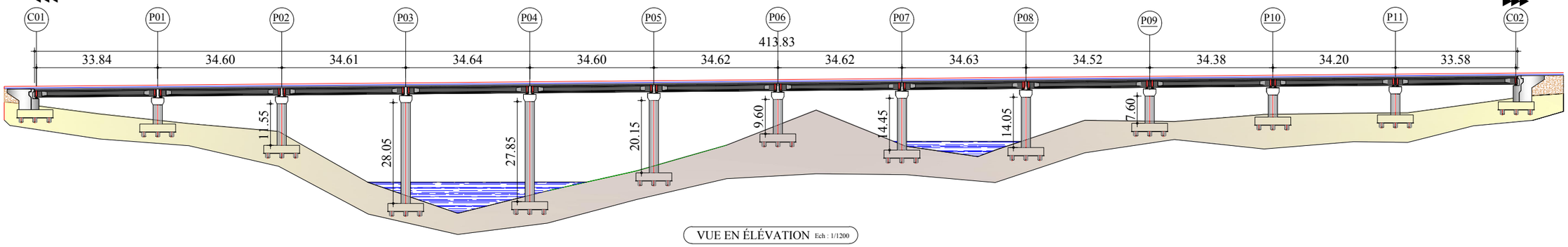


Figure III.1 – Présentation 3d de la varainte1.

VERS BOUCHEGHOUF

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1200

VERS OUED EL KEBRIT



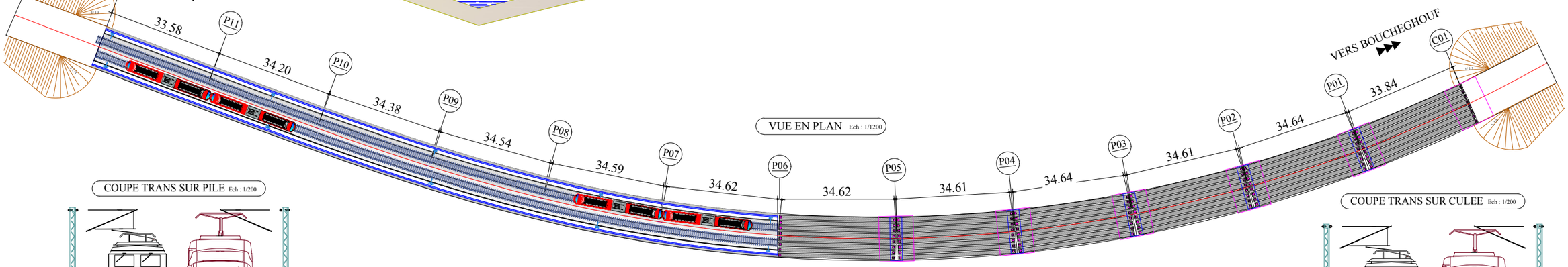
VUE EN ÉLÉVATION Ech : 1/1200



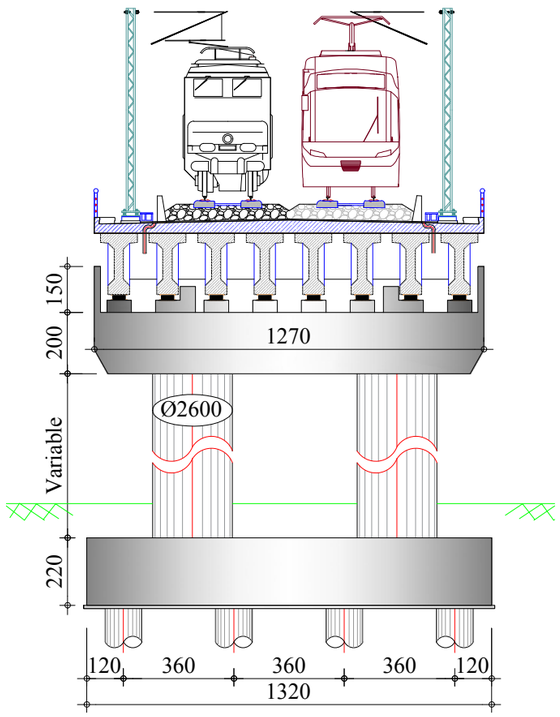
VERS OUED EL KEBRIT

VERS BOUCHEGHOUF

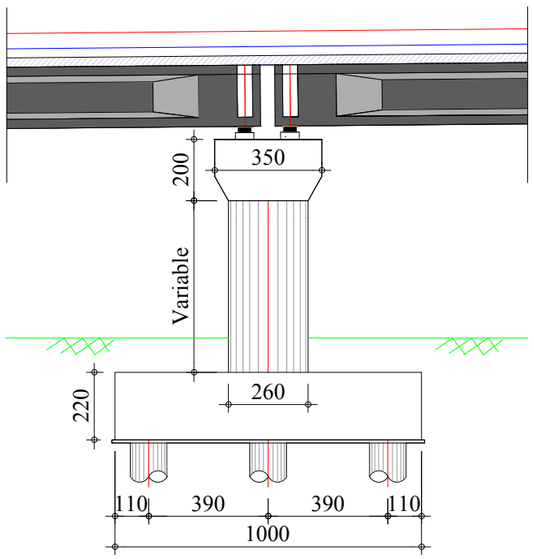
VUE EN PLAN Ech : 1/1200



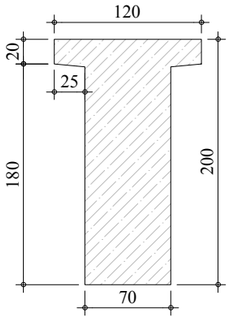
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/200



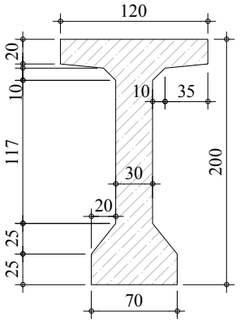
COUPE EN LONG SUP PILE Ech : 1/100



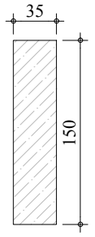
SECTION D'ABOUT Ech : 1/50



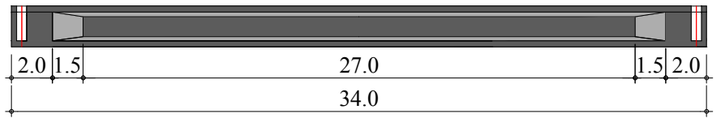
SECTION MI TRAVEE Ech : 1/50



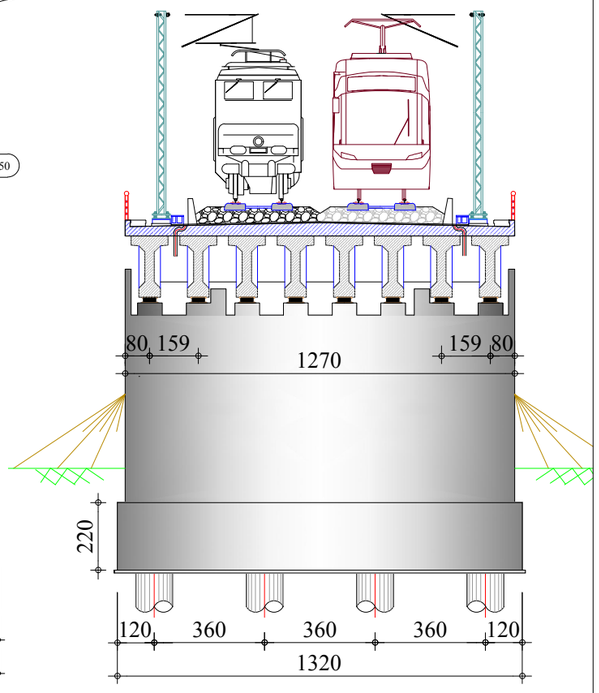
ENTRETOISE D'ABOUT Ech : 1/50



COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/300



COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/200



III.3.2. VARIANTE DEUX (2) : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

III.3.2.1. Description de la méthode

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol sauf les travées d'extrémité, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour-cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est, en général, de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferraillage sont bien supérieurs aux gains de matière possible au-delà de 65/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

III.3.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

- **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

Tableau III.5 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles type 1.

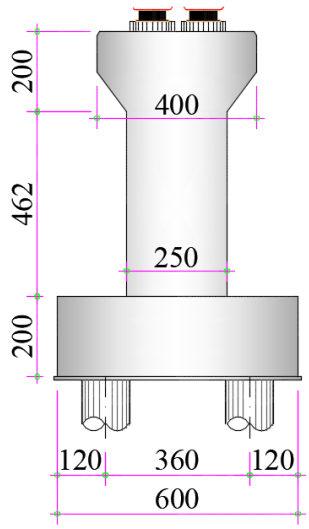
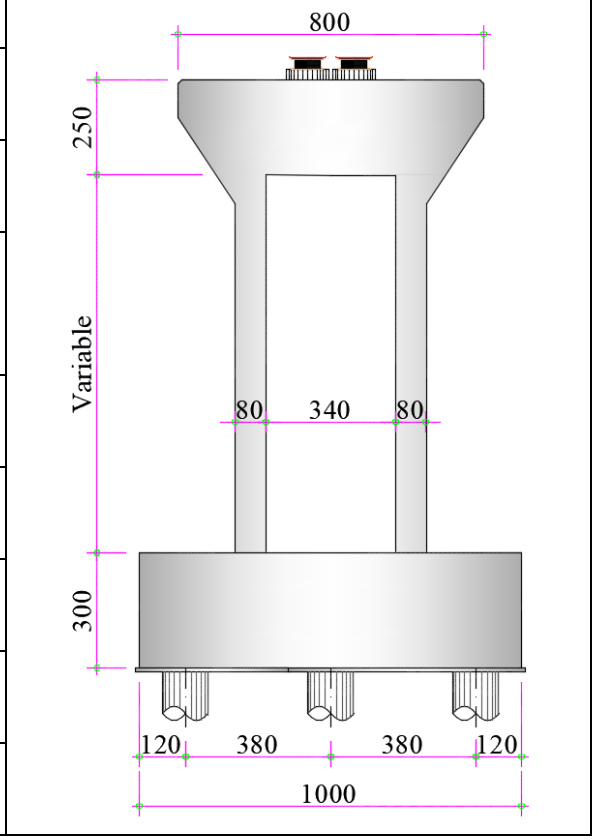
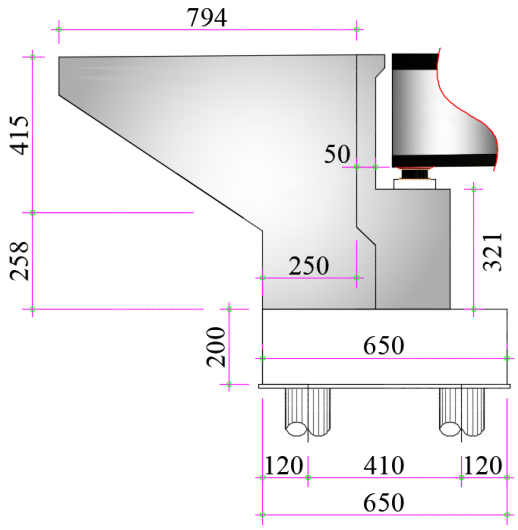
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	2.5 - 5	
	Largeur	5 - 4	
	Hauteur	H_1 = 06.62 H_6 = 04.22	
Semelles	Largeur	6.0	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	20 × 8	

Tableau III.6 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles type 2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	5	
	Largeur	4	
	Epaisseur	0.8	
	Hauteur	$H_2 = 23.10$ $H_3 = 21.18$ $H_4 = 10.49$ $H_5 = 05.79$	
Semelles	Largeur	10.0	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	3.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

➢ **Pré dimensionnement des culées remblayées/ Guide SETRA :**

Tableau III.7 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3.21	
	Longueur	12.70	
	Épaisseur	2.00	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.60	
	Épaisseur	0.50	
Semelles	Largeur	6.50	
	Longueur	13.20	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

III.3.2.3. Pré-dimensionnement de la superstructure

➢ **Implantation des appuis :**

La conception longitudinale de cette variante est caractérisée par la projection d'un pont de quatre travées principales de 70 m, à hauteur variable et une travée principale de 59 m, deux travées de rives de 42 et 28 m. (Voir le plan d'ensemble de cette variante en format A3)

➢ **Conception transversale (Selon SETRA) :**

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

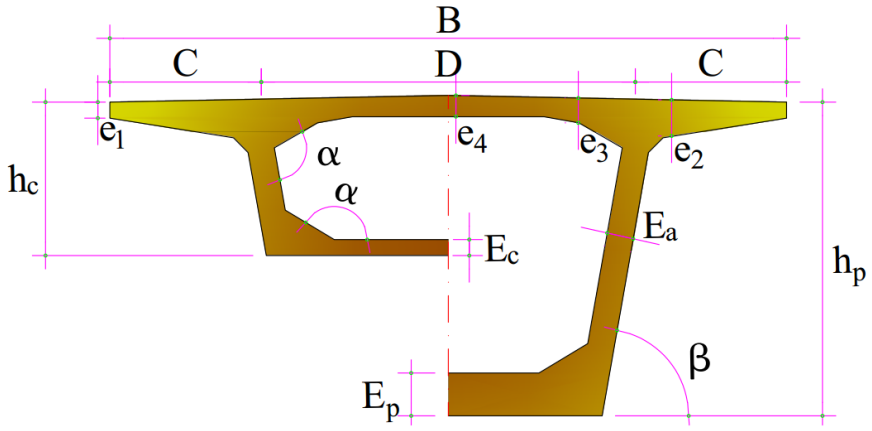


Figure III.2 – Notation des dimensions.

Tableau III.8 – Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 2.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur VSP	$\frac{L}{h_P} = 14 + \frac{L}{45}$	600
Hauteur à la clef	$\frac{L}{h_C} = 19 + \frac{L}{7}$	300
Largeur du voussoir	B	1270
C	B/4	317.5
D	B - 2C	635
e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	30
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	56
E_P	-	75
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	49
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	50
E_c	$E_c \geq 1/3\ E_P$	30
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°
Gousset inférieur	$40° < \alpha < 45°$	30°

➢ **Découpage des voussoirs :**

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.

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.50 à 4 m, voire 5 m. If haut noté le découpage de voussoirs courants dépend des moyens matériels disponibles.

La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants.

Le résultat de notre découpage :

Tableau III.9 – Découpage des voussoirs le long de l'ouvrage.

N° Travée	L (m)	N°VSP Type 1		N°VSC Type 1		VSP Type 2		VSC Type 2		Clavage	
		L = 8 (m)	H = 6 (m)	L = 5 (m)	H = V (m)	L = 4 (m)	H = 3 (m)	L = 3 (m)	H = 3 (m)	L = 2 (m)	H = 3 (m)
1	28	/		/		1/2		8		1	
2	59	/		6		1		7		1	
3	70	1		12		/		/		1	
4	70	1		12		/		/		1	
5	70	1		12		/		/		1	
6	70	1		12		/		/		1	
7	42	1/2		6		/		2		1	

III.3.2.4. Présentation 3d de la variante

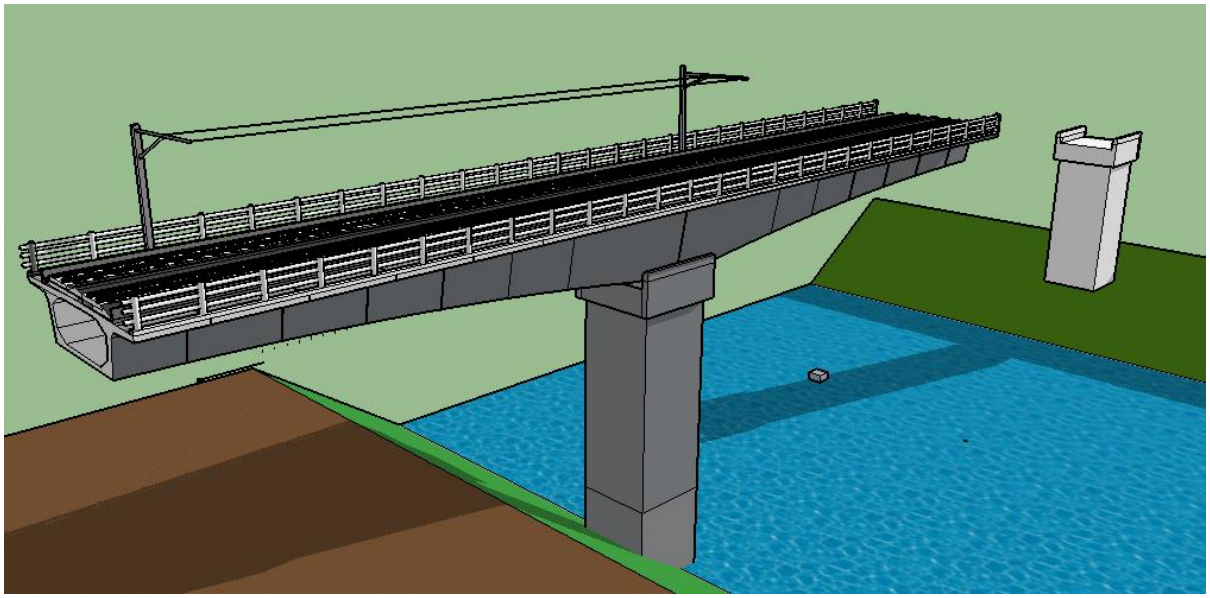
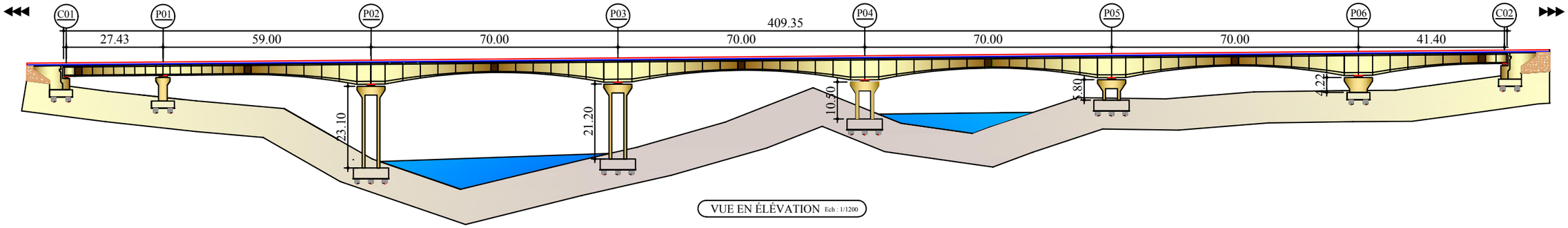


Figure III.3 – Présentation 3d de la varainte 2.

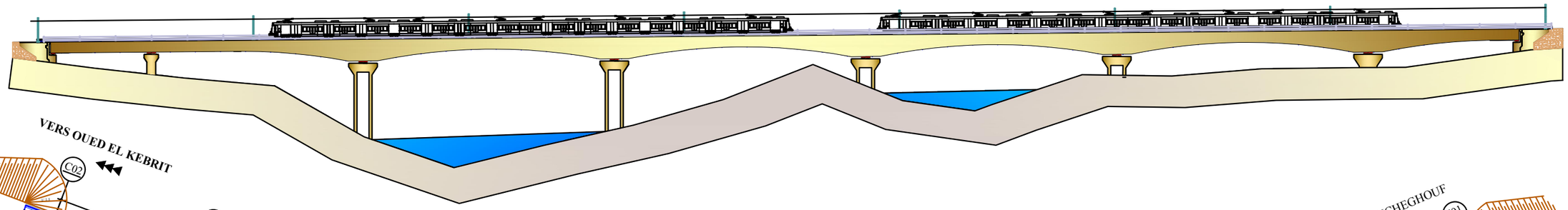
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1200

VERS BOUCHEGHOUF

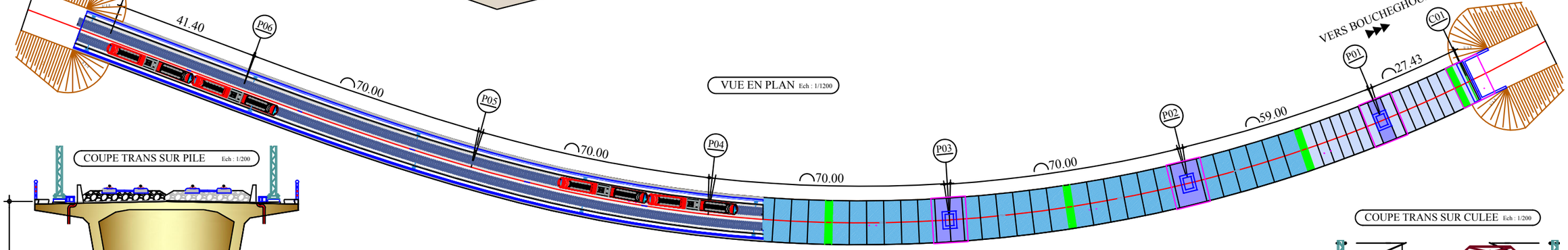
VERS OUED EL KEBRIT



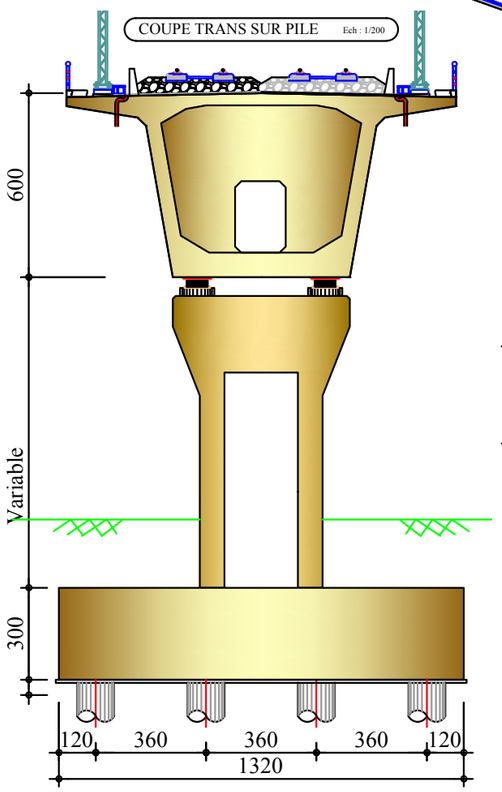
VUE EN ÉLÉVATION Ech : 1/1200



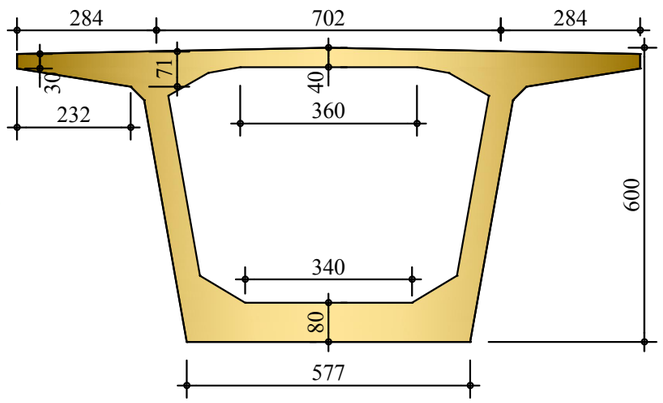
VUE EN PLAN Ech : 1/1200



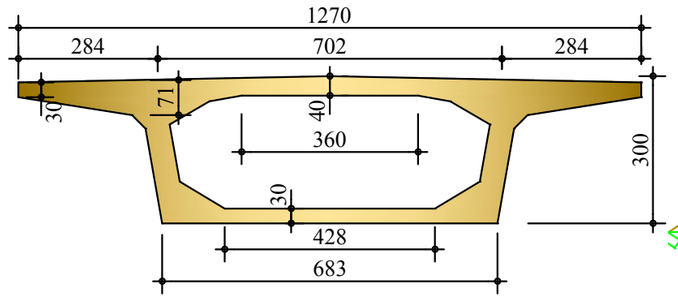
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/200



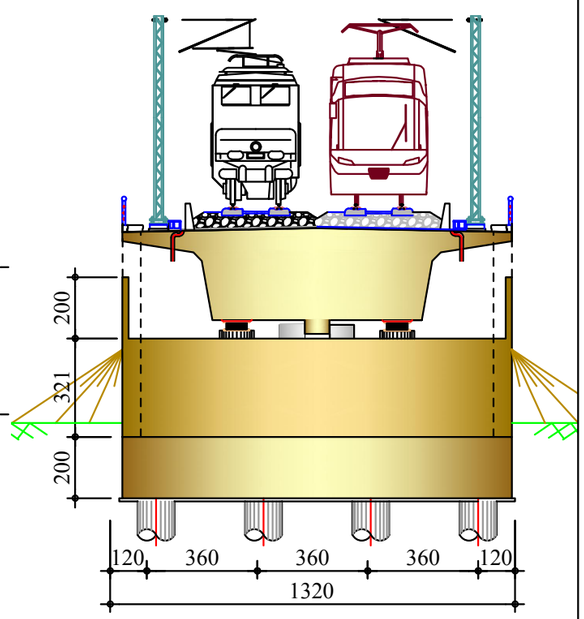
COUPE VOUSSOIR SUR PILE Ech : 1/200



COUPE VOUSSOIR A LA CLEF Ech : 1/200



COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/200



THÈME : CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC -1- DE LA LINGE FERROVIAIRE EST TRONCON SOUK AHRAS-OUED KEBRIT	CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE	Variante N° 02 : PONT VOUSSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS	Page : 39

III.3.3. VARIANTE 3 : « Pont mixte bipoutre continu section constant exécuter par lancement »

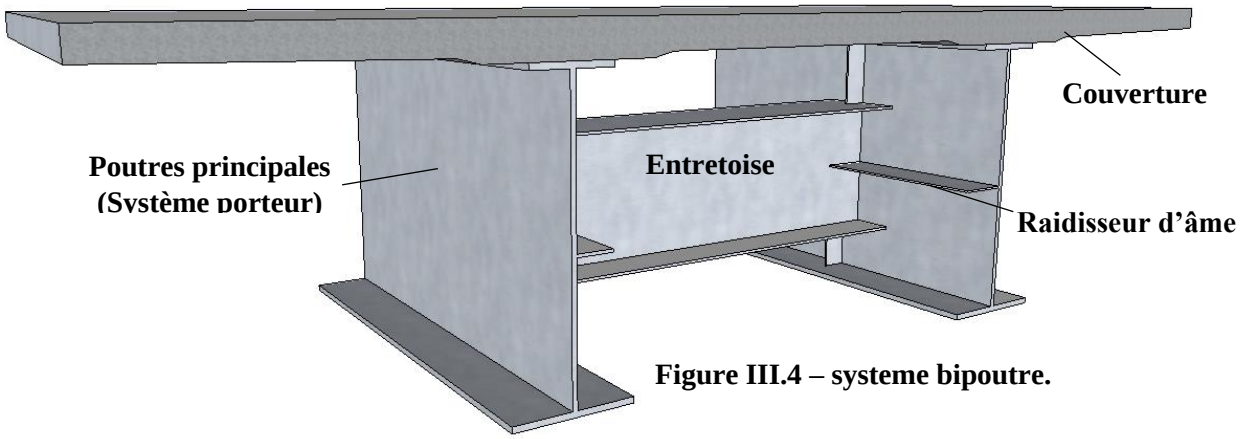


Figure III.4 – systeme bipoutre.

III.3.3.1. Description de la méthode

Elle consiste à assembler les éléments de la structure métallique sur une aire de montage située dans le prolongement de l'axe du pont à l'une des deux extrémités de l'ouvrage, ou aux deux. Une fois que les éléments sont assemblés, la structure est tirée ou poussée dans sa position définitive. Si l'ouvrage n'est pas trop long et l'aire d'assemblage suffisante, une seule phase de lançage suivra une seule phase d'assemblage. Par contre, si le tablier est long et l'aire d'assemblage insuffisante, le tablier sera assemblé et lancé en plusieurs phases.

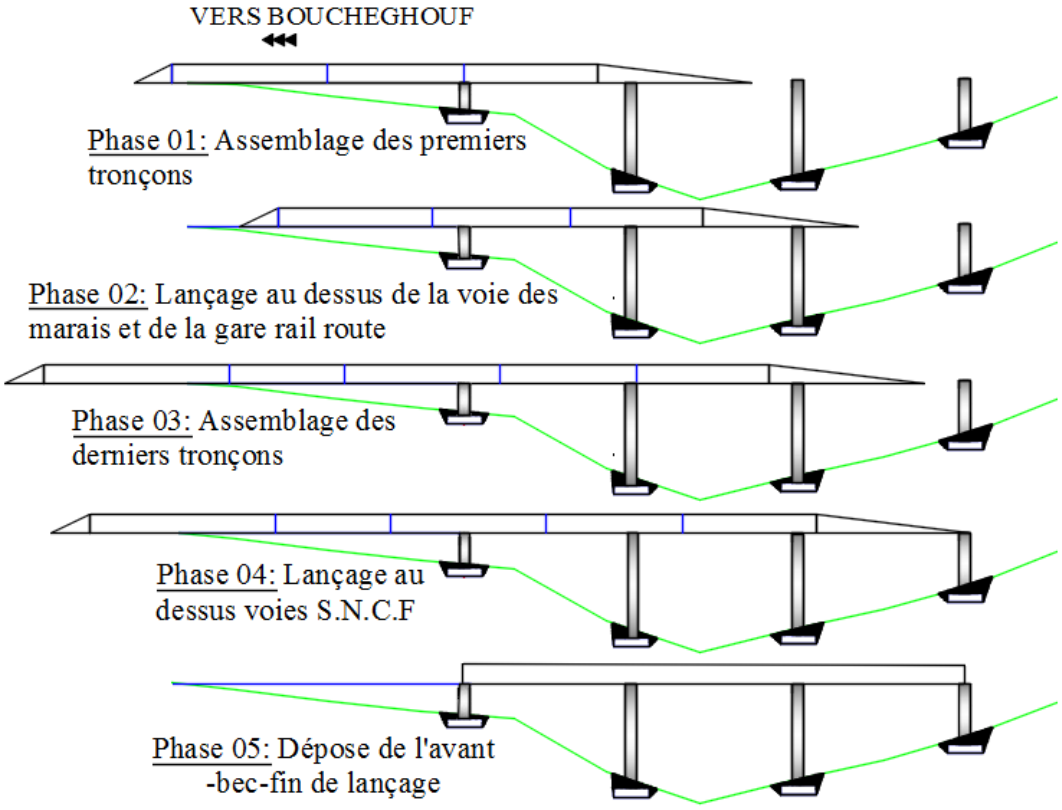


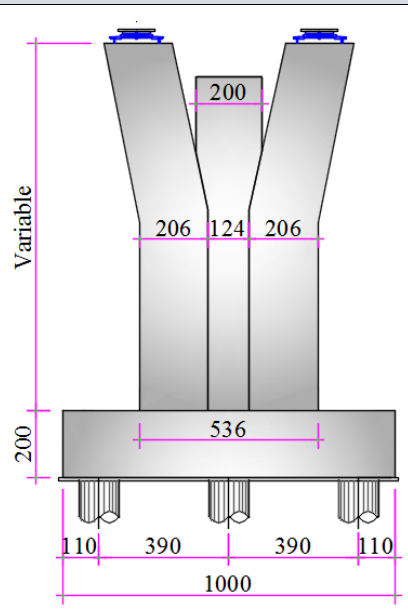
Figure III.5 – Exemple sur la méthode de lancement.

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, Les travées de rive égale 60 à 80 % de travée centrale.

III.3.3.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

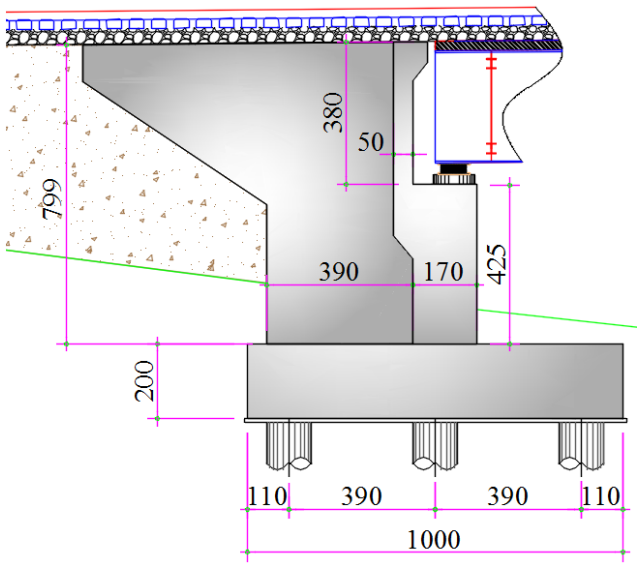
- **Pré-dimensionnement des piles :**

Tableau III.10 – Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	5.36	
	Largeur	3	
	Epaisseur	0.8	
	Hauteur	$H_1 = 8.15$ - $H_2 = 27.45$ $H_3 = 27.05$ - $H_4 = 16.20$ $H_5 = 13.20$ - $H_6 = 13.30$ $H_7 = 8.40$ - $H_8 = 6.65$	
Semelles	Largeur	10	
	Longueur	10	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 9	

- **Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :**

Tableau III.11 – Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.25 - 4.00	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	1.70	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.81	
	Épaisseur	0.50	
Semelles	Largeur	10.0	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

III.3.3.3. Pré-dimensionnement de la superstructure

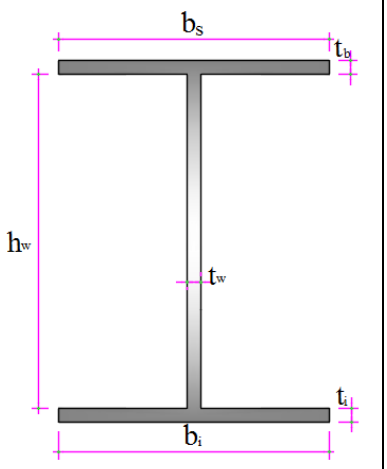
➢ **Implantation des appuis :**

La conception longitudinale de cette variante est caractérisée par la projection d'un pont de sept travées principales de 45 m, à hauteur 2.5 m, deux travées de rives de 36 m. (Voir le plan d'ensemble de cette variante en format A3).

➢ **Conception transversale (Selon SETRA) :**

Le pont repose sur deux poutres PRS 2 500 principaux espacés par 5.5 m entretoisée entre elle par des entretoises chaque 5 m, une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goujons.

Tableau III.12 – Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)	Figure
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260 mm	300	
Hauteur PRS	H = L/28	2 500	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005h_w$	50	
Epaisseur semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	70	
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	40	
Largeur semelle inférieure	500 mm $\leq b_i \leq$ 12 00 mm	1 200	
Largeur semelle supérieure	400 mm $\leq b_s \leq$ 1 000 mm	1 000	

➢ **Les entretoises :**

Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE600 alors que les entretoises sur appuis sont des profilés reconstitués soudés (P.R.S.1 500).

Tableau III.13 – Récapitulation du pré dimensionnement des entretoises.

Eléments	IPE 600 (mm)	PRS 1 500 (mm)
Hauteur principales	600	1 500
Epaisseur de l'âme	12	30
Epaisseur semelle inférieure	19	40
Epaisseur de la semelle supérieure	19	40
Largeur semelle inférieure	220	300
Largeur semelle supérieure	220	300

➢ **Choix de la nuance d'acier :**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

➢ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique :**

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Un goujon : est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête. La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

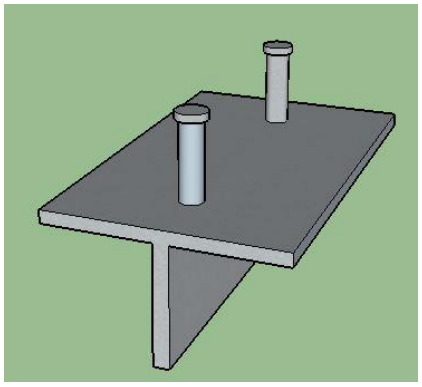


Figure III.6 – Un goujon.

III.3.3.4. Présentation 3d de la variante

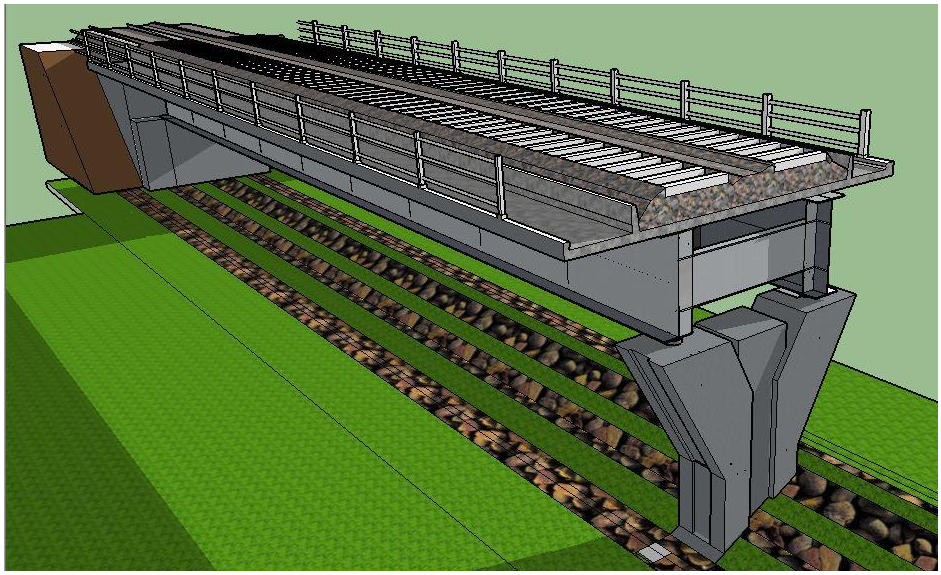
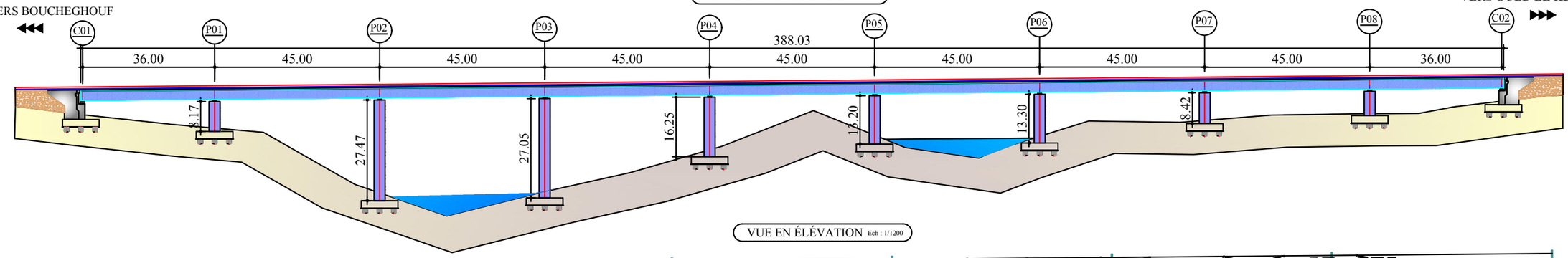


Figure III.7 – Présentation 3d de la varainte 3

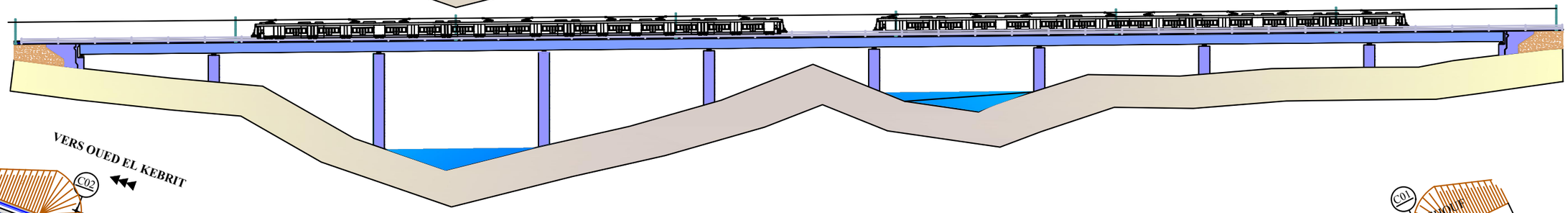
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1200

VERS BOUCHEGHOUF

VERS OUED EL KEBRIT

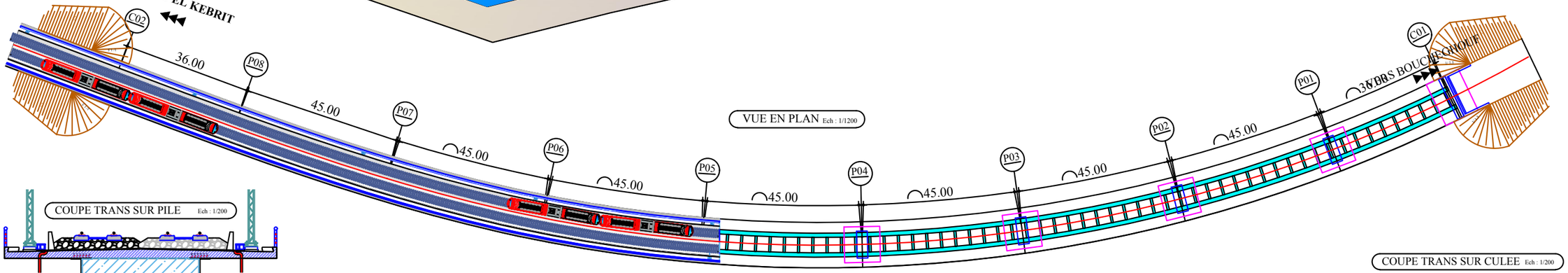


VUE EN ÉLÉVATION Ech : 1/1200

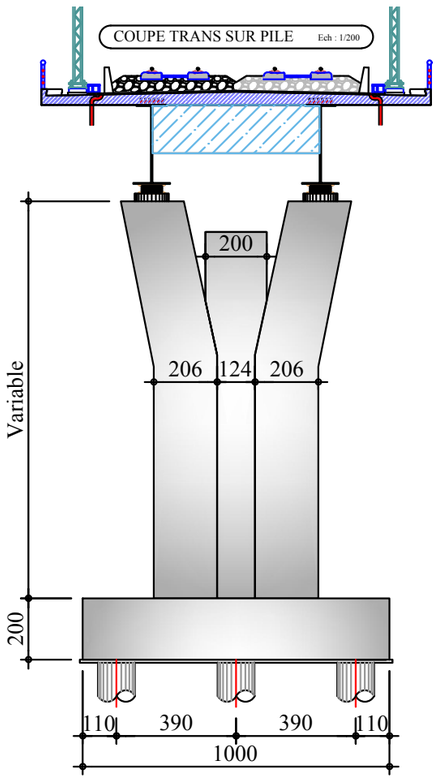


VERS OUED EL KEBRIT

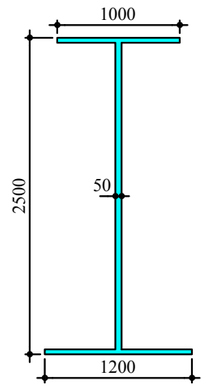
VUE EN PLAN Ech : 1/1200



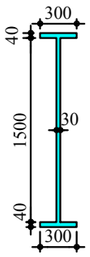
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/200



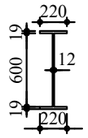
COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/50



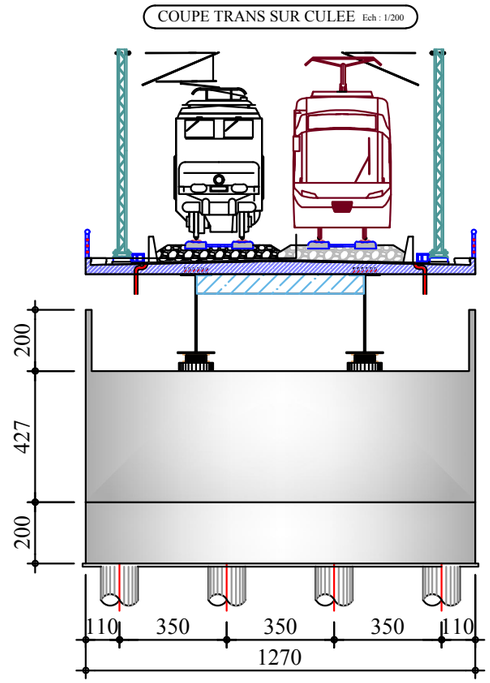
ENTRETOISE SUR APPUIS Ech : 1/50



ENTRETOISE COURANTE Ech : 1/50



COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/200



THÈME : CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC -1- DE LA LINGE FERROVIAIRE EST TRONCON SOUK AHRAS-OUED KEBRIT	CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE	Variante N° 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE CONTINU SECTION CONSTANT EXÉCUTER PAR LANCEMENT	Page : 44

III.4. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT

III.4.1. Méthode de calcul

Pour vérifier le pré dimensionnement des trois variantes proposées, nous effectuerons un calcul à une seule combinaison de charge identique à toutes les variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement, cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges. Pour le pré dimensionnement on va se limiter aux charges suivantes :

G = 10 kN/m²
Q = 100 kN/ml/Voie

III.4.2. Vérification de la variante 1

III.4.2.1 Sollicitations

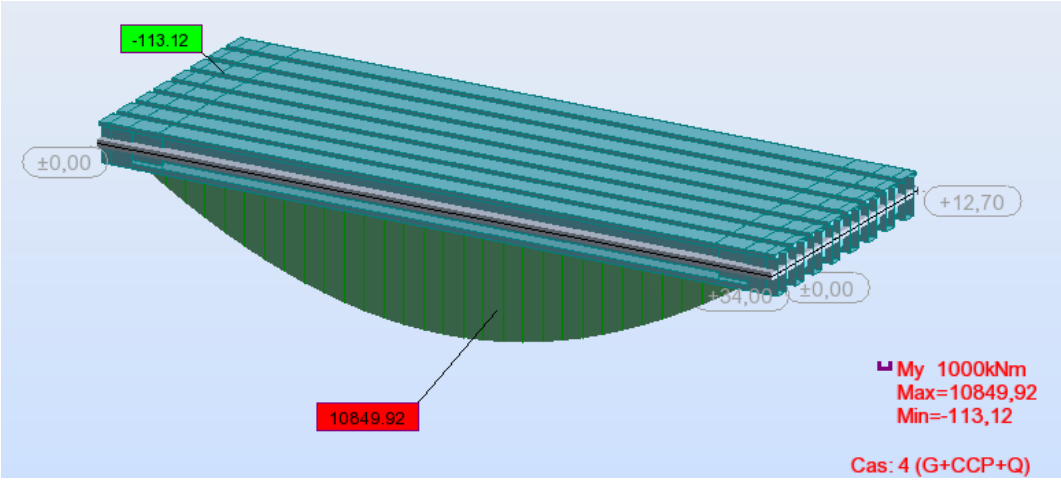


Figure III.8 – Modélisation robot présente le moment maximal de 1ère variante.

III.4.2.2. Estimation des sections de précontraintes

La section de précontrainte est estimée à mi- travée, les caractéristiques géométriques utilisées sont ceux de la section intermédiaire, et les câbles de précontraintes sont du 13T15s.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{P0} \times Z_P} \text{ et } n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0}$$

Avec :

A_P : section de précontrainte à déterminer ;
M_{ext} : moment maximal dû à la combinaison de charge G + Q, égale à 10.84 MN.m.
σ_{p0} : sa tension d'origine est de : σ_{p0} = 1 488 MPa pour un câble de 13T15s.
$Z_p = 0.9\ d_p = 0.9 \times (2.25) = 2.025$ m ;
ΔP : perte de tension, elle est estimée dès le début de 25 %.
A_0 : section de précontrainte d'un câble, égale à 1 950 mm² pour un câble de 13T15s.

Application Numérique :

> **A_P = 3 597.5 mm²** ➔ n ≥ 2.46. On prend : n = **3 câbles 13T15s**

III.4.2.3 Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée.

Les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + (-P \times e_0 + M) \times \frac{v}{I}$$

- Contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} =$ 21 MPa.
- Contrainte limite de traction : $\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05\,\text{MPa}$ (Hors section d'enrobage).
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7\,\text{MPa}$ (Section d'enrobage).

Application Numérique :

> S = 1.43 m² ; I = 0,84 m⁴
> υ = 0.58 m ; υ' = 1.42 m
> d = 15 cm ; e = 1.27 m
> P_0 = 6.53 MN

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2.7 \leq \sigma_{sup} = 6.36 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4.05 \leq \sigma_{inf} = 0.17 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

III.4.3. Vérification de la variante 2

III.4.3.1 Sollicitations

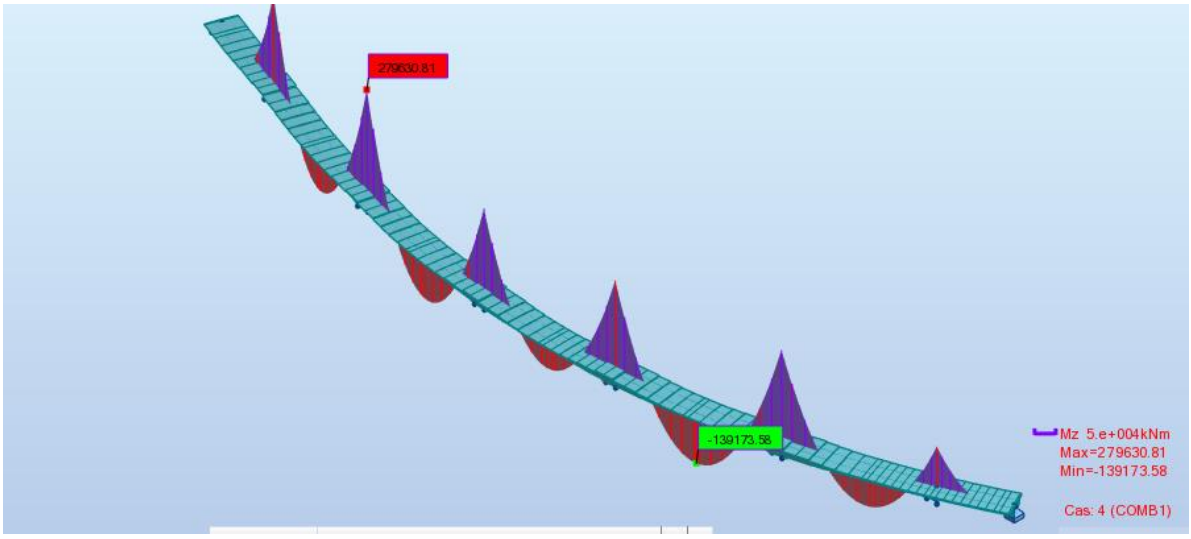


Figure III.9 – Modélisation robot présente le moment maximal de 2ème variante.

III.4.3.2. Estimation des sections de précontraintes

L'estimation de section de précontrainte dans cette phase se basant sur l'approche d'utilisation la précontrainte intérieure pour reprendre le poids propre de l'ouvrage ainsi les charges et les surcharges effectives, pour l'estimation de section de précontrainte, on le considère comme une poutre continue on calcul la précontrainte sur pile et à mi travée.

Application Numérique :

- Sur pile :

M = 270.63 MN.m ; $Z_p = 0.9 \times 6 = 5.4$ m
$A_P = 33\,680.56$ mm² ➔ $n \geq 24.94$.
On prend : n = 26 câbles 12T15s.

- A mi-travée :

M = 139.173 MN.m ; $Z_p = 0.9 \times 3 = 2.70$ m.
$A_P = 34\,799.47$mm² ➔ $n \geq 25.76$.
On prend : n = 26 câbles 12T15s.

III.4.3.3. Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

Application Numérique :

- Sur pile :

S = 15.09 m² ; I = 84.62 m⁴
υ = 2.39 m ; υ' = 3.61 m
d = 15 cm ; e = 2.24m
P_0 = 52.23 MN

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2.7 \leq \sigma_{sup} = 9.77 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4.05 \leq \sigma_{inf} = -1.03 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

- A mi-travée :

S = 11.14 m² ; I = 12.62 m⁴
υ = 1.17 m ; υ' = 1.83 m
d = 15 cm ; e = 1.02 m
P_0 = 52.23 MN

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2.7 \leq \sigma_{sup} = 17.20 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4.05 \leq \sigma_{inf} = -3.33 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

III.4.4. Vérification de la variante 3

III.4.4.1. Sollicitations

Les résultats sont montrés dans la figure ci-après.

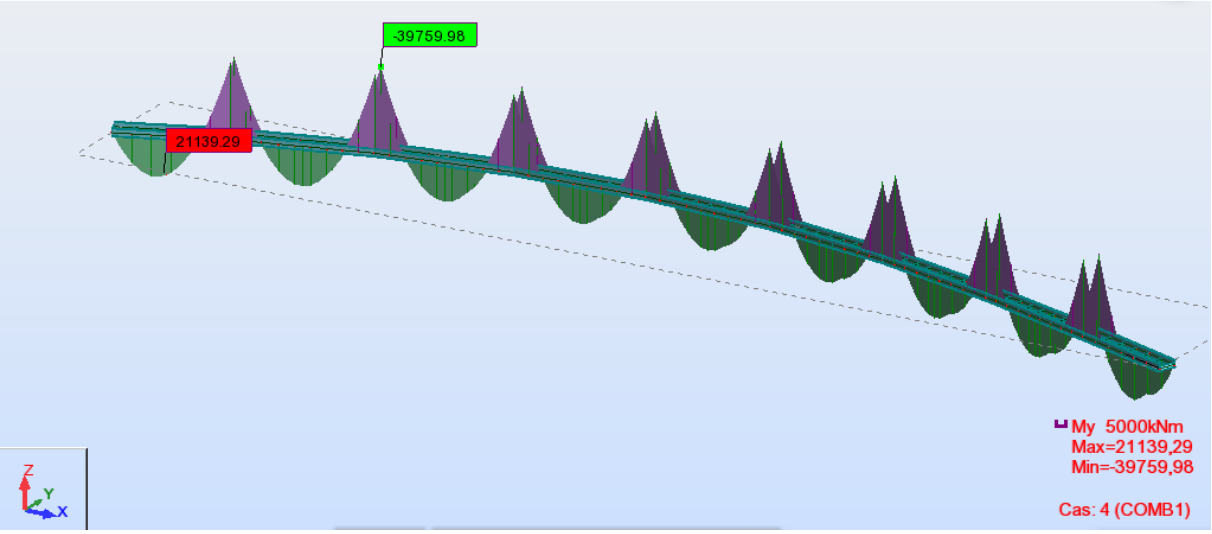


Figure III.10 – Modélisation robot présente le moment maximal de 3ème variante.

III.4.4.2. Vérification du cisaillement « effort tranchant »

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{él,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$V_{él,Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_1}}$$

Tel que :

V_{Ed} : valeur de calcule du moment fléchissant.
$V_{él,Rd}$: le moment résistant de calcul au déversement.
A_V : aire de cisaillement.
f_y : moment résistance élastique de section bruite.
γ_{M_1} : coefficient de sécurité égale 1.1 (section classe 3).

Application Numérique :

$A_V = A - t_s b_s - t_i b_i + (t_w + 2r)t_i = 0.129$ m²
$V_{Ed} = 5\,266.98$ kN
$f_y = 0.235$ kN/mm²
$V_{él,Rd} = 15\,911.25$ kN

$$\frac{5\,266.98}{15\,911.25} = 0.33 \leq 1$$

La condition de non -cisaillement est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

III.4.4.3. Vérification l'interaction entre l'effort tranchant et moment de flexion

$\frac{V_{Ed}}{V_{él,Rd}} \leq 0.5$ « Pas d'interaction » ; $\frac{V_{Ed}}{V_{él,Rd}} > 0.5$ « il y'a d'interaction »

Application Numérique :

$$\frac{5\ 266.98}{15\ 911.25} = 0.33 \leq 0.5 \text{ « Pas d'interaction »}$$

III.4.4.4. Vérification du voilement

On a une section de classe 3, donc on vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :

$\frac{h_w}{t_w} \leq 124\ \varepsilon$; ε : déformation élastique égale 1 pour section de classe 3 pour l'acier S235.

Application Numérique :

$$\frac{2\ 500}{50} = 50 \leq 124$$

La condition de non -voilement est vérifiée, donc pas de risque de voilement.

III.4.4.5. Vérification de la stabilité au déversement

Il convient de vérifier une barre non maintenue latéralement et soumise à une flexion selon l'axe fort vis-à-vis du déversement de la façon suivant :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \ ; \ M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{el}}{\gamma_{M_1}}$$

Tel que :

M_{Ed} : valeur de calcule du moment fléchissant.
$M_{b,Rd}$: est le moment résistant de calcul au déversement.
χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.
M_{el} : moment résistance élastique de section bruite.

Application Numérique :

D'après l'application Socotec (dever CM) on a :
$\chi_{LT} = 0.32$; $M_{el} = 37\ 150$ kN.m ; $M_{b,Rd} = 10\ 814$ kN.m

$$\frac{21\ 139.29}{10\ 814} = 1.95 \geq 1$$

La condition de non-déversement est non vérifiée, donc on utiliser un blocage latéral (les raidisseurs).

III.5. ANALYSE DES VARIANTES

III.5.1. Devis quantitatif estimatif

Tableau III.14 – Devis de la 1ère variante.

DEVIS VARIANTE N°01					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 340.00	55 000.00	128 700 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 020.00	2 500.00	17 550 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	156.00	40 000.00	6 240 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	156.00	24 000.00	3 744 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2.00	4 000 000.00	8 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**164 234 000.00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	178.00	10 500.00	1 869 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 780.00	15 000.00	56 700 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 580.00	16 000.00	41 280 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	352.00	16 000.00	5 632 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	5 340.00	18 000.00	96 120 000.00
TOTAL (Poste 2)					**201 601 000.00**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	820.00	110 000.00	90 200 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	962.00	120 000.00	115 440 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	138	420 000.00	67 200 000.00

TOTAL (Poste 3)	**272 840 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art					
4.1	a-Amenée du matériel, installation de chantier : b-Repli du matériel c-Débroussaillage et essartage/Abattage, arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale d-Études d'exécution	F		50 000 000.00	50 000 000.00
4.2	e-Transport et pose des poutres	F	-	12 000 000.00	12 000 000.00
TOTAL (Poste 4)					**62 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	700 675 000.00
T V A 19 %	133 128 250.00
TOTAL EN TTC	**833 803 250.00**
Huit cent trente - trois millions huit cent trois mille deux cent cinquante Dinars Algérien	

Tableau III.15 – Devis de la 2ème variante.

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 400.00	55 000.00	132 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 200.00	2 500.00	18 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	40 000.00	3 840 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	96.00	24 000.00	2 304 000.00

1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2.00	4 000 000.00	8 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**164 144 000.00**

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	90.00	10 500.00	945 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 728.00	15 000.00	25 920 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 158.00	16 000.00	18 528 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	313.00	16 000.00	5 008 000.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	5 324.00	36 000.00	191 664 000.00
TOTAL (Poste 2)					**242 065 000.00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	395.00	110 000.00	43 450 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs	T	1 200	120 000.00	144 000 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs	T	235	480 000.00	112 800 000.00
3.4	Acier de précontrainte de clouage	T	16	480 000.00	7 680 000.00
TOTAL (Poste 3)					**307 930 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art					
4.1	a-Amenée du matériel, installation de chantier : b-Repli du matériel c-Débroussaillage et essartage/Abattage, arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale d-Études d'exécution	F		60 000 000.00	60 000 000.00
4.2	e-équipement mobile	F	-	15 000 000.00	15 000 000.00

TOTAL (Poste 4)	**75 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	789 139 000.00
T V A 19 %	149 936 410.00
TOTAL EN TTC	**939 075 410.00**
Neuf cent trente-neuf millions soixante-quinze mille quatre cent dix Dinars Algérien	

Tableau III.16 – Devis de la 3ème variante.

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 400.00	55 000.00	132 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 200.00	2 500.00	18 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	40 000.00	3 840 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	96.00	24 000.00	2 304 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2.00	4 000 000.00	8 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**164 144 000.00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	111.00	10 500.00	1 165 500.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2 128.00	15 000.00	31 920 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 748.00	16 000.00	27 968 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	184.00	16 000.00	2 944 000.00
2.6	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 807.29	18 000.00	32 531 220.00
TOTAL (Poste 2)					**96 528 720.00**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence	T	503.00	125 000.00	62 875 000.00

	Fe E500 pour infrastructure				
3.2	Acier haute adhérence Fe E500 A pour superstructure	T	362.00	125 000.00	45 250 000.00
3.4	Acier charpente métallique pour tablier (poutre +entretoise)	T	1000	340 000.00	340 000 000.00
3.5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	1000	80 000.00	80 000 000.00
TOTAL (Poste 3)					**528 125 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art					
4.1	a-Amenée du matériel, installation de chantier b-Repli du matériel c-Débroussaillage et Décapage de la terre végétale d-Études d'exécution	F		60 000 000.00	60 000 000.00
4.2	e-échafaudage pour le montage du tablier	F	-	10 000 000.00	10 000 000.00
TOTAL (Poste 4)					**70 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	858 797 720.00
T V A 19 %	163 171 566.80
TOTAL EN TTC	**1 021 969 286.80**
Un milliard vingt et un millions neuf cent soixante-neuf mille deux cent quatre-vingts -six Dinars Algérien	

III.6. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

Tableau III.17 – Avantages et inconvénients des trois variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.	**1**-Il ne demande pas une expérience et la qualité de main d'œuvre **2**-Une bonne réutilisation des coffrages. **3**-Maîtriser de la préfabrication des poutres. **4**-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis.	**1**-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. 3- Leur mode de construction n'aide pas dans notre site accidentel. 4-Les poutres très hautes ça criée le fluage a longue durée.

Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements	**1**-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges, et des vallées très profondes ou accidentées. **2**-Souplesses d'exécution liées à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **3**-Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique incontestable.	**1**-Le poids est très important (tablier assez épais). **2**-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. **3**-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).
Variante N°03 : Pont mixte bipoutre a hauteur constante.	**1**-La possibilité de franchir des grandes portées. **2**-les caractéristiques mécaniques élevées de l'acier par rapport au béton	**1**-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier **2**-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. **3**-Un cout très élevé. **4**-Entretien périodique 5-On a un rayon ça rendre l'exécution de la méthode de lancement difficile.

III.7. CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante mixte bipoutre a pu être la solution convenable à ce franchissement, lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient, cependant le coût peut s'opposer à ce choix, alors que le recours à la construction par **encorbellements successifs** est dans ce cas le plus adéquat si en tient compte la difficulté d'accès au site.

La première variante également aurait pu la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site, le nombre important des appuis et le tracé de la voie potée caractérisé par un rayon.

CHAPITRE : IV

ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Au présent de ce chapitre, on va présenter les charges et les hypothèses de calcul définis par les normes et les règlements applicables dans le domaine des ouvrages d'art, afin d'assurer le fonctionnement du pont sous l'effet de différentes actions (naturel, fonctionnel) de telle sorte doit être capable de résister tout le long de sa durée de service et en phase de construction.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement l'ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

a) Règles B.A.E.L 91 modifié 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
b) Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
c) Eurocode 1 : actions sur les structures, densités, poids propre et charges d'exploitation.
d) RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
e) Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
f) Guides SETRA.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIEAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

IV.3.1. Béton

Tableau IV.1 – Caractéristiques de béton.

	Superstructure	**Infrastructure**
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de cement	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	300
f_{t28} (MPa)	2.70	2.22

NB : la densité du béton armé est de 25 kN/m^3.

IV.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

IV.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**.

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa.
- Module de la déformation élastique : E_s = 200 GPa.

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont :

- De 12 ml pour les barres droites.

IV.3.2.2. Armatures actives

Trois types des armatures de précontraintes (câbles Freyssinet) sont utilisées, câbles 15T15 classe 1 770 pour le fléau, 19T15s pour continuité classe 1 860 et 12T15 pour les câbles de clouage, de type TBR (très basse relaxation) classe 1 770.

- Résistance ultime : f_{prg} = 1 860/1 770 MPa
- Limite élastique : f_{peg} = 1 674/1593 MPa
- Module d'élasticité : E_p = 190 000 MPa
- Section droite d'un toron : $A_{p\text{-}1toron15\text{-}S}$ = 150 mm² ; $A_{p\text{-}1toronT15}$ = 140 mm²
- Section d'un câble :

  15T15 ➔ A_p = 2 100 mm², 19T15s ➔ A_p = 2 850 mm², 12T15 ➔ A_p = 1 680 mm²
- Diamètre de la gaine :

  12T15 et 15T15 ➔ Φ = 80 mm, 19T15s ➔ Φ = 95 mm
- Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : ρ = 2.5 %.
- Coefficient de recul d'ancrage : g = 2 mm.

  f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1 %.

  f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

➢ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85\, f_{cj} / \theta.\, \gamma_b \quad \textbf{(MPa)}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \textbf{ (MPa)}$$

Tableau IV.2 – Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		21.00	16.20

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Situation durable} \\ 1.5 & \text{Situation transitoire} \\ 1.15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➢ **Déformation longitudinale du béton :**

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) : $\mathbf{E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $\mathbf{E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$

IV.3.3.2. Armatures

➢ **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau IV.3 – Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Super	Infr
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1.6		250	250
T. Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1.6		200	200

➢ **<u>Classe de justification de la précontrainte :</u>**

Classe II, la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

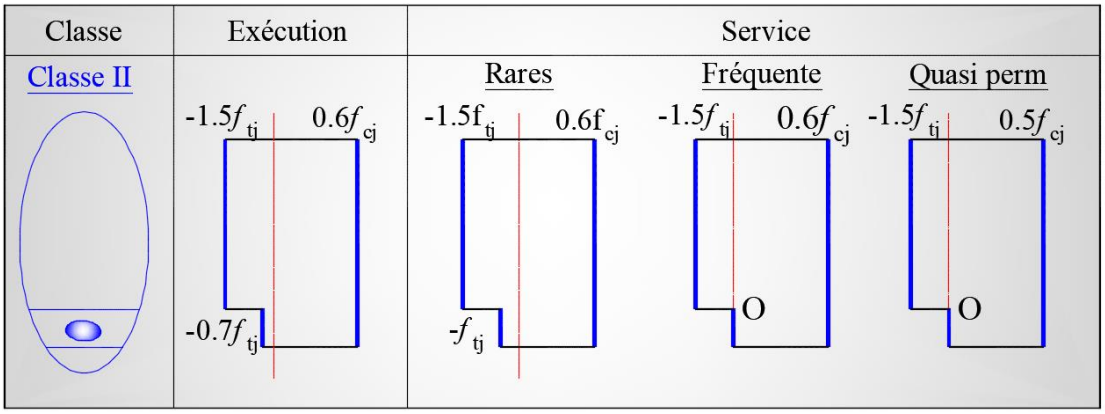


Figure IV.1 – Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVALUATIONS DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes

- **Poids des voussoirs à hauteur variable :**

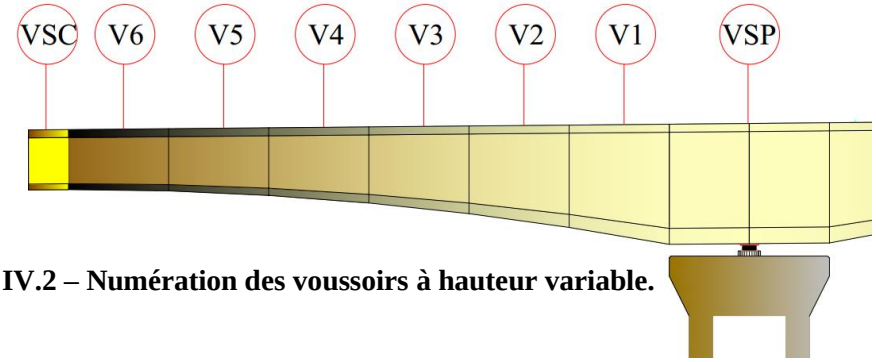


Figure IV.2 – Numération des voussoirs à hauteur variable.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.4 – Estimation du poids total des voussoirs à hauteur variable.

Variation S voussoirs	Calcul du poids des voussoirs

Données

Sp = 16.21 m²
Sc = 11.13 m²
l = 31 m
Lv = 5 m

Données

Lvsc 5 m
Lvsp 8 m
Lvscla 2 m

N° Vrs	X (m)	S(x) (m^2)
Vsp	0	16.21
V1	2.5	15.42
V2	7.5	14.05
V3	12.5	12.94
V4	17.5	12.09
V5	22.5	11.51
V6	27.5	11.19
Vc	31.0	11.13

L (m)	V (m^3)	P (kN)
8	129.68	3 242.00
5	77.12	1 927.96
5	70.25	1 756.16
5	64.70	1 617.40
5	60.47	1 511.68
5	57.56	1 438.99
5	55.97	1 399.34
2	22.26	556.50

Poids d'un demi-fléau : 11 550.78 kN

➢ **Poids des voussoirs à hauteur constante :**

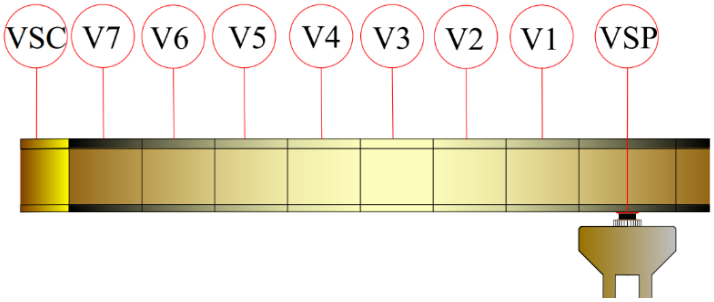


Figure IV.3 – Numération des voussoirs à hauteur constante

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.5 – Estimation du poids total des voussoirs à hauteur constante.

Variation S voussoirs	**Calcul du poids des voussoirs**

Données

Sp = 11.13 m²
Sc = 11.13 m²
l = 21 m
Lv = 3 m

Données

Lvsc 3 m
Lvsp 4 m
Lvscla 2 m

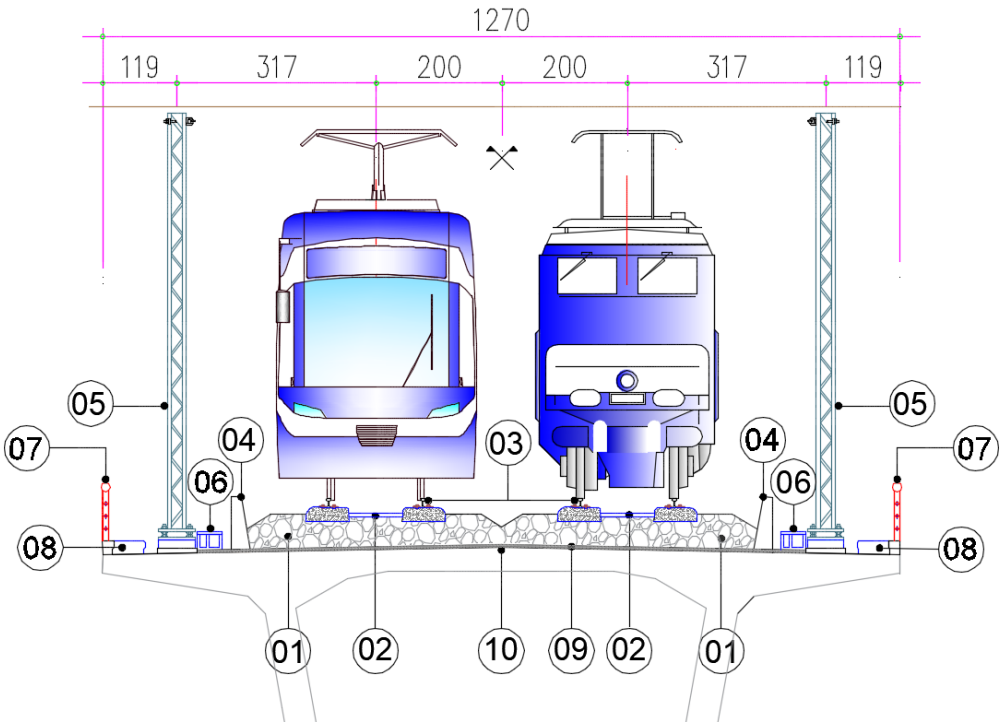
N° Vrs	X (m)	S(x) (m^2)
Vsp	0	11.13
V1	1.5	11.13
V2	4.5	11.13
V3	7.5	11.13
V4	10.5	11.13
V5	13.5	11.13
V6	16.5	11.13
V7	19.5	11.13
Vc	21	11.13

L (m)	V (m^3)	P (kN)
4	44.52	1113
3	33.39	834.75
3	33.39	834.75
3	33.39	834.75
3	33.39	834.75
3	33.39	834.75
3	33.39	834.75
3	33.39	834.75
2	22.26	556.50

Poids d'un demi-fléau : 6 678 kN

➢ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Tableau IV.6 – Evaluation des compléments de charges permanentes.



Elément	Chagres	Poids total (kN/ml)
1. Ballast	10 kN/m^2	80
2. Traverses bi-blocs	4.2 kN/ml	8.4
3. Rails	0.6 kN/ml	2.40
4. Murette	4.63 kN/ml	9.26
5. Support caténaire+ caténaire	0.034 kN/m	0.068
6. Caniveau	1.23 kN/ml	2.46
7. Garde-corps	0.34 kN/ml	0.68
8. Corniche	3.53 kN/ml	7.06
9. Étanchéité	0.88 kN/m^2	8.52
10. La chape de béton	0.84 kN/m^2	8.13
	Somme CCP	**126.97**

VI.4.1.2. Action thermique

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de **± 35° C** autour de la température d'origine prise égale à 10° C.

VI.4.1.3. Action du vent

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de 1.5 kN/m^2. Sur une surface partiellement masquée.

VI.4.2. Surcharges d'exploitation ferroviaires

Généralement il existe 4 schémas de charges LM71, SW/0, SW/2 et Train à vide et trois chargements verticaux fondamentaux : LM71 + SW/0, SW/2 et Train à vide**.**

- **Modèle de charges « LM71 » :**

Le modèle de charge LM71 représente l'effet statique d'un chargement vertical, résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiquées à la figure suivante :

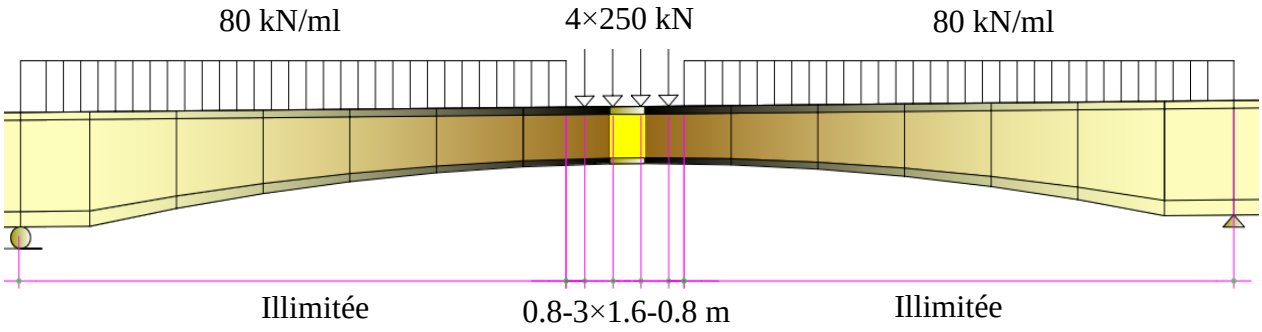


Figure IV.4 – Schéma de charge LM71.

- **Schémas de charges « SW/0 » et « SW/2 » :**

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

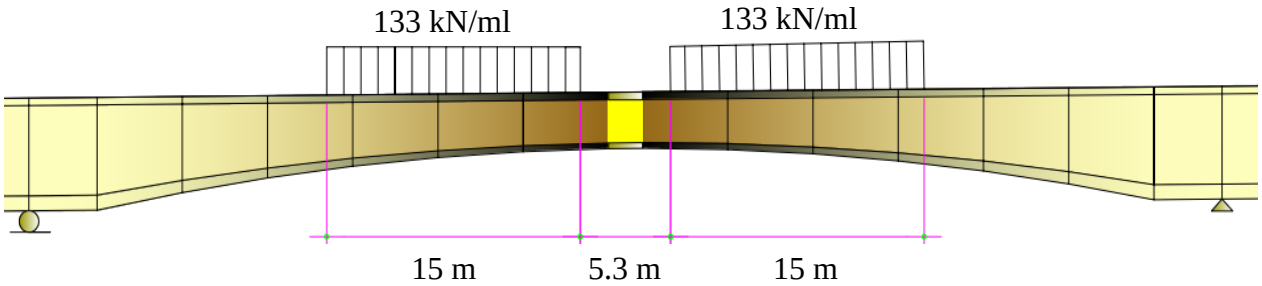


Figure IV.5 – Schéma de charge SW/0.

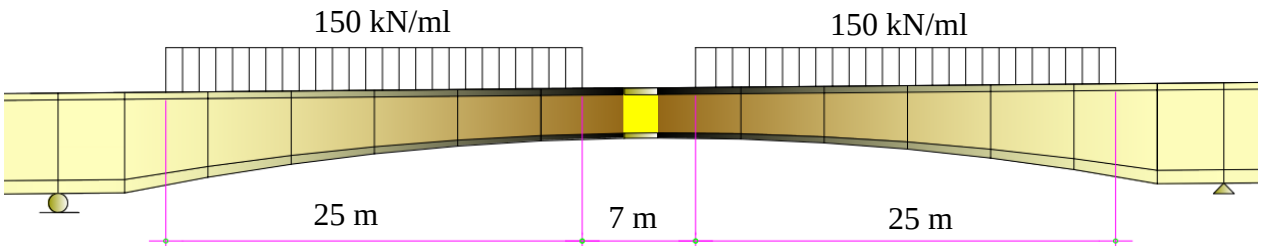


Figure IV.6 – Schéma de charge SW/2.

➢ **Modèle de charges « Train à vide » :**

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulières appelé « Train à vide ».

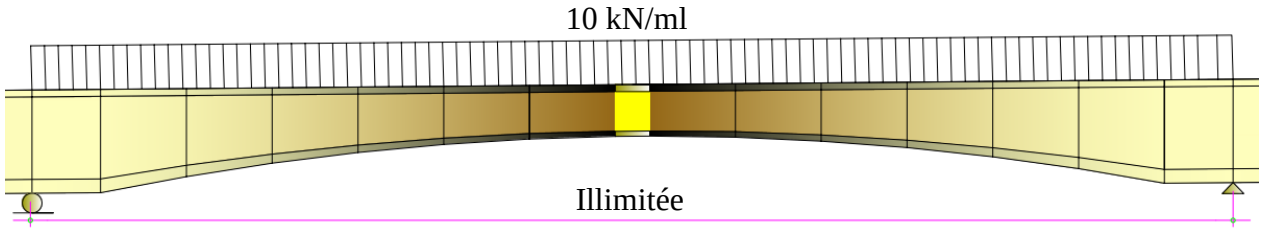


Figure IV.7 – Train à vide.

IV.4.3. Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :

- **LM71 + SW/0**
- **SW/2**
- **Train à vide**

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (Ces schémas ne devant pas être fractionnés. les effets de déchargement doivent être pris en compte).

NB : LM71 + SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets LM71 et de SW/0.

IV.4.4. Pose de voie ballastée

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 kN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur $a_2 = 0.30 + e/2$.

La charge sur la bande est uniforme et égale à : $\mathbf{P = {}^{250}/_{1.6 \times 2 \times a_2}}$

Avec :

e = 0.7 m, donc a_2 = 0.65 m.

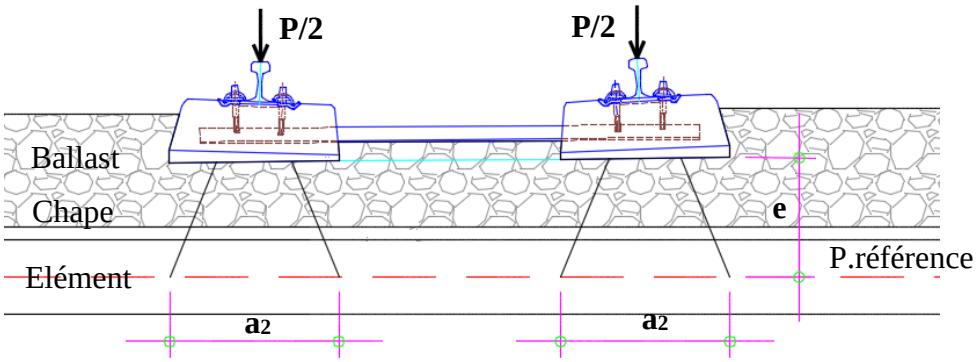


Figure IV.8 – Diffusion de charge sur une bande longitudinale.

IV.4.5. Effets dynamiques

Les effets dynamiques sont dus au passage des trains avec des charges successives espacées de façon plus au moins régulières, qui peut exciter l'ouvrage et créer le phénomène de résonance dans le cas où la fréquence de cette excitation correspond à la fréquence propre de l'ouvrage. Ils sont augmentés ou diminués par les effets suivants :

- La portée L et la vitesse de franchissement du pont.
- La masse ; fréquence propre ; mode propre et amortissement de l'ensemble de l'ouvrage.
- Caractéristiques dynamiques et irrégularités verticales de la voie.
- Imperfection des véhicules (méplats et roues déformées ; défauts de suspension ; etc.).

IV.4.5.1. Domaine d'application

- Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et de l'effet des vibrations de la structure mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier. (ENV 1991-3 articles 6.4.3.1).
- Le coefficient dynamique s'applique seulement pour des vitesses V ≤ [220] km/h et sachant que la vitesse du train ne dépasse pas les 220 km/h. et que notre tablier est constitué de travées continues donc analyse dynamique non requise (EN 1991-2 organigramme figure 6.9)

IV.4.5.2. Coefficient dynamique (Φ_2. Φ_3)

Le coefficient dynamique **φ** tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance et qui augmentent les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que φ_2 et φ_3.

En général. Le coefficient dynamique est défini φ_2 et φ_3 comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

1. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\varphi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\varphi + 0.2}} + 0.82. \text{ Avec : } 1.00 \leq \varphi_2 \leq 1.67$$

2. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi + 0.2}} + 0.73. \text{ Avec : } 1.00 \leq \varphi_2 \leq 2.0$$

L_φ : est la longueur "caractéristique" (longueur associée à φ en m).

Pour notre cas nous avons des caissons on considère comme une poutre continue à plusieurs travées (EN 1991-2 tableau 6.2).

$L_m = (1/n) \times (L1 + L2 + L3 + L4 + L5 + L6 + L7) = 58.26$ m

$L_\varphi = K \times Lm$ on a n = 7 donc K = 1.5 $\rightarrow L\varphi = 87.39$ m.

Donc les valeurs des coefficients dynamiques sont : $\varphi_3 = 1$.

IV.4.6. Forces horizontales

IV.4.6.1. Forces centrifuges

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

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

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

Où :

Q_{tk}. q_{tk} : valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN. kN/m]

Q_{vk}. q_{vk} : valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2 et « train vide ».

f : coefficient de réduction.

V : vitesse maximale en [Km/h].

r : rayon de courbe en [m].

On a : r = 400 m et V = 60 Km/h et f = 1 pour les quatre modèles (d'après EN 1991-2 articles 6.5).

Tableau IV.7 – Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2	Train vide
Charge verticale	Q_{vk} (kN)	250	/	/	/
Charge verticale	q_{vk} (kN/m)	80	133	150	10
Force centrifuges	Qtk (kN)	17.71	/	/	/
Force centrifuges	qtk (kN/m)	5.66	9.42	10.63	0.7

IV.4.6.2. Effort de lacet

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal. Au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à : Q_{sk} = 100 kN.

IV.4.6.3. Effort dû au freinage et au démarrage

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

- **Force de démarrage :**

Q_{lak} = 33 (kN/m) × L(m) ≤ 1 000 kN : pour les schémas de charges LM71 et SW.

- **Force de freinage :**

Q_{lbk} = 20 (kN/m) × L(m) ≤ 6 000 kN, pour les schémas de charges LM 71 et SW/0.
Q_{lbk} = 35 (kN/m) × L(m), pour le modèle de charge SW/2.

Avec : **L** : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Tableau IV.8 – Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	L_{ab}	70	35.3	57
Force de démarrage	Q_{lak} (KN)	1 000	1 000	1 000
Force de freinage	Q_{lbk} (KN)	1 400	706	1 995

IV.4.7. Actions accidentelles

IV.4.7.1. Action dues au déraillement d'un train sur le pont

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentel. Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

Cas 1 : On doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. Pour la détermination de la stabilité globale. On doit considérer deux charges linéaires d'intensité q_{A1d} = 50 kN/m, disposées sur une longueur de 6.40 m. Ecartées de 1.40 m parallèles à la voie.

Cas 2 : Le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale. Il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité q_{A2d} = 80 kN/m, disposées sur une longueur totale de 20 m et situées transversalement soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

IV.4.7.2. Charges sismiques

On se réfèrera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A).

IV.5. GROUPES DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions résultantes sont appelées groupes de charges. Ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les autres charges que de circulation ferroviaire.

Tableau IV.9 – Les groupes de charges.

			LM 71[(1)] +SW/0[(1).(2)]	SW/2 [(1).(3)]	Train à Vide(T)	Freinage(F) Démarrage [(1)] (D)	Force Centrifuge [(1)] (C)	Lacet [(1)] (L)
1V	Gr11		1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0 .5[(5)]
	Gr 12		1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
	Gr 13		1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 14		1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
	Gr 15		0	0	1	0	1[(5)]	1[(5)]
	Gr16		0	1	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr17		0	1	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
2V	Gr 21	V1	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
		V2	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0 .5[(5)]
	Gr 22	V1	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
		V2	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
	Gr 23	V1	1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
		V2	1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 24	V1	1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
		V2	1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
	Gr 26	V1	0	1	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
		V2	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 27	V1	0	1	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
		V2	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]

1) Tous les coefficients appropriés (α. f. Ø…) doivent être prise en compte.
2) SW/0 ne doit être prise en compte que pour les ponts à travées continues.
3) SW/2 ne doit être prise en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.
4) Le coefficient peut être réduit à 0.5 si l'effet est favorable ; Il ne peut être égal à zéro.
5) Dans les cas favorables. ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

La procédure à suivre pour les ouvrages ou parties d'ouvrage supportant deux voies est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 – Groupe des charges dans notre cas.

Groupe 11	LM 71 + SW/0 + F & D	
Groupe 12	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)	
Groupe 13	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)	
Groupe 14	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D) + C + L	
Groupe 15	T	
Groupe 16	SW/2 + F & D	
Groupe 17	SW/2 + 0.5 (F & D)	
Groupe 21	**V1**	LM 71 + SW/0 + F & D
	V2	LM 71 + SW/0 + F & D
Groupe 22	**V1**	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
	V2	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 23	**V1**	LM 71 + SW/0 + F & D
	V2	LM 71 + SW/0 + F & D
Groupe 24	**V1**	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D) + C + L
	V2	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D) + C + L
Groupe 26	**V1**	SW/2 + F & D
	V2	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 27	**V1**	SW/2 + 0.5 (F & D)
	V2	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)

IV.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges ferroviaires agissant sur l'ouvrage en se basant sur l'Eurocode 1&2.

CHAPITRE : V

ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol.

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 qu'on a construit un fléau.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage entre les extrémités des fléaux adjacents des voussoirs dit de clavage, puis la mise en tension des câbles de continuité qui assurent la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

NB : notation, le fléau type 1 est caractérisé par une hauteur variable. En revanche, le fléau type 2 est caractérisé par une hauteur constante.

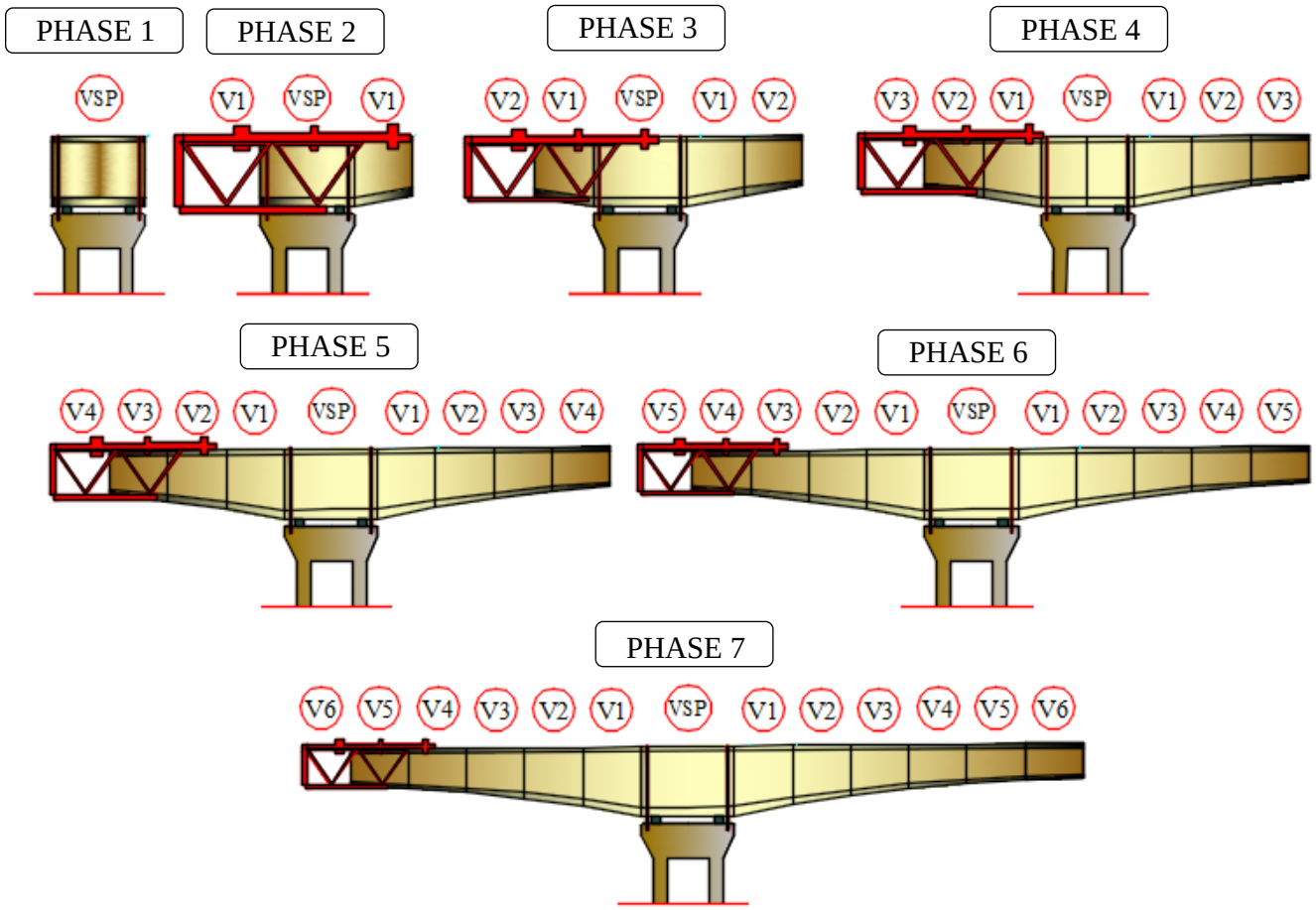


Figure V.1 – Cheminement de la réalisation d'un fléau N°1.

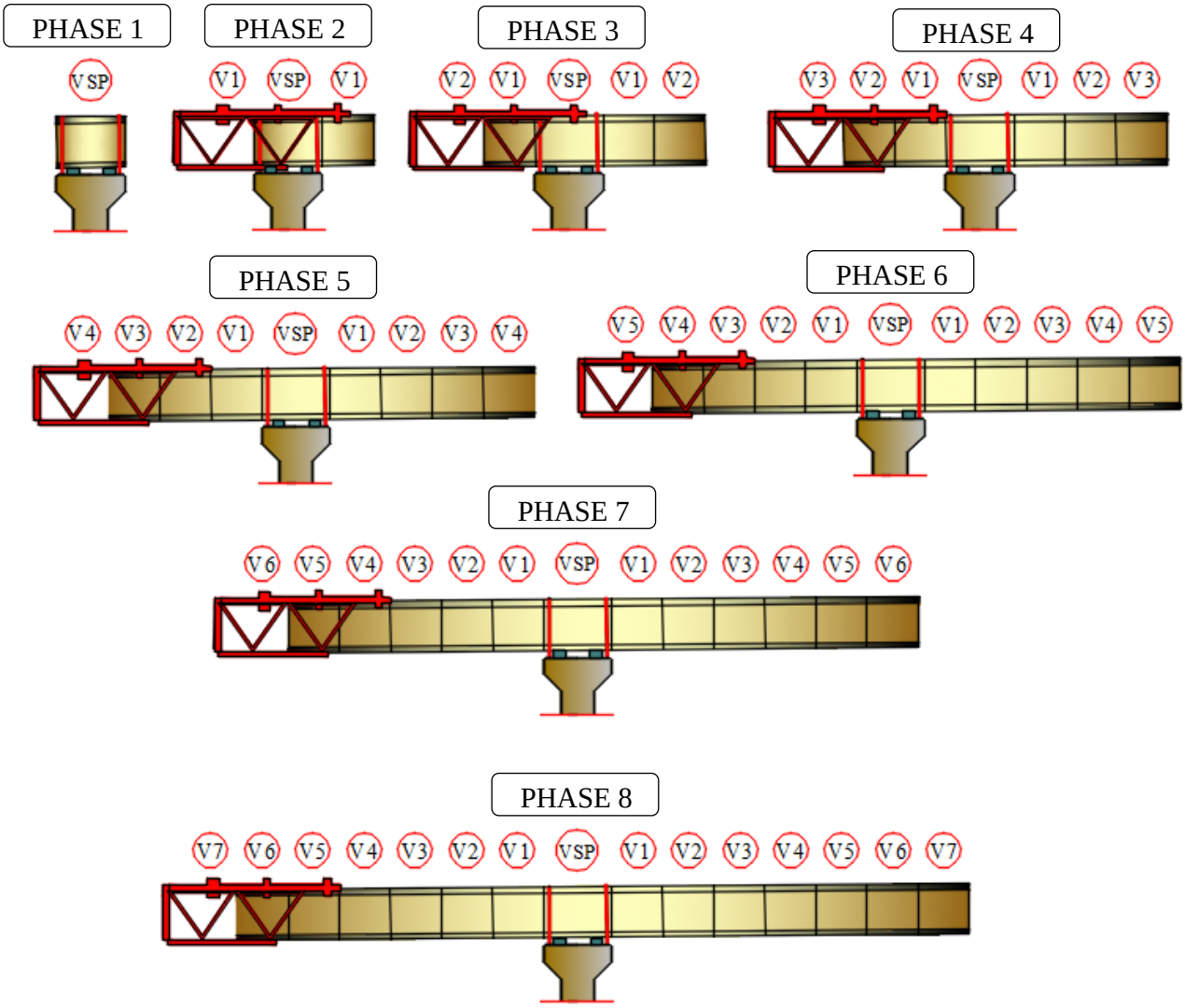


Figure V.2 – Cheminement de la réalisation d'un fléau N°2.

V.2.2. Charges à prendre en compte

D'après les documents SETRA les charges prennent en compte pour la justification d'un fléau Sont : Poids propre, charges de chantier connues et aléatoires et les actions accidentelles.

V.2.2.1. Poids propres du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 kN/m^3.

Dans les formules qui vont suivre **G_{max}** et **G_{min}** désignent le poids propre des demi-fléaux l'un étant majoré de 2 % pour obtenir **G_{max}** et l'autre étant minoré de 2 % pour obtenir **G_{min}.**

$$\begin{cases} G_{max} = G \times 1.02 \\ G_{min} = G \times 0.98 \end{cases}$$

G_{max} et **G_{min}** sont choisis de façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

V.2.2.2. Charges de chantier connues

Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile QPRC1 qui égale à la moitié de poids du voussoir le plus lourd (VSP).

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6 % du côté du demi- fléau le plus lourd et minorée de 4 % du côté opposé ce qui donne :

$$\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = (\rho_{Béton} \times S_{vsp} \times L_{vsp}/2) \times 1.06$$
$$\mathbf{Q_{PRC1\ min}} = (\rho_{Béton}\ x\ S_{vsp} \times L_{vsp}/2) \times 0.96$$

Avec : L_{vsp} = 8 m.

V.2.2.3. Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- ✓ Une charge répartie notée Q_{PRA1}, appliquée sur le demi-fléau majoré dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

Q_{PRA1} = 0.2 kN/m², linéarisation de la charge ➔ $Q_{PRA1} = 0.2 \times L_T$

L_T : largeur de tablier.

- ✓ Une charge concentrée est notée : Q_{PRA2} qui est égal à $(50 + 5L_t)$ kN, appliqué en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

$Q_{PRA2} = (50 + 5L_T)$.

Avec : L_T = 12.70 m.

- ✓ Une charge du vent répartie notée **W** sur le demi-fléau.

TableauV.1 – Les charges à considérer dans la situation temporaire de construction.

	$Q_{PRC1max}$ (kN)	$Q_{PRC1min}$ (kN)	Q_{PRA1} (kN/ml)	Q_{PRA2} (kN)	W (kN/ml)
Fléau N°1	1 772.39	1 605.18	2.54	113.5	2.54
Fléau N°2	589.89	534.24	2.54	113.5	2.54

Les charges à considérer dans la situation temporaire de construction sont résumées dans la figure suivante :

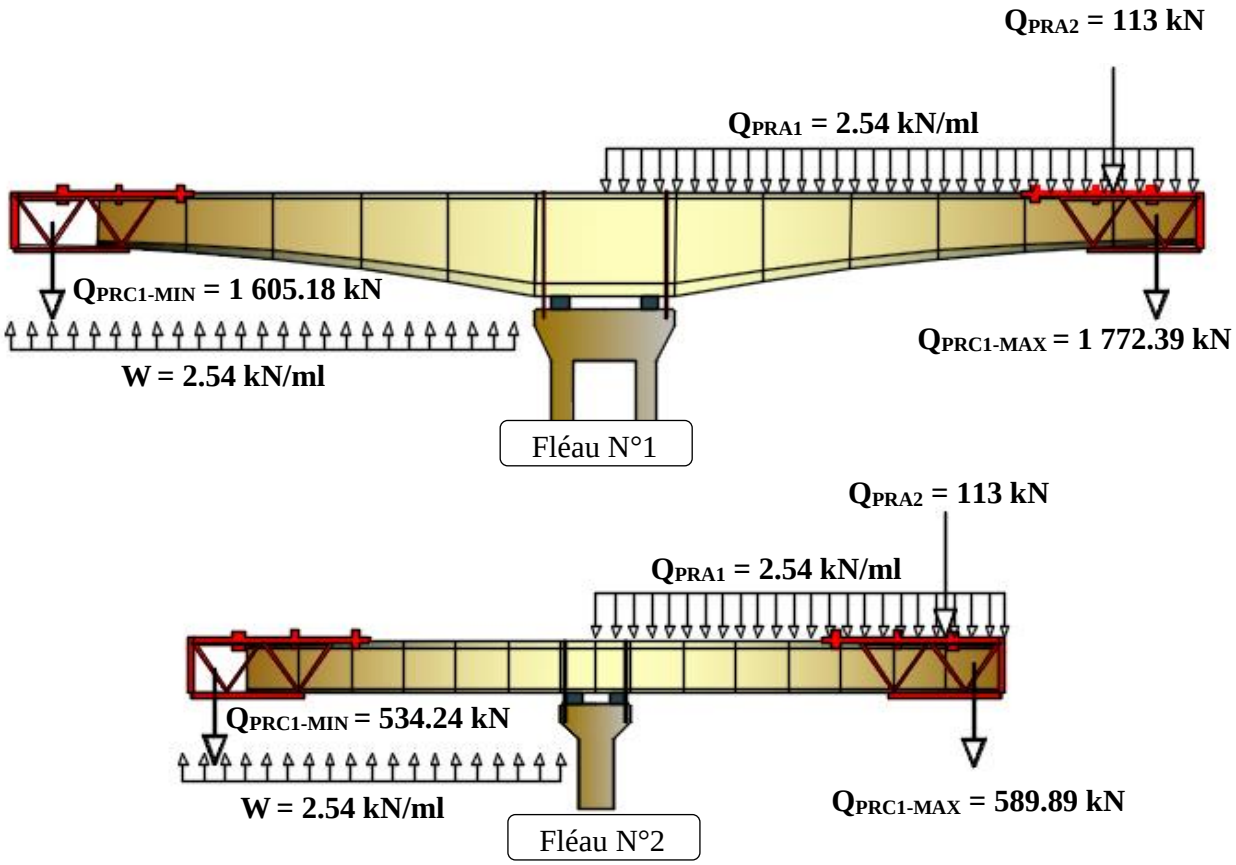


Figure V.3 – Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.2.4. 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. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1\text{-}Max}$.

$$F_A = - Q_{PRC1\text{-}Max}$$

F_A = - 1 772.39 kN, pour fléau type 1.
F_A = - 589.89 kN, pour fléau type 2.

V.2.3. Combinaison d'action

On peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoir, on suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Le guide de conception SETRA, propose deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte et qui sont :

- ✓ **Fondamentales du type A :** une justification vis-à-vis l'état limite ultime d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.

- ✓ **Accidentelles du type B :** une justification vis-à-vis l'état limite de résistance sous la combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

A. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

COMB A1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + $Q_{PRC1-MAX}$ + $Q_{PRC1-MIN}$ + W)

COMB A2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + $Q_{PRC1-MAX}$ + $Q_{PRC1-MIN}$ + W)

B. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

COMB B1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + F_A + $Q_{PRC1-MAX}$ + W)

COMB B2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + F_A + $Q_{PRC1-MAX}$ + W)

V.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

Les résultats de calcul pour les deux fléaux N°1 et 2, pour les deux situations de charges sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2 – Evaluation des efforts maximaux.

Fléau N°1				
Phase 07	ΔM_{max} (kN.m)	ΔT_{max} (kN)	ΔM_{max} (kN.m)	ΔT_{max} (kN)
	COMB A1		**COMB A2**	
	272 569.88	14 991.53	236 766.32	12 714.02
	COMB B1		**COMB B2**	
	257 439.82	14 498.49	221 636.26	12 220.98
Fléau N°2				
Phase 08	ΔMmax (kN.m)	ΔTmax (kN)	ΔMmax (kN.m)	ΔTmax (kN)
	COMB A1		**COMB A2**	
	99 366.71	7 905.42	84 845.35	6 641.21
	COMB B1		**COMB B2**	
	95 466.86	7 714.97	80 945.50	6 450.71

V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

On opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l'aide de la méthode des organes d'ancrage reposant sur deux files de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux files de câbles et on suppose que le voussoir sur la pile est indéformable.

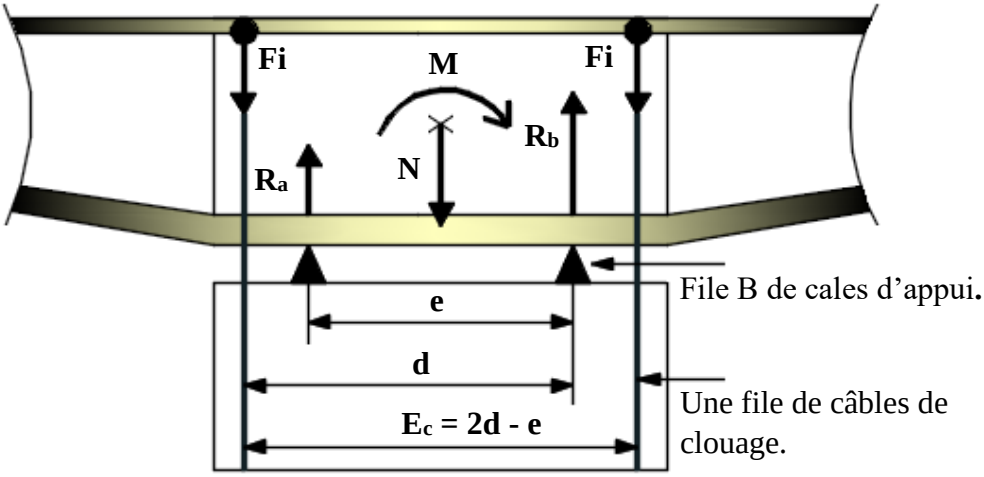


Figure V.4 – Schéma descriptif de clouage.

M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
R_a et R_b : les réactions.
Fi : force de « n » câbles d'une file.
e : entraxe des cales.
d : entraxe (cale câble).

V.2.5.1. Calcul du nombre des câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de chaque combinaison A et B.

- ✓ Si **M/N < e/2** ➔ Le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires (par mesure de sécurité, on dispose au minimum de deux paires de câbles).
- ✓ Si **M/N > e/2** ➔ Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A et B.

D'après l'aménagement de la tête de pile, on a :

L'excentricité géométrique :
- e = 7 m ➔ e/2 = 3.5 m, on prend : d = 7 m (Fléau type 1).
- e = 3 m ➔ e/2 = 1.5 m, on prend : d = 3.2 m (Fléau type 2).

Tableau V.3 – Détermination basculement de fléau.

Fléau type 1					
Combinaisons	ΔM_{max} **(kN.m)**	ΔN_{max} **(kN)**	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$ **(m)**	$\frac{e}{2}$ **(m)**	**Remarque**
	Sur pile				
A1	17 919.08	28 925.84	0.61	3.5	pas de risque de basculement
A2	16 860.28	24 460.02	0.68	3.5	pas de risque de basculement
B1	108 331.59	24 675.50	4.39	3.5	un risque de basculement
B2	107 272.79	20 209.68	5.30	3.5	un risque de basculement
Fléau type 2					
Combinaisons	ΔM_{max} **(kN.m)**	ΔN_{max} **(kN)**	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$ **(m)**	$\frac{e}{2}$ **(m)**	**Remarque**
	Sur pile				
A1	7 961.89	15 180.62	0.52	1.5	pas de risque de basculement
A2	7 481.38	12 701.78	0.58	1.5	pas de risque de basculement
B1	28 794.21	13 747.08	2.09	1.5	un risque de basculement
B2	68 630.48	40 316.78	1.70	1.5	un risque de basculement

✓ **Situation temporaire de construction (Combinaison A)** : M/N < e/2 ➔ Pas risque de basculement, d'après guide SETRA théoriquement les câbles de clouage ne sont pas nécessaires, pour sécurité on dispose une paire de câble 12T15 par file de cale.

Maintenant, on vérifie s'il y a bien un soulèvement de la cale, pour cela, on doit calculer la réaction $\mathbf{R_a}$:

$$\mathbf{R_a = \frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{e} + F_i}\ ;\ \boldsymbol{f_{P0} = \min (0.8 f_{prg}\ ;\ 0.9 f_{peg})}, \text{ avec : } \mathbf{F_i = (1 - P) \times n \times F_{P0}}$$

$\boldsymbol{f_{p0}}$: la contrainte à l'origine.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: limite élastique.

$\mathbf{R_a} > 0$ ➔ Il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de $\mathbf{R_b}$ se fait comme suit :

$$\mathbf{R_b = \frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{2} + F_i}$$

✓ **Situation accidentelle (Combinaison B)** : M/N > e/2 ➔ Il y a un risque de basculement, il est nécessaire de poser des câbles de clouage.

Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on utilise la formule suivante :

$$\mathbf{n \times s = (M - \frac{N \times e}{2}) \times \frac{d}{k}}$$

$$k = (1 - \Delta P) \times \sigma_{P0} \times (2d - e) \times (e - d) + (f_{prg}/\gamma_p) \times (d^2 + (d - e)^2)$$

Avec :

f_{prg} : limite élastique.
P : la perte est estimée à 25 %.
σ_{P0} : la contrainte à l'origine.
e : entraxe des cales.
d : entraxe (cale câble).
γ_p : coefficient de sécurité est égale 1 pour les combinaisons accidentelles.

Maintenant, on vérifie s'il y a bien un soulèvement de la cale, pour cela, on doit calculer R_a par la relation précédente.

$R_a > 0$ ➔ Il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de R_b par la relation précédente.

F_i = 7 163.64 kN ➔ On opte pour 4 câbles de 12T15 (Fléau type 1).
F_i = 3 568.32 kN ➔ On opte pour 2 câbles de 12T15 (Fléau type 2).

Tableau V.4 – Calcul de nombre de câbles de clouage.

Fléau type 1				
Combinaison	**N° de câbles**	**N° de câbles retenus**	**R_a (kN)**	**R_b (kN)**
A1	/	2	15 471.37	7 700.89
A2	/	2	13 389.72	7 062.95
B1	1.05	4	3 998.44	10 663.91
B2	1.75	4	1 916.79	10 026.39
Fléau type 2				
Combinaison	**N° de câbles**	**N° de câbles retenus**	**R_a (kN)**	**R_b (kN)**
A1	/	2	8 504.66	8 628.79
A2	/	2	7 425.42	7 802.54
B1	0.89	2	843.79	8 151.73
B2	0.88	2	849.88	17 088.10

V.2.5.2. Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui :

$R_a > 0$ ➔ La surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{cmax}}$$

$f_{C\,max}$ = **Min** ($f_{C\,lim}$; f_{cf}), représente la contrainte qu'il ne faut pas dépasser.

Comme le béton des cales est fretté, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée, et en fixant le pourcentage de frettage à 2 % dans le cas courant, on obtient :

$$f_{cf} = f_{c28} + 20 \rightarrow f_{cf} = 55 \text{ MPa}.$$

$f_{C\,lim}$: les valeurs-limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer est donnée par le guide SETRA :

Tableau V.5 – Valeurs limites de la contrainte de compression.

Type de combinaison à l'ELU	$f_{C\,lim}$
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0.61 à 0.65 f_{cj}
Combinaison fondamentale	0.72 à 0.75 f_{cj}
Combinaison accidentelle	0.94 à 0.98 f_{cj}

Donc, on opte pour :

$f_{C\,lim} = 0.75\ f_{c28} = 26.25$ MPa.

$f_{C\,max} = \text{Min}\ (f_{C\,lim}\ ;\ f_{cf}) \rightarrow f_{C\,max} = \text{Min}\ (34.3\ ;\ 55)$

$\rightarrow f_{C\,max} = 26.25$ MPa

Résultats :

S = 0.41m² S/2 = 0.205 m² (Fléau type 1)
S = 0.43 m² S/2 = 0.215 m² (Fléau type 2)

On opte pour une section de **(1.5 × 0.5) m²** pour chaque cale.

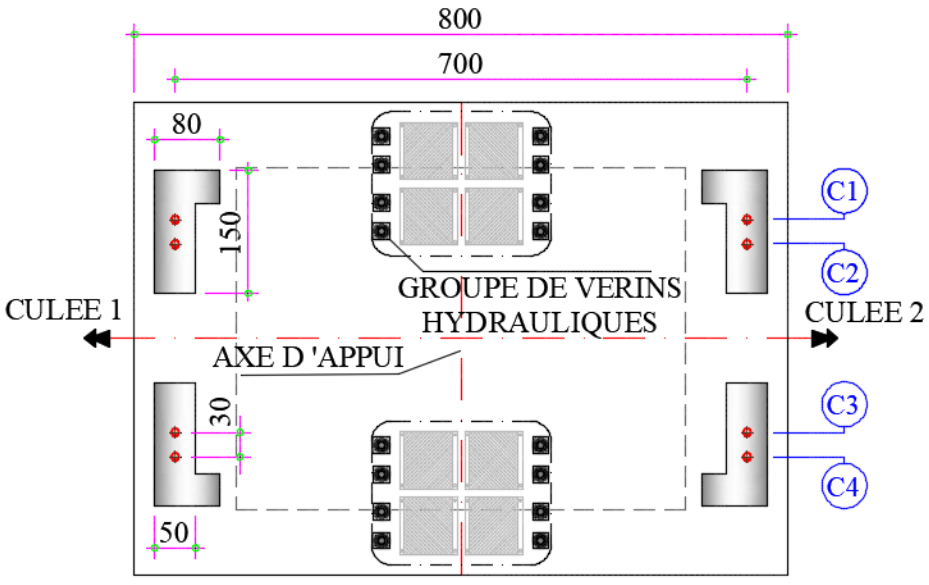


Figure V.5 – Aménagement de tête de pile en phase de construction.

Les schémas finaux des câbles de clouage sont montrés en deux coupes longitudinale et transversale.

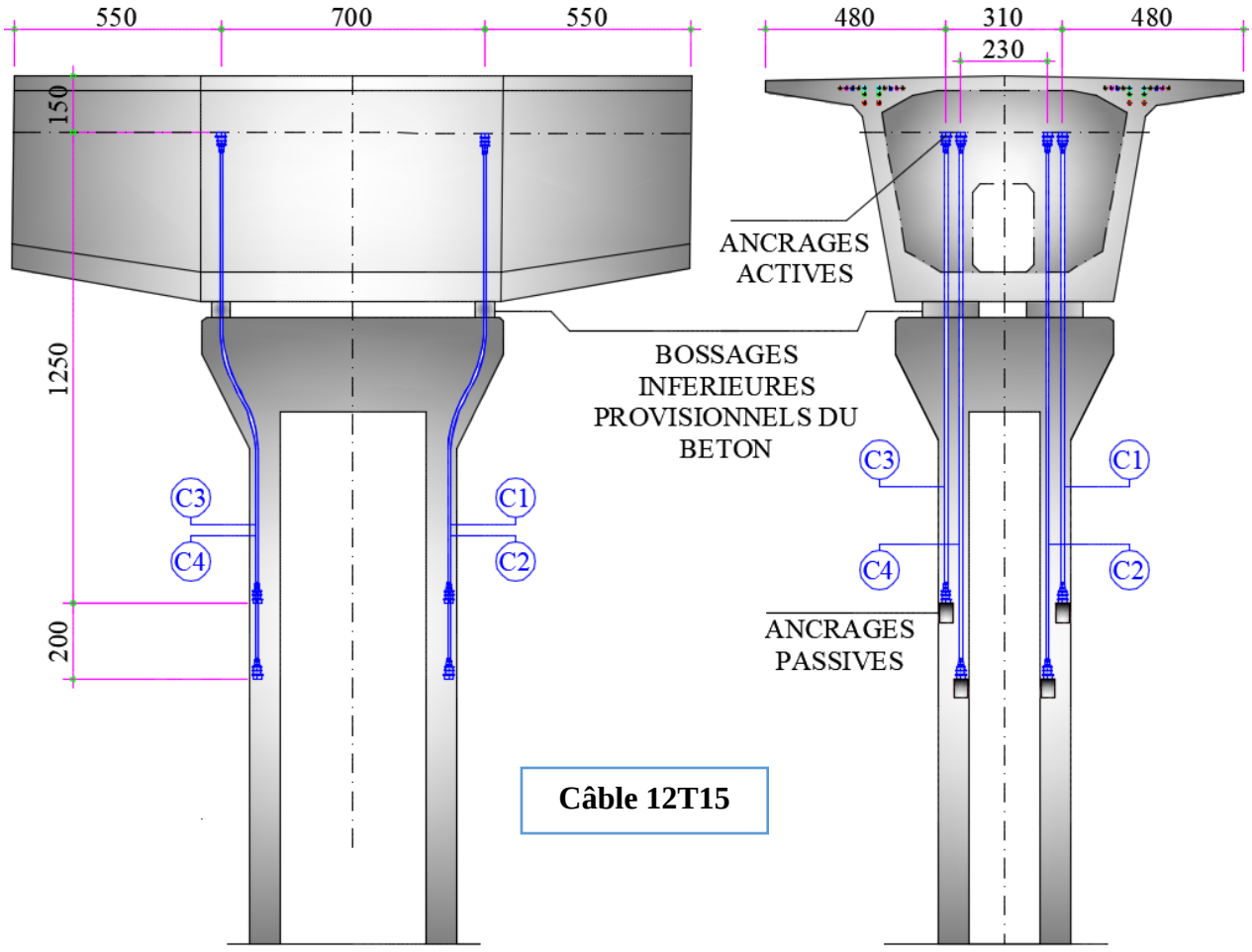


Figure V.6 – Détail de clouage.

V.3. EVALUATION DES EFFORTES

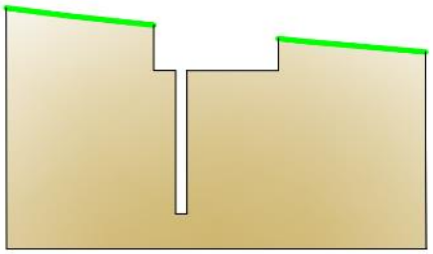
Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges ferroviaires seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis.

Le chargement appliqué est le même que celui qu'on a défini dans le chapitre précédent, en tient compte tous les cas de chargement possibles.

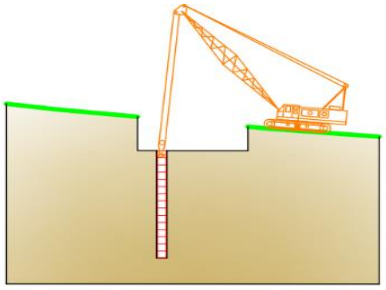
V.3.1. Phasage de construction

Les différentes phases de construction sont montrées graphiquement, d'une façon brève, dans les schémas ci-après.

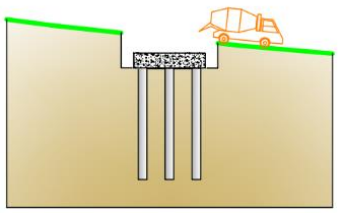
Tout en considérant les recommandations de conception et de réalisation de ce type d'ouvrage.



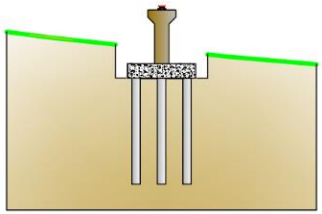
01- Terrassement et forage des pieux



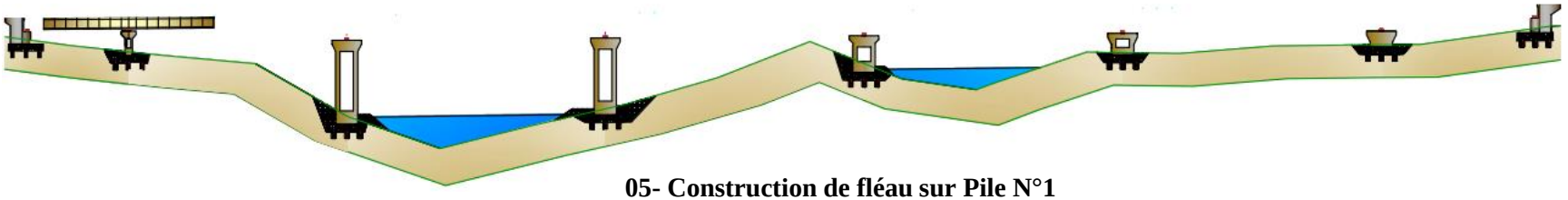
02- La mise en place des armatures et bétonnage des pieux



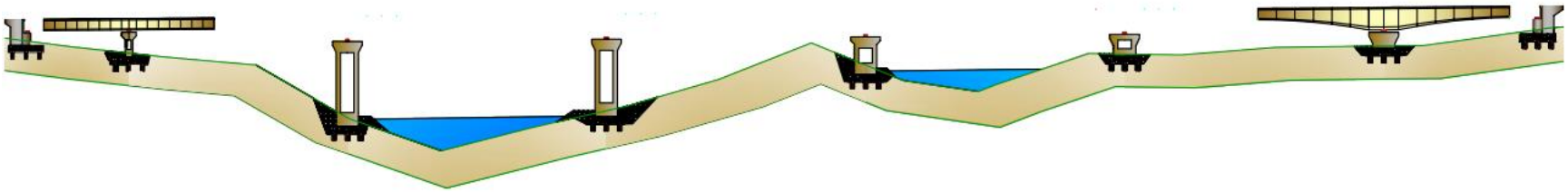
03- Réalisation de la semelle



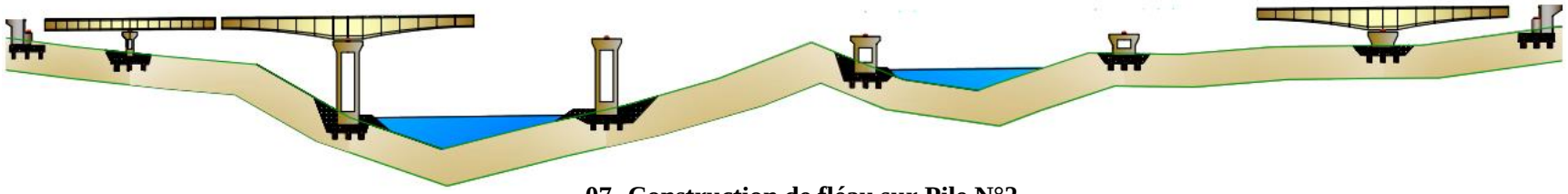
04- Réalisation de la pile.



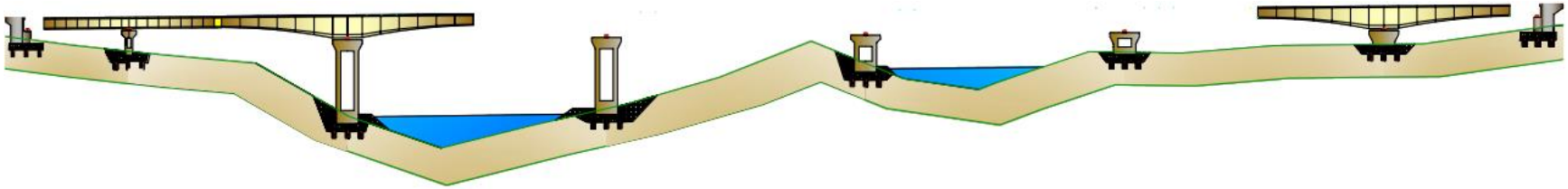
05- Construction de fléau sur Pile N°1



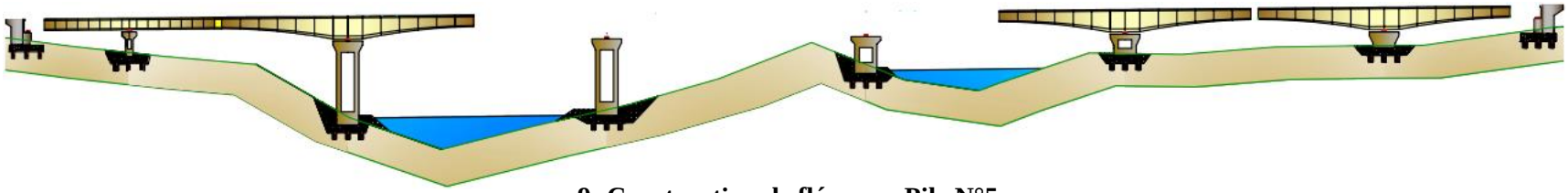
06- Construction de fléau sur Pile N°6



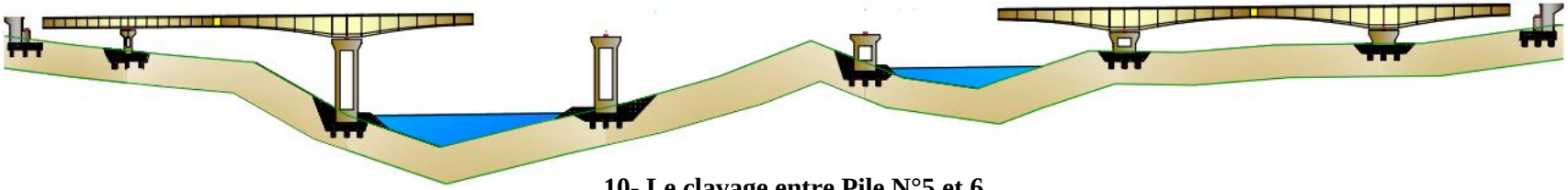
07- Construction de fléau sur Pile N°2



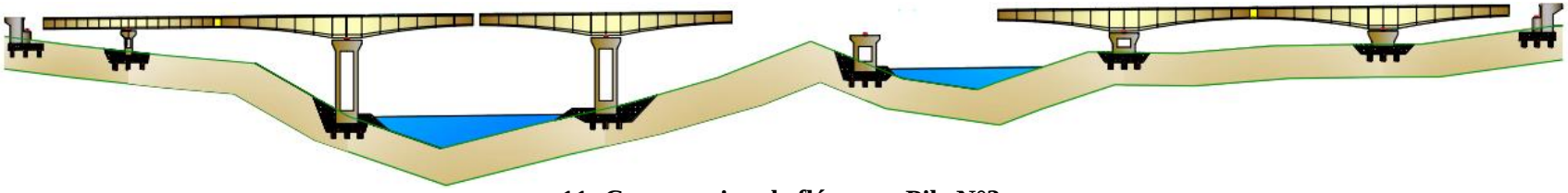
8- Le clavage entre Pile N°1 et 2



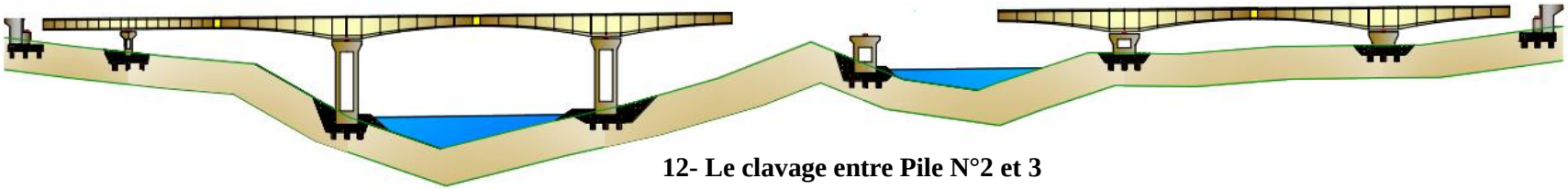
9- Construction de fléau sur Pile N°5



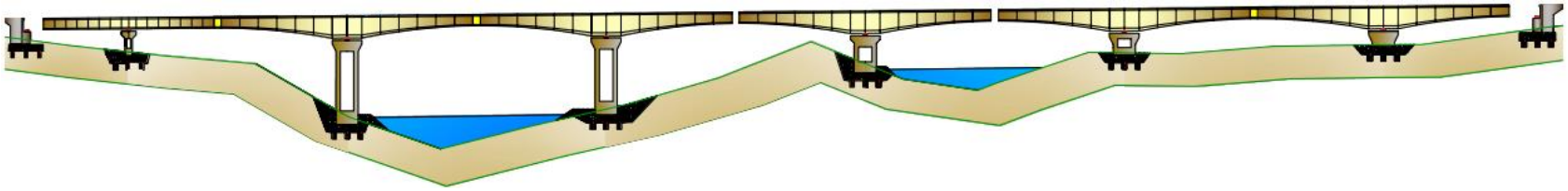
10- Le clavage entre Pile N°5 et 6



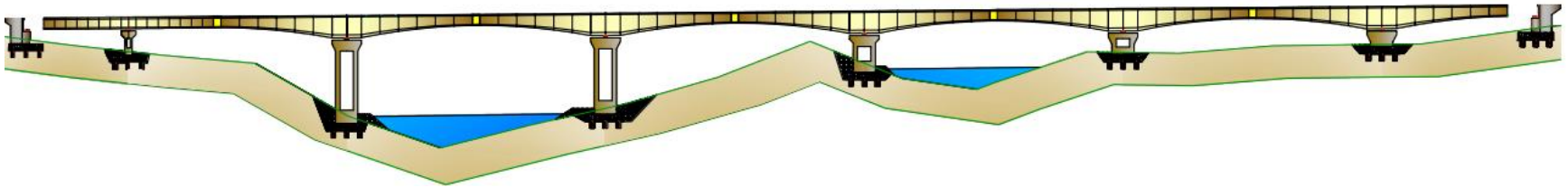
11- Construction de fléau sur Pile N°3



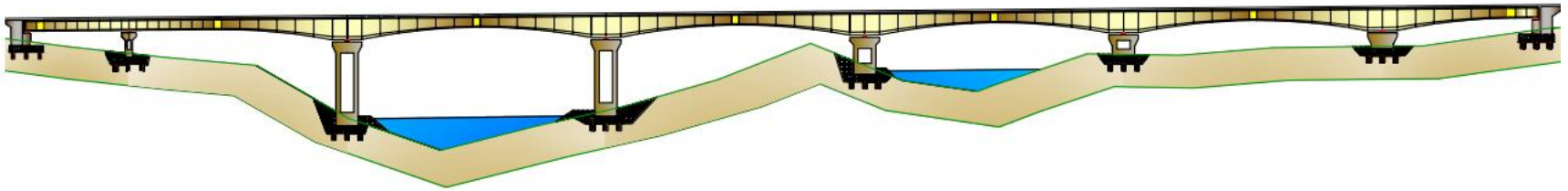
12- Le clavage entre Pile N°2 et 3



13- Construction de fléau sur Pile N°4



14- Le clavage entre Pile N°3 et 4 / Pile N°4 et 5



15- Fin d'exécution

V.3.2. Modélisation

La modélisation du tablier a été faite moyennant le logiciel ROBOT qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :(treillis, portiques, structures mixtes, grillages de poutres, plaques, coques…etc).

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres III&IV.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles et des appuis doubles au niveau des culées C1 et C2.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon Eurocode 1, dans le chapitre IV.

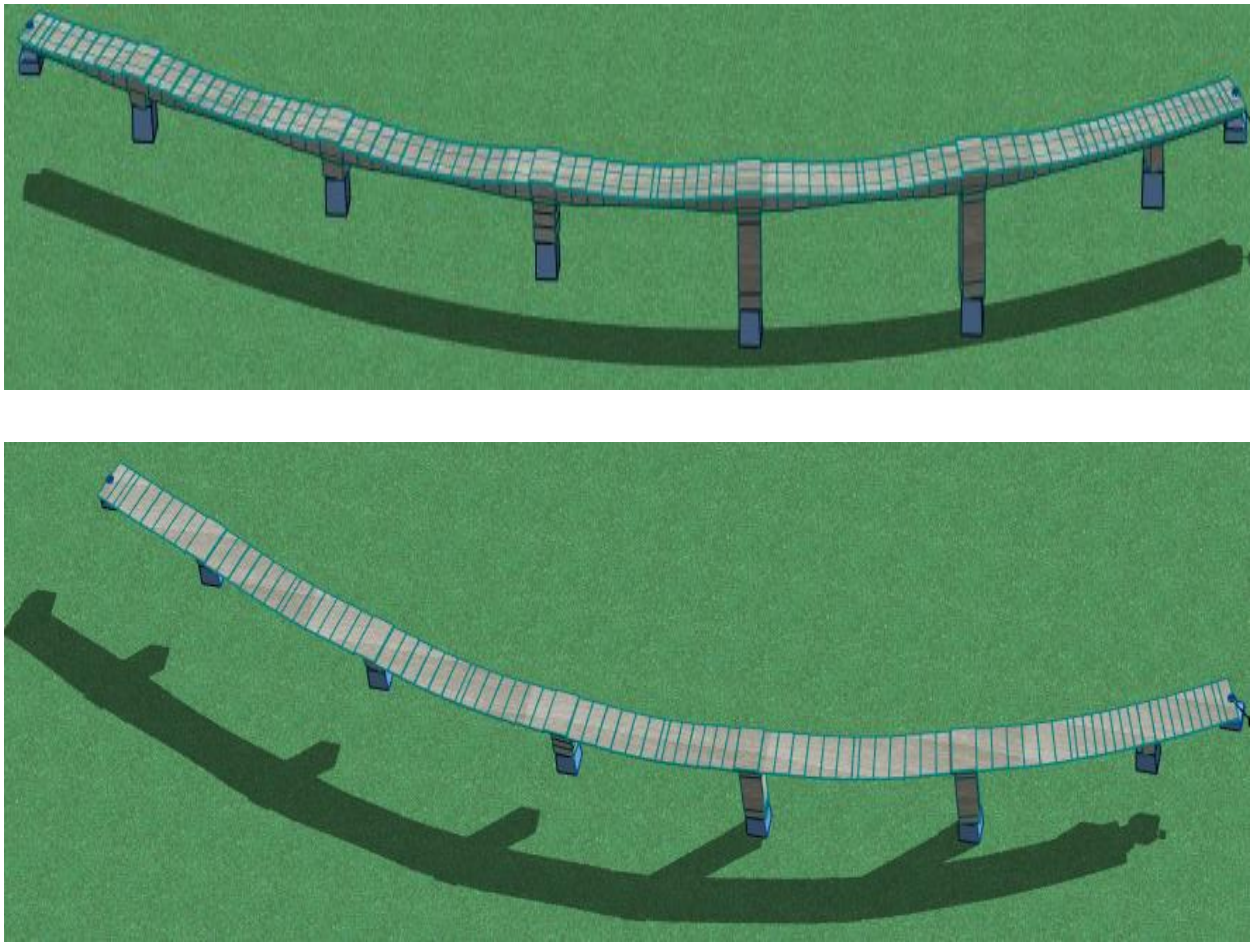


Figure V.7 – Modèle de calcul.

V.3.3. Combinaison d'action

Selon l'Eurocode 1, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.6 – Combinaisons des charges.

Combinaison		G	Gr21	Gr22	Gr23	Gr24	Gr26[(1)]	Gr27[(1)]	T
ELU	COMB 1	1.35	1.45	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 2	1.35	0	1.45	0	0	0	0	0.9
	COMB 3	1.35	0	0	1.45	0	0	0	0.9
	COMB 4	1.35	0	0	0	1.45	0	0	0.9
	COMB 5	1.35	0	0	0	0	1.45	0	0.9
	COMB 6	1.35	0	0	0	0	0	1.45	0.9
ELS	COMB 1	1	1	0			0	0	0.6
	COMB 2	1	0	1	0	0	0	0	0.6
	COMB 3	1	0	0	1	0	0	0	0.6
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0	0.6
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0	0.6
	COMB 6	1	0	0	0	0	0	1	0.6

[(1)] Pour SW/2 doit être multipliée par 1.20.

V.3.4. Résultats

Le logiciel de calcul utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure. Nous considérons les efforts obtenus sous-charges permanentes et pour les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les résultats sont donnés en kN.m pour les moments et en kN pour les forces.

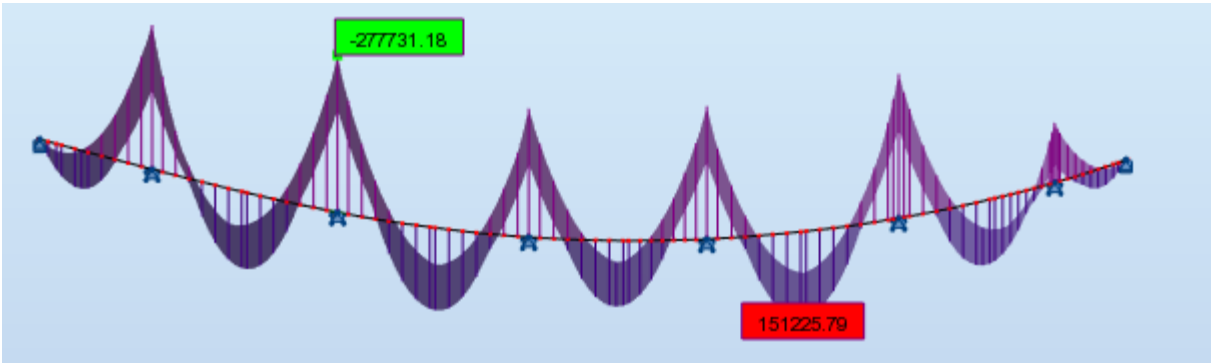


Figure V.8 – Diagramme M_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2).

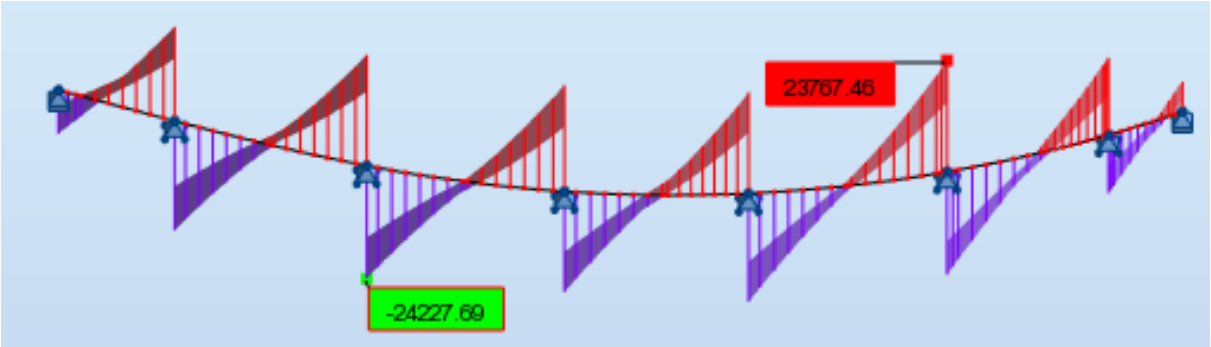


Figure V.9 – Diagramme T_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2).

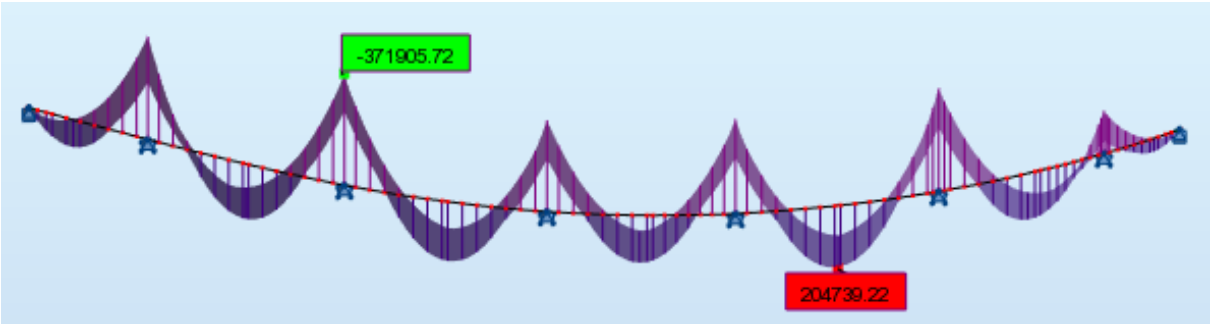


Figure V.10 – Diagramme M_{Max} à l'ELU (1.35 G + 1.45 LM71 + 1.20 SW/2).

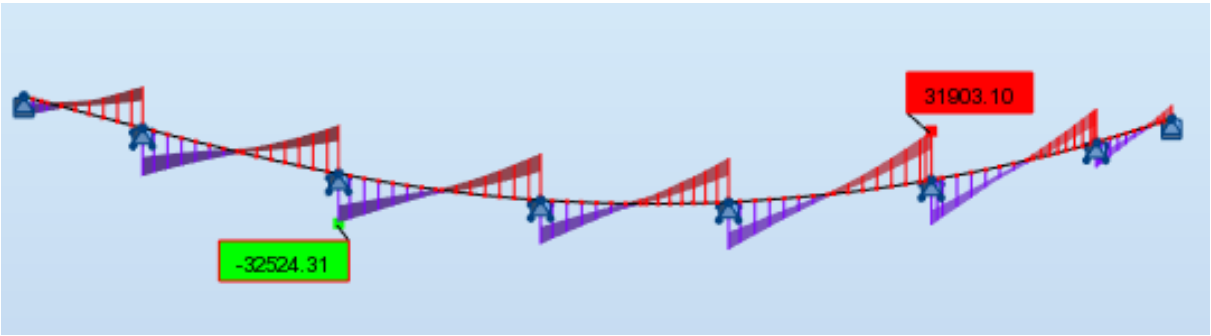


Figure V.11 – Diagramme T_{Max} à l'ELU (1.35 G + 1.45 LM71 + 1.20 SW/2).

V.4. CONCLUSION

Le calcul d'un pont construit par encorbellements successifs est caractérisé par deux phases de dimensionnement. La première définie par un système mécanique isostatique ou bi-console, l'équilibre de cette phase est assuré par des câbles de précontraints appelés « câbles de fléau », enfilés dans la partie supérieure des voussoirs. La deuxième définie par un système hyperstatique (après la réalisation de clavage), la condition de résistance est assurée par des câbles de précontraints appelés « câbles de continuité », enfilés dans les goussets inférieurs. Le calcul de ces câbles fait l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE : VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte est un procédé qui consiste à créer dans le béton, avant sa mise en service, des efforts intérieurs qui s'opposent aux efforts intérieurs produits par les charges extérieures. Le but donc est de contrebalancer une partie des charges qui sollicite la structure.

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau : ils sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont sauvant situés sur les tranches des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieurs. La mise en tension se fait symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction. Leur roule principal est d'assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier.
- Les câbles de continuités : ils sont situés dans les goussets inférieurs du caisson, près des âmes. Leurs ancrages sont logés des bossages. Ils engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

NB : les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

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

$$\mathbf{n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}}$$

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de 15T15, classe 1770, peut créer, il est estimé à 25 % de perte.

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min (0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg})}$ ➔ $\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1\,416}$ **MPa**

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

  $\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15}}$, $\mathbf{s = 2\,100\ mm^2}$

  ➔ $\mathbf{P_0 = 2\,974\ kN}$

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

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

$$\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}} \quad ; \mathbf{e = v - d}$$

Avec :

P : la force de précontrainte.
v : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
I : le moment d'inertie longitudinal de la section.
e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.
S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Application Numérique :

Fléau type 1 :

M = 272 569 kN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP, voir chapitre V)
d = 0.15 m
I = 86.38 m^4
S =16.22 m^2
v = 2.39 m

P = 61 001.25 kN
D'où : n ≥ 27.35
On prend : **n = 28 câbles de 15T15**

Fléau type 2 :

M = 99 366.71 kN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP, Voir chapitre V)
d = 0.15 m
I = 12.62 m^4
S = 11.14 m^2
v = 1.17 m

P = 49 976.93 kN
D'où : n ≥ 22.41
On prend : **n = 24 câbles de 15T15**

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.1 – Estimation du nombre de câbles du fléau type 1(à hauteur variable).

	x (m)	M (kN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus
Axe VSP	0	272 569.00	2.39	86.38	16.22	2.24	61.00	27.35	28
Fin VSP	4	216 309.40	2.39	86.38	16.22	2.24	48.41	21.71	24
Fin V01	9	155 868.00	2.26	56.60	14.77	2.11	40.96	18.36	20
Fin V02	14	105 430.00	1.87	36.39	13.53	1.72	33.39	14.97	16
Fin V03	19	64 671.00	1.38	25.01	12.48	1.23	24.11	10.81	12
Fin V04	24	32 791.00	1.34	17.84	11.71	1.19	14.09	6.32	8
Fin V05	29	9342.00	1.21	14.09	11.23	1.06	4.45	2.00	4
Fin V06	34	0.00	1.17	12.62	11.14	1.02	0.00	0.00	0

Tableau VI.2 – Estimation du nombre de câbles du fléau type 2 (à hauteur constante).

	x (m)	M (kN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus
Axe VSP	0	99 366.71	1.17	12.62	11.14	1.02	49.98	22.41	24
Fin VSP	2	84 273.41	1.17	12.62	11.14	1.02	42.386	19.01	20
Fin V'01	5	63 773.06	1.17	12.62	11.14	1.02	32.075	14.38	16
Fin V'02	8	46 018.94	1.17	12.62	11.14	1.02	23.145	10.38	12
Fin V'03	11	31 011.94	1.17	12.62	11.14	1.02	15.598	6.99	8
Fin V'04	14	18 752.84	1.17	12.62	11.14	1.02	9.432	4.23	6
Fin V'05	17	9 242.27	1.17	12.62	11.14	1.02	4.648	2.08	4
Fin V'06	20	2 480.70	1.17	12.62	11.14	1.02	1.248	0.56	2
Fin V'07	23	0.00	1.17	12.62	11.14	1.02	0.000	0.00	0

NB : le nombre de câbles retenus doit être nombre entier et pair, disposé symétriquement par rapport à l'axe du voussoir, au voisinage des goussets supérieurs.

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \times \Phi_g$ ➔ $e_h \geq 19$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \times \Phi_g$ ➔ $e_v \geq 19$ cm.
- L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ, d)** ➔ C ≥ 9.5 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.

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S'jusqu'à l'ancrage, cependant il est possible de garder le tracé longitudinal s'il est possible (pour notre cas les quatre derniers câbles).

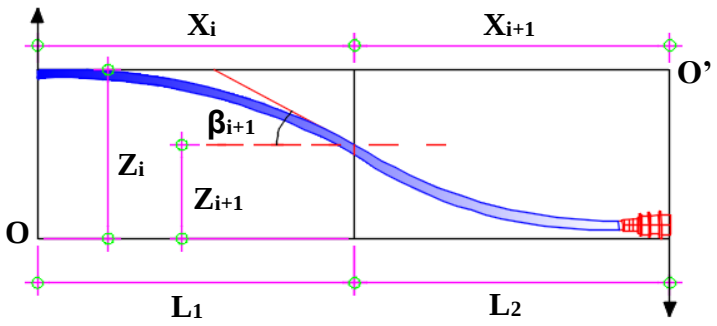


Figure VI.1 – Tracé en plan des câbles.

➢ **Allure en plan des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2}$
- Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(z_i - z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(z_{i+1} - z_{i+2})}}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\frac{2\times(z_i - z_{i+1})}{x_i}}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg\frac{2\times(z_{i+1})}{x_{i+1}}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $\mathbf{X_i = X_{i+1}}$.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

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

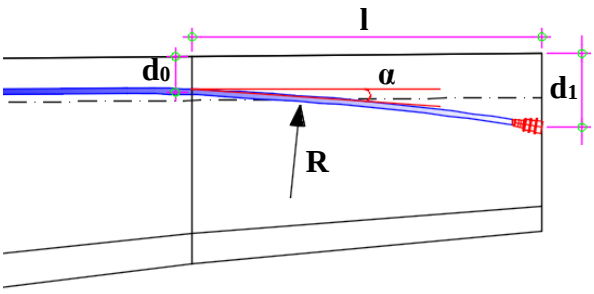


Figure VI.2 – Tracé en élévation des câbles.

➢ **Allure en plan des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole : $\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0)\times(\frac{x}{l})^2}$
- Le rayon de courbure en un point située à une distance x : $\mathbf{\alpha_n = Artg\,(2\times(d_1 - d_0))\times\frac{x}{l^2}}$
- L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = Artg(2\times(d_1 - d_0))\times\frac{x}{l^2}}$

Avec :

$\mathbf{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
$\mathbf{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles 15T15s, Rmin = 3 m.

VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir **V03** et **V03'**.

➢ **Fléau type 1 :**

Application Numérique sur le câble C7 et C8 (ancrés fin V03) :

En plan :

$L = 5$ m ; $R_{min} = 3$ m ; $X_i = X_{i+1} = 2.5$ m ; $Z_i(C7,8) = 0.16$ m ; $Z_{i+1}(C7,8) = 0.08$ m

$Z(x) = 0.16 + (0.08 - 0.189)\,(x/2.5)^2$ ➔ $Z(x) = 0.16 - 0.0128\,x^2$

$$R_i = \frac{(2.5)^2}{2 \times (0.16 - 0.08)} = 39.06 \text{ m} \; ; \; R_{i+1} = \frac{(2.5)^2}{2 \times (0.16 - 0.08)} = 39.06 \text{ m}$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\frac{2 \times (0.16 - 0.08)}{2.5} = 0.064 \text{ rad}$$

En élévation :

$L_1 = 5$ m ; $d_0(C7,8) = 0.25$ m ; $d_1(C7,8) = 0.65$ m

$y = 0.25 + 0.016\,x^2$

$$R_{c\,(1)} = \frac{5^2}{2 \times (0.65 - 0.25)} = 31.25 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg}\,(2 \times (0.65 - 0.25)) \times \frac{1}{5} = 0.13 \text{ rad}$$

➢ **Fléau type 2 :**

Application Numérique sur le câble C8 et C7 :

En plan :

$L = 3$ m ; $R_{min} = 3$ m ; $X_i = X_{i+1} = 1.5$ m

$Z_i(C8) = 0.16$ m ; $Z_{i+1}(C7,8) = 0.08$ m

$Z(x) = 0.16 + (0.08 - 0.16)\,(x/1.5)^2$ ➔ $Z(x) = 0.16 - 0.04\,x^2$

$$R_i = \frac{(1.5)^2}{2 \times (0.16 - 0.08)} = 14.06 \text{ m} \; ; \; R_{i+1} = \frac{(1.5)^2}{2 \times (0.16 - 0.08)} = 14.06 \text{ m}$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\,\frac{2 \times (0.16 - 0.08)}{1.5} = 0.106 \text{ rad}$$

En élévation :

$L_1 = 3$ m ; $d_0(C7,8) = 0.25$ m ; $d_1(C7,8) = 0.65$ m

$y = 0.23 + 0.044\,x^2$

$$R_{c\,(1)} = \frac{3^2}{2 \times (0.65 - 0.25)} = 11.25 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg}\,(2 \times (0.65 - 0.25)) \times \frac{1}{3} = 0.22 \text{ rad}$$

NB : les résultats sont élaborés dans les tableaux VI.3, VI.4, VI.5 et VI.6, les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures VI.3, VI.4, VI.5 et VI.6.

Tableau VI.3 – L'allure du tracé en plan des câbles de fléau type 1 pour les piles N°2, 3, 4, 5 et 6.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_F01 - C_F02 - C_F03 - C_F04 - C_F05 - C_F06	Rectiligne					
C_F07 - C_F08	0.16	0.08	2.5	39.06	0.064	0.16 - 0.013 x^2
C_F09 - C_F10	0.32	0.16	2.5	19.53	0.127	0.32 - 0.026 x^2
C_F11 - C_F12 - C_F13 - C_F14	Rectiligne					

Tableau VI.4 – L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau type 1 pour les piles N°2, 3, 4, 5 et 6.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_F01 - C_F02	Rectiligne					
C_F03 - C_F04	5	0.45	0.65	62.50	0.08	0.45 + 0.008 x^2
C_F05 - C_F06 - C_F07 - C_F08 - C_F09 - C_F10	5	0.25	0.65	31.25	0.13	0.25 + 0.016 x^2
C_F11 - C_F12 - C_F13 - C_F14	Rectiligne					

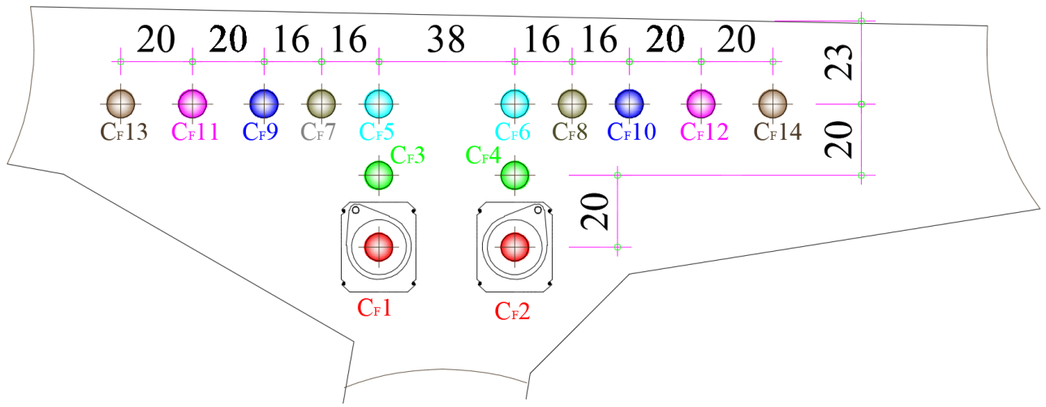


Figure VI.3 – Disposition des câbles de fléau au niveau de la fin VSP N°2, 3, 4, 5 et 6.

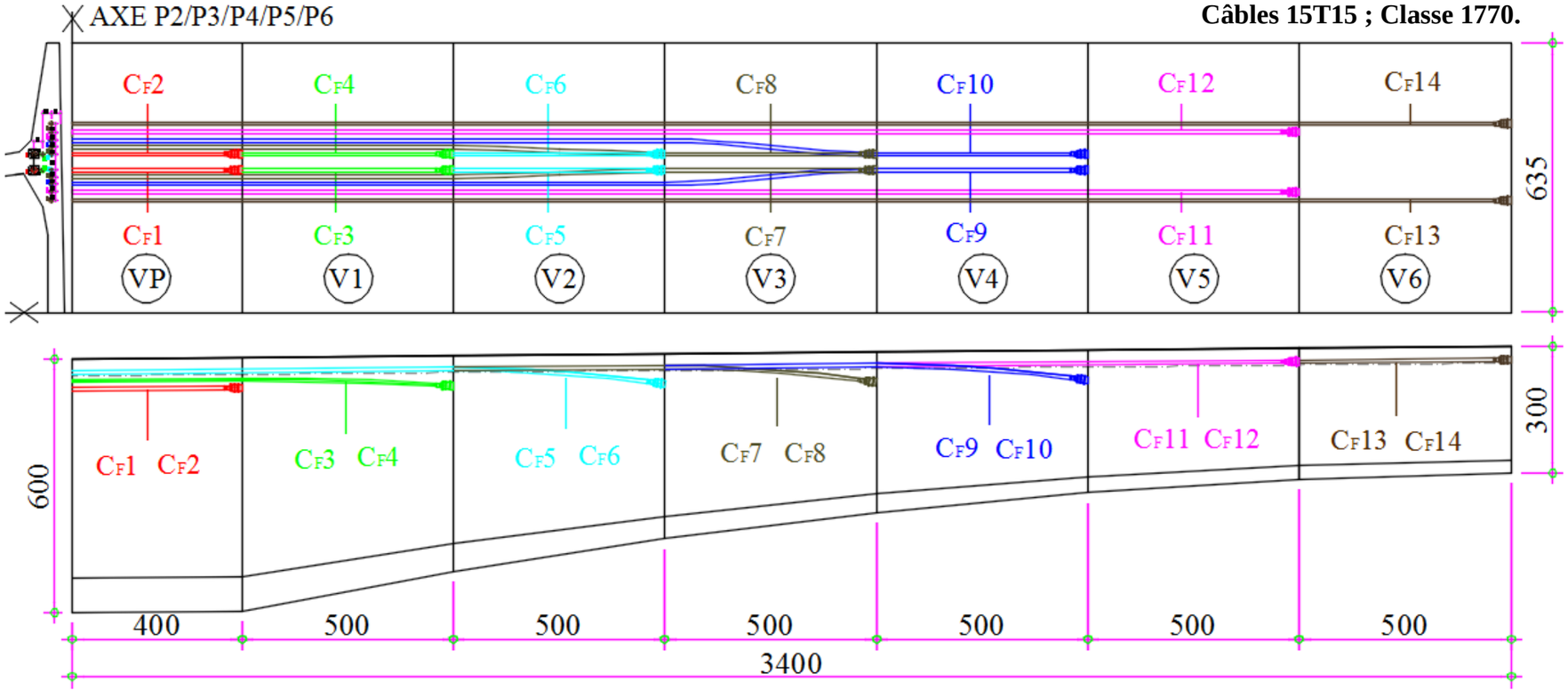


Figure VI.4 – Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau type 1 pour les piles N°2, 3, 4, 5 et 6.

Tableau VI.5 – L'allure du tracé en plan des câbles de fléau type 2 pour la pile N°1.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_F01 - C_F02 - C_F03 - C_F04 - C_F05 - C_F06 - C_F11 - C_F12	Rectiligne					
C_F07 - C_F08	0.16	0.08	1.5	14.06	0.106	0.16 - 0.035 x^2
C_F09 - C_F10	0.32	0.16	1.5	7.03	0.210	0.32 - 0.071 x^2

Tableau VI.6 - L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau type 2 pour la pile N°1.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_F01 - C_F02 - C_F11 - C_F12	Rectiligne					
C_F03 - C_F04	3	0.45	0.65	22.5	0.13	0.45 + 0.022 x^2
C_F05 - C_F06 - C_F07 - C_F08 - C_F09 - C_F10	3	0.25	0.65	11.25	0.22	0.25 + 0.044 x^2

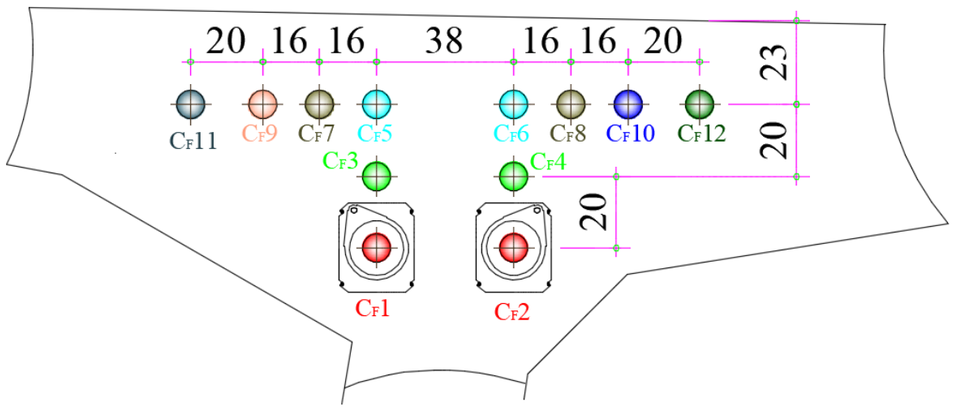


Figure VI.5 – Disposition des câbles de fléau type 2 au niveau du VSP de la pile N°1.

Câbles 15T15 ; Classe 1770.

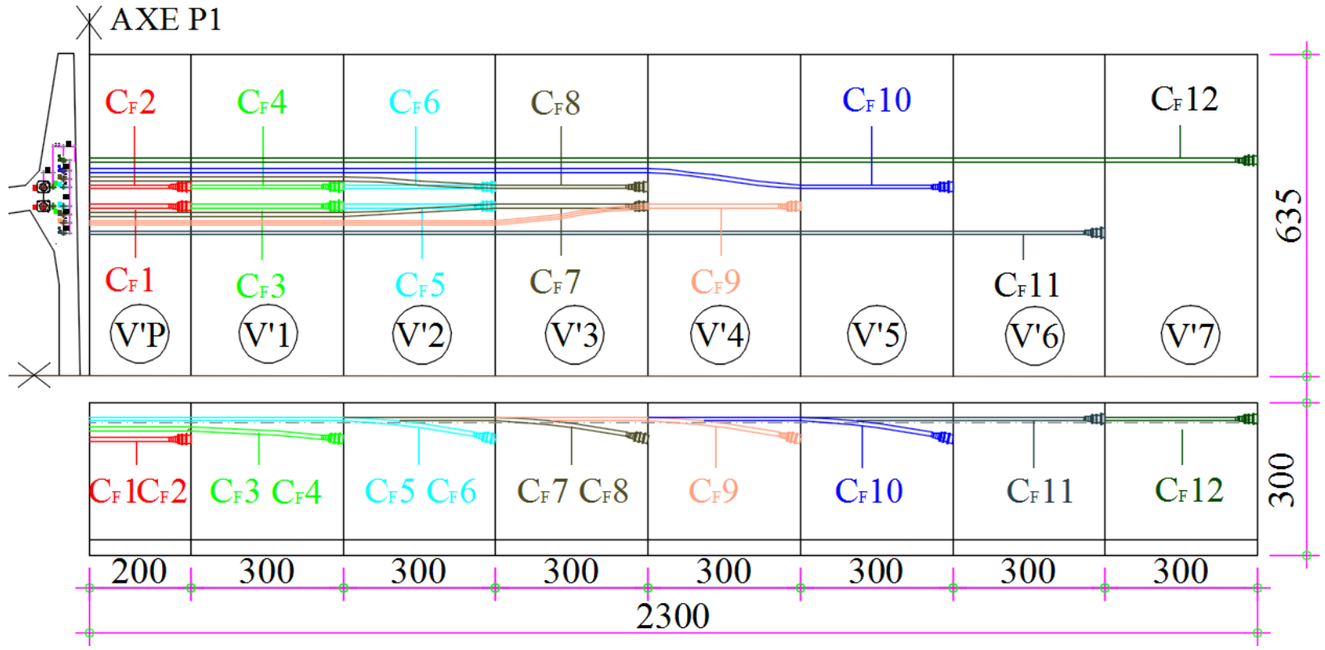


Figure VI.6 – Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau type 2 de la pile N°1.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après le clavage.

La distribution des travées est illustrée dans le schéma suivant :

C1 – P1 : Travée de rive N°1, Type 2.

P1 – P2 : Travée principale N°1, type 2.

P2 – P3 : Travée principale N°2, type 1.

P3 – P4 : Travée principale N°3, type 1.

P4 – P5 : Travée principale N°4, type 1.

P5 – P6 : Travée principale N°5, type 1.

P6 – C2 : Travée de rive N°2, Type 1.

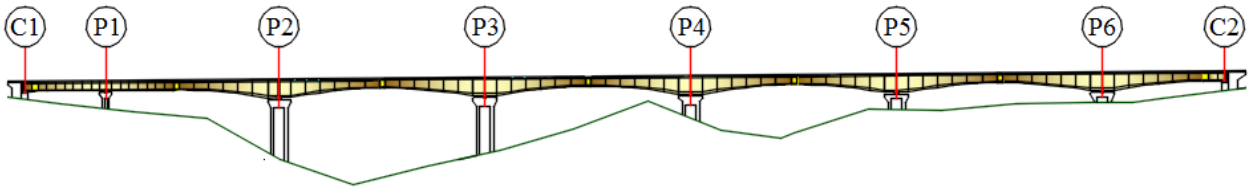


Figure IV.7 – Distribution des travées.

VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte seront calculés à partir du moment max déterminé. En appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}, \text{ avec : } \mathbf{e = v' - d}$$

$$\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{0.75 \times P_0}}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **19T15s**, **classe 1860**, peut créer.

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul sont celles du voussoir à la clé (section la plus sollicitée).

Application Numérique :

- Travée principale type 1 :

M = 151 122.13 kN.m (COMB-ELS : LM71 + SW/2, voir Chapitre V).
d = 0.15 m
I = 12.62 m^4
S = 11.14 m
v' = 1.83 m ; e = 1.68 m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25 %

P = 65.73 MN
D'où : n ≥ 20.66

On prend : **n = 20 câbles de 19T15s**

- Travée principale type 2 :

M = 110 838. 14 kN.m (COMB-ELS : LM71 + SW/2, voir Chapitre V).
d = 0.15 m
I = 12.62 m^4
S = 11.14 m
v' = 1.83 m ; e = 1.68 m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25 %

P = 49.45 MN
d'où : n ≥ 15.51

On prend : **n = 16 câbles de 19T15s**

Le nombre de câbles de continuité pour les travées principales sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 1.

Position	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus (passants)
FIN VSP	0	0.00	3.61	86.38	16.22	3.46	0.00	0.00	0
FIN V1	5	0.00	2.85	56.60	14.77	2.70	0.00	0.00	2
FIN V2	10	22 308.00	2.51	36.39	13.53	2.36	6.50	2.04	6
FIN V3	15	78 165.59	2.42	25.01	12.48	2.27	25.23	7.93	10
FIN V4	20	118 525.00	2.04	17.84	11.71	1.89	44.95	14.13	14
FIN V5	25	142 663.73	1.90	14.09	11.23	1.75	59.19	18.61	18
FIN V6	30	151 122.13	1.83	12.62	11.14	1.68	65.73	20.66	20
FIN V6	30	150 598.95	1.83	12.62	11.14	1.68	65.50	20.59	20
FIN V5	25	138 948.45	1.90	14.09	11.23	1.75	57.65	18.12	18
FIN V4	20	111 611.16	2.04	17.84	11.71	1.89	42.33	13.31	14
FIN V3	15	68 031.42	2.42	25.01	12.48	2.27	21.96	6.90	10
FIN V2	10	77 82.65	2.51	36.39	13.53	2.36	2.27	0.71	6
FIN V1	5	0.00	2.85	56.60	14.77	2.70	0.00	0.00	2
FIN VSP	0	0.00	3.61	86.38	16.22	3.46	0.00	0.00	0

Tableau VI.8 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 2.

Position	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus (passants)
FIN VSP	0	0.00	3.61	86.38	16.22	3.46	0.00	0.00	0
FIN V1	5	0.00	2.85	56.60	14.77	2.70	0.00	0.00	2
FIN V2	10	7 628.93	2.51	36.39	13.53	2.36	2.22	0.70	4
FIN V3	15	58 624.37	2.42	25.01	12.48	2.27	18.92	5.95	8
FIN V4	20	92 638.58	2.04	17.84	11.71	1.89	35.13	11.05	12
FIN V5	25	110 246.91	1.90	14.09	11.23	1.75	45.74	14.38	14
FIN V6	30	113 701.91	1.83	12.62	11.14	1.68	49.45	15.55	16
FIN V'7	21	110 838.14	1.83	12.62	11.14	1.68	48.21	15.16	16
FIN V'6	18	101 866.35	1.83	12.62	11.14	1.68	44.31	13.93	16
FIN V'5	15	87 192.73	1.83	12.62	11.14	1.68	37.93	11.92	14
FIN V'4	12	66 820.80	1.83	12.62	11.14	1.68	29.06	9.14	12
FIN V'3	9	40 755.02	1.83	12.62	11.14	1.68	17.73	5.57	8
FIN V'2	6	22 852.95	1.83	12.62	11.14	1.68	9.94	3.13	4
FIN V'1	3	5 609.49	1.83	12.62	11.14	1.68	2.44	0.77	2
FIN V'SP	0	0.00	1.83	12.62	11.14	1.68	0.00	0.00	0

VI.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.

Application Numérique :

- Travée de rive N°2, type 1 :

M = 67 273.42 kN.m (COMB-ELS : LM71 + SW/2, voir Chapitre V).
d = 0.15 m
I = 14.09 m^4 — P = 27.91 MN
S = 11.23 m — D'où : n ≥ 8.78
v' = 1.90 m ; e = 1.75 m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25 % — On prend : **n = 8 câbles de 19T15s**

- Travée de rive N°1, type 2 :

M = 33 599.58 kN.m (COMB-ELS : LM71 + SW/2, voir Chapitre V).
d = 0.15 m
I = 12.62 m^4 — P = 14.61 MN
S = 11.14 m — D'où : n ≥ 4.59
v' = 1.83 m ; e = 1.68 m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25 % — On prend : **n = 6 câbles de 19T15s**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul sont celles de sections correspondantes à la position de calcul.

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

Tableau VI.9 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive type 1.

Position	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus (passants)
FIN VSP	0	0.00	3.61	86.38	16.22	3.46	0.00	0.00	0
FIN V1	5	0.00	2.85	56.60	14.77	2.70	0.00	0.00	0
FIN V2	10	5 926.03	2.51	36.39	13.53	2.36	1.73	0.54	2
FIN V3	15	43 691.34	2.42	25.01	12.48	2.27	14.10	4.43	6
FIN V4	20	63 925.40	2.04	17.84	11.71	1.89	24.24	7.62	8
FIN V5	25	67 273.42	1.90	14.09	11.23	1.75	27.91	8.78	8
FIN V6	30	54 816.27	1.83	12.63	11.14	1.68	23.84	7.49	8
VSCp-c	32	45 356.99	1.83	12.63	11.14	1.68	19.72	6.20	6
VSC 1	35	26 229.22	1.83	12.63	11.14	1.68	3.50	1.10	2
VSC 2	38	0.00	1.83	12.63	11.14	1.68	0.00	0.00	0

Tableau VI.10 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive type 2.

Voussoirs	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus (passants)
FIN VSP	0	0	1.83	12.62	11.14	1.68	0.00	0.00	0
FIN V1'	3	0	1.83	12.62	11.14	1.68	0.00	0.00	0
FIN V2'	6	9 954.43	1.83	12.62	11.14	1.68	4.33	1.36	2
FIN V3'	9	19 103.17	1.83	12.62	11.14	1.68	8.31	2.61	4
FIN V4'	12	29 050.86	1.83	12.62	11.14	1.68	12.64	3.97	4
FIN V5'	15	33 599.58	1.83	12.62	11.14	1.68	14.61	4.59	6
FIN V6'	18	32 009.28	1.83	12.62	11.14	1.68	13.92	4.38	6
FIN V7'	21	24 899.83	1.83	12.62	11.14	1.68	10.83	3.41	6
VSC c-p	23	17 002.36	1.83	12.62	11.14	1.68	7.40	2.33	6
VSC1	26	0	1.83	12.62	11.14	1.68	0.00	0.00	4

IV.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux VI.11, VI.12, VI.13 et VI.14.

Tableau VI.11 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales type 1.

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C_c1 - C_c2	Rectiligne					
C_c3 - C_c4	0.19	0.095	2.5	32.89	0.076	0.19 - 0.015 x^2
C_c5 - C_c6	0.38	0.190	2.5	16.45	0.151	0.38 - 0.030 x^2
C_c7 - C_c8 - C_c10	0.57	0.285	2.5	10.96	0.224	0.57 - 0.046 x^2
C_c9	0.76	0.380	2.5	8.22	0.295	0.76 - 0.061 x^2

Tableau VI.12 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales type 1.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_c1 - C_c3 - C_c5 - C_c7 - C_c9	5	0.19	0.67	26.04	0.19	0.19 + 0.0192 x^2
C_c2 - C_c4 - C_c6 - C_c8	5	0.43	0.91	26.04	0.19	0.43 + 0.0192 x^2
C_c10	5	0.19	0.91	17.36	0.28	0.19 + 0.0288 x^2

Câbles : 19T15s

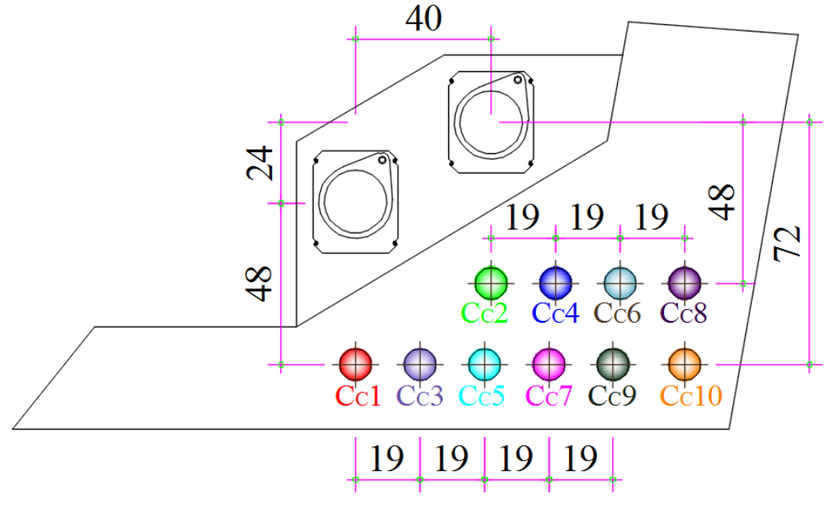


Figure VI.8 – Disposition des câbles de continuité pour les travées principales type 1.

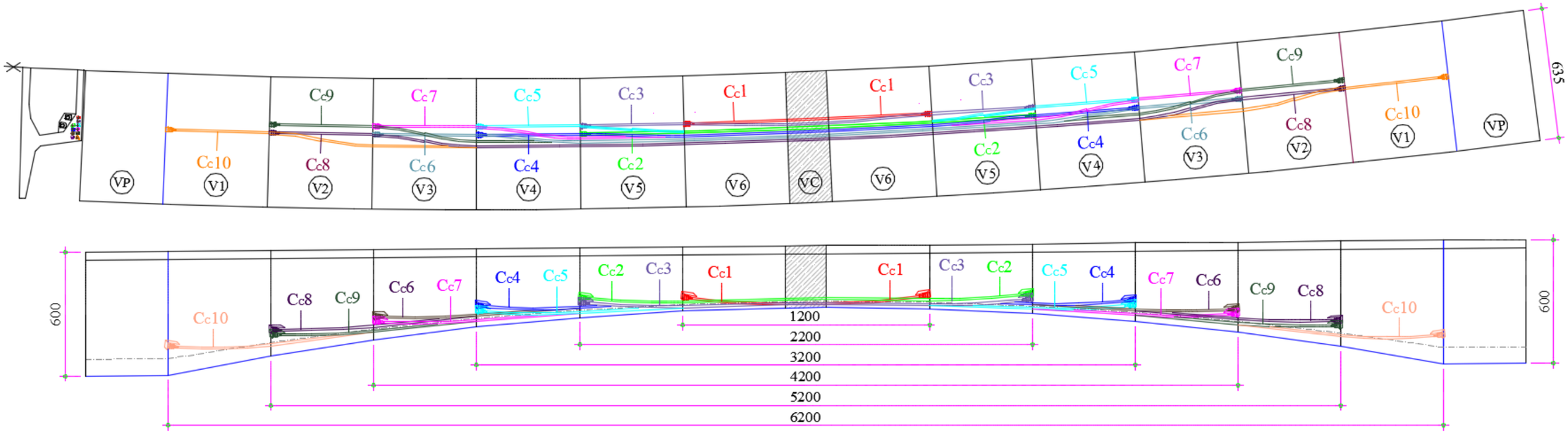


Figure VI.9 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des travées principales type 1.

Tableau VI.13 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée principale type 2.

Câbles		Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C_c1 - C_c2		Rectiligne					
Coté hauteur variable	C_c3 - C_c4	0.19	0.095	2.5	32.89	0.076	0.19 - 0.015 x^2
	C_c5 - C_c6	0.38	0.190	2.5	16.45	0.151	0.38 - 0.030 x^2
	C_c7 - C_c8	0.57	0.285	2.5	10.96	0.224	0.57 - 0.046 x^2
Coté hauteur constante	C_c3 - C_c4	0.19	0.095	1.5	11.84	0.126	0.19 - 0.042 x^2
	C_c5 - C_c6	0.38	0.190	1.5	5.92	0.248	0.38 - 0.084 x^2
	C_c7 - C_c8	0.57	0.285	1.5	3.95	0.363	0.57 - 0.127 x^2

Tableau VI.14 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales type 2.

Câbles		$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Coté hauteur variable	C_c1 - C_c3 - C_c5 - C_c7	5	0.19	0.67	26.04	0.19	0.19 + 0.019 x^2
	C_c2 - C_c4 - C_c6 - C_c8	5	0.43	0.91	26.04	0.19	0.43 + 0.019 x^2
Coté hauteur constante	C_c1 - C_c3 - C_c5 - C_c7	3	0.19	0.67	9.38	0.31	0.19 + 0.053 x^2
	C_c2 - C_c4 - C_c6 - C_c8	3	0.43	0.91	9.38	0.31	0.43 + 0.053 x^2

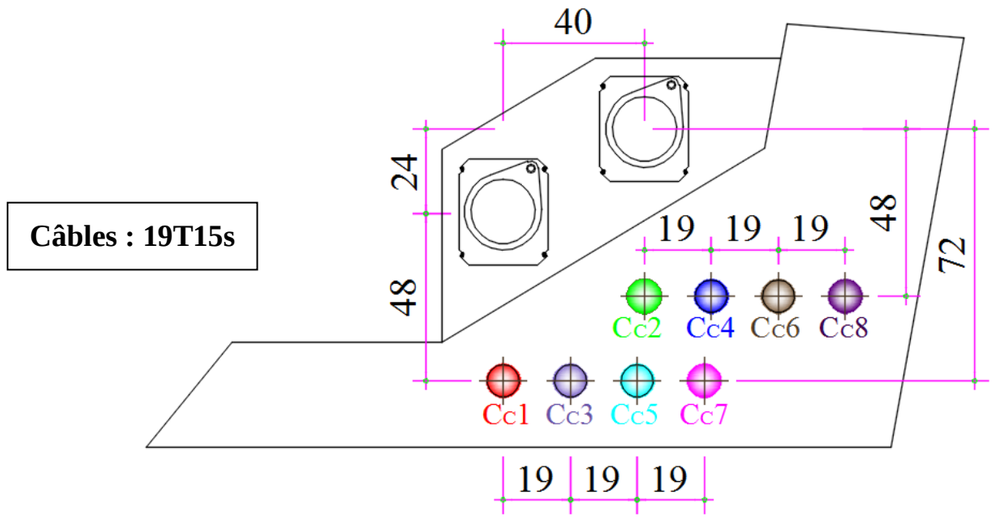


Figure VI.10 – Disposition des câbles de continuité pour la travée principale type 2.

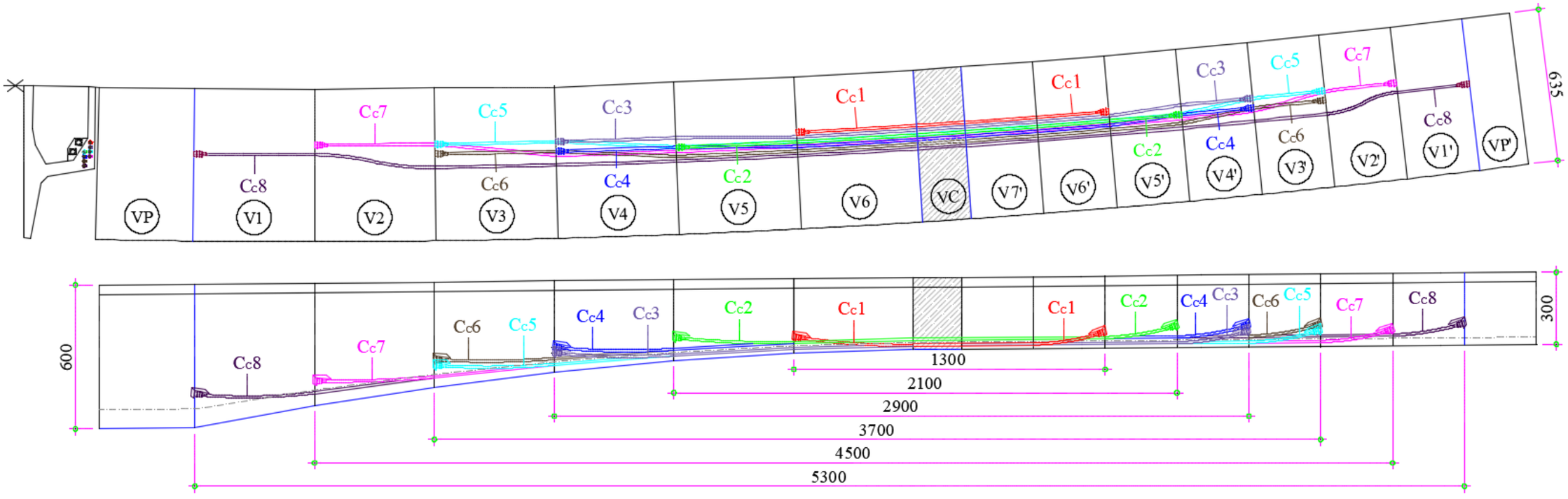


Figure VI.11 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée principale type 2.

Tableau VI.15 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 1.

Câbles		Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
$C_c1 – C_c3$		Rectiligne					
Coté P6	$C_c2 – C_c4$	0.19	0.095	2.5	32.89	0.076	$0.19 - 0.015\ x^2$
Coté C2	$C_c2 – C_c4$	0.19	0.095	1.5	11.84	0.126	$0.38 - 0.042\ x^2$

Tableau VI.16 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée de rive type 1.

Câbles		$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Coté P6	$C_c1 – C_c2$	5	0.19	0.67	26.04	0.19	$0.19 + 0.029\ x^2$
	$C_c3 – C_c4$	5	0.19	0.91	17.36	0.28	$0.19 + 0.019\ x^2$
Coté C2	$C_c1 – C_c2$	3	0.19	0.67	9.37	0.31	$0.19 + 0.053\ x^2$
	$C_c3 – C_c4$	3	0.19	0.91	6.25	0.45	$0.19 + 0.08\ x^2$

Câbles : 19T15s

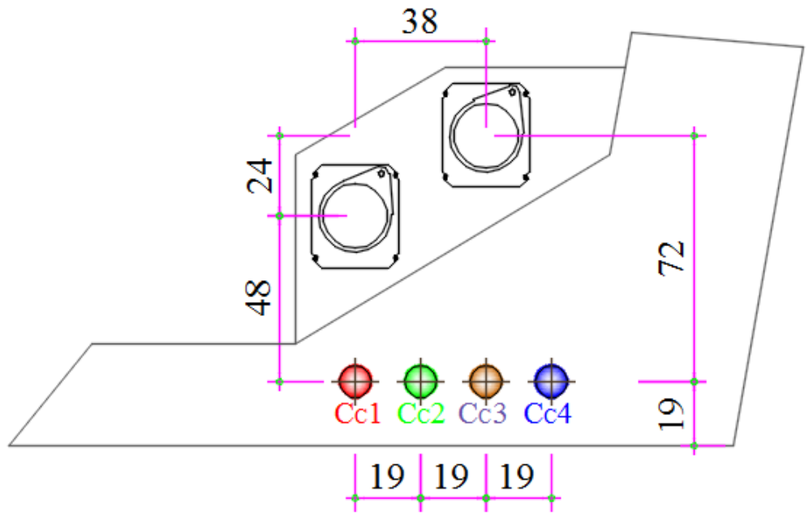


Figure VI.12 – Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive type 1.

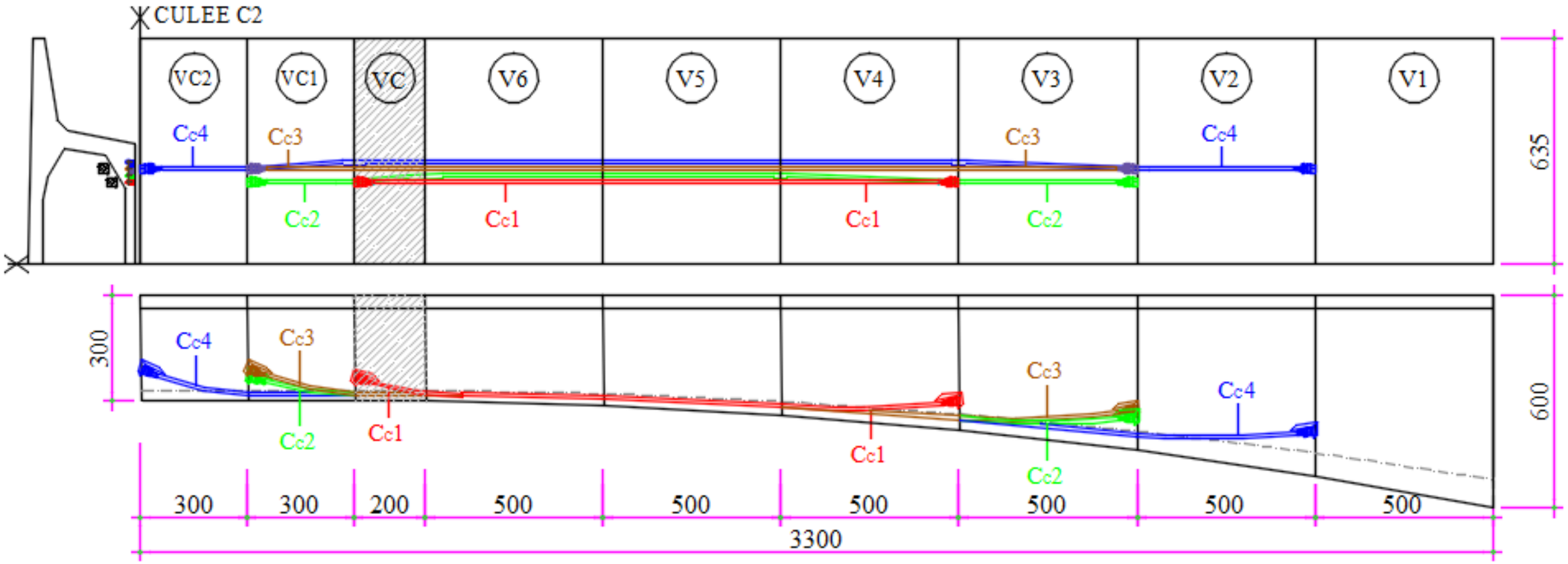


Figure VI.13 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 1.

Tableau VI.17 – L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 2.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
$C_c1 – C_c3$	Rectiligne					
C_c2	0.19	0.095	1.5	11.84	0.126	$0.38 - 0.042\ x^2$

Tableau VI.18 – L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée de rive type 2.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
$C_c1 – C_c2$	3	0.19	0.67	9.37	0.31	$0.19 + 0.053\ x^2$
C_c3	3	0.19	0.91	6.25	0.45	$0.19 + 0.08\ x^2$

Câbles : 19T15s

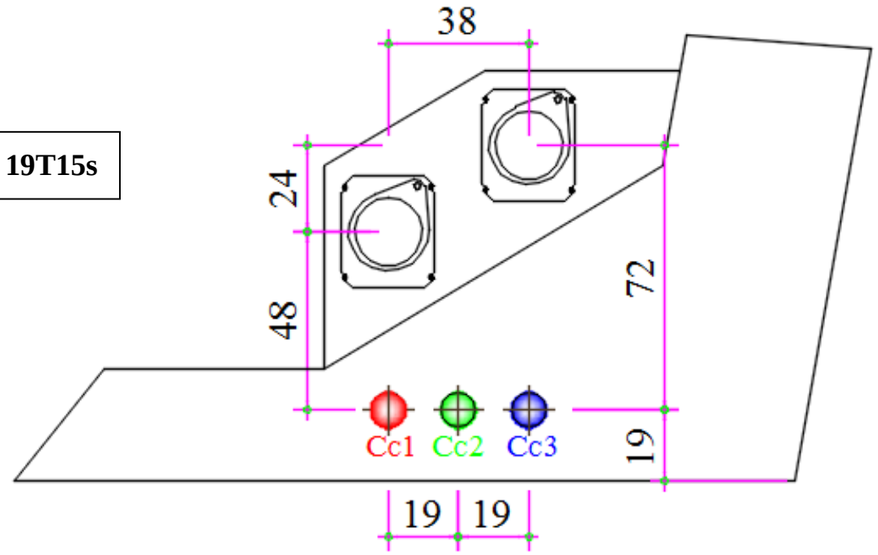


Figure VI.14 – Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive type 2.

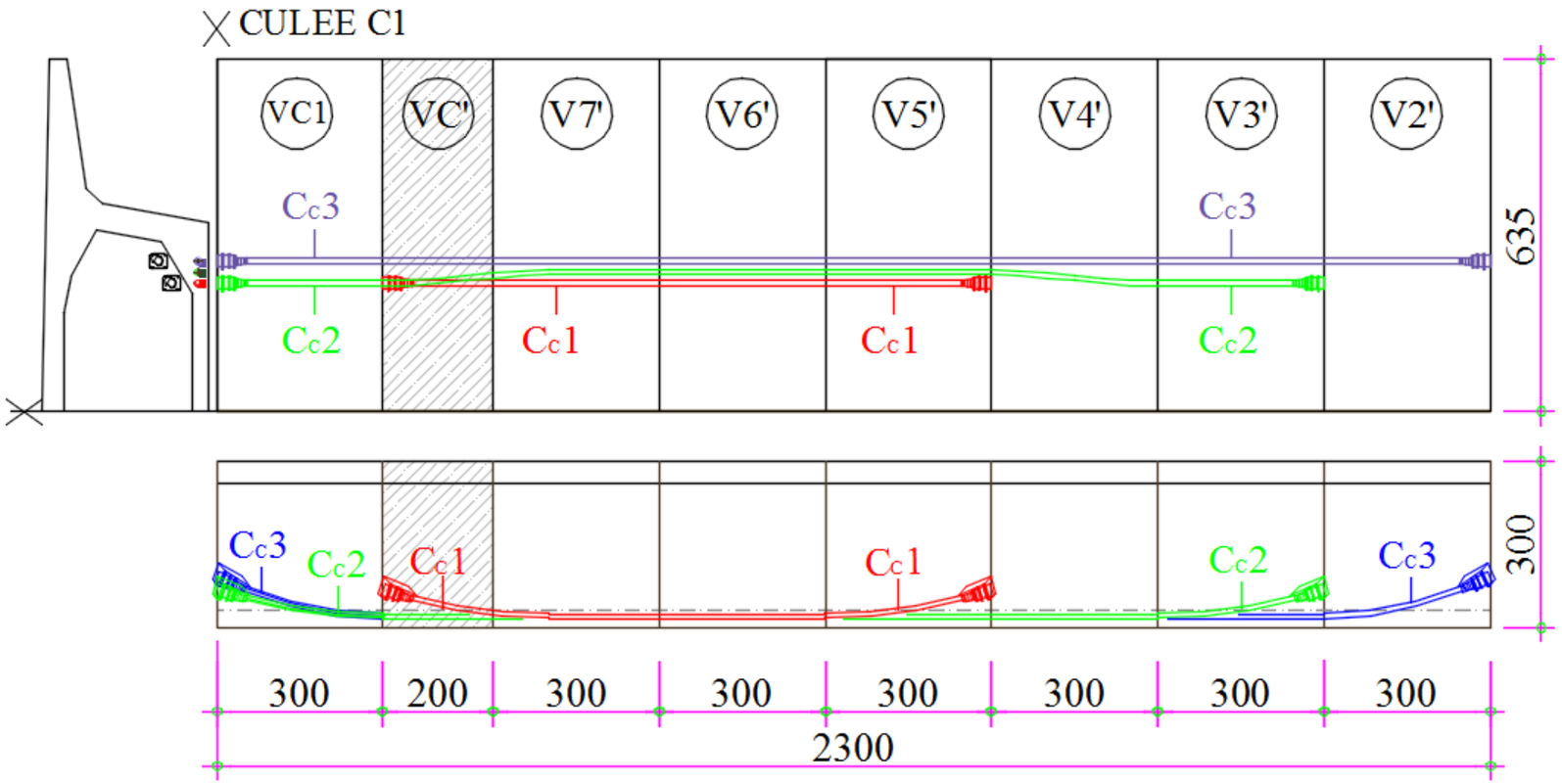


Figure VI.15 – Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive type 2.

VI.4. EVALUAITION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble.

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

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension, elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier sur sa gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine. Le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

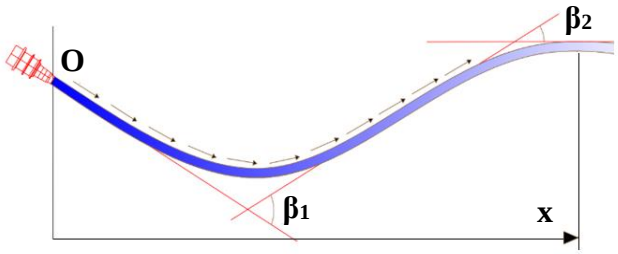


Figure VI.16 – Frottements le long du câble de la mise en tension.

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, cela est déterminé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

Avec :

σ_{p0} : la tension à l' origine.
e : la base des logarithmes népériens.
f : coefficient de frottement de courbure (rd^{-1}).
θ : la variation angulaire du câble à l'abscisse x **(rd)**.
φ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).
x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage (m).

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en plan et β en élévation, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$, cela n'est valable que lorsque les déviations ne se succèdent pas.

$tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$, si ces déviations produisent simultanément.

Les résultats sont représentés dans les tableaux VI.19 et VI.20.

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

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages, ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d ».

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

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 **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.19 et IV.20.

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

L'ouvrage est construit phase par phase (pont encorbellement), ce qui implique des mises en tension successives.

La valeur moyenne des pertes dues à cette perte vaut : $\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{2 \times N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès.

$$\Delta\sigma_e(x) = 2.64 \times \sigma_b(x) \text{ , avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.
σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « **n** » câbles.
P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0\,(1 - \Delta P)$.
M_p : moment sous le poids propre.

Les résultats sont représentés dans les tableaux VI.19 et VI.20.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

Les résultats sont représentés dans l'annexe **C**.

VI.4.2. Pertes de tension différées

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.

VI.4.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Le raccourcissement produit par le retrait du béton entraîne dans les aciers de précontrainte un raccourcissement égal. Il causé une diminution de tension dans les câbles de précontrainte.

Si $\mathbf{t_0}$ est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\boldsymbol{\varepsilon_r\,[1 - r\,(t_0)]}$.

La perte finale de la tension par retrait est donc : $\boldsymbol{\Delta\sigma_r = E_p\,\varepsilon_r\,[1 - r\,(t_0)]}$

Plus souvent on peut négliger la valeur $\mathbf{r(t_0)}$ devant 1, ce qui donne :

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

$\boldsymbol{\varepsilon_r}$: retrait final, estimé à 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).
r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application Numérique :

E_p = 190 000 MPa
$\boldsymbol{\sigma_b}$ = 1 416 MPa
$\xi_r = 2\times10^{-4}$

$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa ➔ $\boldsymbol{\Delta\sigma_r}$ **= 2.68 %**

VI.4.2.2. Pertes par fluage

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général sous l'effet des contraintes de compression.

A la différence du retrait le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier, la perte due au fluage vaut : $\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f}$

La déformation finale de fluage : $\boldsymbol{\varepsilon_f = \dfrac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}}$

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

D'où : $\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 2.5\;\sigma_b\,(x)\times\dfrac{E_p}{E_{ij}}}$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_b}$: contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

Les résultats sont représentés dans l'annexe **C.**

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

Une armature en acier tendue en permanence et maintenue, après sa mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. Par ailleurs, pour les ouvrages soumis à température élevées, les pertes par relaxation sont plus importantes. Par exemple, pour une température de 50°C, les pertes sont approximativement le double de celles observées à une température de 20°C.

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

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

$\rho_{1\,000}$ **(%)** : relaxation garantie à 1 000 h.
μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
$\sigma_i(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.
f_{prg} : résistance ultime de câble de précontrainte.

Les résultats sont représentés dans les tableaux VI.19 et VI.20.

VI.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 :

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux VI.19 et VI.20.

D'après les résultats des tableaux VI.19 et VI.20, on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25 %). Pour la suite de calculs, on prend :

- $\Delta\sigma$ **= 19.64 %** pour fléau type 1 (A hauteur variable).
- $\Delta\sigma$ **= 21.32 %** pour fléau type 2 (A hauteur constante)**.**

VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple, on va déterminer les pertes de tension au niveau de l'axe du VSP.

Application Numérique :

- Fléau type 1 : Câble C1

  Pertes de tension par frottement :

  Tracé du câble C1 ; voir figures VI.4 et VI.6.
  $\beta = 0$ rad ; $\alpha = 0$ rad ; $\theta = 0$ rad ; $\varphi = 0.003$ m^{-1} ; f = 0.20 rd^{-1}
  $\sigma_{p0} = 1\,416$ MPa
  $\Delta\sigma_{\varphi} = 16.89$ MPa ➔ $\Delta\sigma_{\varphi} = 1.19$ %

Pertes de tension par recul de l'ancrage :

E_P = 190 000 MPa ; l = 4 m
g = 0.002 m ; θ = 0 rad
D'où : k = 0.003 ➔ d = 9.46 m
$\Delta\sigma_g$ = 78.01 MPa ➔ $\Delta\sigma_g$ = 5.51 %

Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

M_p = 272.57 MN.m
n = 28 câbles
P_0 = 2 970 kN
ΔP = 8.74 %
e = 1.98 m ; B = 16.22 m^2 ; I = 86.38 m^4
E_p = 190 000 MPa ; E_{bi} = 35 981.73 MPa
D'où : σ_b = 1.89 MPa
$\Delta\sigma_e$ = 4.98 MPa ➔ $\Delta\sigma_i$ = 99.88 MPa ➔ σ_i = 1 316.12 MPa

Pertes par retrait :

$\xi r = 2\times10^{-4}$
$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa

Pertes par fluage :

M_p = 175.50 MN.m
n = 28 câbles
P_0 = 2 970 KN
ΔP = 10.22 %
e = 1.98 m ; B = 16.22 m^2 ; I = 86.38 m^4
E_p = 190 000 MPa ; E_{bi} = 35 981.73 MPa
D'où : σ_b = 4.09 MPa ➔ $\Delta\sigma_{fl}$ = 53.93 MPa

Pertes par relaxation :

σ_i = 1316.12 MPa ; f_{prg} = 1 770 MPa
$\rho_{1\,000}$ = 2.5 % ; μ_0 = 0.43 ; μ = 0.744
D'où : Δσ ρ = 61.90 MPa ➔ Δ_∞ = 243.39 MPa
➔ σ_∞ = 1 172.61 MPa

- Fléau type 2 : Câble C1

Pertes de tension par frottement :

β = 0 rad ; α = 0 rad ; θ = 0 rad
φ = 0.003 m^{-1} ; f = 0.20 rd^{-1}
σ_{p0} = 1 416 MPa
D'où : Δσφ = 8.47 MPa

Pertes de tension par recul de l'ancrage :

E_P = 190 000 MPa ; l = 2 m
g = 0.002 m ; θ = 0 rad
D'où : k = 0.003
➔ d = 9.46 m
$\Delta\sigma_g$ = 181.50 MPa

Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

M_p = 99.87 MN.m
n = 24 câbles
P_0 = 2 970 KN
ΔP = 9.82 %
e = 0.75 m ; B = 11.14 m^2 ; I = 12.62 m^4
E_p = 190 000 MPa ; E_{bi} = 35 981.73 MPa
σ_b = 2.74 MPa
D'où : $\Delta\sigma_e$ = 7.24 MPa ➔ $\Delta\sigma_i$ = 197.21 MPa
➔ σ_i = 1 218.79 MPa

Pertes par retrait :

$\xi r = 2 \times 10^{-4}$
$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa

Pertes par fluage :

M_p = 71.42 MN.m
n = 24 câbles
P_0 =2 970 KN
ΔP = 10.33 %
e = 0.75 m ; B = 11.14 m^2 ; I = 12.62 m^4
E_p = 190 000 MPa
E_{bi} = 35 981.73 MPa
D'où : σ_b = 4.35 MPa
➔ $\Delta\sigma_{fl}$ = 57.46 MPa

Pertes par relaxation :

σ_i = 1 218.79 MPa
f_{prg} = 1 770 MPa
$\rho_{1\,000}$ = 2.5 %
μ_0 = 0.43 ; μ = 0.689
D'où : σ_ρ = 47.27 MPa ➔ Δ_∞ = 332.06 MPa
➔ σ_∞ = 1 083.94 MPa.

VI.4.4. Résultats de calcul

Les résultats finaux de calcul des pertes, pour les deux types du fléau sont résumés dans les deux tableaux suivants :

❖ **Fléau type 1 :**

Tableau VI.19 – Les pertes de tension pour le fléau type 1 (hauteur variable).

	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
Pertes par frottement (%)	7.95	6.84	6.33	5.09	2.98	1.48	0.74	0.00
Pertes dues au recul d'ancrage (%)	0.79	1.38	1.43	2.12	2.67	4.19	4.17	5.67
Pertes dues à la déformation du béton (%)	0.35	0.60	0.63	0.56	0.52	0.51	0.50	0.31
Pertes par retrait (%)	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
Pertes par fluage (%)	3.81	4.72	5.10	4.57	3.74	3.40	2.86	1.54
Pertes par relaxation (%)	4.05	4.09	4.16	4.07	4.51	4.51	4.63	4.54
Totale (%)	18.96	**19.64**	19.64	18.41	16.35	16.03	14.82	13.99

❖ **Fléau type 2 :**

Tableau VI.20 – Les pertes de tension pour le fléau type 2 (hauteur constante).

	Axe VSP'	Fin VSP'	Fin V1'	Fin V2'	Fin V3'	Fin V4'	Fin V5'	Fin V6'	Fin V7'
Pertes par frottement (%)	7.49	6.93	6.99	5.82	4.19	2.43	0.89	0.45	0.00
Pertes dues au recul d'ancrage (%)	2.33	3.18	2.33	3.98	5.16	4.89	6.61	4.77	5.67
Pertes dues à la déformation du béton (%)	0.51	0.67	0.65	0.57	0.46	0.33	0.30	0.28	0.15
Pertes par retrait (%)	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
Pertes par fluage (%)	4.06	4.68	4.34	3.66	2.89	2.00	1.74	1.47	0.77
Pertes par relaxation (%)	3.87	3.80	3.92	3.86	3.94	4.28	4.25	4.62	4.57
Totale (%)	20.29	**21.32**	20.26	19.92	18.67	15.89	15.77	13.51	13.09

VI.5. VEREFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

$\overline{\sigma_{bt1}} < \overline{\sigma_c} <= \overline{\sigma_{bc}}$ dans la fibre supérieure.

$\overline{\sigma_{bt2}}' < \overline{\sigma'_c} <= \overline{\sigma_{bc}}$ dans la fibre inférieure ; avec $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$

Avec :

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.

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

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ **MPa**

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times (0.6 + 0.06 \times 35) = 4.05$ **MPa**. Hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 2.7 = 1.89$ **MPa**. Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.21 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction de fléau type 1.

	N^{bre} câbles	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
Axe VSP	28	272 569.00	3.61	2.39	86.38	1.98	66.91	0.26	9.97	✓
Fin VSP	28	216 309.40	3.61	2.39	86.38	1.98	66.91	1.81	7.62	✓
Fin V01	24	155 868.00	2.85	2.26	56.60	1.87	57.35	1.95	6.32	✓
Fin V02	20	105 430.00	2.51	1.87	36.39	1.47	47.79	1.72	5.97	✓
Fin V03	16	646 71.00	2.42	1.38	25.01	0.96	38.23	1.52	5.77	✓
Fin V04	12	327 91.00	2.04	1.34	17.84	0.88	28.68	1.89	3.30	✓
Fin V05	8	9 342.00	1.90	1.21	14.09	0.89	19.12	2.37	0.66	✓
Fin V06	4	0	1.83	1.17	12.62	0.85	9.56	1.62	-0.32	✓

Tableau VI.22 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction de fléau type 2.

	N^{bre} câbles	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
Axe V'SP	20	99 366.71	1.83	1.17	12.62	0.75	56.15	-0.27	13.34	✓
Fin V'SP	20	84 273.41	1.83	1.17	12.62	0.75	56.15	1.13	11.15	✓
Fin V'01	16	63 773.06	1.83	1.17	12.62	0.77	46.79	1.63	8.22	✓
Fin V'02	12	46 018.94	1.83	1.17	12.62	0.75	37.44	1.70	5.96	✓
Fin V'03	10	31 011.94	1.83	1.17	12.62	0.72	28.08	1.51	4.10	✓
Fin V'04	8	18 752.84	1.83	1.17	12.62	0.65	18.72	1.07	2.64	✓
Fin V'05	6	9 242.27	1.83	1.17	12.62	0.72	14.04	1.34	1.14	✓
Fin V'06	4	2 480.70	1.83	1.17	12.62	0.85	9.36	1.35	0.05	✓
Fin V'07	2	0	1.83	1.17	12.62	0.85	4.68	0.79	-0.16	✓

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.

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ **MPa**

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 2.7 = 4.05$ **MPa**, Hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1 \times 2.7 = 2.7$ **MPa**, Section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans les Annexe **C**.

VI.6. VERIVICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.6.1. La vérification vis-à-vis de l'ELS

Efforts 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 :**

Pour un pont de précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % a la fibre moyenne

$$V_P = P \times \sin\alpha$$

Selon les combinaisons à l'état limite de service, on détermine l'effort tranchant :

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

VI.6.2. Vérification la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x \right], \text{ avec } \sigma_x = \frac{P \times \cos\alpha}{B_n}$$

$$\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6 \times f_{cj} - \sigma_x \right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x \right]$$

Avec :

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 : $\rho = \frac{I}{B \,.\, v \,.\, v'}$.

b_n : épaisseur 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 câbles.

K = 0.5, injection de coulis de ciment.

Φ : diamètre de la gaine.

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

B_n : section nette.

Application Numérique :

- VSP type 1 :

V_{Ser} = 20.56 MN
α_{moy} = 0.079 rad
P = 66.91 MN
V_{red} = 15.28 MN ; ρ = 61.70 %
f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa
b_n = 1 m ; z = 4.85 m

τ_{max} = 3.15 MPa ; σ_x = 4.15 MPa
$\overline{\tau_1}$ = 2.43 MPa
$\overline{\tau_2}$ = 3.77 MPa

➔ On constate que : $\tau_{max} > \overline{\tau}$

Les contraintes de cisaillement ne sont pas vérifiées au voisinage de la section étudiée. Pour cela, on opte pour la solution de redimensionner l'âme, on prend une épaisseur de 75 cm au voisinage de la pile.

- VSP type 2 :

V_{Ser} = 11.93 MN
α_{moy} = 0.13 rad
P = 56.15 MN
V_{red} = 5.27 MN ; ρ = 53.46 %
f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa
b_n = 1 m ; z = 2.30 m

τ_{max} = 2.29 MPa ; σ_x = 4.54 MPa
$\overline{\tau_1}$ = 2.47 MPa
$\overline{\tau_2}$ = 3.81 MPa
➔ On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$ ✓

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

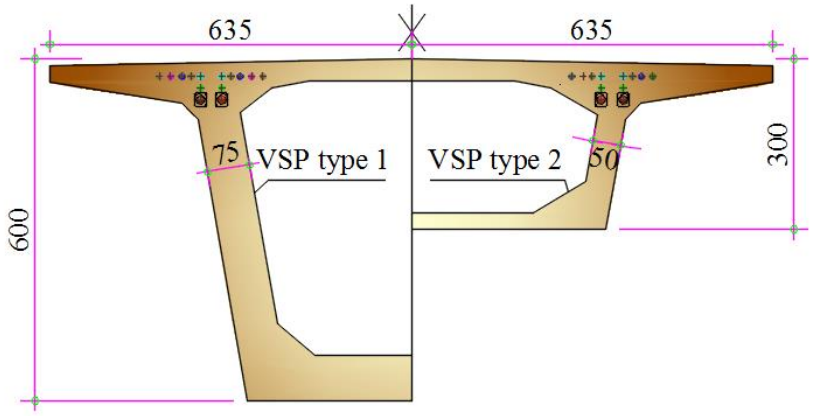


Figure VI.17 – Voussoir sur pile type 1 et 2.

VI.6.3. Vérification 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 :

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

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
$\mathbf{s_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
$\boldsymbol{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.
γ_s = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.
$\boldsymbol{\beta_u}$: l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, on prend β_u = 45° à cause de présence de reprise de bétonnage.

Application Numérique :

- VSP type 1 :

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 27.72 MN ;
V_{red} = 22.44 MN
➔ τ_u = 4.63 MPa
f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1.15 ; b_n = 1.5 ; β_u = 45°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{12.84\ cm}$$

- VSP type 2 :

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 15.89 MN
V_{red} = 9.23 MN
➔ τ_u = 4.01 MPa
f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1,15 ; b_n = 1 m ; β_u = 45°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{7.15\ cm}$$

➢ **Le pourcentage minimum a disposé :**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\ \frac{b_n\ \gamma_s}{f_e}$$

$A_t/S_t \geq 2.07$ cm ➔ VSP type 1

$A_t/S_t \geq 1.38$ cm ➔ VSP type 2

➢ **Justification de la compression de la bielle :**

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

$$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = \mathbf{5.83\ MPa.}$$ Ce qui est vérifié.

VI.7. CONCLUSION

Le béton précontraint est un matériau composite du génie civil permettant de concevoir et de réaliser des structures performantes, économiques et élégantes.

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées de sécurité et de confort.

CHAPITRE : VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre traite le comportement des voussoirs vis-à-vis de la flexion et du cisaillement né de comportement transversal de caisson. On peut alors estimer les armatures dans la section transversale en fonction du cumul des différentes actions.

Dans un ouvrage à hauteur variable, comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section sur pile et la section de clef.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis ROBOT. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les autres dimensions (longueur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réels.

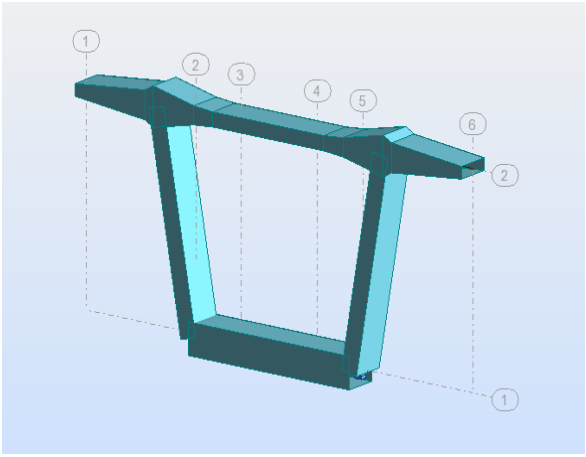


Figure VII.1 – Section sur pile.

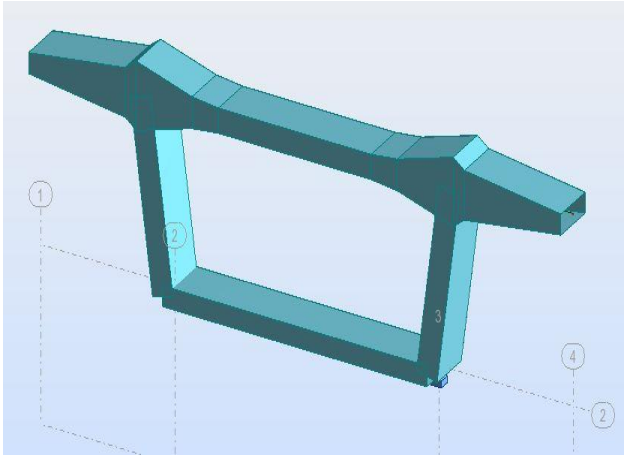


Figure VII.2 – Section sur clef.

VII.2.2. Evaluation des sollicitations

Les charges à considérer sont déjà définies précédemment dans le CHAPITRE IV. Les voussoirs doivent être ferraillés sous le moment de la combinaison la plus défavorable.

Dans une section du tablier, les principales sections à justifier sont les suivantes :

- Hourdis supérieur : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion simple.
- Hourdis inférieur : qui travaille en flexion simple.

Les sections à justifier sont montrées dans le schéma ci-après.

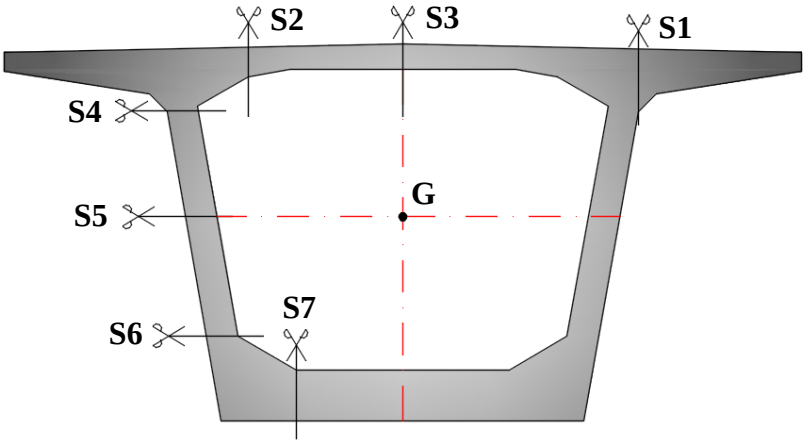


Figure VII.3 – Les sections concerner par un calcul de ferraillage.

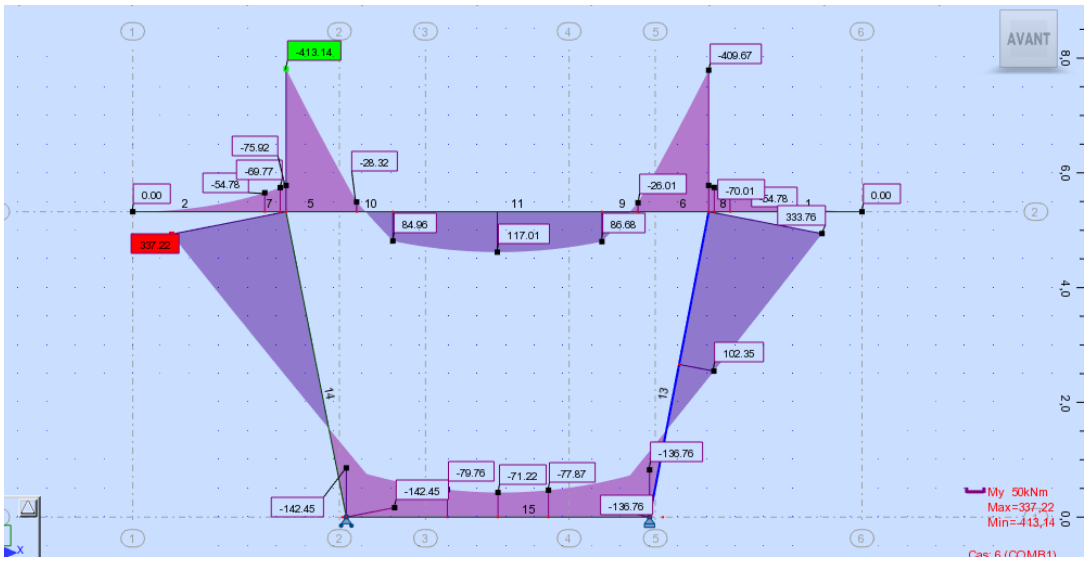
VII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Sur pile :**

Tableau VII.1 – Les moments max de la section sur pile.

	Section	M_{Elu} (kN.m)	M_{Els} (kN.m)
Hourdis supérieur	**S1 et S2**	- 588.37	- 413.14
	S3	166.94	117.01
Ames	**S4, S5 et S6**	485.88	337.22
Hourdis inférieur	**S7**	- 203.75	- 142.45

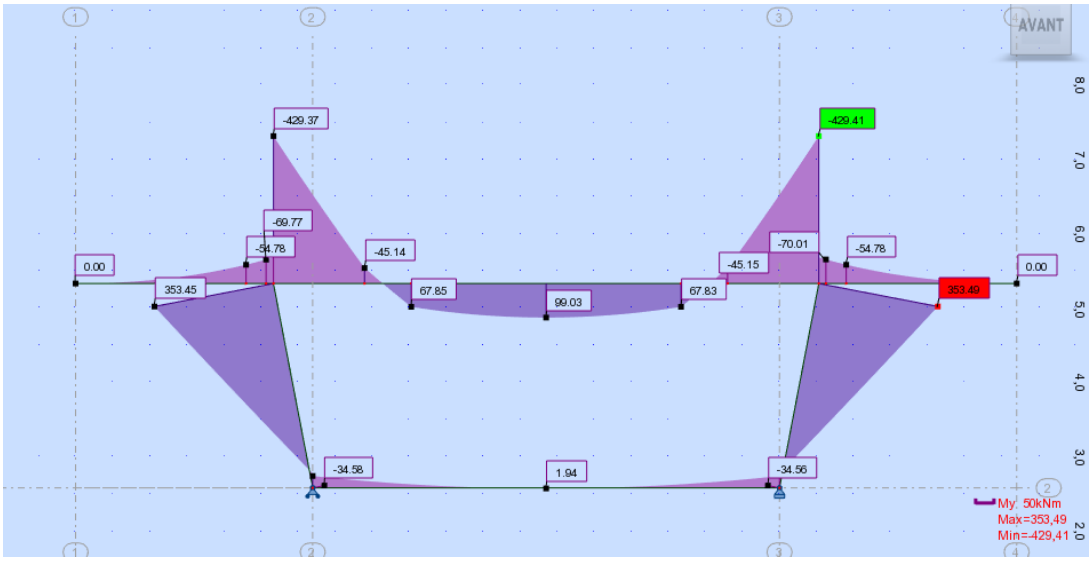


Moment maximal à l'ELS : G + G11 (LM71)

➢ **Section de clef :**

Tableau VII.2 – Les moments max de la section de clef.

	Section	Melu (kN.m)	Mels (kN.m)
Hourdis supérieur	**S1 et S2**	- 611.82	- 429.41
	S3	141.07	99.03
Ames	**S4, S5 et S6**	509.33	353.49
Hourdis inférieure	**S7**	- 47.70	- 34.58



Moment maximal à l'ELS : G + G11 (LM71)

VII.3. FERRAILLAGE

VII.3.1. Voussoir sur pile

VII.3.1.1. Ferraillage de l'hourdis supérieur

➢ **Nappe supérieure S1 et S2 :**

Hypothèses :

Béton : f_{c28} = 35.0 (MPa) Acier: f_e = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

Le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS a vérifié a l'ELU

Application Numérique :

On calcule le ferraillage par mètre linéaire : b = 1.00 m

h = 0.7 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 0.413 MN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 250 MPa ; d = 0.9 × h = 0.9 × 0.7 = 0.63 m

$$\mathbf{x} = \frac{\mathbf{15} \times \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}}{\mathbf{15} \times \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} + \overline{\boldsymbol{\sigma_s}}} \times \mathbf{d} = 0.35 \text{ m} \; ; \; \mathbf{z} = \mathbf{d} - \frac{\mathbf{x}}{\mathbf{3}} = 0.51 \text{ m}$$

$$\mathbf{M_1} = \mathbf{0.5} \times \mathbf{b} \times \mathbf{x} \times \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} \times \mathbf{z} = 1.87 \text{ MN.m}$$

$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$$\mathbf{A_{ser}} = \frac{\mathbf{M_{ser}}}{\mathbf{z} \times \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}}$$

A_{ser} = 32.39 cm^2 ➔ On prend : une nappe de 7HA25/ml.

$$\textbf{(C.N.F)} \quad \mathbf{A_{min}} = \mathbf{0.23} \frac{f_{tj}}{f_e} \times \mathbf{b} \times \mathbf{d}$$

A_{min} = 7.82 cm^2 ➔ **$A_{ser} \geq A_{s\,min}$ ➔ Condition de non-fragilité est vérifiée**.

- **Nappe inférieure se calcul dans la section S3 :**

Application Numérique :

On calcule le ferraillage par mètre linéaire : b = 1.00 m

M_{ser} (inf) = 0.117 MN.m ; h = 0.38 m ; d = 0.34 m ; x = 0.19 m ; z = 0.28 m

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 0.56$ MN.m

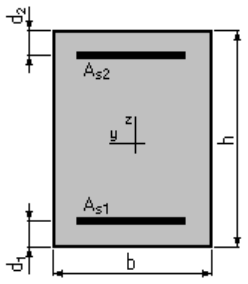
$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

A_{ser} = 16.71 cm^2 ➔ On prend : une nappe de **(**3HA20 + 4HA16)/ml.

C.N.F : A_{min} = 4.22 cm^2 ➔ **Condition de non-fragilité est vérifiée**.

NB : le ferraillage des âmes, l'hourdi inférieur et la section de clef est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous.

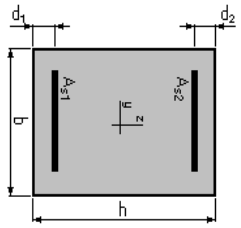
VII.3.1.2. Ferraillage de l'hourdis inférieur (flexion simple)



b = 100.0 (cm)
h = 80.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)
M_{max} (kN*m) = 118.83
Section : A_{s1} = 8.8 (cm^2) ; $A_{s\,2}$ = 8.8 (cm^2)

On prend 7HA14/ml pour les deux nappes.

VII.3.1.3. Ferraillage des âmes (flexion composé)



b = 100.0 (cm) ; h = 75.0 (cm) ; d_1 = 5.0 (cm) ; d_2 = 5.0 (cm)

Cas	Type	**N** (kN)	M (kN*m)
ext.	ELS	384.78	337.22
Ent	ELS	414.16	142.45

Section : A_{s1} = 15 .4 (cm^2) ; $A_{s\,2}$ = 8 (cm^2)

On opte : (3HA20 + 4HA16)/ml pour la nappe extérieure et 7HA14/ml pour la nappe intérieure.

VII.3.1.4. 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.

$$\mathbf{A_{st} \geq \frac{A_{st}}{3}}$$

VII.3.1.5. Ferraillage du VSP sous la flexion transversale

Tableau VII.3 – Ferraillage passive de voussoir VSP.

Elément	Armatures transversales		Armatures longitudinales	
Hourdis supérieur	Nappe Sup	7 HA25	Nappe Sup	7 HA16
	Nappe Inf	3 HA20 + 4 HA16	Nappe Inf	7 HA12
Hourdis inférieur	Nappe Sup	7 HA14	Nappe Sup	7 HA10
	Nappe Inf	7 HA14	Nappe Inf	7 HA10
Âmes	Nappe Interne	7 HA14	Nappe Interne	7 HA10
	Nappe Externe	3 HA20 + 4 HA16	Nappe Externe	7 HA12

VII.3.2. Voussoir à la clef

Tableau VII.4 – Ferraillage passif du voussoir sur clef.

Elément	Armatures transversales			Armatures longitudinales	
Hourdis supérieur	Nappe Sup	As = 32.3 cm^2	7 HA25	Nappe Sup	7 HA16
	Nappe Inf	As = 7.5 cm^2	7 HA14	Nappe Inf	7 HA10
Hourdis inférieur	Nappe Sup	As = 18.8 cm^2	7HA20	Nappe Sup	7 HA12
	Nappe Inf	As = 7.5 cm^2	7 HA14	Nappe Inf	7 HA10
Âmes	Nappe Interne	As = 7.5 cm^2	7 HA14	Nappe Interne	7 HA10
	Nappe Externe	As = 7.5 cm^2	7 HA14	Nappe Externe	7 HA10

VII.4. EFFET DE TORSION

Il convient de déterminer séparément les armatures longitudinales requises pour la flexion longitudinale et la torsion suivant l'article 4.3.1 et 4.3.3.2.2 de l'eurocode 2.

Dans les zones tendues par flexion, les armatures longitudinales de torsion doivent s'ajouter à celle nécessaires pour la flexion longitudinale et les armatures transversales de torsion s'ajoute à celle de flexion transversale.

Le moment de torsion : $\mathbf{T_u = M_t = M_{elu\text{-}max}}$

$$\frac{\sum A_l}{U} \times f_{ed} \geq \frac{T_u}{(2 \times \Omega)}$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_u}$: moment de torsion.
$\mathbf{A_l}$: la section totale des aciers longitudinaux.
$\boldsymbol{\Omega}$: aire de conteur tracé à mi-épaisseur des parois.
U : périmètre de contour Ω.

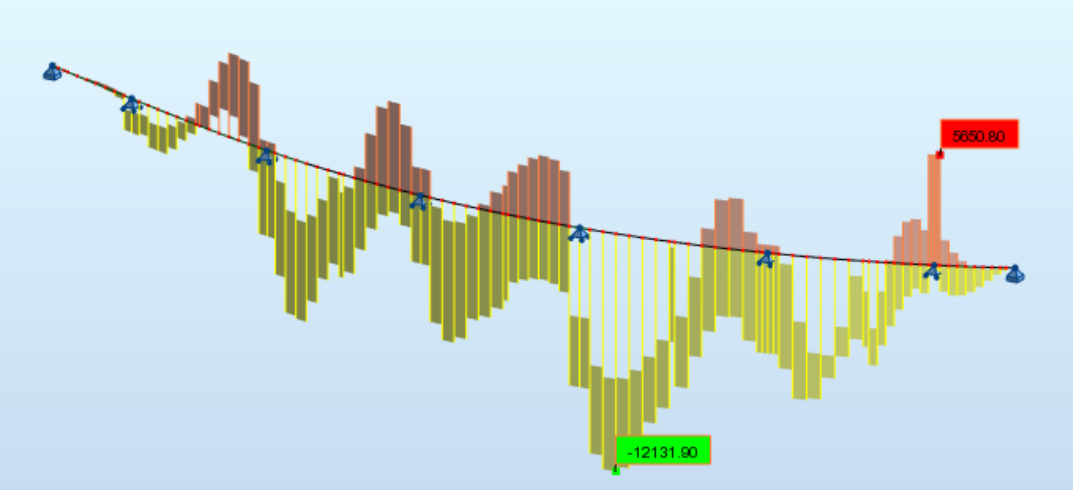


Figure VII.4 – Moment max pour la combinaison : 1.35 G + 1.45 LM71 + 1.2 SW/2.

VII.4.1. Calcul du ferraillage sous l'effet de torsion au niveau du VSP

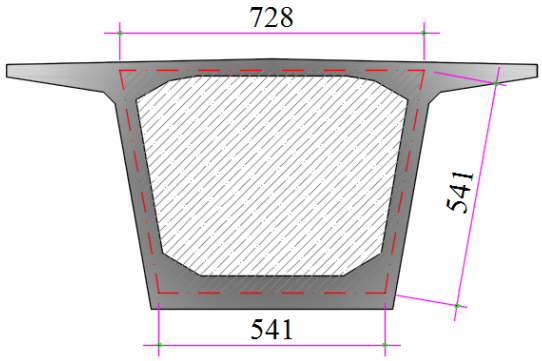


Figure VII.5 – L'aire Ω du VSP.

Application Numérique :

T_u = 5.65 MN.m ; Ω = 33.77 m^2

U = 23.50 m ; $f_{ed} = f_e/1.15$ = 434.78 MPa

➔ A_l = 45.21 cm^2, disposée en deux nappes sur un périmètre de 23.50 m.

Donc une section : As = 0.96 cm²/ml/nappes ➔ Négligeable devant les armatures de construction.

Pourcentage minimal :

$$\frac{\sum A_l}{b_0 \times U} \times f_{ed} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

b_0 = min (épaisseur réel ; a/6)

a : le diamètre maximal de plus grande cercle inscriptible dans le contour extérieur de section.

➔ b_0 = min (0.4 ;5.41/6) = **0.4 m**

➔ A_l = **86.48 cm^2**

VII.4.2. Calcul du ferraillage sous l'effet de torsion au niveau du voussoir sur clef

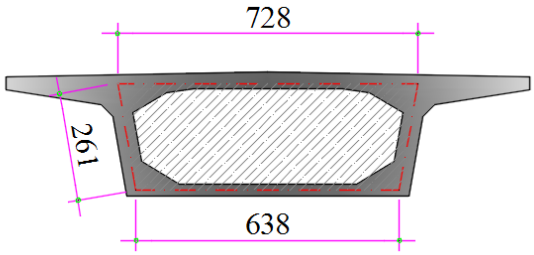


Figure VII.6 – L'aire Ω du voussoir sur clef.

Application Numérique :

T_u = 12.132 MN.m ; Ω = 17.57 m^2

U = 18.88 m ; f_{ed} = 434.78 MPa

➔ **A_l = 149.92 cm^2, disposée en deux nappes sur un périmètre de 18.88 m**

Donc une section : As = 3.97 cm²/ml/nappes ➔ Négligeable devant les armatures de construction.

Pourcentage minimal :

f_{ed} = 434.78 MPa ; U = 18.88 m

b_0 = min (0.4 ; 2.61/6) = 0.4 m

➔ **A_l = 69.47 cm^2**

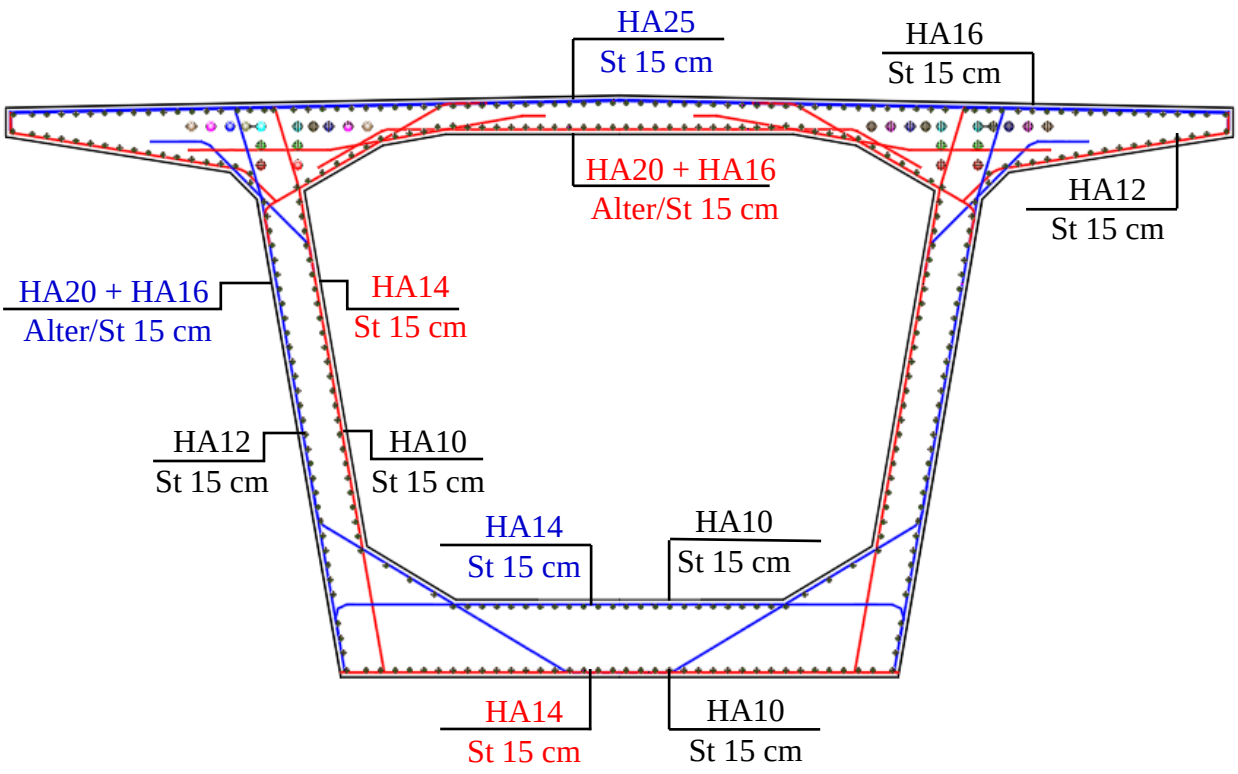


Figure VII.7 – Schéma du ferraillage passif du VSP type 1.

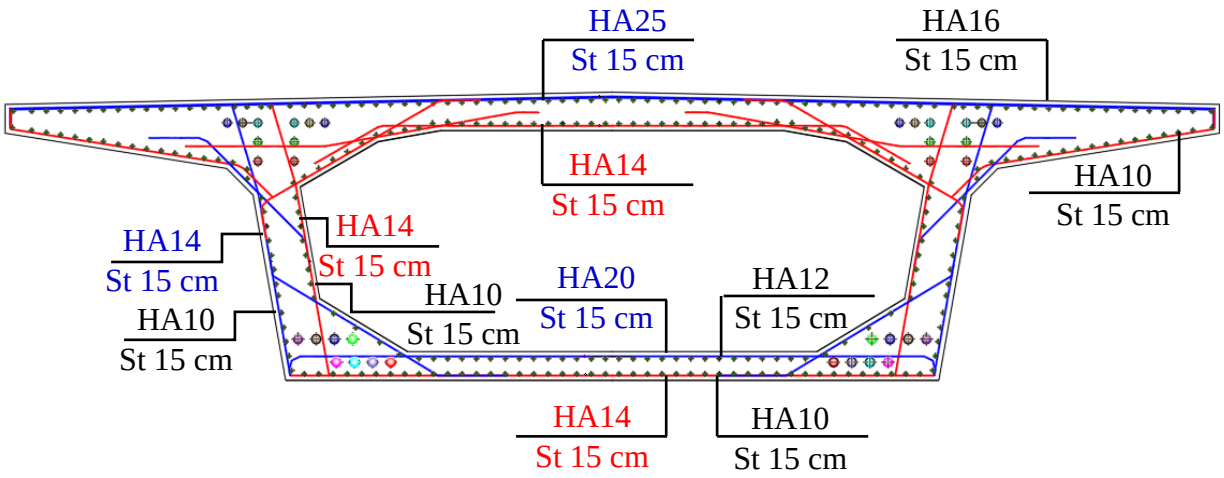


Figure VII.8 – Schéma du ferraillage passif du VSP type 2 et VSC.

VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation.

On admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire.

VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

- **Effet de surface**

L'effet de surface est donné par la relation suivante **:**

$$A_S = 0.04 \times \frac{Max\ (F_{j0})}{\overline{\sigma_S}}$$

Avec:

F_{j0} : représente la force à l'origine de l'ancrage de niveau j, $F_{j0} = 3.28$ **MN**.

$\overline{\sigma_S}$: limite élastique des armatures passives. $\overline{\sigma_S} = 2/3 \times f_e$.

Donc :

$A_S = 3.94\ cm^2$. **Soit 4HA12.**

- **Effet d'éclatement**

  - **Contrainte de traction du béton :**

$$\sigma_{mj} = \frac{(F_{j0})}{b \times d_j} \leq 2/3 \times f_{cj}$$

Avec :

d_j : hauteur de prisme symétrique de niveau j, d_j = 0.55 m.

b : largeur de zone d'ancrage. b = 0.37 m.

D'où :

$\sigma_{mj} = 10.76\ MPa \leq 23.33\ MPa$ ☑

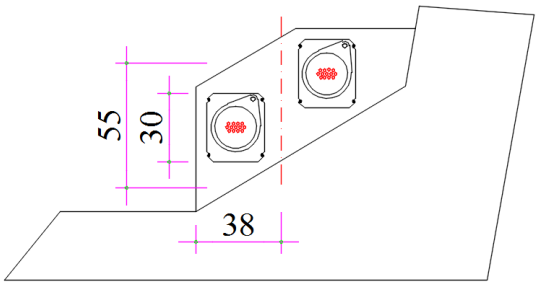


Figure VII.9 – Zone de bossage d'ancrag

VII.5.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prismes spéciaux dits « bossages ».

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.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

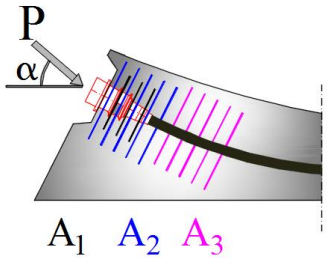


Figure VII.10 – Zone de régularisatic

- **Aciers d'éclatement A_1 :**

Ils se situent sur une distance de 3 × 12.5 cm en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0.15 \times P}{f_{yd}} = \frac{0.15 \times 3.28}{434.78} = 11.31 \text{ cm}^2, \text{ soit 3 cadres de HA16, e = 15 cm.}$$

P : effort de précontrainte à l'ancrage.

$f_{yd} = f_e/1.15 = 434.38$ MPa

- **Aciers complémentaires de couture :**

Les aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

$$A_2 = \frac{0.4 \times P}{f_{yd}} = 30.70 \text{ cm}^2, \text{ soit 5 double cadres de HA14, e = 15 cm.}$$

- **Aciers de reprise de la poussée au vide :**

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3} \times \frac{P}{f_{yd}} \sin\alpha = 8.01 \text{ cm}^2, \text{ soit 5 cadres de HA12, e = 15 cm.}$$

α : l'angle de la déviation du câble de précontrainte. $\alpha = 0.16$ rad.

VII.6. 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 hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE : VIII

LES EQUIPEMENTS

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements de pont couvrent un ensemble de dispositifs de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers comme le garde-corps, joint de chaussée, ils permettent de protéger la structure et ses abords et en favorisant son bon fonctionnement.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui est un élément inopposable dans la construction de l'ouvrage, dont leur rôle est d'assurer la transmission des efforts aux appuis et éviter le contact direct entre deux matériaux rigides.

Les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Ce choix est dû aux certains avantages de type d'appareils :

- Descente de charge.
- Déplacements horizontaux et rotation libre.
- Durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

On constate que l'appareil d'appui en élastomère frété est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

- Ils présentent une sécurité de fonctionnement satisfaisante.
- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Moins coûteux que les autres appareils.
- Le caoutchouc dans sa composition a une bonne résistance à la traction un excellent allongement à rupture, un bon comportement aux sollicitations dynamiques.

VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELU :

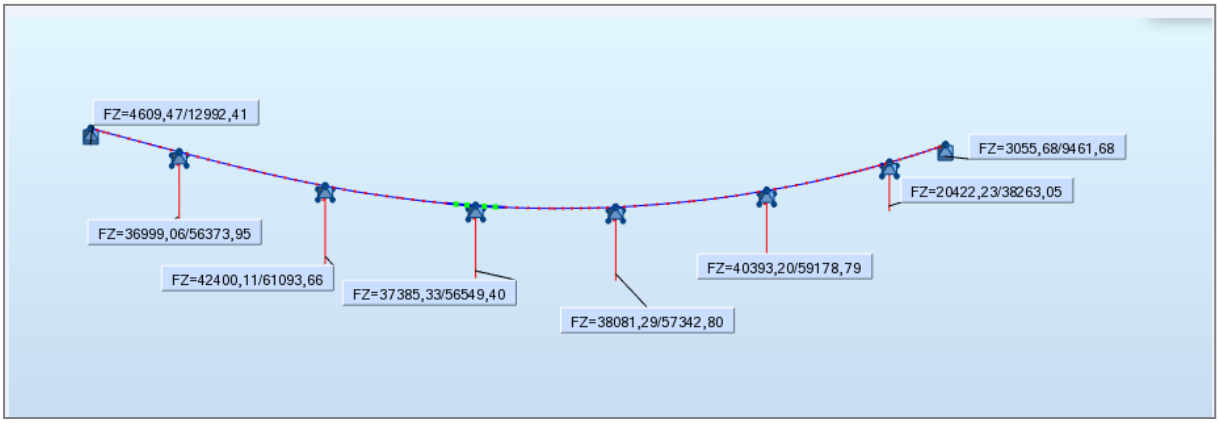


Figure VIII.1 – Les résultats de logicielle robot (les réactions d'appuis) à L.ELU.

Tableau VIII.1 – Réactions maximales sur les appariels d'appuis.

Pile /culé	Rmax (MN)	Nmax (MN) = Rmax/N^{bre} d'appareil
Culée 01	12.99	12.99/2 = 6.49
Pile 01	56.37	56.37/4 = 14.09
Pile 02	61.09	61.09/4 = 15.27
Pile 03	56.55	56.55/4 = 14.13
Pile 04	57.34	57.34/4 = 14.33
Pile 05	59.18	59.18/4 = 14.79
Pile 06	38.26	38.26/4 = 9.56
Culée 02	9.46	9.46/2 = 4.73

VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Selon le guide technique SETRA, les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées à partir de la contrainte normale sous la réaction maximale à L'E.L.U.

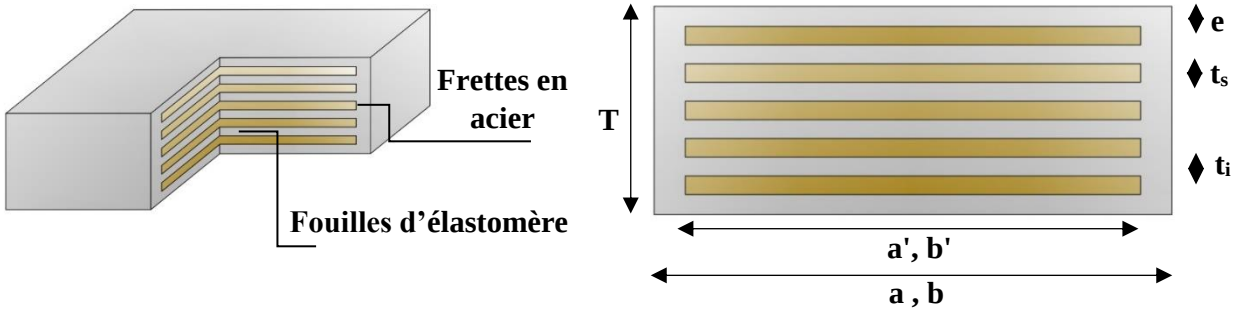


Figure VIII.2 – Géométrie d'un appareil d'appui.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est mentionnée sur la figure VIII.1.

Avec :

a, b, a', b' : sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
T_b : hauteur totale.
e : enrobage extérieur.
T_s : épaisseur d'une frette métallique.
T_i : épaisseur d'une fouille élastomère.

- **Aire l'appareil d'appui :**

La condition de non-cheminement est :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa \text{ ; avec } N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$$

Application Numérique :

Pour culées :	Pour piles :
R_{max} = 12.99 MN	R_{max} = 61.09 MN
➔ a × b ≥ 3 254 cm^2	➔ a × b ≥ 7 635 cm^2
On prend : **a × b = 600 × 600 mm^2**	On prend : **a × b = 900 × 900 mm^2**

- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

Condition de non-flambement : **a/10 ≤ T ≤ a/ 5**.

a : est le grand côté de l'élastomère.

Application Numérique :

Pour culées :	Pour piles :
a = 600 ➔ **60 ≤ T ≤ 120 (mm)**	a = 900 ➔ **90 ≤ T ≤ 180 (mm)**

- **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases} ; \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

σ_e = 235 Kg/mm^2 ; G = 0.9 MPa

Application Numérique :

Pour culées :	Pour piles :
σ_m = 18.03 MPa	σ_m = 18.51 MPa
β = 16.67 ➔ t_s > 2.76 mm	β = 25 ➔ t_s > 2.89 mm
➔ On prend : **t_s = 3 mm**	➔ On prend : **t_s = 3 mm**

Les dimensions sont résumées ci-après :

Pour culées :	Pour piles :
8 Feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm.	7 Feuilles d'élastomère : t_i = 20 mm.
9 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm	8 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm
Enrobage des chants : 4 mm	Enrobage des chants : 4 mm
Enrobage extérieur : 10 mm	Enrobage extérieur : 6 mm
Dimensions : **600 × 600 × 143 mm^3**	Dimensions : **900 × 900 × 176 mm^3**

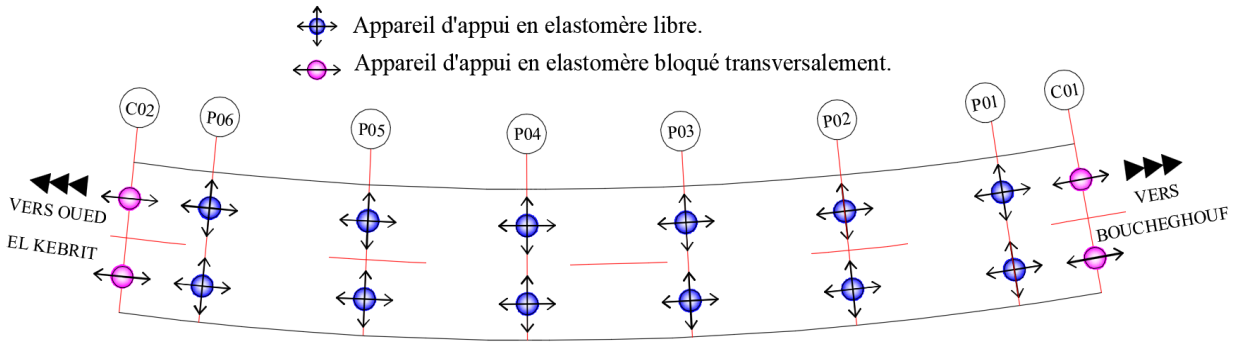


Figure VIII.3 – schéma fonctionnelle des appareils d'appuis.

NB : le blocage transversal au niveau de culée est assuré par des plots parasismiques.

VIII.2.3. Evaluation des efforts horizontaux

➢ **Efforts dus aux actions statiques :**

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{H_{sta} = \frac{\Delta_x \times G \times a \times b}{T_q}}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0.9 MPa.

Δ_x : déformation due à la force considérée.

a × b : dimensions de l'appareil d'appuis.

$\mathbf{T_q}$: épaisseur des feuillets d'élastomère.

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$\mathbf{H_r = \frac{\Delta_r \times G \times a \times b}{T_q}} \; ; \; \Delta_r = \varepsilon_r \times |X_i|, \text{ avec : } \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait.}$$

Action due à la variation de la température :

$$\mathbf{H_T = \frac{\Delta_T \times G \times a \times b}{T_q}} \; ; \; \Delta_T = \varepsilon_T \times |X_i|, \text{ où : } \varepsilon_T = \Delta T \times \lambda$$

$\Delta T = 35$ °C et $\lambda = 10^{-5}$; $\varepsilon_T = 3.5 \times 10^{-4}$.

Action due au fluage :

$$\mathbf{H_{fl} = \frac{\Delta_{fl} \times G \times a \times b}{T_q}} ; \; \Delta_{Tfl} = \varepsilon_{fl} \times |X_i|, \text{ où : } \varepsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

$\mathbf{K_{fl}}$: coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

On prend : $K_{fl} = 2$ ➔ $\varepsilon_{fl} = 2 \times 10^{-4}$.

➢ **Efforts dus aux actions dynamiques :**

Les actions dynamiques (démarrage, freinage, effort de lacet, effort de centrifuge) sont définies dans chapitre IV.

➢ **Centre de rigidité :**

Le centre de rigidité par rapport milieux de l'ouvrage est : $\mathbf{X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 9.21\ m}$

Avec :

$\mathbf{K_i}$: raideur d'appui.
$\mathbf{X_i}$: position des appuis.
$\mathbf{|X_i|}$: la distance entre l'appui et le contre de rigidité.

Tableau VIII.2 – Efforts horizontaux dus au tablier.

	$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)
C_1	194.69	5.59	0.38	0.218	0.218
P_1	167.29	19.15	1.12	0.640	0.640
P_2	108.29	17.91	0.68	0.387	0.387
P_3	38.29	18.19	0.24	0.139	0.139
P_4	31.71	19.06	0.21	0.121	0.121
P_5	101.71	19.11	0.68	0.389	0.389
P_6	171.71	19.17	1.15	0.658	0.658
C_2	213.11	5.59	0.42	0.237	0.237

Résultats :

COMB ELS (G + 0.3E + 0.3Q)/Robot:
$\Delta_{x\text{-max-pile}} = 4.7$ cm
$\Delta_{x\text{-max-culée}} = 4.7$ cm

VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

Application Numérique :

Cas culées :

$\sigma_{ap} = \frac{6.49}{0.6 \times 0.6} = 18.03$ MPa

e$18.03 \leq \sigma_{adm} = 20$ MPa ➔ **Vérifié**.

Cas piles :

$\sigma_{ap} = \frac{15.27}{0.9 \times 0.9} = 18.85$ MPa

$18.85 \leq \sigma_{adm} = 20$ MPa ➔ **Vérifiée**.

VIII 2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

γ_s : le coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
Pc = 4 × G × B × S² × d/h : la charge critique de flambement.
G = 0.9 MPa
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 : le facteur de forme, $S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$

Application Numérique :

Cas culées :

$S = \frac{600 \times 600}{2 \times 12 \times (600 + 600)} = 12.50$

d = 0.12 + 0.03 = 0.15 m

h = 0.143 m

B = 0.6 × 0.6 = 0.36 m²

$Pc = \frac{4 \times 0.9 \times 0.36 \times 0.125^2 \times 0.15}{0.143}$

➔ Pc = 21.24

Pu = 6.49 MN

$\gamma_s \times Pu = 3 \times 6.49 = 19.47$ MN

$\gamma_s \times Pu \leq Pc$ ➔ **Condition vérifiée.**

Cas piles :

$S = \frac{900 \times 900}{2 \times 20 \times (900 + 900)} = 11.25$

d = 0.20 + 0.03 = 0.23 m

h = 0.176 m

B = 0.9 × 0.9 = 0.81 m²

$Pc = \frac{4 \times 0.9 \times 0.81 \times 12.50^2 \times 0.021}{0.176}$

➔ Pc = 48.23

Pu = 15.27 MN

$\gamma_s \times Pu = 3 \times 15.27 = 45.81$ MN

$\gamma_s \times Pu \leq Pc$ ➔ **Condition vérifiée.**

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

$$\begin{cases} \delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{Si } p \leq 0.25 \\ \delta c = 1.4\,(1 - 2p) & \text{Si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

p = Pu/Pc
δ_0 **= c/Tq**
δ = d/Tb
c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 900 mm).
δ : la distorsion de l'appareil d'appui.
d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

Cas culées :	Cas piles :
$P = \frac{6.49}{21.24} = 0.306$	$P = \frac{15.27}{48.23} = 0.317$
$P > 0.25$ ➔ $\delta c = 1.4\ (1\text{-}2 \times 0.306) = 0.54$	$P > 0.25$ ➔ $\delta c = 1.4\ (1 - 2 \times 0.317) = 0.51$
$\delta_0 = \frac{600}{114} = 5.26 > 2$, on prend 2	$\delta_0 = \frac{900}{152} = 5.92 > 2$, on prend 2
$\delta = \frac{47}{114} = 0.41$	$\delta = \frac{47}{152} = 0.31$
$\delta < \delta c$ ➔ Condition vérifiée	**$\delta < \delta c$ ➔ Condition vérifiée**

VIII.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.

$H_{tablier\ (}$sens longitudinal) = $K_{Totale} \times d = 162.08 \times 0.047 = 7.61$ MN

Cas culées :	Cas piles :
N = 6.49 MN	N = 15.27 MN
σ_m = 18.03 MPa ; f = 0.13	σ_m = 18.85 MPa ; f = 0.13
H = 7.61 MN	H = 7.61 MN
H > 6.49 × 0.13 = 0.87 MN	H > 15.27 × 0.13 = 2.01 MN
➔ **Condition non vérifiée**.	➔ **Condition non vérifiée**.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile el la culée.

VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

$$\mathbf{A = b + 200}$$
$$\mathbf{B = a + 200}$$
$$\mathbf{h \geq 2\ B_0 / P_0}$$

Où :

$B_0 = A \times B$.
$P_0 = 2\ (A + B)$.

Application numérique :

Cas culées :	Cas piles :
A = 600 + 200 ➔ A= 800 mm.	A = 900 + 200 ➔ A = 1 100 mm.
B = 600 + 200 ➔ B = 800 mm.	B = 900 + 200 ➔ B = 1 100 mm.
$B_0 = 0.8 \times 0.8 = 0.64\ m^2$.	$B_0 = 1.1 \times 1.1 = 1.21\ m^2$;
$P_0 = 2 \times (0.8 + 0.8) = 3.2$ m.	$P_0 = 2\ (1.1 + 1.1) = 4.4$ m.
h ≥ 0.4 m. On prend h = 0.50 m.	h ≥ 0.55 m. On prend h = 0.6 m.

VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

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.

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût.

$$\mathbf{A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}}$$

N : réaction maximale.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: contrainte limite des armature d'acier. $\boldsymbol{\sigma_s}$ = 500/1.15 = 435 MPa.

➢ **Armatures horizontales :**

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.

$$\mathbf{A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}}$$

➢ **Frette supérieure :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$\mathbf{A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}}$$

➢ **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.

$$\mathbf{A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s}}$$

Application Numérique :

Cas piles :

A_c = 87.75 cm^2, soit 44HA16.

A_h = 43.87 cm^2, soit 24HA16.

A_s = 14.04 cm^2, soit 16HA12.

A_i = 35.10 cm^2, soit 20HA16.

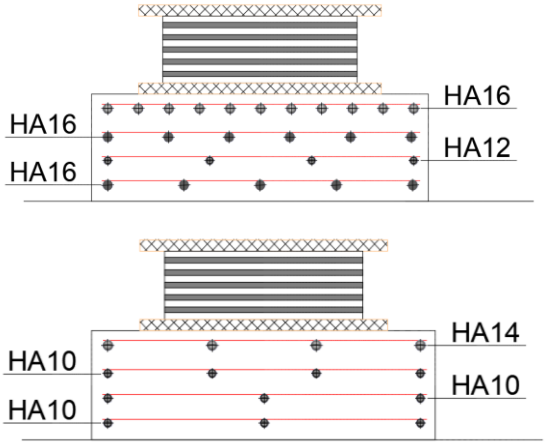
Cas culées :

A_c = 18.64 cm^2, soit 16HA14.

A_h = 9.32 cm^2, soit 16HA10.

A_s = 2.98 cm^2, soit 12HA10.

A_i = 7.46 cm^2, soit 12HA10.



VIII.4. JOINTS SOUS BALLASTE DE DILATATION

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints sous ballaste sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

VIII.4.1. Calcul du souffle

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_D}{3}$$

Avec :

W : souffle total du joint.
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).
W_T : souffle thermique.
W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (W_s = 3.3 cm).

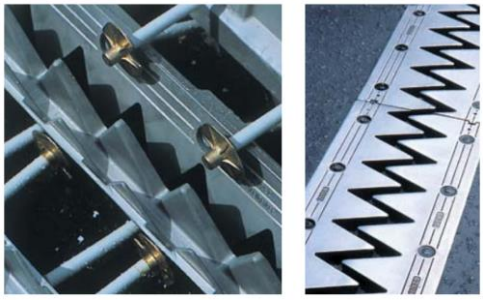
Donc : W = **2.51 cm**.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 2.51 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Le principe de liaison des éléments métalliques aux structures par des vis à serrage contrôlé et le choix des matériaux utilisés confèrent aux joints Wd une robustesse exceptionnelle. Ils sont conçus pour une circulation lourde et intense. Les dents triangulaires des éléments métalliques permettent un fonctionnement sans hiatus et assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint et ce, quelle que soit l'ouverture du joint.



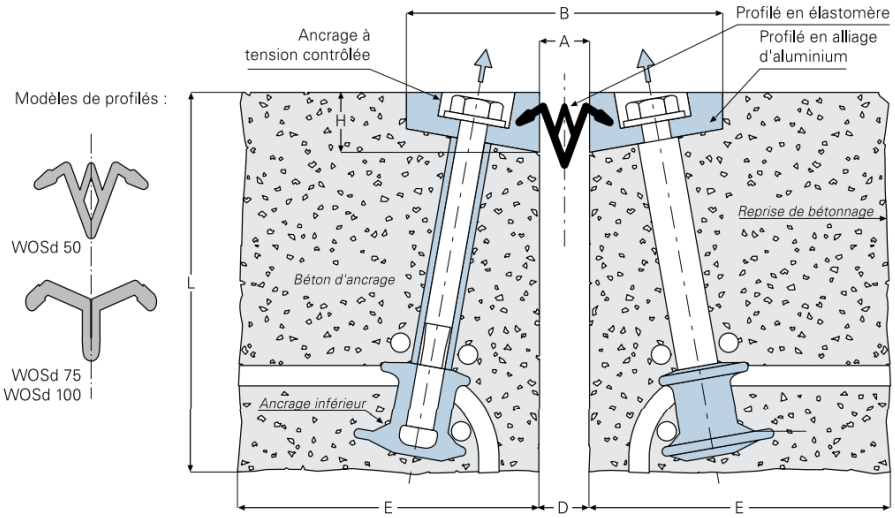


Figure VIII.4 – Modèles des joints Wd.

Tableau VIII.3 - Modèles des joints Wd (dimensions en mm).

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	E	L
W0Sd50	15	65	146	196	15	65	28.5	150	200
W0Sd75	0	75	150	225	12	87	30	150	200
W0Sd100	0	100	150	250	12	112	30	150	200

Le modèle pris est en fonction du souffle calculé, on a choisi le joint **W0Sd50**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 15 à 65 mm.

VIII.5. GARDE-CORPS ET DISPOSITIF DE RETENUE

Les trottoirs prévus sur l'ouvrage sont destinés au passage de service et il est donc envisagé d'installer les garde-corps pour la sécurité des passagers. Puisque la dimension de garde-corps est un élément important dans l'aspect architectural de l'ouvrage, le type approprié est adopté afin de ne pas masquer la vue.

Le dispositif de retenue pour les véhicules permet de retenir les véhicules, de contrôler la trajectoire du véhicule après le choc et de prévenir l'accident surgit.

VIII.6. ETANCHEITE DU TABLIER

L'étanchéité des tabliers a pour objectif d'augmenter la durabilité de l'hourdis par intermédiaire de la prévention contre la corrosion des armatures et de la détérioration du béton.

Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé et l'étanchéité par filme mince adhérent. Pour le présent projet, l'étanchéité par filme mince est choisie, ce qui est plus efficace et économique pour un pont à poutre-caisson en béton précontraint.

VIII.7. ÉVACUATION DES EAUX

L'imperméabilisation du tablier est un détail de construction lie soit à l'évacuation de l'eau de plateforme et soit, en général, à la durabilité de l'ouvrage. L'imperméabilisation du tablier est réalisée au moyen d'une double chape d'étanchéité avec épaisseurs respectivement de 4 mm et 3 mm, protège du ballast et des agents atmosphériques par une couche de matériel bitumineux avec épaisseur de 4 cm. L'évacuation de l'eau de la plateforme est réalisée à l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles), on utilisant des tuyaux de diamètre de 120 mm en acier galvanisé mises en place à 3.25 m de l'axe du rail plus proche, avec une grille de drainage spécifique et une protection verticale avec fonction par ballast, nécessaires pour les profils en travers en courbe.

VIII.8. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages ainsi que la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE : IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Un appui 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 transmet au sol.

IX.2.1. Conception de la pile

Pour note cas j'ai opté pour des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête.

Tableau IX.1 – Implantation et hauteurs des piles.

Piles	P01	P02	P03	P04	P05	P06
Hauteur (m)	6.62	23.1	21.18	10.49	5.79	4.22
Position	PK 107+830.87	PK 107+889.87	PK 107+959.87	PK 108+029.87	PK 108+099.87	PK 108+169.87

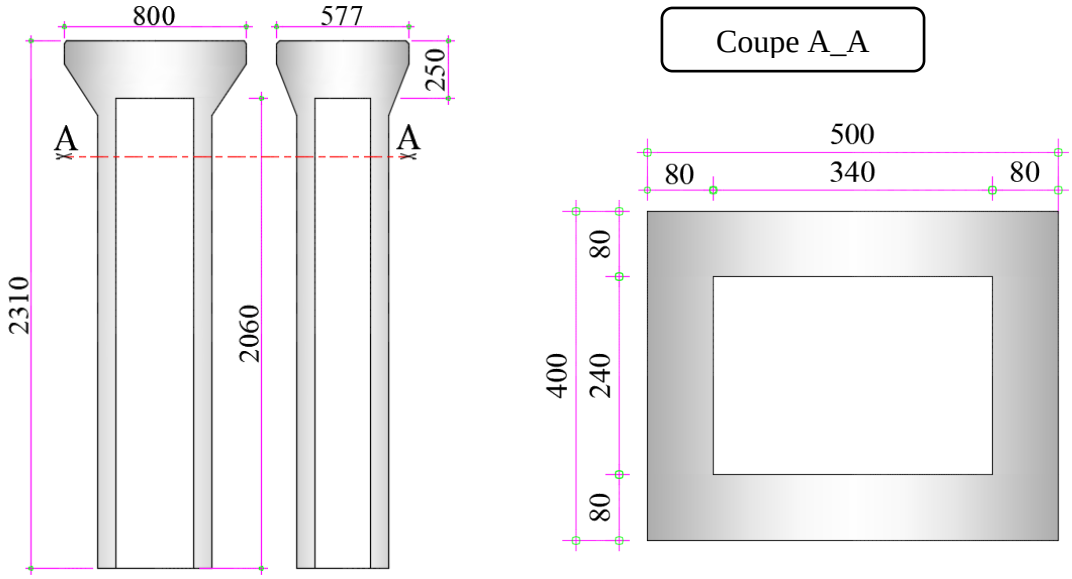


Figure IX.1 – Dimensions de la pile la plus haute.

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$k_{A\text{-}App} = G \times \frac{a \times b}{T},\ k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ et } K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

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} = 27 MPa.

Tableau IX.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	6.81	5.59	7.44	infinie	5.59	7.44
P_1	6.62	19.2	25.56	7 763.23	19.14	25.49
P_2	23.1	19.2	25.56	182.71	17.36	22.44
P_3	21.18	19.2	25.56	237.05	17.74	23.08
P_4	10.49	19.2	25.56	1 951.15	18.99	25.25
P_5	8.79	19.2	25.56	3 316.27	19.07	25.38
P_6	4.22	19.2	25.56	29 969.48	19.17	25.56
C_2	7.46	5.59	7.44	infinie	5.59	7.44

Tableau IX.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	6.81	5.59	7.44	infinie	5.59	7.44
P_1	6.62	19.2	25.56	11 533.95	19.15	25.52
P_2	23.1	19.2	25.56	271.47	17.91	23.38
P_3	21.18	19.2	25.56	352.18	18.19	23.84
P_4	10.49	19.2	25.56	2 898.85	19.06	25.35
P_5	8.79	19.2	25.56	4 927.03	19.11	25.45
P_6	4.22	19.2	25.56	44 526.09	19.17	25.56
C_2	7.46	5.59	7.44	infinie	5.59	7.44

IX.2.3. Etude sismique

IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 1er groupe, classé en zone I.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- L'accélération de zone A = 0.15.

IX.2.3.2. Méthode de calcul

➢ **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 :

M_T ($M_T = G + \alpha Q$).

G : le poids propre du tablier.
Q : charge d'exploitation (charge ferroviaire LM71 pour 2 voies chargées).
α : 30 % des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

$M_P = \rho \times \sum (si \times hi) = 25 \times ((11.84 \times 20.6) + (2.5 \times 20))$

➔ $M_P = 7\ 347.6$ KN

$M_T = G + \alpha Q$ ➔ $M_T = 183\ 864 + 0.3 \times (12\ 176)$

➔ $M_T = 187\ 516.8$ KN

$M_P \leq 0.43\ M_T$ ➔ **Condition vérifiée.**

➢ **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant 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 qui présente une partie des clothoïdes d'un rayon très large, suivi par une partie droite. ➔ **Condition non vérifiée.**

Alors on utilise « la méthode du spectre de réponse ».

IX.2.3.3. Spectre de réponse

On réutilisera un modèle en 3d, par ROBOT2019, pour l'évaluation des efforts sismiques dans le deux composante horizontales ainsi que les périodes propre. La composante Z est négligeable.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

➢ **Spectre de réponse horizontal :**

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré dans la figure IX.2.

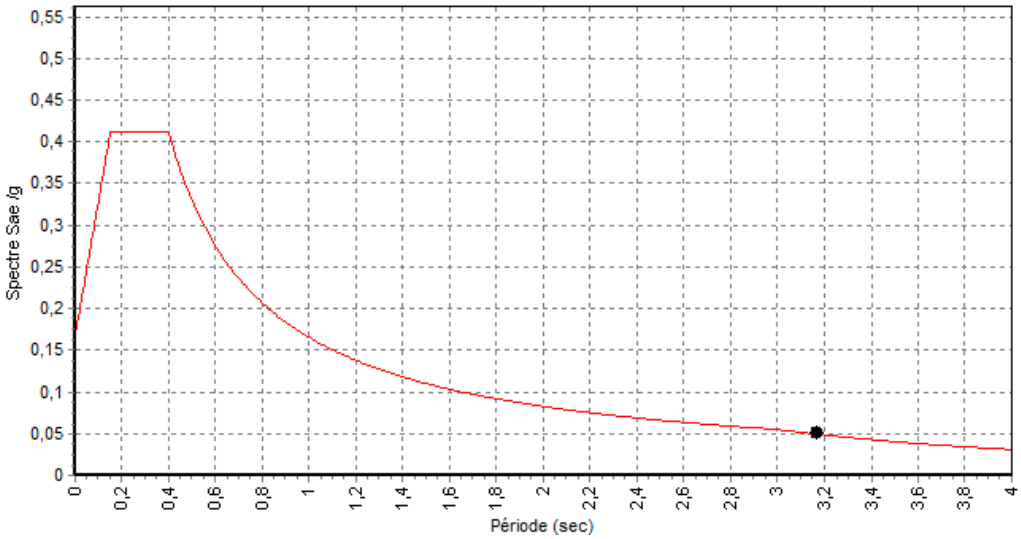


Figure IX.2 – Spectre de réponse horizontale Sae/g.

➢ **Spectre de réponse vertical :**

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

IX.2.3.4. Période propre

Après le calcul des modes propres :

- T = 1.98 s pour le sens longitudinal.
- T = 1.98 s pour le sens transversal.

IX.2.3.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 4.

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Avec :

Q : actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : Q = LM71.
Ψ : 30 % des charges d'exploitations routières pour ponts rails.

Tableau IX.4 – Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Effort séismique (pile 02) KN
Ex (Longitudinal)	1	0.3	416.44
Ey (Transversal)	0.3	1	1 500.33

IX.2.3.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre IV, les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales à l'E.L. S et à l'E.L. U.

Tableau IX.5 – Evaluations des efforts des appuis à l'ELS.

Efforts / Appuis	ELS : G + Gr26 + 0.8T + $R_{retrait}$ + F_{fluage}				
	N (kN)	H_{long} (kN)	H_{trans} (kN)	M_{long} (kN.m)	M_{trans} (kN.m)
C_1	6 861.86	422.29	303.19	0	0
P_1	28 390.63	2 843.22	905.17	18 822.09	5 992.23
P_2	44 219.94	2 350.93	203.09	54 306.45	4 691.29
P_3	42 833.06	1 640.05	189.00	34 736.23	4 003.05
P_4	42 234.91	718.67	314.96	7 538.83	3 303.90
P_5	43 895.83	183.83	23.64	1 064.40	136.88
P_6	41 689.08	997.87	462.21	4 211.01	1 950.51
C_2	9 876.18	58.82	172.86	0	0

Tableau IX.6 – Evaluations des efforts des appuis à l'ELU.

Efforts / Appuis	ELS : G + Gr26 + 0.8T + R_{etrait} + F_{luage}				
	N (kN)	H_{long} (kN)	H_{trans} (kN)	M_{long} (kN.m)	M_{trans} (kN.m)
C_1	8 241.42	231.83	455.04	0	0
P_1	34 525.56	2 615.36	1 294.60	17 313.66	8 570.28
P_2	55 348.48	2 039.35	269.16	47 108.94	6 217.49
P_3	51 853.81	1 026.22	351.10	21 735.36	7 436.40
P_4	52 654.92	343.46	561.34	3 602.85	5 888.44
P_5	57 477.82	1 602.85	57.71	9 280.51	334.17
P_6	51 858.23	2 706.03	756.74	11 419.45	3 192.61
C_2	11 876.96	312.83	310.36	0	0

IX.2.4. Ferraillage de la pile

Vu la classification de la zone sismique (zone faible) de notre ouvrage on passe directement au calcul de ferraillage de pile à l'état limite ELS/ELU.

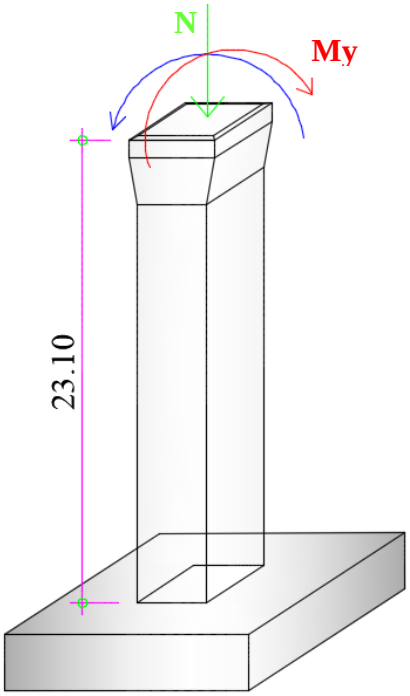


Figure IX.3 – Sollicitations agissant sur la pile N02.

IX.2.4.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

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

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0$.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

S : la section transversale de la pile.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \; ; \; x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Résultats :

$I_y = 22.74\ m^4$; $I_x = 33.81\ m^4$; $S = 11.85\ cm^2$.

$l_f = 2 \times 23.10 = 46.20$ m.

➔ $i_y = 1.39$ m et $i_x = 1.69$ m

$\lambda_x = l_f/i_x$ ➔ $\lambda_x = 27.34 < 70$, donc pas de risque de flambement autour de x-x.

$\lambda_y = l_f/i_y$ ➔ $\lambda_y = 33.34 < 70$, donc pas de risque de flambement autour de y-y

IX.2.4.2. Calcul du ferraillage

- **Sous moment de flexion oblique :**

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0.16 < 0.20, \text{ donc la condition d'orientation vérifiée.}$$

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

h, **b** : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x et M_y. Pour le calcul de la section des armatures on utilise les Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé : sections creuse (Auteur : WALTHER). Avec :

$$\eta = m_x/m_y$$

η : rapport des moments relatifs (sans dimension).

m_x, m_y, **n** : efforts intérieurs relatifs.

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \; ; \; m_y = \frac{M_y}{b \times h^2 \times f_{c28}} \; ; \; n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

Application Numérique :

$$m_x = \frac{4\,691.29}{5^2 \times 4 \times 27 \times 10^3} = 0.002$$

$$m_y = \frac{54\,306.45}{4^2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0.025$$

$$n = \frac{44\,214.94}{5 \times 4 \times 27 \times 10^3} = 0.082$$

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

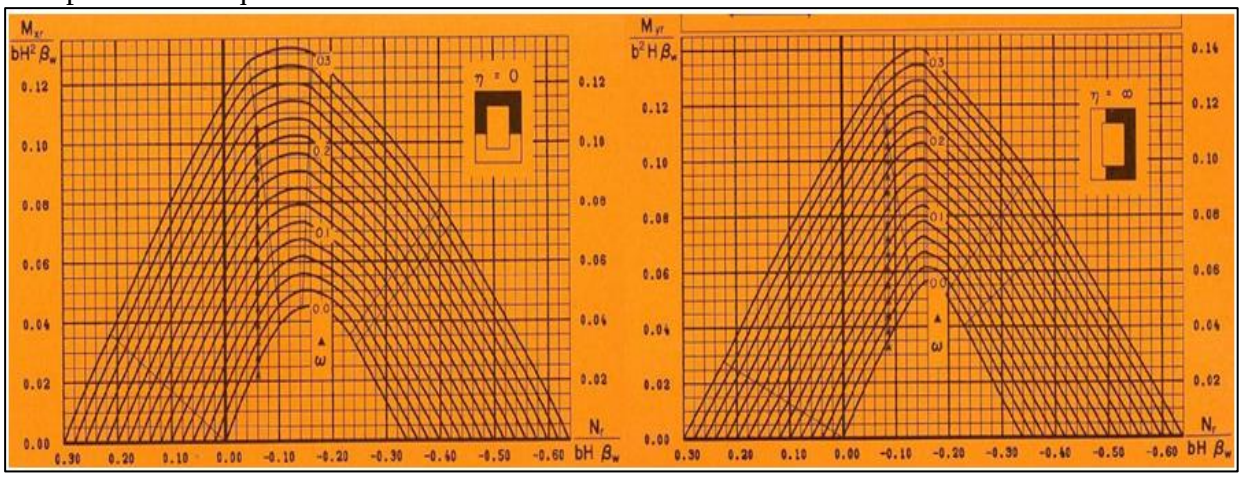


Figure IX.4 – Abaques de WALTHER.

- Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.117$) :

$$\mathbf{Fa} = \frac{\boldsymbol{\omega} \times \mathbf{b} \times \mathbf{h} \times f_{c28}}{\boldsymbol{\sigma}_s} = \frac{0.117 \times 4 \times 5 \times 27 \times 10^4}{500} = 1\,263.6 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : $\mathbf{0.2} \times \mathbf{F_a} = 252.72 \text{ cm}^2$

As (coté h) : $\mathbf{0.3} \times \mathbf{F_a} = 379.08 \text{ cm}^2$

- Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.085$) :

$$Fa = \frac{0.085 \times 4 \times 5 \times 27 \times 10^4}{500} = 918 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : $0.2 \times F_a = 183.6 \text{ cm}^2$

As (coté h) : $0.3 \times F_a = 275.4 \text{ cm}^2$

➢ **Sous moment de torsion :**

On cumule les contraintes tangentes dues à l'effort tranchant et au moment de torsion et on doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\tau_{uV} = \frac{V_u}{b_0 d} \; ; \tau_{uT} = \frac{T}{2 b_0 \Omega}}$$

$$\boldsymbol{\tau_{lim} \leq \{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa} \}}$$

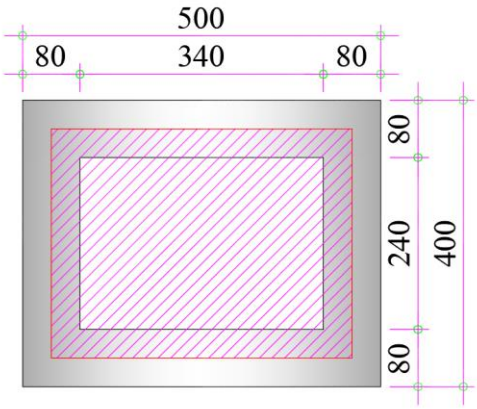


Figure IX.5 – Lair Ω du pile.

$\boldsymbol{\tau_{uV}}$: contrainte tangente due à l'effort tranchant V_u.

$\boldsymbol{\tau_{uT}}$: contrainte tangente due à l'effort tranchant T_u.

$\boldsymbol{\tau_{lim}}$: contrainte limite.

$\mathbf{b_0}$: l'épaisseur de la paroi.

$\boldsymbol{\Omega}$: aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

- Armatures longitudinales :

$$\boldsymbol{\frac{\sum A_l}{u} \times f_{ed} = \frac{T}{2\Omega}}$$

$\mathbf{A_l}$: section totale des aciers longitudinaux.

$\mathbf{u}$: périmètre du contour d'air Ω.

Application Numérique :

$$\tau_{uV} = \frac{2.04}{4 \times 4.5} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uT} = \frac{0.58}{2 \times 0.8 \times 13.44} = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 \times 27}{1.15} \text{ et } 4MPa \right\} = 3.52 \text{ MPa}$$

$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$ ➔ **La condition est vérifiée.**

$$\sum A_l = \frac{0.58 \times 14.8}{2 \times 13.44 \times 434.78} \times 10^4 = 7.35 \text{ cm}^2$$

La section de ferraillage qui doit être adoptée est la section maximale :

As = 386.43 cm² pour le coté b (transversal).
As = 260.07 cm² pour le coté h (longitudinal).

- Choix des barres :

Coté b (transversal) 2 nappes de 25HA25/coté.
Coté h (longitudinal) 2 nappes de 39HA25/coté.

- Condition de non fragilité :

$A_{s\text{-}min} \geq 0.23\ h \times b \times f_{tj}/f_e$ ➔ As-min ≥ 204.24 cm² ➔ **La condition est vérifiée.**

IX.2.4.3. 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 :

$$\mathbf{A_t = \frac{A_t \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t\ (mm)}{100}}$$

S_t : l'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A en zone critique :

$S_t = Min\ (24.\phi_t\ ;\ 8.\phi_l\ ;\ 0{,}25.d)$, soit ϕ_t = 16 mm ➔ S_t = 20 cm.

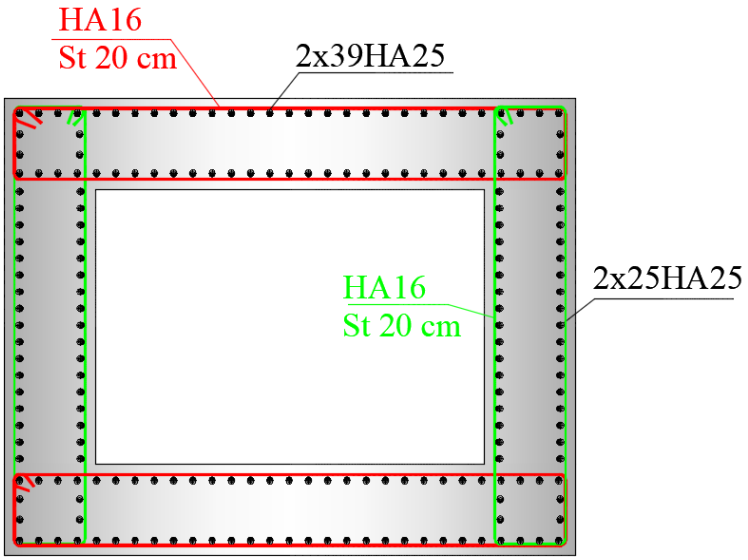


Figure IX.6 – Ferraillage de pile à la base.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

IX.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau IX.7 – Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{mgg} = 3.62$ $e_{mgg} = \max(0.30\ m, h/8) = 0.5$ $l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e_{M\ en\ retour} = 11.5$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	l_{sa} = largeur du pont = 12.7 $e_{sa} = 0.21$
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	$e_{mc} = 0.2$ $h_{mc} = 1.70$ $l_{mc} = e_{sommier\ d'appui} = 2$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{mf\text{-}culée} = 3.21$ $e_{mf} = e_{sommier\ d'appui} = 2$ $l_{mf} = l_{tablier} = 12.7$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{mr} = 0.6$ $h_{mr\text{-}culée} = 6.76$ $l_{mr\text{-}culée} = 8.44$
Plot-parasismique	Blocage transversale du tablier	$0.8 \times 0.8 \times 0.45$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2$ $L_s = 12.7$ $l_s = 9.60$

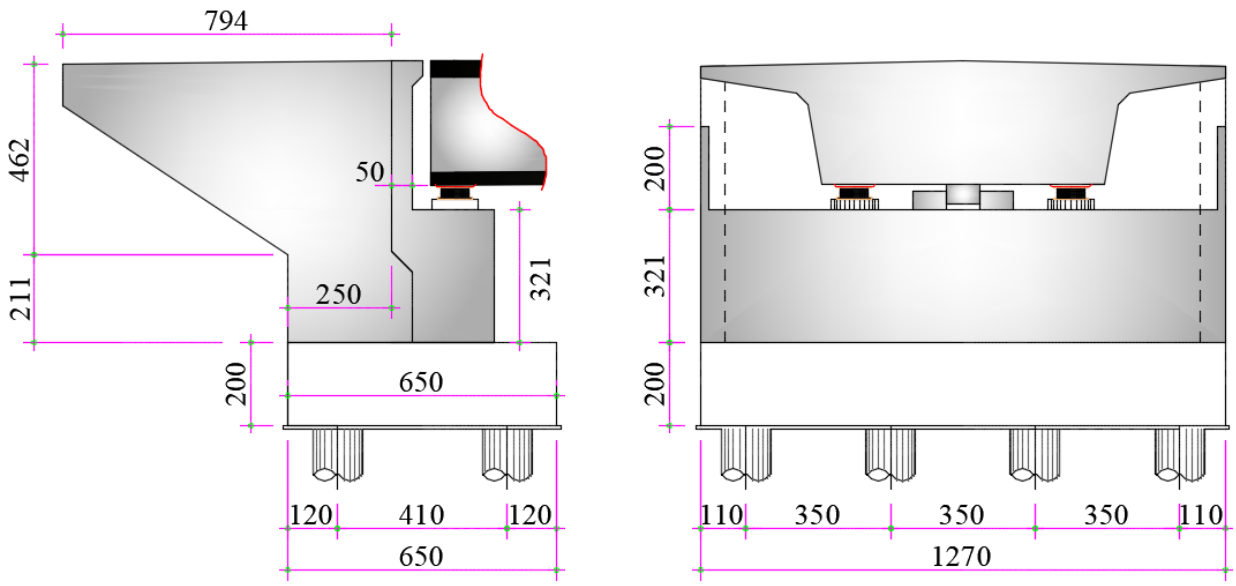


Figure IX.*7* – Dimensions de la culée.

IX.3.3. Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.8 – Evaluations des efforts du la culée.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (kN.m)	$M_{FH/o}$ (kN.m)
Semelle	4 290.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur frontal	2 038.35	/	-0.75	3.60	-1 525.50	/
Mur en retour	1 073.91	/	3.32	6.15	3 561.31	/
MGG	727.27	/	0.50	6.85	363.63	/
Poids des terres amont	3 767.63	/	1.90	5.25	7 157.36	/
Poussée des terres	/	2 644.96	/	-2.93	/	-7 758.56
Poids Q (10 kN/m²)	345.00	/	1.75	/	603.75	/
$P_{surcharge}$ Q	/	333.96	/	-4.40	/	-1 469.42
$R_{Tablier-ELS}$	ELS : G + Gr26 + 0.8T + R_{etrait} + F_{luage}					
	9 876.18	422.29	0.75	-5.21	-7 407.13	-2 200.13

IX.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.4.1. Mur frontal

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IX.9 – Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m	Y(y/o) (m)	$M_{FV}/_o$ (kN.m)	$M_{FH}/_o$ (kN.m)
Mur F	2038.35	/	0.00	3.60	0.00	/
MGG	727.27	/	1.23	4.73	891.55	/
Poussée mur frontal	/	1579.33	/	-2.27	/	-3 579.81
Poussée Q (10 kN/m²)	/	258.06	/	-3.40	/	-8 77.40
$R_{Tablier-ELS}$	ELS : G + Gr26 + 0.8T + R_{etrait} + F_{luage}					
	9 876.18	422.29	0	-3.21	0	-1 355.55

Le mur frontal est un élément qui travaille en flexion composée.

- **Sollicitations les plus défavorables :**

ELS : M_{max} = -387.50 kN/ml ; N_{cors} = 995.42 kN.m/ml.

- **Calcul de la section d'acier :**

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 2) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

A_S = 20 cm², donc : on opte pour 7HA20/ml (A_S = 21,99 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de construction :

$A'_S = A_S/3$ = 6.67cm^2, donc : on opte pour 7HA14 (A'_S = 10.78 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_S/4$ = 5 cm^2, donc : on opte pour 7HA12 (A_S = 7.92 cm^2) avec e = 15 cm.

IX.3.4.2. Mur garde grevé

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

- **Calcul des sollicitations :**

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$\mathbf{M_T = \frac{P \times H}{3}}, \text{ avec : } \mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2} \times L$$

$\mathbf{k_a}$: coefficient de poussée des terres, $k_a = 0.33$.
γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 18$ KN/m^3.
h : hauteur du mur garde grève, h = 3.62 m.
L : longueur du remblai, (L=11.5 m) on fait le calcul par 1 ml.

Résultats :

M_T = 32.75 kN.m /ml

- Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW/0, SW/2, Train à vide et les engins de compactage.

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 kN dû à LM71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de (0.5 × 0.5) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 à pour expression :

$$\mathbf{M_p = \frac{12}{0.5 + 2h} \times \int_0^h \frac{h - x}{0.5 + x} dx}, \text{ avec : } \mathbf{k = K_{ah} \times \delta \times \gamma}$$

δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta = \varphi_3 = 1.119$).
γ : coefficient de pondération ($\gamma = 1.2$ à l'ELS).

K = 0.44 à l'ELS.

La valeur de M_p/K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

Tableau IX.10 – Moment M_p /K dû à une charge locale en fonction de h.

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p /k (t.m/ml)	3.49	4.43	5.10	5.96	6.39	6.55	6.53

Avec une interpolation linéaire on aura : **M_p/k = 9.24 t.m.**

Résultats :

M_p = 40.95 kN.m/ml

- Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule charge due au LM 71. Dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.5 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération (μ = 1.2 à l'ELS) ;
P : charge due au système LM71, P = 250 kN.
h : hauteur du mur, h = 3.21 m.

Résultats :

M_f = 288.76 kN.m/ml

Le résultat de calcul du moment à l'ELS est : **$M = M_T + M_P + M_f$ = 362.45 kN.m/ml.**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.5) m.

Résultats :

Section d'acier :

A_S = 20.50 cm^2, donc : on opte pour 7HA20/ml (A_S = 21.99 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions :

$A'_S = A_S/3$ = 6.67cm^2, donc : on opte pour 7HA14 (A'_S = 10.78 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$A_t = As/4$ = 5.13 cm^2, donc : on opte pour 7HA12 (A_t = 7.92 cm^2), e = 15 cm.

IX.3.4.3. MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

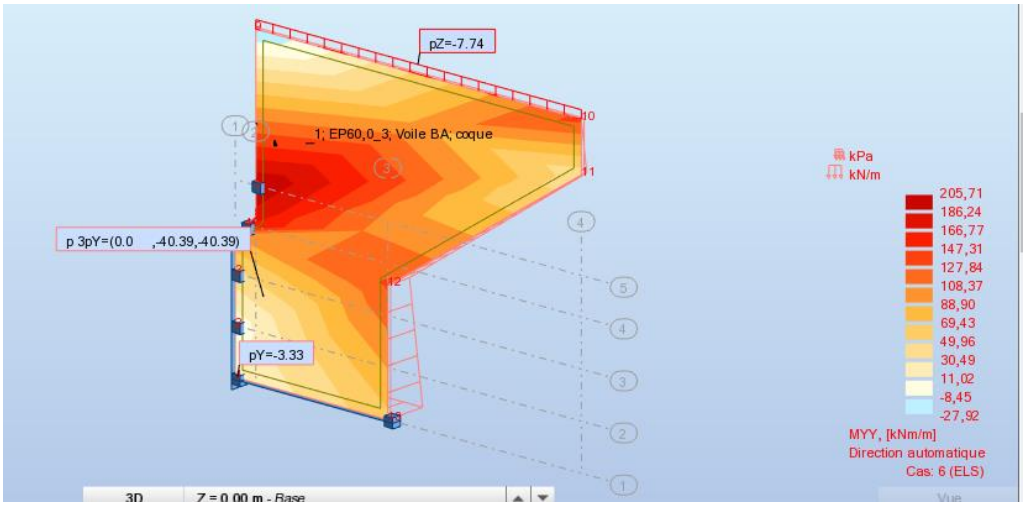


Figure IX.8 – Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel.

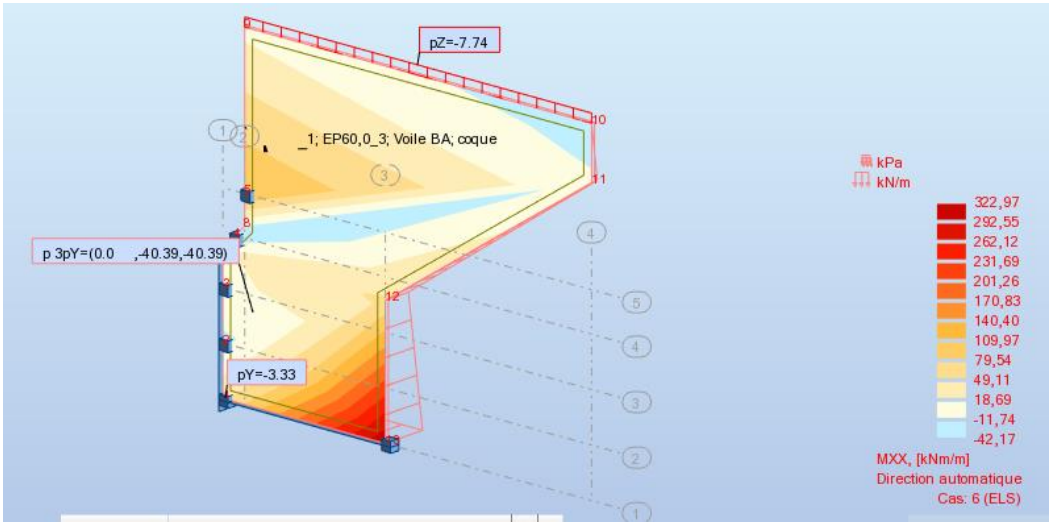


Figure IX.9 – Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.6) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

M_{XX} = 231.69 kN.m/ml

N_{XX} = 17.29 kN/ml

M_{YY} = 147.31 kN.m/ml

N_{YY} = 78 kN/ml

➢ **Le ferraillage horizontal :**

Section d'acier :

Avec Robot expert A_S = 6.4 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA14/ml (A_S = 10.78 cm^2) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

Armatures de constructions :

$A'_S = A_S/3$ = 2.13 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA10/ml (A'_S = 5.50 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

➢ **Le ferraillage vertical :**

Section d'acier :

Avec Robot expert A_S = 12.2 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA16 /ml (A_S = 14.07 cm^2) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3$ = 4.06 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA10 /ml ($A_{S'}$ = 5.50 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

IX.4. ETUDE DES FONDATIONS

IX.4.1. Etude de la semelle

La largeur : **B = (N - 1) × L + 2Φ**

Avec :

N : nombre des files des pieux.
L : la distance entre deux files.

La longueur : **Ls = (N - 1) × L + 2Φ**

La hauteur : **Ht ≥ L/ 2.5**

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.11 – Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

	Sous la pile	Sous la culée
N	3	2
L (m)	3.8	4.10
B (m)	10.0	6.50
Ls (m)	13.2	13.2
Ht (m)	3	2

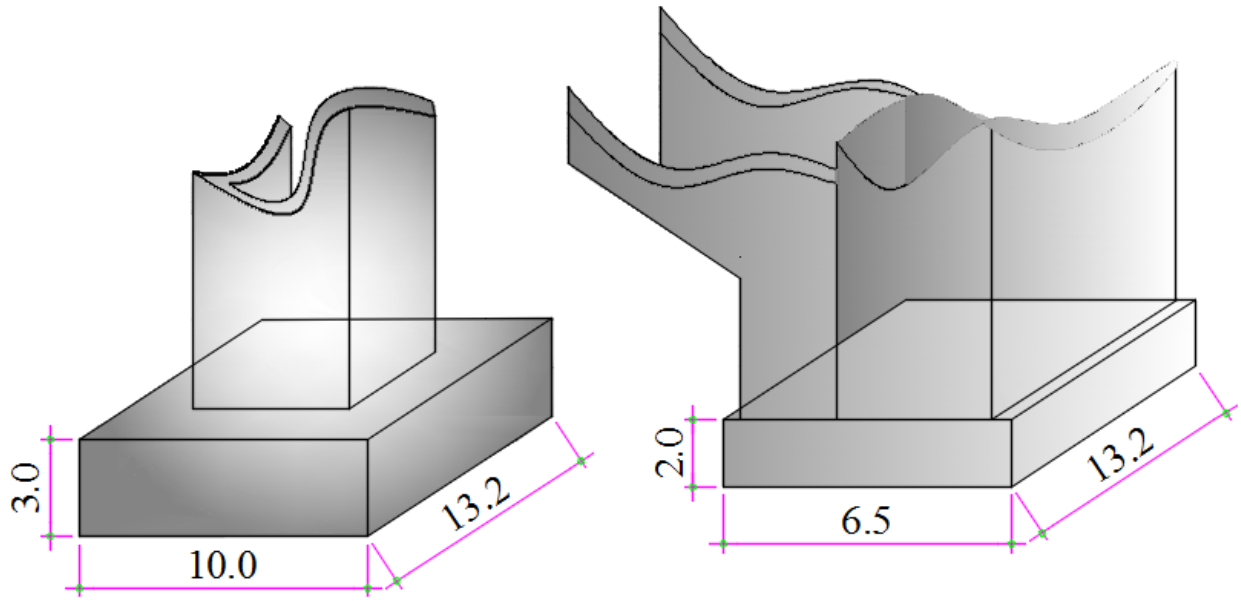


Figure IX.10 – Dimensions des semelles.

➢ **Calcul des sollicitations**

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment :

Tableau IX.12 – Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles.

	ELS : G + Gr26 + 0.8T + R_{etrait} + F_{luage}				
Efforts / Appuis	N (kN)	H_{long} (kN)	H_{trans} (kN)	M_{long} (kN.m)	M_{trans} (kN.m)
C_1	19 925.35	3 421.16	-	7 231.79	-
P_1	28 390.63	2 843.07	905.62	24 507.24	7 806.41
P_2	44 219.94	2 348.81	202.26	61 303.88	5 278.93
P_3	42 833.06	1 638.98	189.98	39 630.47	4 593.68
P_4	42 234.91	718.91	316.41	96 98.13	4 268.42
P_5	43 895.83	183.34	25.05	16 11.15	220.22
P_6	41 689.08	996.17	464.33	6 196.01	2 888.15
C_2	22 939.67	3 401.21	-	7 231.79	-

➢ **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX.13– Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		**Cas de la culée**
N_{max} (kN)	44 219.94	22 939.67
Q_P (kN)	8 000	4 000
n_p	5.52	5.73
On prend	**12 pieux de 25 m de profondeur**	**8 pieux de 25 m de profondeur**

➢ **Effort revenant à chaque pieu**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.
N : effort normal.
Mx. **My** : moments dans les sens x et y.
x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.14 – Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**N_{Max} (kN)**	**N_{min} (kN)**	**Q_P (kN)**	**N_{Max} (kN)**	**N_{min} (kN)**	**Q_P (kN)**
ELS	7 750	1 270	8 000	3 240.17	2 358.12	4 000

➢ **Cas de la pile :**

$N_{max\text{-}els}$ = 7 750 kN < 8 000 kN ➔ pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

➢ **Cas de la culée :**

$N_{max\text{-}els}$ = 3 240.17 kN < 4 000 kN ➔ Pas de risque de poinçonnement.
N_{min} > 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

➢ **Ferraillage de la semelle**

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; h = H - d'$$

L : entraxe entre les pieux.
b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.15 – La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Cas de la pile	Cas de la culée
L (m)	3.6	4.10
b (m)	0.8	2
H (m)	3	2
d' (m)	0.1	0.1
h (m)	2.9	1.9
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ **(m)**	1.6	1.55
$\alpha_1 = \alpha_2 = Arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ **(°)**	61.14	50.82
Conditions	**Vérifiées**	**Vérifiées**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile :	Cas de la culée :
$N_{Max\text{-}ELS} = 7.75$ MN	$N_{Max\text{-}ELS} = 3.24$ MN
$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{2}{3} f_e = 333.33$MPa	$\overline{\sigma_a(els)} = 333.33$MPa
$A_{s\text{-}ELS} = 128.28$ cm²	$As\text{-}_{ELS} = 79.30$ cm²
On prend : **27HA25 (A_s = 132.54 cm²)**	On prend : **17HA25 (A_s = 83.45 cm²)**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

L = H + Φ_{pieu} = 3 + 1.2 = 4.2 m, cas pile.

L = H + Φ_{pieu} = 2 + 1.2 = 3.2 m, cas culée.

Avec :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 16.50 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 15 cm (cas de pile).

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 21.30 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 20 cm (cas de culée).

- **Pour la semelle sous la pile :**

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2 = 15.78$ cm²/ml ; Soit : 6HA20/ml, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures transversales supérieures :

$As_2 = A_s/3 = 10.52$ cm²/ml ; Soit : 7HA14/ml, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4 = 7.89$ cm²/ml ; Soit : 6HA14/ml, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 3.16$ cm²/ml ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

➢ **Pour la semelle sous la culée :**

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2 = 13.04$ cm^2/ml ; Soit : 5HA20/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 8.69$ cm^2/ml ; Soit : 5HA16/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4 = 5.52$ cm^2/ml ; Soit : 5HA14/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 2.61$ cm^2/ml ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

➢ **Actions 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.
C$_U$: module de réaction du sol.
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\boldsymbol{\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}}$$

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 :**

$$\boldsymbol{\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}}$$

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m3
E = 33 000 MPa
b = 1.20 m
I = 0.102 m^4
λ = 0.228

D'où : **λL = 5.70**, on tire les valeurs de (X_φ^H . X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

L = 6 ➔ $\begin{cases} X_\varphi^H = 1.43 \\ X_\varphi^M = 1.53 \end{cases}$

- **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 IX.16 - Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	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)**
ELS	2 348.81	293.55	-1 202.73	3 421.16	427.65	1 752.1

- **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Cas de la pile :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_s = 113.10 cm². Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

Cas de la culée :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_s = 117.30 cm². Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

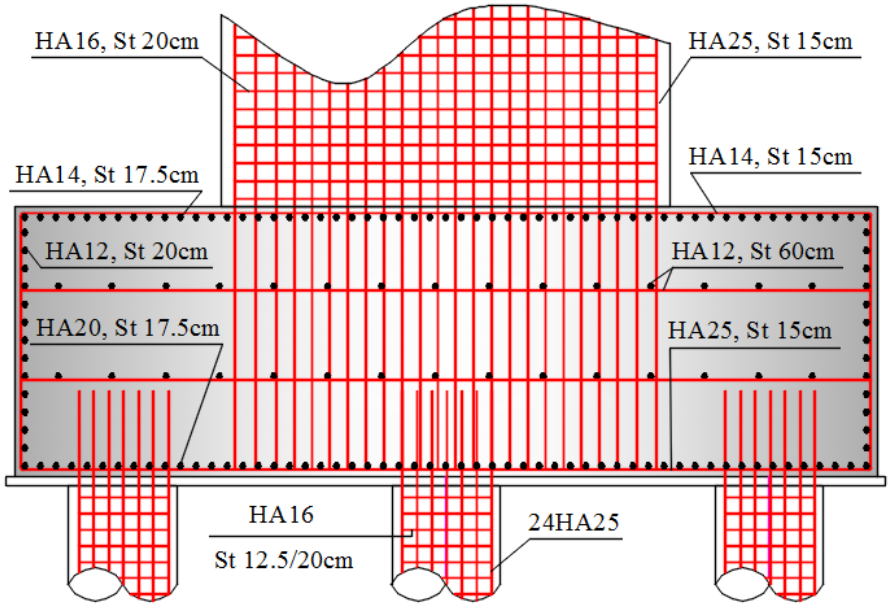


Figure IX.11 – Ferraillage semelle des piles.

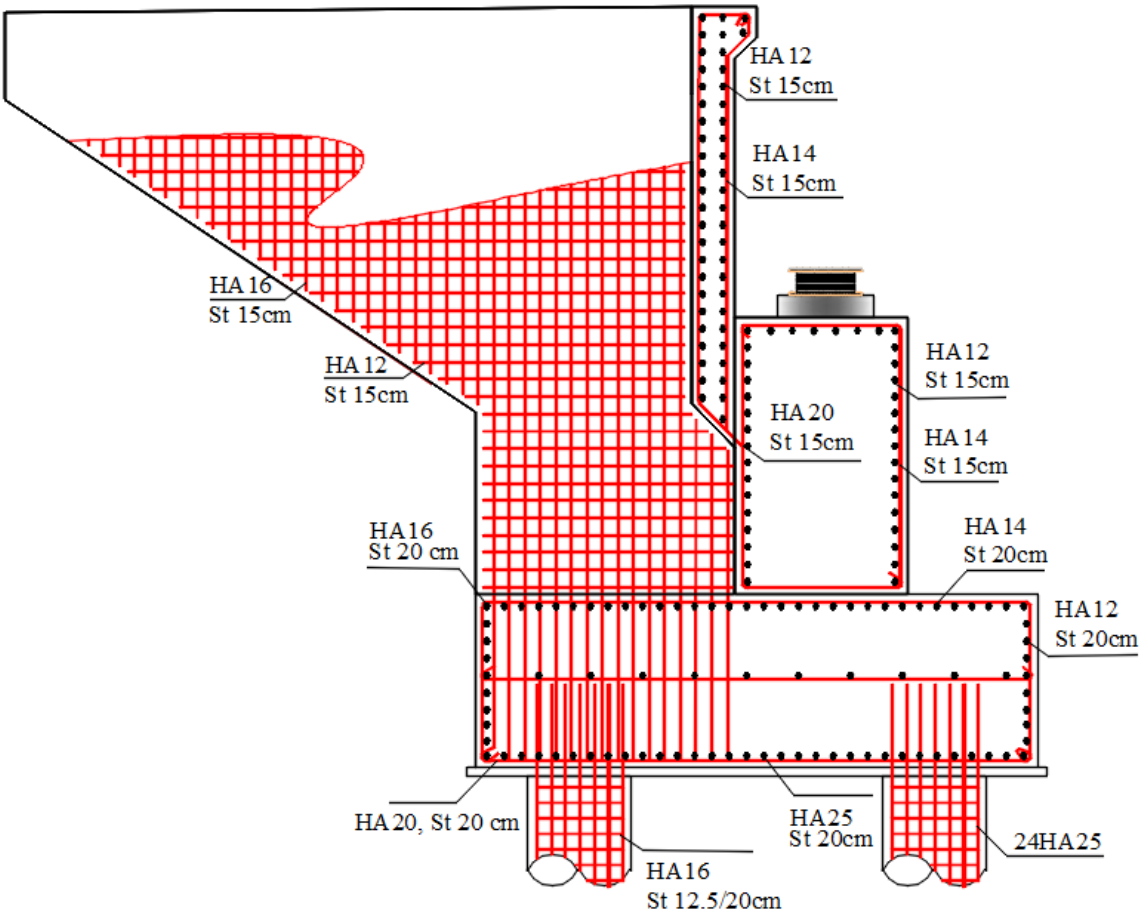


Figure IX.12 – Ferraillage culées.

IX.5. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CHAPITRE : X

L'INTERACTION RAIL - STRUCTURE

X.1. INTRODUCTION

L'interaction entre la voie et le pont, c'est-à-dire l'ensemble des échanges des réactions entre la voie et le tablier de pont, se manifeste à cause des liaisons qui existent entre les deux, qu'il s'agisse d'une pose de voie directe ou d'une pose de voie ballastée. Cette interaction se traduit par des efforts dans les rails, et dans le tablier et ses appuis et par des déplacements des uns et des autres.

Maîtriser l'interaction c'est s'assurer que le pont sera toujours apte à remplir son usage, c'est-à-dire supporter la voie sans que celle-ci ne puisse être sujette à des désordres. Ces désordres peuvent être de 2 ordres : soit une rupture du rail, soit une désorganisation de la liaison entre la voie et le pont telle que cette liaison ne puisse plus assurer la stabilité de la voie : c'est le cas, en particulier, de la déconsolidation du ballast en cas de déplacement important du tablier qui ferait qu'aux extrémités de celui-ci, la résistance vis-à-vis du flambement latéral ne serait plus assurée.

X.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE

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

X.3. PARAMETRES AFFECTANT LA REPONSE COMBINEE VOIE-OUVRAGE

L'interaction voie ouvrage dépend des paramètres qui doivent être prise en compte dans l'analyse sont :

X.3.1. Configuration de structure

- Le type de tablier continu ou discret.
- Nombre des travées et la longueur de chacun.
- Position des appareils d'appuis fixes.
- Position de point thermique fixe.
- La longueur dilatable.

X.3.2. Configuration de voie

- Système à voie ballastée ou à pose de voie directe.
- Distance verticale entre la surface supérieure de tablier et l'axe neutre de rail.
- Emplacement des dispositifs de délitation.

X.3.3. Propriétés de structure :

- Raideur verticale de tablier.
- Distance verticale entre la fibre moyenne de tablier et la surface supérieur.

- Distance verticale entre la fibre moyenne de tablier et l'axe de rotation de l'appareil d'appui.
- Raideur longitudinale de structure.

X.3.4. Propriétés de voie :

- Raideur axiale de rail.
- Résistance de la voie ou des rails au déplacement longitudinal.

X.4. COMPORTEMENT DE LA VOIE

La résistance au déplacement longitudinal de la voie dépend des facteurs suivants :

- Résistance au déplacement du rail par rapport aux traverses. Celle-ci est obtenue par l'intermédiaire de la fixation du rail et sa grandeur dépend de l'efficacité du serrage
- Résistance de l'ensemble traverses/rails au déplacement par rapport au tablier. Celle-ci est obtenue par le fait que le ballast résiste au déplacement de la traverse et par le frottement entre ballast et tablier.

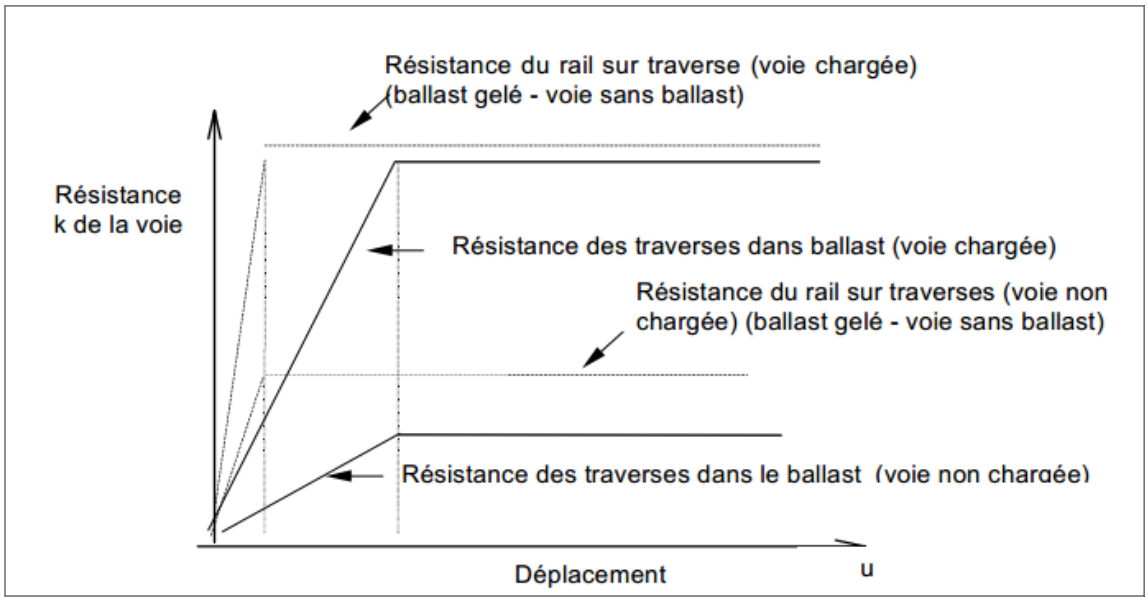


Figure X.1 – Résistance k de la voie par unité de longueur en fonction du déplacement longitudinal des rails.

uo = 0,5 mm pour la résistance du rail au glissement relatif par rapport aux traverses.
uo = 2 mm pour la résistance des traverses dans le ballast.

Valeurs courantes de la résistance k au palier plastique :

k = 12 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballast, entretien moyen
k = 20 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballast (voie non chargée), bon entretien
k = 60 kN/m pour la résistance de la voie chargée.

X.5. COMPORTEMENT DU PONT

X.5.1. Schéma fonctionnel

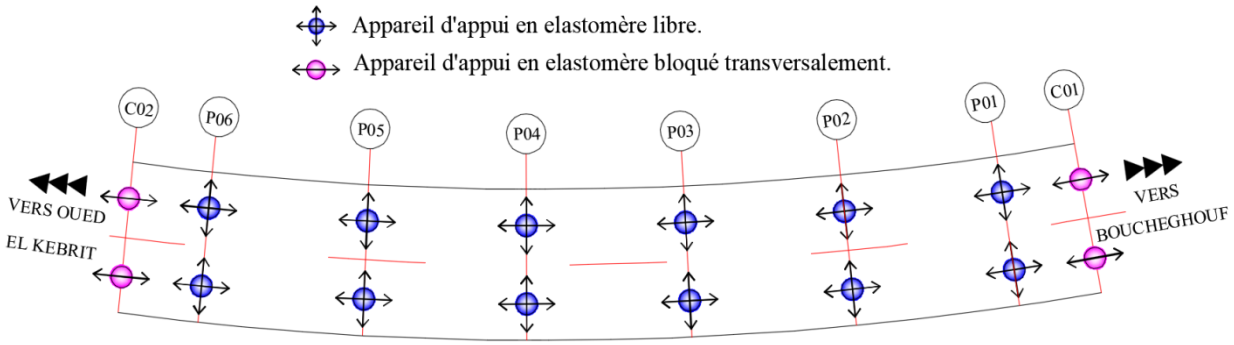


Figure X.2 − Schéma fonctionnel des appareils d'appuis.

NB : la voie équipée par un appareil de dilatation.

X.5.2. Raideur totale des appuis

On a alors : **Ktot = ∑ Ki + 2 ∑ Ffj kN/m**

Où :

Ki : est la raideur des appuis avec appareils d'appuis fixes ou élastomère.
Ffj : est la résistance au frottement des appareils d'appui mobiles. Son calculé dans le CH VIII.

Tableau X.1 − Les raideurs des appuis.

Appuis	K_i (MN/m)
C_1	5.59
P_1	19.15
P_2	17.91
P_3	18.19
P_4	19.06
P_5	19.11
P_6	19.17
C_2	5.59

X.6. ACTIONS A CONSIDERER

Les cas pouvant conduire à des effets d'interaction sont ceux qui conduisent à des déplacements relatifs entre la voie et le tablier Ils concernent :

- La dilatation thermique du tablier seul, dans le cas de longs rails soudés continus, ou la dilatation thermique du tablier et du rail, lorsqu'il existe un appareil de dilatation de la voie.
- Les forces horizontales de freinage et démarrage.
- La rotation de la structure sur ses appuis du fait de la flexion du tablier sous charges verticales d'exploitation.
- La déformation de la structure en béton due au fluage et au retrait.
- Le déplacement longitudinal des appuis de pont sous gradient thermique.
- La déformation de la structure due au gradient vertical de température.

X.6.1. La force due à la variation de température

$$\mathbf{F = E \times A \times \alpha \times \Delta TR}$$

F : force dans la voie.

α : coefficient de dilatation thermique ; $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$.

ΔTR : variation de température du rail à partir de la température de référence ou de pose.

E : module d'élasticité de l'acier (210 000 N/mm²).

A : section de 2 rails pour la voie.

La température de référence pour un pont est la température du tablier à laquelle le rail est fixé. Par rapport à cette valeur, les variations de température du pont n'excèdent pas ± 35° C et celles du rail ± 50°C. La voie sans joints doit être neutralisée en un moment où le pont se trouve, au moins approximativement, à la position neutre. La différence de température entre le tablier et les rails n'excède pas ± 20°C (dans le cas de voie avec appareil de dilatation).

- Température moyenne : 20 ºC.
- Température maximale et minimale : T(+) = 35 ºC ; T(-) = -25 ºC.

X.6.2. Efforts dus au freinage – démarrage

Déjà traité dans le chapitre IV.

Tableau X.2 − Les forces de ferinage démarage.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	L_{ab}	70	35.3	57
Force de démarrage	Q_{lak} (KN)	1000	1000	1000
Force de freinage	Q_{lbk} (KN)	1400	706	1995

X.6.3. Efforts dus à la flexion du tablier

Les charges verticales d'exploitation, qui franchissent un ouvrage, génèrent des effets d'interaction pont/voie importants dus à la déformation de flexion du tablier. Ce dernier induit des déplacements longitudinaux de l'arête supérieure de l'about du tablier. Les effets d'interaction

dépendent principalement de la flexibilité et de la position de l'axe neutre du tablier, mais aussi de la raideur de l'appui fixe élastique, et de la hauteur du tablier.

X.7. COMBINAISONS DES EFFETS DE CAS DE CHARGE

Pour le calcul de la réaction d'appui totale du tablier et afin de comparer la contrainte globale dans le rail à la valeur admissible fixée par chaque réseau, l'effet global $\sum \mathbf{R}$ est calculé comme suit : $\mathbf{\sum R = \alpha\ R\ (\Delta T) + \beta R\ (freinage) + \gamma R\ (flexion)}$

Les valeurs des coefficients α, β et γ pour les réactions d'appui sont des facteurs de combinaison.

Pour le calcul des valeurs globales des contraintes dans le rail et des déplacements, α, β et γ ont tous la valeur 1 pour les tabliers isostatiques ou continus

Tableau X.3 − Les combinaison d'action.

Les combinaisons
R (ΔT) + R (freinage LM71) + R (démarrage LM71) + R (LM71) + R (LM71)
R (ΔT) + R (freinage LM71) + R (démarrage SW0) + R (LM71) + R (SW0)
R (ΔT) + R (freinage SW0) + R (démarrage LM71) + R (LM71) + R (LM71)
R (ΔT) + R (freinage SW0) + R (démarrage SW0) + R (SW0) + R (SW0)
R (ΔT) + R (freinage SW2) + R (SW0)

X.8. APPAREILS DE DILATATION DE LA VOIE

Il est préférable d'éviter les appareils de dilatation dans la voie.

La longueur maximale de dilatation d'un tablier unique supportant des longs rails soudés sans appareil de dilatation est de :

- 60 m pour les structures métalliques supportant une voie ballastée (longueur maximale du tablier avec appui fixe au milieu : 120 m).
- 90 m pour les structures en béton ou métal avec dalle en béton supportant une voie ballastée (longueur maximale du tablier avec appui fixe au milieu : 180 m).

Cet ouvrage constitué d'un tablier continu sans un appui fixe longitudinalement la longueur dilatable de l'ouvrage égale à la longueur totale de 409 m alors on dépasse les 90 m alors on a besoin d'un appareil de délitation.

X.9. LES CONTRAINTES A VERIFIEE

X.9.1. Contraintes supplémentaires admissibles dans les longs rails soudés

Des calculs théoriques de stabilité effectués sur des longs rails soudés UIC 60 en acier de nuance mini correspondant à 900 N/mm², et en courbe de rayon minimal de 1 500 m, posés sur voie ballastée avec des traverses en béton et consolidée d'épaisseur de ballast > 30 cm, ballast stabilisé,

conduisent à une marge totale possible d'augmentation des contraintes dans le rail pour les effets de l'interaction voie/pont.

La contrainte maximale supplémentaire admissible est de 72 N/mm² en compression. La contrainte maximale supplémentaire admissible est de 92 N/mm² en traction. Dans le cas de rail autre que l'UIC 60 il y a lieu de s'assurer auprès de l'Autorité compétente de la valeur des contraintes maximales supplémentaires admissibles en compression et traction.

X.9.2. Déplacements relatifs et absolus

Des conditions de déplacement limite du tablier et de la voie sont imposées afin d'éviter une déconsolidation trop importante du ballast, et dans ce cas les conditions citées plus haut pourraient ne plus être respectées. Les limites de déplacement participent au respect de la limitation de la contrainte longitudinale supplémentaire dans les rails. Ces limites sont les suivantes :

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

X.10. DESCRIPTION DU MODELE DE CALCUL

Pour l'évaluation de l'interaction voie-ouvrage on a adopté un modèle composé par des différents éléments de barre

Les caractéristiques des éléments adoptées dans le modèle de calcul indiquées dans les figures 3 et 4 sont :

- Tablier : les tabliers sont modélisés sous formes des files continues de barres longitudinales qui présentent les caractéristiques mécaniques suivantes (section variable ; (Ix, Iy) m^4 variables : E = 35 GPa ; $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$.

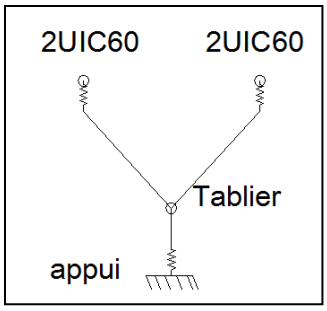


Figure X.3 – Schéma de modélisation transversale du tablier.

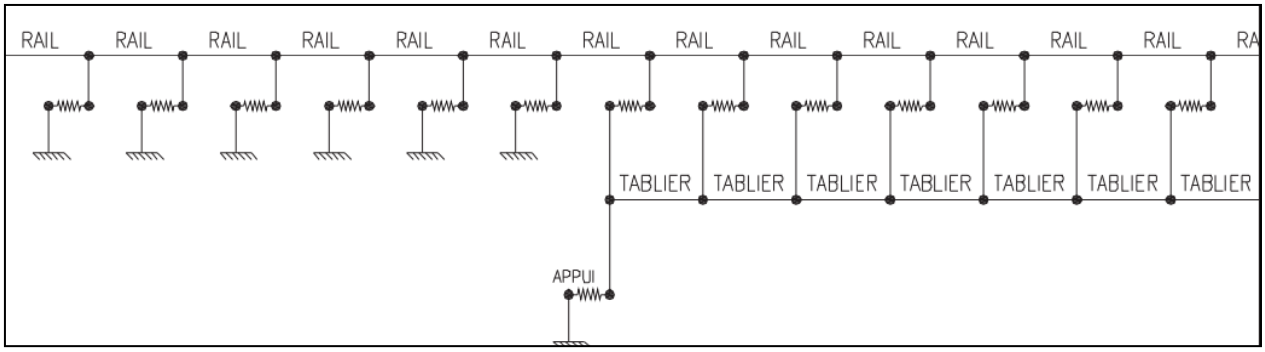


Figure X.4 – Schéma de modélisation longitudinale, détail de la transition remblai/tablier.

- Voie : les voies sont modélisées avec 2 éléments, la voie ballastée sous formes des ressorts longitudinaux non linéaires et les rails sous formes des files continues de barres longitudinales qui présentent les caractéristiques mécaniques suivantes (pour chaque pair de rails - UIC60) :

  $A = 2 \times 0.0077 = 0.0154\ m^2$; $I = 2 \times 30.5 \times 10\text{-}6 = 61.0 \times 10^{-6}\ m^4$; $E = 210$ GPa
  $\alpha = 1.2 \times 10\text{-}5$

- Appui : correspond aux caractéristiques de rigidité des appuis du tablier (piles, culées et appareils d'appui).
- Remblais : est modelé sous forme des ressorts non linéaires pendant 200 mètres à la droite et à la gauche des culées.

X.11. MODELISATION PAR LOGICIEL L'INTERACTION

On utilise le logiciel ROBOT structurel, ce logiciel rend possible le calcul d'un large éventail de structures, permettant l'utilisation d'éléments finis de divers types on limite dans ce modèle à vérifier les contraintes dans les rails sans appareil de dilatation due à la variation de température et les efforts de freinage démarrage.

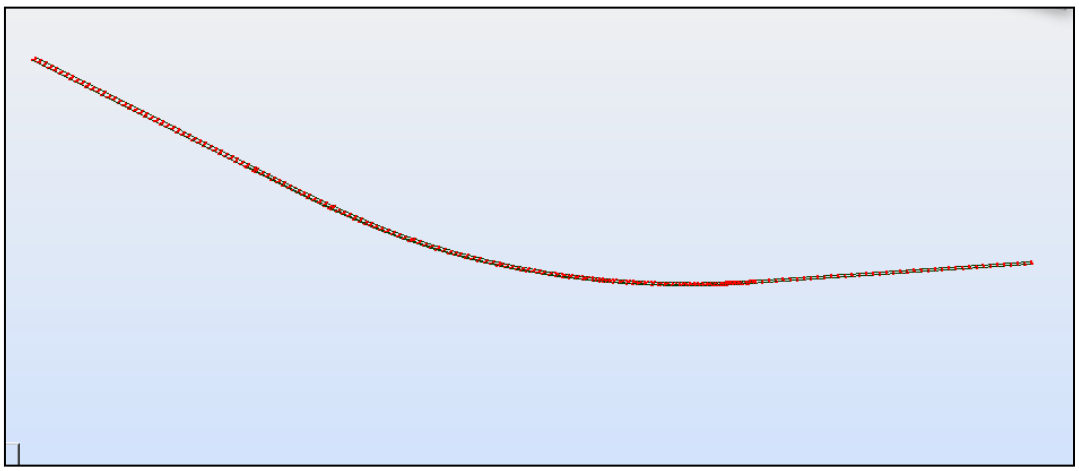


Figure X.5 – Modélisation de l'ouvrage par ROBOT.

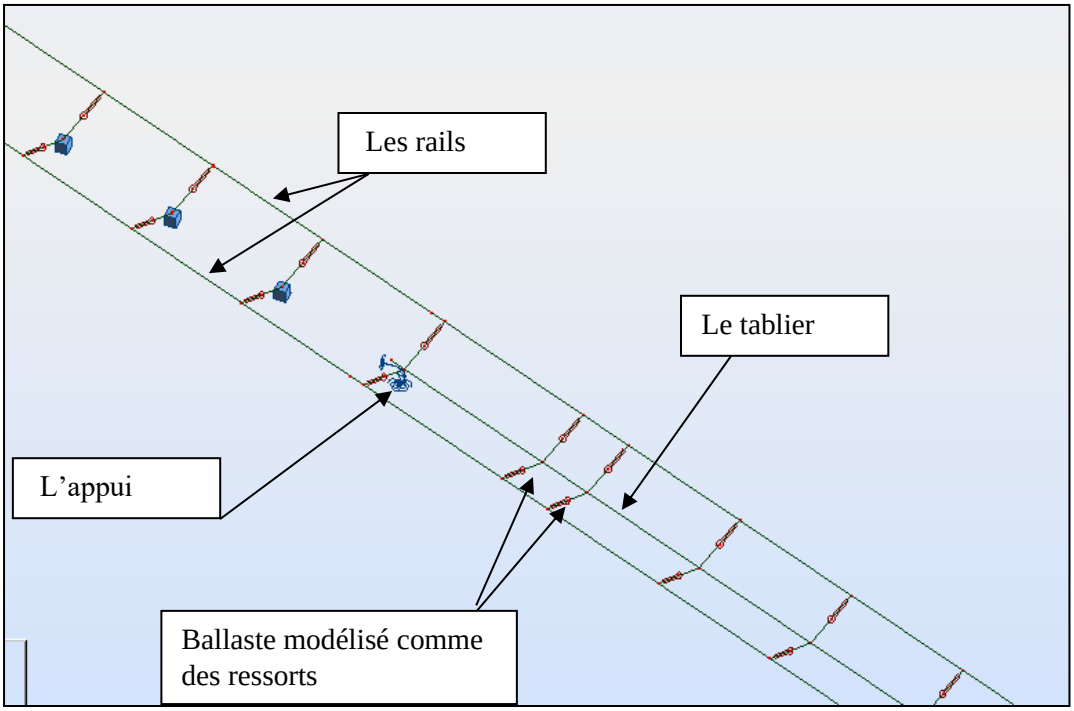


Figure X.6 – Détail du modèle de calcul.

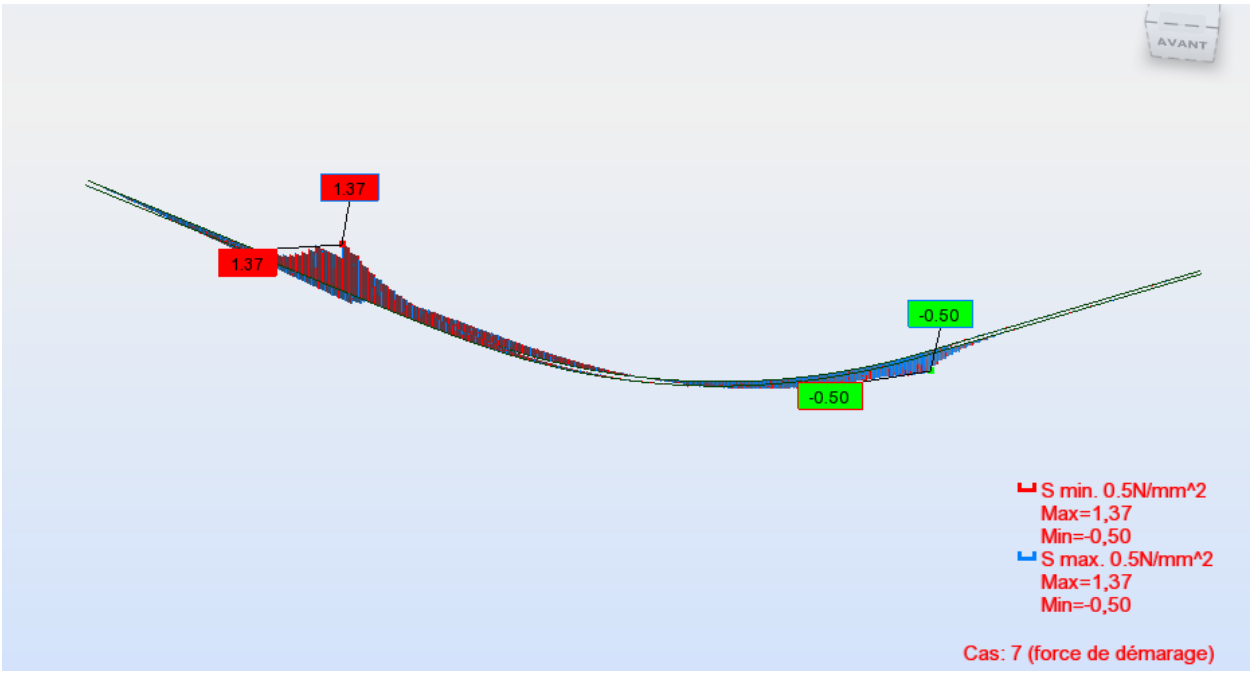


Figure X.7 – Les contraintes produit dans les rail sous la force de frinage et démarage.



Figure X.8 – Les contraintes produit dans les rail sous la force de frinage et démarage.

La contrainte due à la variation de température en compression dépasse les 72 N/mm^2 alors la pose d'un appareil de dilatation est obligatoire.

X.12. CONCLUSION

Maîtriser l'interaction c'est s'assurer que le pont sera toujours apte à remplir son usage c'est -à-dire supporter la voie sans que celle-ci ne puisse être juste sujette à des désordres.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des travaux Publics, cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel avec les notions fondamentales concernant la conception et le pré dimensionnement des structures particulières tels pont voussoir construit par encorbellements successifs.

La conception d'un projet nécessite la réflexion, le bon sens et une connaissance étendue sur les bases et les méthodes d'exécution la modélisation et le dimensionnement nécessite des connaissances profondes et les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, la maîtrise de la réglementation régissante, et surtout l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et le plus important de choisir un bon encadreur.

Notre projet, nous a permis aussi de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer tous les règlements (BAEL et RPOA, Euro code…etc…). Et par la suite de pouvoir utiliser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, Robot et SOCOTEC, Sketchup ainsi le Microsoft Office.

Enfin, la bonne formation d'un ingénieur est fondée sur trois factures : un enseignant très compétent, des livres sélectionnés et un étudiant studieux et diligent et curieux.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Références Documents

- Pratique du BAEL 91 — Cours avec exercices corrigés (Quatrième édition Jean Perchât Jean Roux).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Eurocode 1 — Actions on structure.
- Eurocode 3 — Calcul des structures en acier.
- Pratique de calcul sismique — guide d'application de l'Eurocode 8.
- Mémoires ENSTP — Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.
- Béton précontraint — Par Robert CHAUSSIN.
- ENPC-BAEP2 — Béton Précontraint : Pertes de précontrainte.
- VIPP GUIDE DE CONCEPTION - Service d'étude techniques des routes et autoroutes SETRA.
- Ponts mixtes acier - béton — Guide de conception durable / Document SETRA.
- VIPP le bon pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension — Guide de conception / Document SETRA.
- Ponts mixtes acier-béton bipoutres — Guide de conception / Document SETRA.
- Conception et dimensionnement des ponts poutre — Cours de génie parasismique semestre d'été 2005 / Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Conception et dimensionnement de la précontrainte — ENAC – Section de génie civil / Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. GC (jui 2003) — Guide de conception / Document SETRA.
- Technologie des ponts.
- Appareils d'appui en élastomère fretté — Guide technique / Document SETRA.
- Appuis des Tabliers (ferraillage) — Document SETRA.
- RPOA — Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

Logiciels de calcul :

- ROBOT 2016 — Modélisation et évaluation des efforts.
- ROBOT EXPERT — Estimation de la section d'acier.
- EXCEL — Préparation les tableaux et les feuilles de calcul.
- AUTOCAD 2015 — Dessins.

ANNEXES

Prof. (m)	Eau (1=nf)	γ_{ap} (t/m³)	γ' (t/m³)	σ'_v (kPa)	MÉTHODE ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE																					
					p_e (kPa)	p_l (kPa)	$Kp_{,max}$	Kp	K_s	Q	p*l (kPa)	d1	d2	coef. α-sol	fsol	p^*_{le} (kPa)	pl*dz	Def	Qp (kN)	Qp-EC (c FS)	qs (kPa)	Qs acum (kN)	Qs (c FS)	Qt (kN)	Qadm (kN)	Qt (c FS)
0,00	0	0	0	0,0	0,0	0,0		0,00			0,0	0	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
0,50	0	2,2	2,2	10,8	0,0	0,0		0,00			0,0	0,5	0,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
1,00	0	2,2	2,2	21,6	0,0	0,0		0,00			0,0	1	1	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
1,50	0	2,2	2,2	32,4	0,0	0,0		0,00			0,0	1,5	1,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
2,00	0	2,2	2,2	43,2	0,0	0,0		0,00			0,0	2,00	2,00	1,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
2,50	1	2,2	1,2	51,5	25,5	4472,0	1,15	1,01	0,4	1,0	4446,5	2,00	4,30	1,10	53,3	4433,2	2223,2	0,5	5076,7	4013,2	58,7	55,3	43,7	5132,0	1719,9	4056,94
3,00	1	2,2	1,2	57,4	32,8	4472,0	1,15	1,03	0,4	1,0	4439,2	2,40	4,80	1,10	53,3	4426,8	2219,6	1,0	5132,2	4057,1	58,6	165,9	131,1	5298,1	1793,7	4188,24
3,50	1	2,2	1,2	63,3	40,0	4472,0	1,15	1,04	0,4	1,0	4432,0	2,90	5,30	1,10	53,3	4419,6	2216,0	1,5	5186,7	4100,2	58,6	276,4	218,5	5463,1	1867,1	4318,65
4,00	1	2,2	1,2	69,2	47,3	4472,0	1,15	1,05	0,4	1,0	4424,7	3,40	5,80	1,10	53,3	4412,3	2212,4	2,0	5241,0	4143,1	58,6	386,9	305,8	5627,9	1940,5	4448,95
4,50	1	2,2	1,2	75,0	54,5	4472,0	1,15	1,06	0,4	1,0	4417,5	3,90	6,30	1,10	53,3	4405,1	2208,7	2,5	5295,3	4186,0	58,6	497,3	393,1	5792,6	2013,8	4579,13
5,00	1	2,2	1,2	80,9	61,8	4472,0	1,15	1,08	0,4	1,0	4410,2	4,40	6,80	1,10	53,2	4397,8	2205,1	3,0	5349,4	4228,8	58,6	607,7	480,4	5957,1	2087,0	4709,20
5,50	1	2,2	1,2	86,8	69,1	4472,0	1,15	1,09	0,4	1,0	4402,9	4,90	7,30	1,10	53,2	4390,5	2201,5	3,5	5403,4	4271,5	58,5	718,1	567,6	6121,5	2160,2	4839,14
6,00	1	2,2	1,2	92,7	76,3	4472,0	1,15	1,10	0,4	1,0	4395,7	5,40	7,80	1,10	53,2	4383,3	2197,8	4,0	5457,4	4314,1	58,5	828,4	654,8	6285,8	2233,3	4968,97
6,50	1	2,2	1,2	98,6	83,6	4472,0	1,15	1,11	0,4	1,0	4388,4	5,90	8,30	1,10	53,2	4376,0	2194,2	4,5	5511,2	4356,7	58,5	938,6	742,0	6449,8	2306,4	5098,69
7,00	1	2,2	1,2	104,5	90,8	4472,0	1,15	1,13	0,4	1,0	4381,2	6,40	8,80	1,10	53,1	4368,8	2190,6	5,1	5564,9	4399,2	58,5	1048,8	829,1	6613,8	2379,4	5228,28
7,50	1	2,2	1,2	110,4	98,1	4472,0	1,15	1,14	0,4	1,0	4373,9	6,90	9,30	1,10	53,1	4361,5	2187,0	5,6	5618,6	4441,6	58,4	1159,0	916,2	6777,6	2452,4	5357,76
8,00	1	2,2	1,2	116,2	105,4	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4366,6	7,40	9,80	1,10	53,1	4354,2	2183,3	6,1	5663,2	4476,8	58,4	1269,1	1003,3	6932,3	2522,3	5480,11
8,50	1	2,2	1,2	122,1	112,6	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4359,4	7,90	10,30	1,10	53,1	4347,0	2179,7	6,6	5653,8	4469,4	58,4	1379,2	1090,3	7033,0	2574,2	5559,66
9,00	1	2,2	1,2	128,0	119,9	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4352,1	8,40	10,80	1,10	53,1	4339,7	2176,1	7,1	5644,3	4461,9	58,4	1489,2	1177,3	7133,6	2626,1	5639,18
9,50	1	2,2	1,2	133,9	127,1	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4344,9	8,90	11,30	1,10	53,0	4332,5	2172,4	7,6	5634,9	4454,5	58,3	1599,2	1264,2	7234,1	2677,9	5718,66
10,00	1	2,2	1,2	139,8	134,4	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4337,6	9,40	11,80	1,10	53,0	4325,2	2168,8	8,1	5625,4	4447,0	58,3	1709,2	1351,1	7334,6	2729,7	5798,11
10,50	1	2,2	1,2	145,7	141,7	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4330,3	9,90	12,30	1,10	53,0	4317,9	2165,2	8,6	5616,0	4439,5	58,3	1819,1	1438,0	7435,1	2781,5	5877,52
11,00	1	2,2	1,2	151,6	148,9	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4323,1	10,40	12,80	1,10	53,0	4310,7	2161,5	9,2	5606,6	4432,1	58,3	1928,9	1524,8	7535,5	2833,3	5956,90
11,50	1	2,2	1,2	157,5	156,2	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4315,8	10,90	13,30	1,10	52,9	4303,4	2157,9	9,7	5597,1	4424,6	58,2	2038,7	1611,6	7635,8	2885,1	6036,24
12,00	1	2,2	1,2	163,3	163,4	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4308,6	11,40	13,80	1,10	52,9	4296,2	2154,3	10,2	5587,7	4417,1	58,2	2148,5	1698,4	7736,2	2936,8	6115,54
12,50	1	2,2	1,2	169,2	170,7	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4301,3	11,90	14,30	1,10	52,9	4288,9	2150,7	10,7	5578,2	4409,7	58,2	2258,2	1785,1	7836,4	2988,5	6194,81
13,00	1	2,2	1,2	175,1	178,0	4472,0	1,15	1,15	0,4	1,0	4294,0	12,40	14,80	1,10	52,9	4281,6	2147,0	11,2	5568,8	4402,2	58,2	2367,9	1871,8	7936,7	3040,2	6274,04
13,50	1	2,2	1,2	181,0	185,2	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4286,8	12,90	15,30	1,60	122,9	4274,4	2143,4	11,7	7009,6	5541,2	196,6	2608,0	2061,6	9617,6	3640,5	7602,84
14,00	1	2,2	1,2	186,9	192,5	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4279,5	13,40	15,80	1,60	122,8	4267,1	2139,8	12,3	6997,7	5531,8	196,5	2978,4	2354,5	9976,1	3821,8	7886,27
14,50	1	2,2	1,2	192,8	199,7	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4272,3	13,90	16,30	1,60	122,7	4259,9	2136,1	12,8	6985,8	5522,4	196,4	3348,7	2647,2	10334,5	4002,9	8169,54
15,00	1	2,2	1,2	198,7	207,0	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4265,0	14,40	16,80	1,60	122,6	4252,6	2132,5	12,8	6973,9	5513,0	196,2	3718,7	2939,7	10692,6	4184,0	8452,63
15,50	1	2,2	1,2	204,5	214,3	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4257,7	14,90	17,30	1,60	122,6	4245,3	2128,9	12,8	6962,0	5503,6	196,1	4088,5	3232,0	11050,5	4364,9	8735,54
16,00	1	2,2	1,2	210,4	221,5	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4250,5	15,40	17,80	1,60	122,5	4238,1	2125,2	12,8	6950,1	5494,1	196,0	4458,0	3524,1	11408,1	4545,7	9018,28
16,50	1	2,2	1,2	216,3	228,8	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4243,2	15,90	18,30	1,60	122,4	4230,8	2121,6	12,8	6938,2	5484,7	195,9	4827,4	3816,1	11765,6	4726,4	9300,85
17,00	1	2,2	1,2	222,2	236,0	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4236,0	16,40	18,80	1,60	122,4	4223,6	2118,0	12,8	6926,3	5475,3	195,8	5196,5	4107,9	12122,8	4907,0	9583,25
17,50	1	2,2	1,2	228,1	243,3	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4228,7	16,90	19,30	1,60	122,3	4216,3	2114,4	12,8	6914,4	5465,9	195,7	5565,4	4399,6	12479,8	5087,5	9865,47
18,00	1	2,2	1,2	234,0	250,5	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4221,5	17,40	19,80	1,60	122,2	4209,1	2110,7	12,8	6902,5	5456,5	195,5	5934,1	4691,0	12836,6	5267,9	10147,53
18,50	1	2,2	1,2	239,9	257,8	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4214,2	17,90	20,30	1,60	122,1	4201,8	2107,1	12,8	6890,6	5447,1	195,4	6302,6	4982,3	13193,2	5448,2	10429,40
19,00	1	2,2	1,2	245,7	265,1	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4206,9	18,40	20,80	1,60	122,1	4194,5	2103,5	12,8	6878,7	5437,7	195,3	6670,9	5273,4	13549,6	5628,3	10711,11
19,50	1	2,2	1,2	251,6	272,3	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4199,7	18,90	21,30	1,60	122,0	4187,3	2099,8	12,8	6866,8	5428,3	195,2	7038,9	5564,4	13905,7	5808,4	10992,64
20,00	1	2,2	1,2	257,5	279,6	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4192,4	19,40	21,80	1,60	121,9	4180,0	2096,2	12,8	6854,9	5418,9	195,1	7406,8	5855,1	14261,6	5988,3	11274,00

Prof. (m)	Eau (1=nf)	γ_{ap} (t/m³)	γ' (t/m³)	σ'_v (kPa)	MÉTHODE ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE																				
					p_0 (kPa)	p_l (kPa)	Kp,max	Kp	K_c	Q	p*l (kPa)	d1	d2	coef. α-sol	fsol	p^*_{le} (kPa)	pl*dz	Def	Qp (kN)	Qp-EC (c FS)	qs (kPa)	Qs acum (kN)	Qs (c FS)	Qt (kN)	Qadm (kN)	Qt (c FS)
20,50	1	2,2	1,2	263,4	286,8	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4185,2	19,90	22,30	1,60	121,9	4172,8	2092,6	12,8	6842,9	5409,4	195,0	7774,4	6145,7	14617,3	6168,2	11555,18
21,00	1	2,2	1,2	269,3	294,1	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4177,9	20,40	22,80	1,60	121,8	4165,5	2088,9	12,8	6831,0	5400,0	194,8	8141,7	6436,2	14972,8	6347,9	11836,19
21,50	1	2,2	1,2	275,2	301,4	4472,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4170,6	20,90	23,30	1,60	121,7	4158,2	2085,3	12,8	6819,1	5390,6	194,7	8508,9	6726,4	15328,0	6527,5	12117,03
22,00	1	2,2	1,2	281,1	308,6	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4163,4	21,40	23,80	1,60	121,6	4151,0	2081,7	12,8	5164,1	4082,3	194,6	8875,9	7016,5	14040,0	6159,3	11098,78
22,50	1	2,2	1,2	286,9	315,9	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4156,1	21,90	24,30	1,60	121,6	4144,6	2078,1	12,8	5156,2	4076,1	194,5	9242,6	7306,4	14398,8	6340,0	11382,44
23,00	1	2,2	1,2	292,8	323,1	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4148,9	22,40	24,80	1,60	121,5	4137,4	2074,4	12,8	5147,2	4068,9	194,4	9609,1	7596,1	14756,3	6520,3	11665,03
23,50	1	2,2	1,2	298,7	330,4	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4141,6	22,90	25,30	1,60	121,4	4130,1	2070,8	12,8	5138,1	4061,8	194,3	9975,4	7885,7	15113,5	6700,4	11947,45
24,00	1	2,2	1,2	304,6	337,7	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4134,3	23,40	25,80	1,60	121,3	4122,8	2067,2	12,8	5129,1	4054,6	194,1	10341,5	8175,1	15470,6	6880,4	12229,70
24,50	1	2,2	1,2	310,5	344,9	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4127,1	23,90	26,30	1,60	121,3	4115,6	2063,5	12,8	5120,1	4047,5	194,0	10707,3	8464,3	15827,4	7060,3	12511,77
25,00	1	2,2	1,2	316,4	352,2	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4119,8	24,40	26,80	1,60	121,2	4108,3	2059,9	12,8	5111,0	4040,4	193,9	11072,9	8753,3	16184,0	7240,2	12793,67
25,50	1	2,2	1,2	322,3	359,4	4472,0	1,45	1,10	0,4	5,0	4112,6	24,90	27,30	1,60	121,1	4101,1	2056,3	12,8	5102,0	4033,2	193,8	11438,4	9042,2	16540,4	7419,8	13075,39

Prof. (m)	Eau (1=nf)	γ_{ap} (t/m³)	γ' (t/m³)	σ'_v (kPa)	MÉTHODE ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE																				
					p_0 (kPa)	p_l (kPa)	Kp,max	Kp	K_c	Q	p*l (kPa)	d1	d2	coef. α-sol	fsol	p^*_{le} (kPa)	pl*dz	Def	Qp (kN)	Qp-EC (c FS)	qs (kPa)	Qs acum (kN)	Qs (c FS)	Qt (kN)	Qt (c FS)
0,00	0	0	0	0,0	0,0	0,0		0,00			0,0	0	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
0,50	0	2,2	2,2	10,8	0,0	0,0		0,00			0,0	0,5	0,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
1,00	0	2,2	2,2	21,6	0,0	0,0		0,00			0,0	1	1	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
1,50	0	2,2	2,2	32,4	0,0	0,0		0,00			0,0	1,5	1,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
2,00	0	2,2	2,2	43,2	0,0	0,0		0,00			0,0	2,00	2,00	1,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
2,50	1	2,2	1,2	51,5	4,9	0,0		0,00			-4,9	3,50	4,30	1,00	0,0	#¡REF!	-2,5	###	#¡REF!	#¡REF!	0,0	0,0	0,0	#¡REF!	#¡REF!
3,00	1	2,2	1,2	57,4	9,8	0,0		0,00			-9,8	3,50	4,80	1,00	0,0	2416,6	-4,9	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
3,50	1	2,2	1,2	63,3	14,7	0,0		0,00			-14,7	3,50	5,30	1,00	0,0	2413,0	-7,4	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
4,00	1	2,2	1,2	69,2	47,3	2470,0	1,15	1,01	0,4	1,0	2422,7	3,50	5,80	1,10	47,3	2409,5	1211,4	0,5	2759,3	2181,3	52,0	49,0	38,7	2808,3	2219,98
4,50	1	2,2	1,2	75,0	54,5	2470,0	1,15	1,03	0,4	1,0	2415,5	3,90	6,30	1,10	47,2	2403,1	1207,7	1,0	2786,2	2202,5	52,0	147,0	116,2	2933,1	2318,69
5,00	1	2,2	1,2	80,9	61,8	2470,0	1,15	1,04	0,4	1,0	2408,2	4,40	6,80	1,10	47,2	2395,8	1204,1	1,5	2812,0	2222,9	51,9	244,9	193,6	3056,9	2416,52
5,50	1	2,2	1,2	86,8	69,1	2470,0	1,15	1,05	0,4	1,0	2400,9	4,90	7,30	1,10	47,2	2388,5	1200,5	2,0	2837,8	2243,3	51,9	342,8	271,0	3180,5	2514,24
6,00	1	2,2	1,2	92,7	76,3	2470,0	1,15	1,06	0,4	1,0	2393,7	5,40	7,80	1,10	47,2	2381,3	1196,8	2,5	2863,4	2263,5	51,9	440,6	348,3	3304,0	2611,83
6,50	1	2,2	1,2	98,6	83,6	2470,0	1,15	1,08	0,4	1,0	2386,4	5,90	8,30	1,10	47,1	2374,0	1193,2	3,0	2888,9	2283,7	51,9	538,4	425,6	3427,3	2709,31
7,00	1	2,2	1,2	104,5	90,8	2470,0	1,15	1,09	0,4	1,0	2379,2	6,40	8,80	1,10	47,1	2366,8	1189,6	3,6	2914,3	2303,8	51,8	636,1	502,8	3550,4	2806,67
7,50	1	2,2	1,2	110,4	98,1	2470,0	1,15	1,10	0,4	1,0	2371,9	6,90	9,30	1,10	47,1	2359,5	1186,0	4,1	2939,7	2323,8	51,8	733,8	580,1	3673,4	2903,91
8,00	1	2,2	1,2	116,2	105,4	2470,0	1,15	1,11	0,4	1,0	2364,6	7,40	9,80	1,10	47,1	2352,2	1182,3	4,6	2964,9	2343,8	51,8	831,4	657,3	3796,3	3001,04
8,50	1	2,2	1,2	122,1	112,6	2470,0	1,15	1,13	0,4	1,0	2357,4	7,90	10,30	1,10	47,1	2345,0	1178,7	5,1	2990,0	2363,6	51,8	929,0	734,4	3919,0	3098,05
9,00	1	2,2	1,2	128,0	119,9	2470,0	1,15	1,14	0,4	1,0	2350,1	8,40	10,80	1,10	47,0	2337,7	1175,1	5,6	3015,0	2383,4	51,7	1026,6	811,5	4041,6	3194,94
9,50	1	2,2	1,2	133,9	127,1	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2342,9	8,90	11,30	1,10	47,0	2330,5	1171,4	6,1	3031,0	2396,1	51,7	1124,1	888,6	4155,1	3284,69
10,00	1	2,2	1,2	139,8	134,4	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2335,6	9,40	11,80	1,10	47,0	2323,2	1167,8	6,7	3021,6	2388,6	51,7	1221,6	965,7	4243,2	3354,27
10,50	1	2,2	1,2	145,7	141,7	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2328,3	9,90	12,30	1,10	47,0	2315,9	1164,2	7,2	3012,2	2381,2	51,7	1319,0	1042,7	4331,1	3423,82
11,00	1	2,2	1,2	151,6	148,9	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2321,1	10,40	12,80	1,10	46,9	2308,7	1160,5	7,7	3002,7	2373,7	51,6	1416,3	1119,6	4419,1	3493,33
11,50	1	2,2	1,2	157,5	156,2	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2313,8	10,90	13,30	1,10	46,9	2615,8	1156,9	7,2	3402,2	2689,5	51,6	1513,7	1196,6	4915,8	3886,03
12,00	1	2,2	1,2	163,3	163,4	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2306,6	11,40	13,80	1,10	46,9	3132,5	1153,3	6,4	4074,2	3220,7	51,6	1610,9	1273,5	5685,1	4494,17
12,50	1	2,2	1,2	169,2	170,7	2470,0	1,15	1,15	0,4	1,0	2299,3	11,90	14,30	1,10	46,9	3649,2	1149,7	5,8	4727,9	3737,5	51,6	1708,2	1350,3	6436,1	5087,85
13,00	1	2,2	1,2	175,1	178,0	2470,0	1,15	1,13	0,4	1,0	2292,0	12,40	14,80	1,10	46,9	4165,9	1146,0	5,4	5344,7	4225,1	51,5	1805,4	1427,2	7150,1	5652,24
13,50	1	2,2	1,2	181,0	185,2	4985,0	1,45	1,40	0,4	5,0	4799,8	12,90	15,30	1,60	128,0	4682,6	2399,9	5,3	7399,1	5849,1	204,8	2047,0	1618,2	9446,0	7467,22
14,00	1	2,2	1,2	186,9	192,5	4985,0	1,45	1,43	0,4	5,0	4792,5	13,40	15,80	1,60	127,9	4780,1	2396,3	5,7	7712,6	6096,9	204,7	2432,9	1923,2	10145,5	8020,18
14,50	1	2,2	1,2	192,8	199,7	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4785,3	13,90	16,30	1,60	127,9	4772,9	2392,6	6,2	7827,1	6187,4	204,6	2818,6	2228,1	10645,7	8415,55
15,00	1	2,2	1,2	198,7	207,0	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4778,0	14,40	16,80	1,60	127,8	4765,6	2389,0	6,7	7815,2	6178,0	204,4	3204,1	2532,9	11019,2	8710,87
15,50	1	2,2	1,2	204,5	214,3	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4770,7	14,90	17,30	1,60	127,7	4758,3	2385,4	7,2	7803,3	6168,6	204,3	3589,3	2837,4	11392,6	9006,01
16,00	1	2,2	1,2	210,4	221,5	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4763,5	15,40	17,80	1,60	127,6	4751,1	2381,7	7,7	7791,4	6159,2	204,2	3974,4	3141,8	11765,8	9300,99
16,50	1	2,2	1,2	216,3	228,8	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4756,2	15,90	18,30	1,60	127,6	4743,8	2378,1	8,0	7779,5	6149,8	204,1	4359,2	3446,0	12138,7	9595,79
17,00	1	2,2	1,2	222,2	236,0	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4749,0	16,40	18,80	1,60	127,5	4736,6	2374,5	8,2	7767,6	6140,4	204,0	4743,8	3750,1	12511,4	9890,42
17,50	1	2,2	1,2	228,1	243,3	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4741,7	16,90	19,30	1,60	127,4	4729,3	2370,9	8,5	7755,7	6130,9	203,9	5128,2	4053,9	12883,9	10184,87
18,00	1	2,2	1,2	234,0	250,5	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4734,5	17,40	19,80	1,60	127,3	4722,1	2367,2	8,8	7743,7	6121,5	203,8	5512,4	4357,6	13256,1	10479,15
18,50	1	2,2	1,2	239,9	257,8	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4727,2	17,90	20,30	1,60	127,3	4714,8	2363,6	9,0	7731,8	6112,1	203,6	5896,3	4661,1	13628,2	10773,26
19,00	1	2,2	1,2	245,7	265,1	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4719,9	18,40	20,80	1,60	127,2	4707,5	2360,0	9,3	7719,9	6102,7	203,5	6280,1	4964,5	14000,0	11067,20
19,50	1	2,2	1,2	251,6	272,3	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4712,7	18,90	21,30	1,60	127,1	4700,3	2356,3	9,6	7708,0	6093,3	203,4	6663,6	5267,7	14371,6	11360,96
20,00	1	2,2	1,2	257,5	279,6	4985,0	1,45	1,45	0,4	5,0	4705,4	19,40	21,80	1,60	127,1	4693,0	2352,7	9,8	7696,1	6083,9	203,3	7046,9	5570,7	14743,0	11654,55

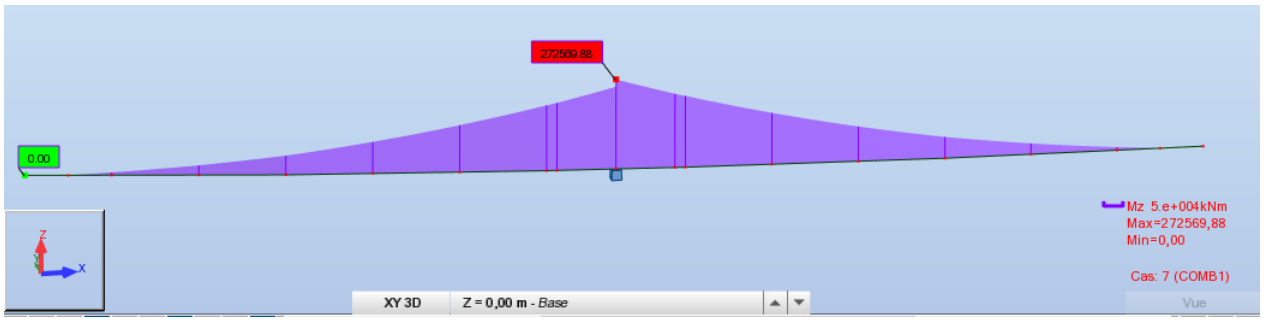
Prof. (m)	Eau (1=nf)	γ_{ap} (t/m³)	γ' (t/m³)	σ'_v (kPa)	MÉTHODE ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE																				
					p_o (kPa)	p_l (kPa)	Kp,max	Kp	K_e	Q	p*l (kPa)	d1	d2	coef. α-sol	fsol	p*$_{le}$ (kPa)	pl*dz	Def	Qp (kN)	Qp-EC (c FS)	qs (kPa)	Qs acum (kN)	Qs (c FS)	Qt (kN)	Qt (c FS)
0,00	0	0	0	0,0	0,0	0,0		0,00			0,0	0	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
0,50	0	2,2	2,2	10,8	0,0	0,0		0,00			0,0	0,5	0,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
1,00	0	2,2	2,2	21,6	0,0	0,0		0,00			0,0	1	1	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
1,50	0	2,2	2,2	32,4	0,0	0,0		0,00			0,0	1,5	1,5	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
2,00	0	2,2	2,2	43,2	0,0	0,0		0,00			0,0	2,00	2,00	1,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
2,50	1	2,2	1,2	51,5	4,9	0,0		0,00			-4,9	3,50	4,30	1,00	0,0	#¡REF!	-2,5	###	#¡REF!	#¡REF!	0,0	0,0	0,0	#¡REF!	#¡REF!
3,00	1	2,2	1,2	57,4	9,8	0,0		0,00			-9,8	3,50	4,80	1,00	0,0	1914,2	-4,9	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
3,50	1	2,2	1,2	63,3	14,7	0,0		0,00			-14,7	3,50	5,30	1,00	0,0	1910,3	-7,4	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
4	1	2,2	1,2	69,16	54,2	1975,0	1,15	1,01	0,5	1,0	1920,8	3,5	5,80	1,10	45,71	1906,5	960,4	0,5	2183,3	1725,9	50,3	47,4	37,5	2230,7	1763,4
4,5	1	2,2	1,2	75,05	62,0	1975,0	1,15	1,03	0,5	1,0	1913,0	3,9	6,30	1,10	45,68	1899,5	956,5	1,0	2202,5	1741,1	50,3	142,1	112,4	2344,7	1853,5
5	1	2,2	1,2	80,93	69,9	1975,0	1,15	1,04	0,5	1,0	1905,1	4,4	6,80	1,10	45,66	1891,7	952,6	1,5	2220,6	1755,4	50,2	236,8	187,2	2457,4	1942,6
5,50	1	2,2	1,2	86,8	77,7	1975,0	1,15	1,05	0,5	1,0	1897,3	4,90	7,30	1,10	45,6	1883,8	948,6	2,0	2238,5	1769,6	50,2	331,5	262,0	2570,0	2031,62
6,00	1	2,2	1,2	92,7	85,6	1975,0	1,15	1,06	0,5	1,0	1889,4	5,40	7,80	1,10	45,6	1876,0	944,7	2,5	2256,4	1783,7	50,2	426,1	336,8	2682,4	2120,50
6,50	1	2,2	1,2	98,6	93,4	1975,0	1,15	1,08	0,5	1,0	1881,6	5,90	8,30	1,10	45,6	1868,2	940,8	3,1	2274,1	1797,7	50,1	520,6	411,5	2794,7	2209,24
7,00	1	2,2	1,2	104,5	101,3	1975,0	1,15	1,09	0,5	1,0	1873,7	6,40	8,80	1,10	45,6	1860,3	936,9	3,6	2291,7	1811,6	50,1	615,1	486,2	2906,8	2297,86
7,50	1	2,2	1,2	110,4	109,1	1975,0	1,15	1,10	0,5	1,0	1865,9	6,90	9,30	1,10	45,5	1852,5	932,9	4,1	2309,2	1825,5	50,1	709,5	560,9	3018,7	2386,34
8,00	1	2,2	1,2	116,2	117,0	1975,0	1,15	1,12	0,5	1,0	1858,0	7,40	9,80	1,10	45,5	1844,6	929,0	4,6	2326,6	1839,2	50,1	803,9	635,5	3130,5	2474,70
8,50	1	2,2	1,2	122,1	124,8	1975,0	1,15	1,13	0,5	1,0	1850,2	7,90	10,30	1,10	45,5	1836,8	925,1	5,1	2343,9	1852,9	50,0	898,2	710,1	3242,1	2562,93
9,00	1	2,2	1,2	128,0	132,7	1975,0	1,10	1,09	0,5	2,0	1842,3	8,40	10,80	1,00	69,8	1828,9	921,2	5,7	2263,5	1789,3	69,8	1011,2	799,4	3274,7	2588,70
9,50	1	2,2	1,2	133,9	140,5	1975,0	1,10	1,10	0,5	2,0	1834,5	8,90	11,30	1,00	69,7	1900,3	917,2	5,9	2361,6	1866,8	69,7	1142,7	903,3	3504,2	2770,14
10,00	1	2,2	1,2	139,8	148,4	1975,0	1,10	1,10	0,5	2,0	1826,6	9,40	11,80	1,00	69,5	2024,6	913,3	6,0	2518,7	1991,1	69,5	1273,9	1007,0	3792,5	2998,05
10,50	1	2,2	1,2	145,7	156,2	1975,0	1,10	1,10	0,5	2,0	1818,8	9,90	12,30	1,00	69,4	2148,8	909,4	6,1	2673,2	2113,2	69,4	1404,8	1110,5	4078,0	3223,72
11,00	1	2,2	1,2	151,6	164,1	1975,0	1,10	1,10	0,5	2,0	1810,9	10,40	12,80	1,00	69,2	2273,0	905,5	6,2	2827,8	2235,4	69,2	1535,4	1213,7	4363,2	3449,15
11,50	1	2,2	1,2	157,5	171,9	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2437,1	10,90	13,30	1,10	47,3	2397,3	1218,5	6,3	3117,9	2464,8	52,0	1649,7	1304,1	4767,6	3768,83
12,00	1	2,2	1,2	163,3	179,8	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2429,2	11,40	13,80	1,10	47,3	2415,8	1214,6	6,8	3142,1	2483,8	52,0	1747,7	1381,6	4889,8	3865,43
12,50	1	2,2	1,2	169,2	187,6	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2421,4	11,90	14,30	1,10	47,3	2408,0	1210,7	7,3	3131,9	2475,8	52,0	1845,7	1459,1	4977,6	3934,84
13,00	1	2,2	1,2	175,1	195,5	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2413,5	12,40	14,80	1,10	47,2	2400,1	1206,8	7,9	3121,7	2467,7	52,0	1943,7	1536,5	5065,3	4004,20
13,50	1	2,2	1,2	181,0	203,3	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2405,7	12,90	15,30	1,10	47,2	2392,3	1202,8	8,4	3111,4	2459,6	51,9	2041,6	1613,9	5153,0	4073,53
14,00	1	2,2	1,2	186,9	211,2	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2397,8	13,40	15,80	1,10	47,2	2384,4	1198,9	8,9	3101,2	2451,6	51,9	2139,4	1691,2	5240,7	4142,82
14,50	1	2,2	1,2	192,8	219,0	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2390,0	13,90	16,30	1,10	47,2	2376,6	1195,0	9,4	3091,0	2443,5	51,9	2237,2	1768,6	5328,3	4212,07
15,00	1	2,2	1,2	198,7	226,9	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2382,1	14,40	16,80	1,10	47,1	2368,7	1191,1	10,0	3080,8	2435,4	51,8	2335,0	1845,8	5415,8	4281,28
15,50	1	2,2	1,2	204,5	234,7	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2374,3	14,90	17,30	1,10	47,1	2360,9	1187,1	10,5	3070,6	2427,4	51,8	2432,7	1923,1	5503,3	4350,45
16,00	1	2,2	1,2	210,4	242,6	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2366,4	15,40	17,80	1,10	47,1	2353,0	1183,2	11,1	3060,4	2419,3	51,8	2530,4	2000,3	5590,8	4419,58
16,50	1	2,2	1,2	216,3	250,4	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2358,6	15,90	18,30	1,10	47,1	2345,2	1179,3	11,2	3050,2	2411,2	51,8	2628,0	2077,4	5678,2	4488,67
17,00	1	2,2	1,2	222,2	258,2	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2350,8	16,40	18,80	1,10	47,0	2337,3	1175,4	11,3	3040,0	2403,2	51,7	2725,5	2154,6	5765,5	4557,72
17,50	1	2,2	1,2	228,1	266,1	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2342,9	16,90	19,30	1,10	47,0	2329,5	1171,5	11,4	3029,8	2395,1	51,7	2823,0	2231,6	5852,8	4626,74
18,00	1	2,2	1,2	234,0	273,9	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2335,1	17,40	19,80	1,10	47,0	2321,6	1167,5	11,6	3019,6	2387,0	51,7	2920,5	2308,7	5940,1	4695,71
18,50	1	2,2	1,2	239,9	281,8	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2327,2	17,90	20,30	1,10	47,0	2313,8	1163,6	11,7	3009,4	2379,0	51,7	3017,9	2385,7	6027,3	4764,65
19,00	1	2,2	1,2	245,7	289,6	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2319,4	18,40	20,80	1,10	46,9	2306,0	1159,7	11,8	2999,2	2370,9	51,6	3115,3	2462,7	6114,4	4833,54
19,50	1	2,2	1,2	251,6	297,5	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2311,5	18,90	21,30	1,10	46,9	2298,1	1155,8	12,0	2989,0	2362,8	51,6	3212,6	2539,6	6201,5	4902,40
20,00	1	2,2	1,2	257,5	305,3	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2303,7	19,40	21,80	1,10	46,9	2290,3	1151,8	12,1	2978,8	2354,7	51,6	3309,8	2616,5	6288,6	4971,22

Prof. (m)	Eau (1=nf)	γ_{ap} (t/m³)	γ' (t/m³)	σ'_v (kPa)	MÉTHODE ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE																				
					p_o (kPa)	p_l (kPa)	Kp,max	Kp	K_c	Q	p^*l (kPa)	d1	d2	coef. α-sol	fsol	p^*_{le} (kPa)	pl^*dz	Def	Qp (kN)	Qp-EC (c FS)	qs (kPa)	Qs acum (kN)	Qs (c FS)	Qt (kN)	Qt (c FS)
20,50	1	2,2	1,2	263,4	313,2	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2295,8	19,90	22,30	1,10	46,9	2282,4	1147,9	12,3	2968,5	2346,7	51,6	3407,1	2693,3	6375,6	5040,00
21,00	1	2,2	1,2	269,3	321,0	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2288,0	20,40	22,80	1,10	46,8	2274,6	1144,0	12,4	2958,3	2338,6	51,5	3504,2	2770,1	6462,6	5108,74
21,50	1	2,2	1,2	275,2	328,9	2609,0	1,15	1,15	0,5	1,0	2280,1	20,90	23,30	1,10	46,8	2266,7	1140,1	12,5	2948,1	2330,5	51,5	3601,3	2846,9	6549,5	5177,44
22,00	1	2,2	1,2	281,1	336,7	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2272,3	21,40	23,80	1,00	77,3	2258,9	1136,1	12,7	2810,2	2221,5	77,3	3722,7	2942,9	6532,9	5164,36
22,50	1	2,2	1,2	286,9	344,6	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2264,4	21,90	24,30	1,00	77,2	2252,0	1132,2	12,8	2801,6	2214,7	77,2	3868,3	3058,0	6670,0	5272,72
23,00	1	2,2	1,2	292,8	352,4	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2256,6	22,40	24,80	1,00	77,1	2244,1	1128,3	13,0	2791,9	2207,0	77,1	4013,7	3172,9	6805,6	5379,92
23,50	1	2,2	1,2	298,7	360,3	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2248,7	22,90	25,30	1,00	76,9	2236,3	1124,4	13,1	2782,1	2199,3	76,9	4158,9	3287,6	6941,0	5486,93
24,00	1	2,2	1,2	304,6	368,1	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2240,9	23,40	25,80	1,00	76,8	2228,5	1120,4	13,1	2772,4	2191,6	76,8	4303,8	3402,2	7076,1	5593,76
24,50	1	2,2	1,2	310,5	376,0	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2233,0	23,90	26,30	1,00	76,7	2220,6	1116,5	13,1	2762,6	2183,9	76,7	4448,4	3516,5	7211,0	5700,40
25,00	1	2,2	1,2	316,4	383,8	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2225,2	24,40	26,80	1,00	76,6	2212,8	1112,6	13,1	2752,8	2176,1	76,6	4592,8	3630,7	7345,7	5806,85
25,50	1	2,2	1,2	322,3	391,7	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2217,3	24,90	27,30	1,00	76,4	2835,6	1108,7	10,2	3527,7	2788,7	76,4	4737,0	3744,7	8264,7	6533,35
26,00	1	2,2	1,2	328,1	399,5	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2209,5	25,40	27,80	1,00	76,3	3221,9	1104,7	8,9	4008,3	3168,6	76,3	4881,0	3858,5	8889,2	7027,07
26,50	1	2,2	1,2	334,0	407,4	2609,0	1,15	1,10	0,5	2,0	2201,6	25,90	28,30	1,00	76,2	3608,2	1100,8	8,0	4488,9	3548,5	76,2	5024,7	3972,1	9513,6	7520,60
27,00	1	2,2	1,2	339,9	415,2	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4085,8	26,40	28,80	1,50	112,7	3994,5	2042,9	7,4	6550,7	5178,4	169,0	5255,8	4154,8	11806,5	9333,17
27,50	1	2,2	1,2	345,8	423,1	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4077,9	26,90	29,30	1,50	112,6	4065,5	2039,0	7,5	6667,1	5270,4	168,9	5574,3	4406,6	12241,4	9676,99
28,00	1	2,2	1,2	351,7	430,9	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4070,1	27,40	29,80	1,50	112,6	4057,7	2035,0	7,7	6654,2	5260,3	168,8	5892,7	4658,2	12546,9	9918,47
28,50	1	2,2	1,2	357,6	438,8	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4062,2	27,90	30,30	1,50	112,5	4049,8	2031,1	7,9	6641,3	5250,1	168,7	6210,8	4909,7	12852,2	10159,82
29,00	1	2,2	1,2	363,5	446,6	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4054,4	28,40	30,80	1,50	112,4	4042,0	2027,2	8,1	6628,5	5239,9	168,7	6528,8	5161,1	13157,3	10401,02
29,50	1	2,2	1,2	369,3	454,4	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4046,6	28,90	31,30	1,50	112,4	4034,1	2023,3	8,4	6615,6	5229,7	168,6	6846,6	5412,3	13462,2	10642,08
30,00	1	2,2	1,2	375,2	462,3	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4038,7	29,40	31,80	1,50	112,3	4026,3	2019,4	8,6	6602,7	5219,6	168,5	7164,3	5663,4	13767,0	10883,00
30,50	1	2,2	1,2	381,1	470,1	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4030,9	29,90	32,30	1,50	112,2	4018,4	2015,4	8,8	6589,9	5209,4	168,4	7481,7	5914,4	14071,6	11123,78
31,00	1	2,2	1,2	387,0	478,0	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4023,0	30,40	32,80	1,50	112,2	4010,6	2011,5	9,1	6577,0	5199,2	168,3	7799,0	6165,2	14376,0	11364,42
31,50	1	2,2	1,2	392,9	485,8	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4015,2	30,90	33,30	1,50	112,1	4002,7	2007,6	9,3	6564,1	5189,0	168,2	8116,1	6415,9	14680,2	11604,92
32,00	1	2,2	1,2	398,8	493,7	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	4007,3	31,40	33,80	1,50	112,1	3994,9	2003,7	9,5	6551,3	5178,9	168,1	8433,0	6666,4	14984,3	11845,28
32,50	1	2,2	1,2	404,7	501,5	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3999,5	31,90	34,30	1,50	112,0	3987,0	1999,7	9,7	6538,4	5168,7	168,0	8749,8	6916,8	15288,2	12085,50
33,00	1	2,2	1,2	410,5	509,4	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3991,6	32,40	34,80	1,50	111,9	3979,2	1995,8	10,0	6525,5	5158,5	167,9	9066,3	7167,1	15591,9	12325,58
33,50	1	2,2	1,2	416,4	517,2	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3983,8	32,90	35,30	1,50	111,9	3971,3	1991,9	10,2	6512,6	5148,3	167,8	9382,7	7417,2	15895,4	12565,52
34,00	1	2,2	1,2	422,3	525,1	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3975,9	33,40	35,80	1,50	111,8	3963,5	1988,0	10,4	6499,8	5138,2	167,7	9698,9	7667,2	16198,7	12805,32
34,50	1	2,2	1,2	428,2	532,9	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3968,1	33,90	36,30	1,50	111,7	3955,6	1984,0	10,7	6486,9	5128,0	167,6	10015,0	7917,0	16501,9	13044,97
35,00	1	2,2	1,2	434,1	540,8	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3960,2	34,40	36,80	1,50	111,7	3947,8	1980,1	10,9	6474,0	5117,8	167,5	10330,8	8166,7	16804,9	13284,49
35,50	1	2,2	1,2	440,0	548,6	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3952,4	34,90	37,30	1,50	111,6	3939,9	1976,2	11,2	6461,2	5107,6	167,4	10646,5	8416,2	17107,7	13523,87
36,00	1	2,2	1,2	445,9	556,5	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3944,5	35,40	37,80	1,50	111,6	3932,1	1972,3	11,4	6448,3	5097,5	167,3	10962,0	8665,6	17410,3	13763,10
36,50	1	2,2	1,2	451,8	564,3	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3936,7	35,90	38,30	1,50	111,5	3924,3	1968,3	11,6	6435,4	5087,3	167,2	11277,4	8914,9	17712,8	14002,20
37,00	1	2,2	1,2	457,6	572,2	4501,0	1,45	1,45	0,5	4,0	3928,8	36,40	38,80	1,50	111,4	3916,4	1964,4	11,9	6422,6	5077,1	167,1	11592,5	9164,0	18015,1	14241,16

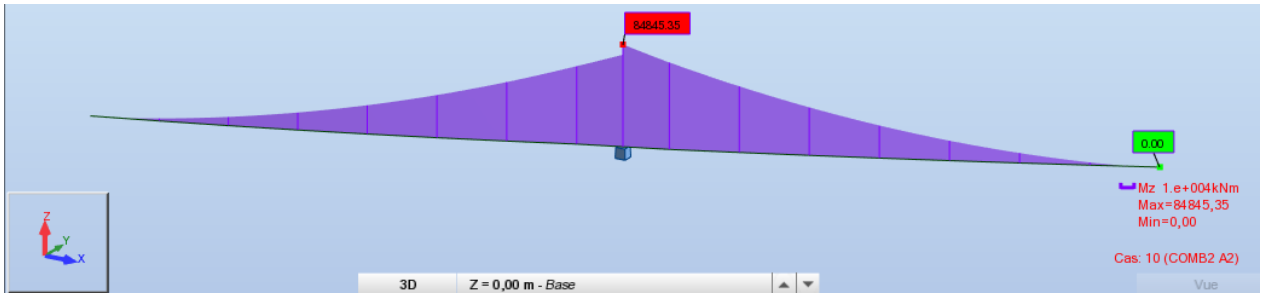
Profundidad (m)	Qp (kN)	Qs acum (kN)	Qt (kN)	Qc (kN)	E.L.U.		E.L.S.		E.L.U.		E.L.S.	
					COMB. FONDAM.	COMB. ACCID.	COMB. RARES	COMB. QUASI-PERM.	COMB. FONDAM.	COMB. ACCID.	COMB. RARES	COMB. QUASI-PERM.
					Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	1747,26	37,52	1784,78	899,89	1622,53	1784,78	999,88	818,08	26,92	29,41	19,69	14,44
3,00	1762,71	112,54	1875,25	960,13	1704,77	1875,25	1066,81	872,85	80,75	88,23	59,06	43,31
3,50	1777,25	187,52	1964,77	1019,89	1786,15	1964,77	1133,21	927,17	134,55	147,01	98,41	72,17
4,00	1791,70	262,46	2054,16	1079,57	1867,41	2054,16	1199,52	981,43	188,32	205,76	137,74	101,01
4,50	1806,06	337,36	2143,42	1139,18	1948,56	2143,42	1265,76	1035,62	242,06	264,47	177,04	129,83
5,00	1820,33	412,22	2232,55	1198,72	2029,59	2232,55	1331,91	1089,74	295,77	323,16	216,33	158,64
5,50	1834,52	487,03	2321,55	1258,18	2110,50	2321,55	1397,98	1143,80	349,45	381,81	255,59	187,43
6,00	1848,62	561,81	2410,42	1317,57	2191,29	2410,42	1463,97	1197,79	403,10	440,43	294,83	216,21
6,50	1862,63	636,54	2499,17	1376,89	2271,97	2499,17	1529,88	1251,72	456,73	499,02	334,05	244,97
7,00	1876,55	711,23	2587,78	1436,14	2352,53	2587,78	1595,71	1305,58	510,32	557,57	373,25	273,72
7,50	1890,39	785,88	2676,27	1495,31	2432,97	2676,27	1661,46	1359,37	563,88	616,09	412,43	302,45
8,00	1896,55	860,49	2757,04	1550,62	2506,40	2757,04	1722,91	1409,65	617,41	674,58	451,58	331,16
8,50	1888,48	935,06	2823,54	1598,78	2566,85	2823,54	1776,42	1453,44	670,92	733,04	490,71	359,86
9,00	1798,65	1024,35	2823,01	1616,37	2566,37	2823,01	1795,97	1469,43	734,99	803,04	537,57	394,22
9,50	1868,87	1128,29	2997,16	1724,24	2724,69	2997,16	1915,82	1567,49	809,56	884,52	592,12	434,22
10,00	1991,05	1232,00	3223,05	1857,93	2930,05	3223,05	2064,36	1689,02	883,98	965,83	646,55	474,13
10,50	2113,23	1335,48	3448,72	1991,45	3135,20	3448,72	2212,73	1810,41	958,23	1046,95	700,85	513,96
11,00	2235,41	1438,74	3674,15	2124,82	3340,14	3674,15	2360,91	1931,66	1032,31	1127,90	755,04	553,70
11,50	2464,76	1529,07	3993,83	2302,73	3630,76	3993,83	2558,59	2093,39	1097,13	1198,72	802,45	588,46
12,00	2483,85	1606,59	4090,44	2366,54	3718,58	4090,44	2629,48	2151,40	1152,75	1259,49	843,13	618,29
12,50	2475,78	1684,06	4159,84	2416,73	3781,67	4159,84	2685,26	2197,03	1208,34	1320,22	883,78	648,11
13,00	2467,71	1761,50	4229,21	2466,90	3844,73	4229,21	2741,00	2242,64	1263,90	1380,93	924,42	677,91
13,50	2459,64	1838,89	4298,53	2517,04	3907,76	4298,53	2796,72	2288,22	1319,43	1441,60	965,04	707,69
14,00	2451,57	1916,25	4367,82	2567,16	3970,75	4367,82	2852,40	2333,78	1374,93	1502,24	1005,63	737,47
14,50	2443,50	1993,57	4437,07	2617,25	4033,70	4437,07	2908,05	2379,32	1430,41	1562,86	1046,21	767,22
15,00	2435,43	2070,84	4506,28	2667,31	4096,62	4506,28	2963,68	2424,83	1485,86	1623,44	1086,76	796,96
15,50	2427,37	2148,08	4575,45	2717,34	4159,50	4575,45	3019,27	2470,31	1541,28	1683,99	1127,30	826,69
16,00	2419,30	2225,28	4644,58	2767,35	4222,35	4644,58	3074,83	2515,77	1596,67	1744,51	1167,81	856,40
16,50	2411,23	2302,44	4713,67	2817,32	4285,16	4713,67	3130,36	2561,20	1652,04	1805,00	1208,31	886,09
17,00	2403,16	2379,57	4782,72	2867,28	4347,93	4782,72	3185,86	2606,61	1707,37	1865,46	1248,78	915,77
17,50	2395,09	2456,65	4851,74	2917,20	4410,67	4851,74	3241,33	2652,00	1762,68	1925,89	1289,23	945,44
18,00	2387,02	2533,69	4920,71	2967,10	4473,38	4920,71	3296,77	2697,36	1817,96	1986,29	1329,67	975,09
18,50	2378,95	2610,70	4989,65	3016,96	4536,04	4989,65	3352,18	2742,69	1873,21	2046,66	1370,08	1004,72

Profundidad (m)	Qp (kN)	Qs acum (kN)	Qt (kN)	Qc (kN)	E.L.U.		E.L.S.		E.L.U.		E.L.S.	
					COMB. FONDAM.	COMB. ACCID.	COMB. RARES	COMB. QUASI-PERM.	COMB. FONDAM.	COMB. ACCID.	COMB. RARES	COMB. QUASI-PERM.
					Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN	Q kN
20,00	2354,74	2841,47	5196,22	3166,40	4723,84	5196,22	3518,23	2878,55	2038,80	2227,58	1491,19	1093,54
20,50	2346,68	2918,32	5265,00	3216,16	4786,36	5265,00	3573,52	2923,79	2093,94	2287,82	1531,52	1123,11
21,00	2338,61	2995,13	5333,74	3265,90	4848,85	5333,74	3628,77	2969,00	2149,05	2348,03	1571,82	1152,67
21,50	2330,54	3071,90	5402,44	3315,60	4911,31	5402,44	3684,00	3014,18	2204,13	2408,22	1612,11	1182,22
22,00	2221,49	3167,87	5389,37	3328,26	4899,42	5389,37	3698,06	3025,69	2272,99	2483,46	1662,48	1219,15
22,50	2214,74	3282,98	5497,72	3405,45	4997,93	5497,72	3783,84	3095,87	2355,58	2573,69	1722,89	1263,45
23,00	2207,02	3397,90	5604,92	3482,04	5095,38	5604,92	3868,93	3165,49	2438,04	2663,78	1783,19	1307,68
23,50	2199,30	3512,63	5711,93	3558,49	5192,67	5711,93	3953,88	3234,99	2520,36	2753,73	1843,41	1351,83
24,00	2191,58	3627,18	5818,76	3634,82	5289,78	5818,76	4038,69	3304,38	2602,55	2843,53	1903,52	1395,91
24,50	2183,87	3741,54	5925,40	3711,01	5386,73	5925,40	4123,34	3373,64	2684,61	2933,18	1963,53	1439,92
25,00	2176,15	3855,71	6031,86	3787,07	5483,50	6031,86	4207,85	3442,79	2766,52	3022,68	2023,45	1483,86
25,50	2788,66	3969,69	6758,35	4173,11	6143,96	6758,35	4636,79	3793,74	2848,31	3112,04	2083,27	1527,73
26,00	3168,59	4083,48	7252,07	4442,73	6592,79	7252,07	4936,37	4038,85	2929,96	3201,25	2142,98	1571,52
26,50	3548,52	4197,08	7745,60	4712,22	7041,45	7745,60	5235,80	4283,83	3011,47	3290,31	2202,60	1615,24
27,00	5178,40	4379,77	9558,17	5655,04	8689,25	9558,17	6283,38	5140,95	3142,55	3433,52	2298,47	1685,55
27,50	5270,43	4631,57	9901,99	5877,31	9001,81	9901,99	6530,34	5343,01	3323,22	3630,92	2430,62	1782,45
28,00	5260,25	4883,22	10143,48	6048,38	9221,34	10143,48	6720,43	5498,53	3503,78	3828,21	2562,68	1879,30
28,50	5250,08	5134,74	10384,82	6219,36	9440,74	10384,82	6910,40	5653,96	3684,25	4025,38	2694,68	1976,10
29,00	5239,90	5386,12	10626,02	6390,23	9660,02	10626,02	7100,26	5809,30	3864,61	4222,45	2826,60	2072,84
29,50	5229,73	5637,35	10867,08	6561,01	9879,16	10867,08	7290,01	5964,56	4044,88	4419,40	2958,44	2169,53
30,00	5219,56	5888,45	11108,00	6731,69	10098,18	11108,00	7479,66	6119,72	4225,04	4616,25	3090,22	2266,16
30,50	5209,38	6139,40	11348,78	6902,27	10317,08	11348,78	7669,19	6274,79	4405,11	4812,99	3221,92	2362,74
31,00	5199,21	6390,21	11589,42	7072,75	10535,84	11589,42	7858,62	6429,78	4585,07	5009,61	3353,54	2459,26
31,50	5189,03	6640,89	11829,92	7243,14	10754,48	11829,92	8047,93	6584,67	4764,93	5206,13	3485,09	2555,74
32,00	5178,86	6891,42	12070,28	7413,43	10972,98	12070,28	8237,14	6739,48	4944,69	5402,53	3616,57	2652,15
32,50	5168,69	7141,81	12310,50	7583,61	11191,36	12310,50	8426,24	6894,19	5124,35	5598,83	3747,98	2748,52
33,00	5158,51	7392,07	12550,58	7753,70	11409,62	12550,58	8615,23	7048,82	5303,91	5795,02	3879,31	2844,83
33,50	5148,34	7642,18	12790,52	7923,70	11627,74	12790,52	8804,11	7203,36	5483,37	5991,09	4010,57	2941,08
34,00	5138,16	7892,15	13030,32	8093,59	11845,74	13030,32	8992,88	7357,81	5662,73	6187,06	4141,75	3037,28
34,50	5127,99	8141,98	13269,97	8263,38	12063,61	13269,97	9181,54	7512,17	5841,99	6382,91	4272,86	3133,43
35,00	5117,82	8391,67	13509,49	8433,08	12281,36	13509,49	9370,09	7666,44	6021,15	6578,66	4403,90	3229,52
35,50	5107,64	8641,23	13748,87	8602,68	12498,97	13748,87	9558,53	7820,62	6200,20	6774,29	4534,86	3325,56
36,00	5097,47	8890,64	13988,11	8772,18	12716,46	13988,11	9746,87	7974,71	6379,16	6969,82	4665,75	3421,55
36,50	5087,30	9139,91	14227,20	8941,58	12933,82	14227,20	9935,09	8128,71	6558,01	7165,24	4796,56	3517,48
37,00	5077,12	9389,04	14466,16	9110,89	13151,05	14466,16	10123,21	8282,62	6736,77	7360,54	4927,30	3613,36

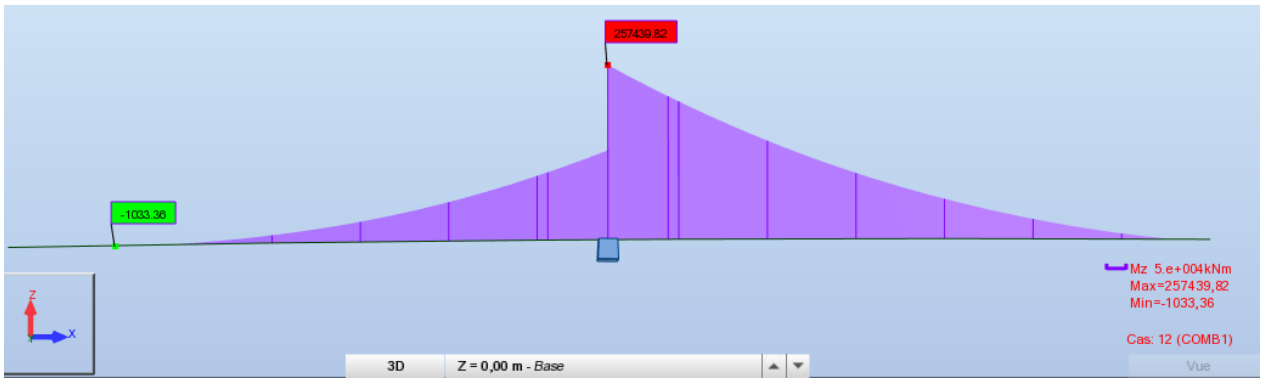
ANNEXES A.1. Résultat des essais géotechniques.



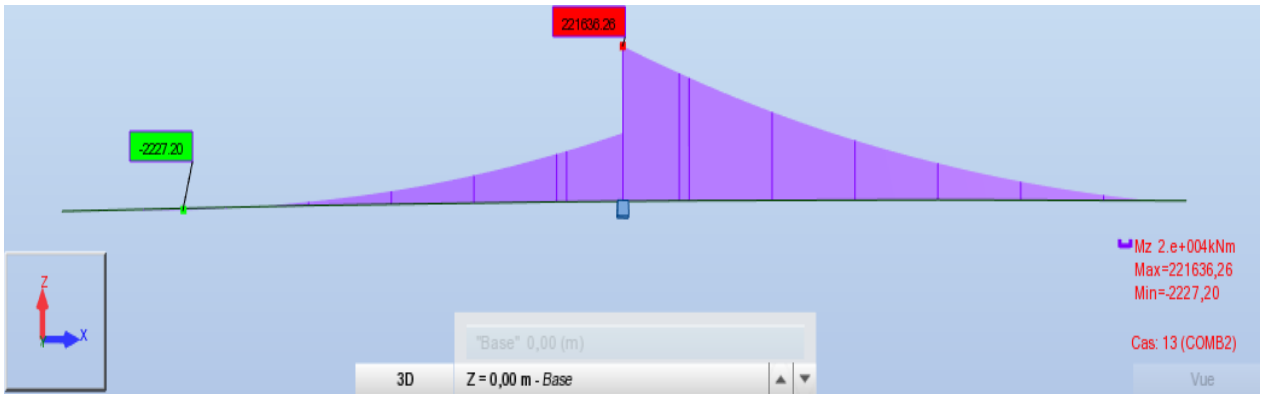
Annexe B.1- Moment fléchissant d'un fléau type 1 sous la combinaison A1.



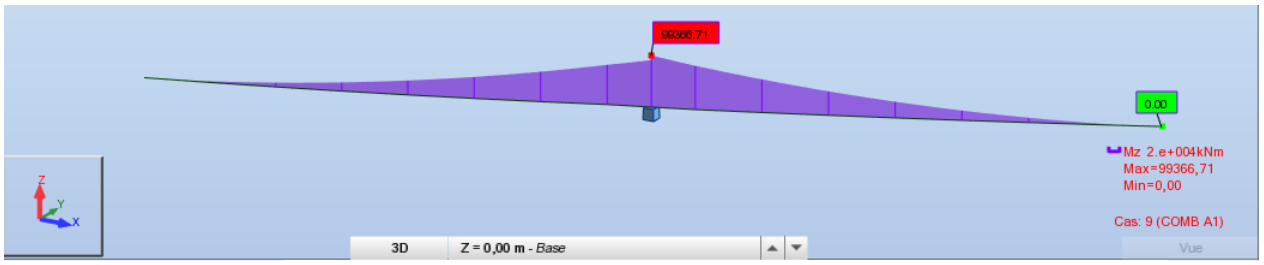
Annexe B.2- Moment fléchissant d'un fléau type 1 sous la combinaison A2.



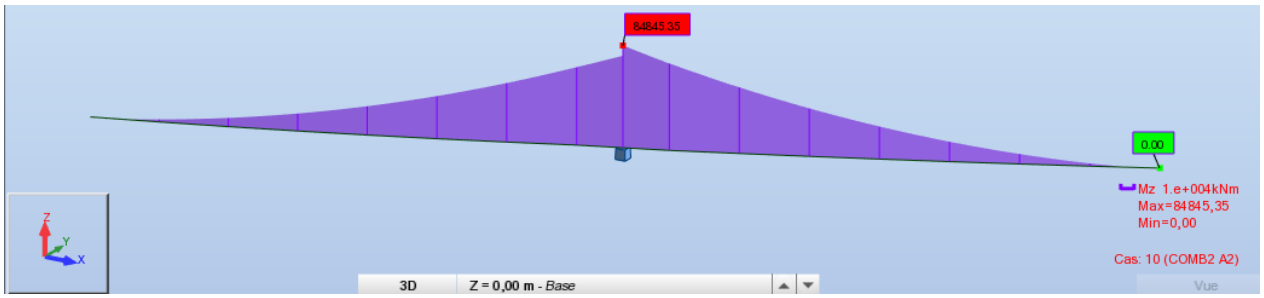
Annexe B.3- Moment fléchissant d'un fléau type 1 sous la combinaison B1.



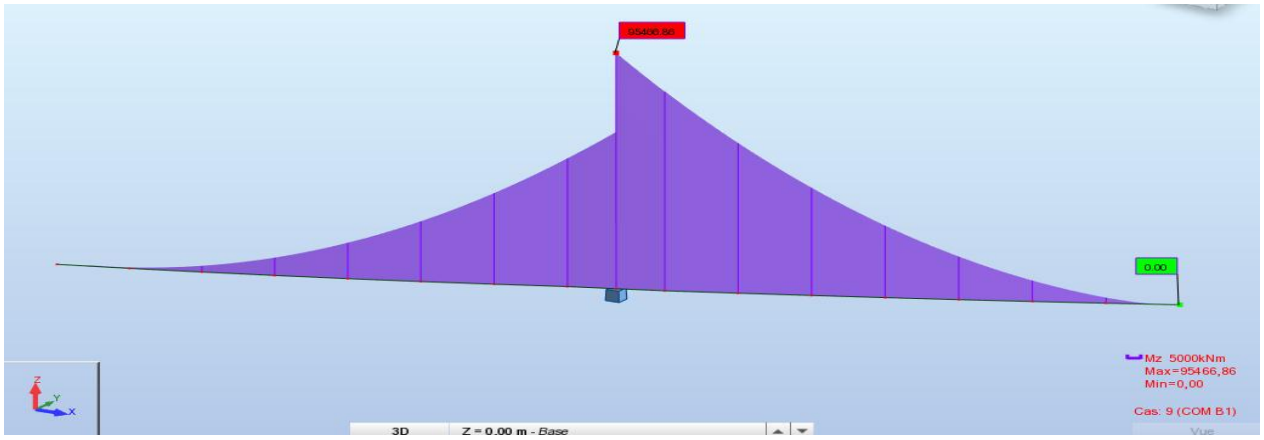
Annexe B.4- Moment fléchissant d'un fléau type 1 sous la combinaison B2.



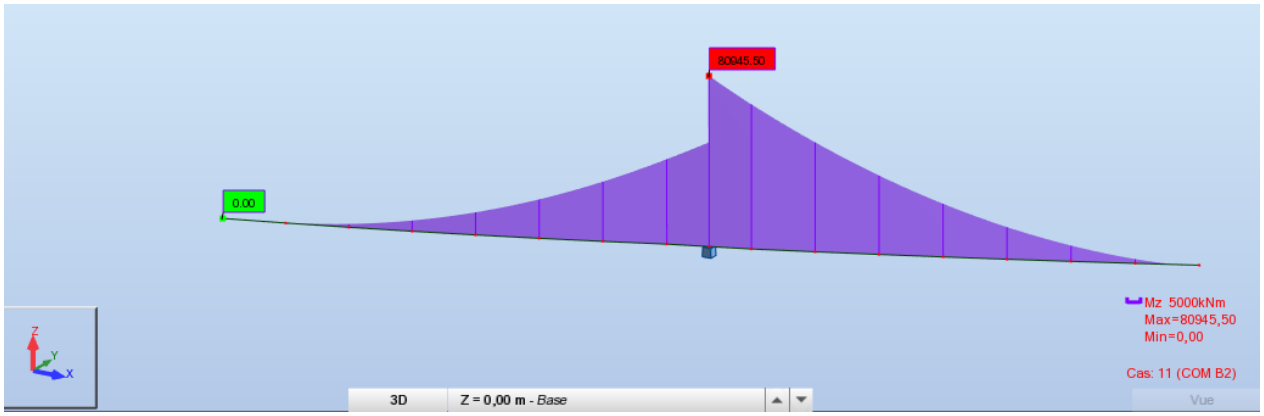
Annexe B.5- Moment fléchissant d'un fléau type 2 sous la combinaison A1.



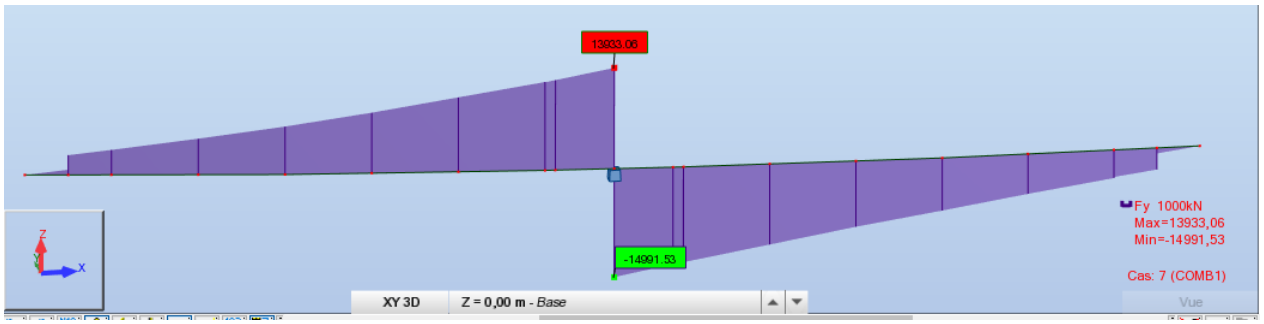
Annexe B.6- Moment fléchissant d'un fléau type 2 sous la combinaison A2.



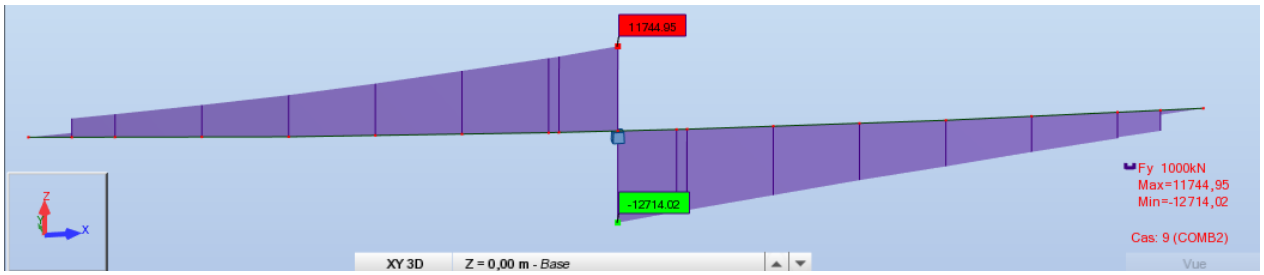
Annexe B.7- Moment fléchissant d'un fléau type 2 sous la combinaison B1.



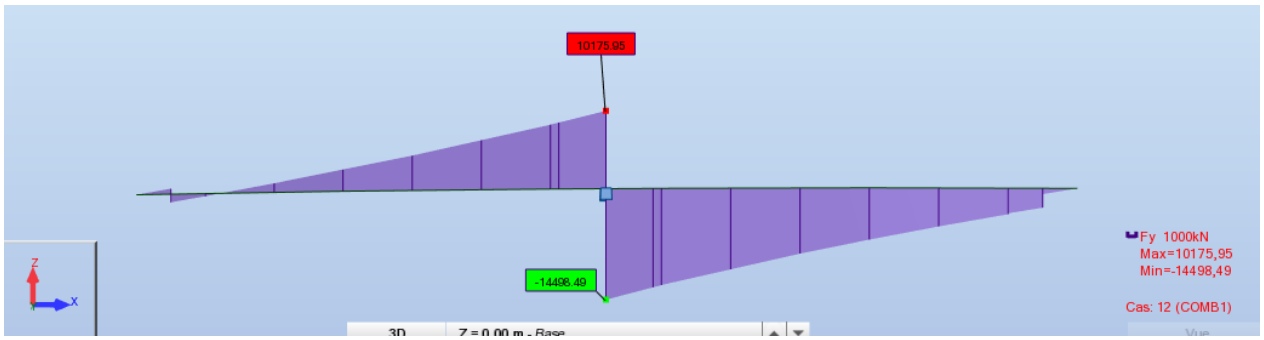
Annexe B.8- Moment fléchissant d'un fléau type 2 sous la combinaison B2.



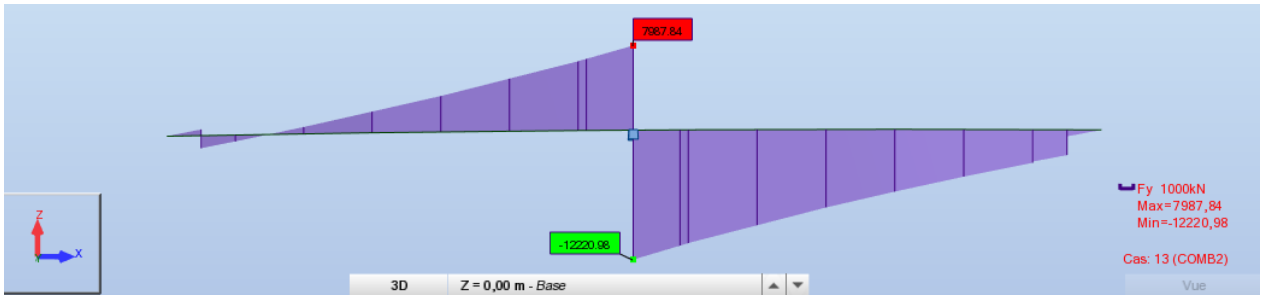
Annexe B.9- Effort tranchant d'un fléau type 1 sous la combinaison A1.



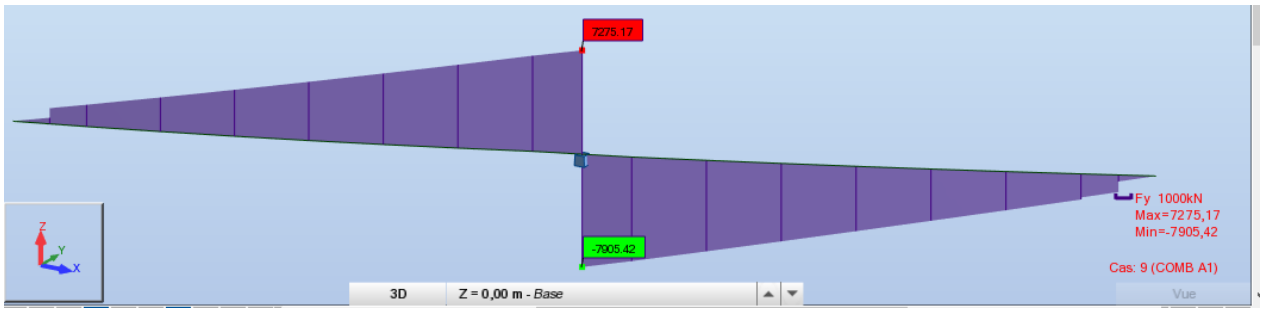
Annexe B.10- Effort tranchant d'un fléau type 1 sous la combinaison A2.



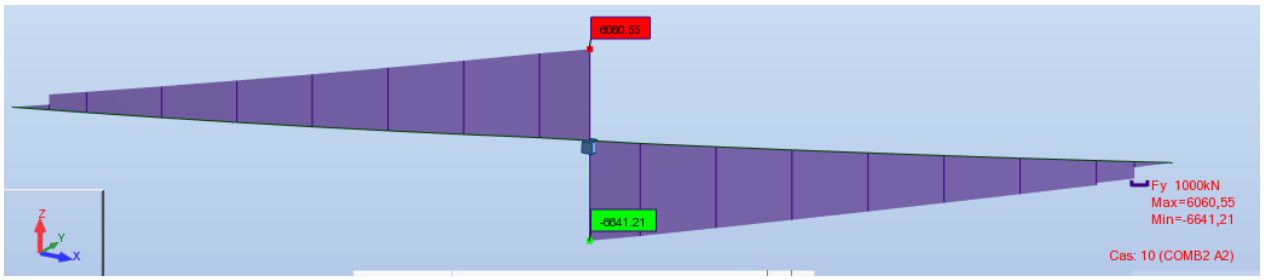
Annexe B.11- Effort tranchant d'un fléau type 1 sous la combinaison B1.



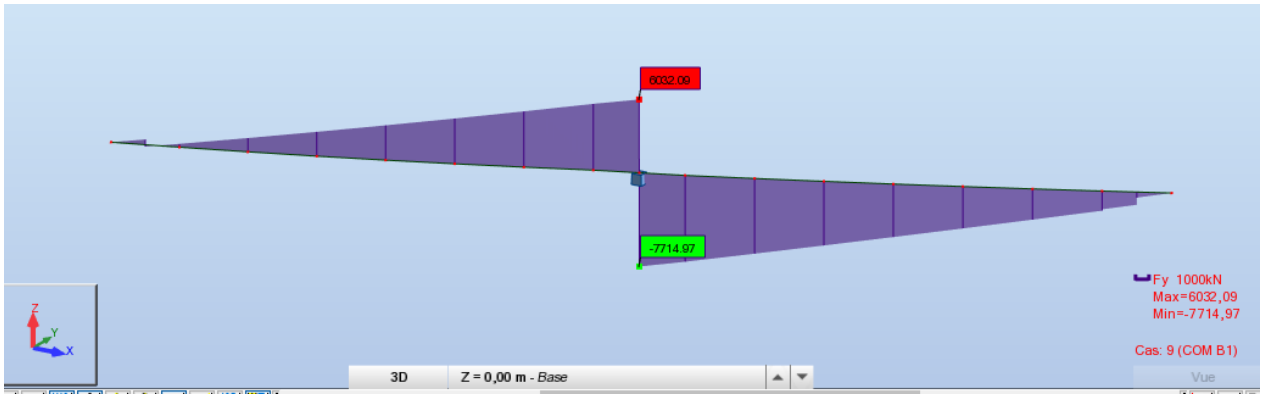
Annexe B.12- Effort tranchant d'un fléau type 1 sous la combinaison B2.



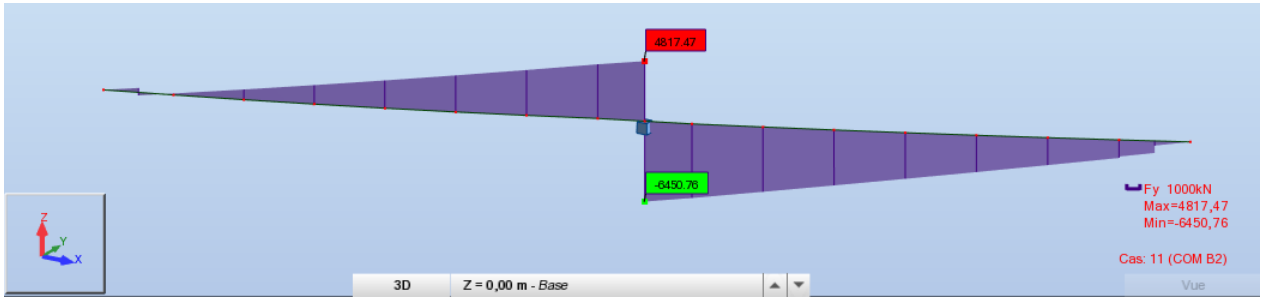
Annexe B.13- Effort tranchant d'un fléau type 2 sous la combinaison A1.



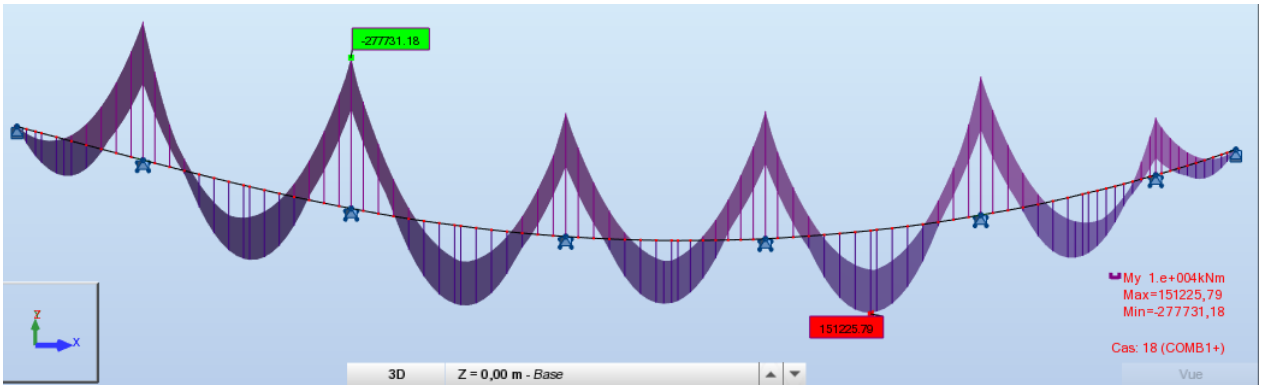
Annexe B.14- Effort tranchant d'un fléau type 2 sous la combinaison A2.



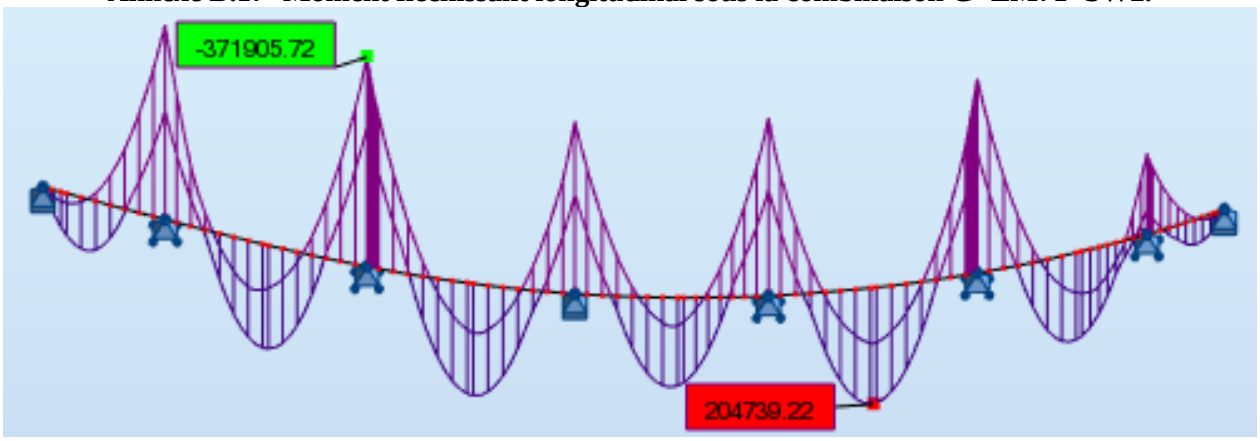
Annexe B.15- Effort tranchant d'un fléau type 2 sous la combinaison B1.



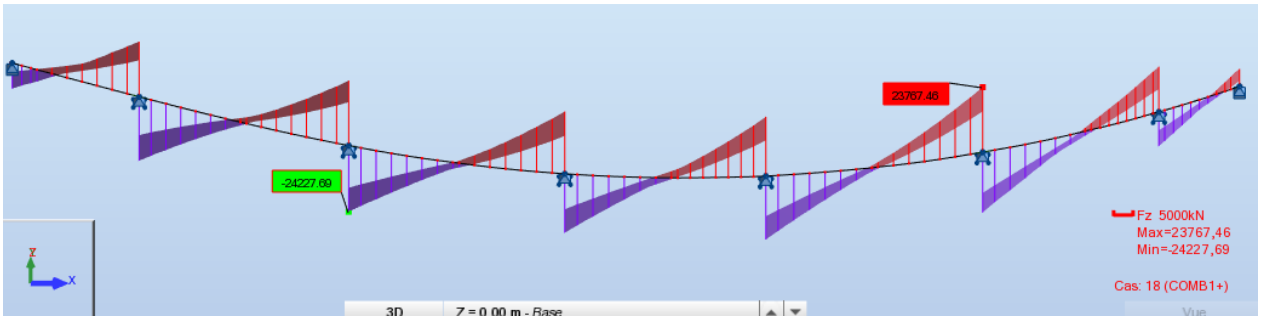
Annexe B.16- Effort tranchant d'un fléau type 2 sous la combinaison B2.



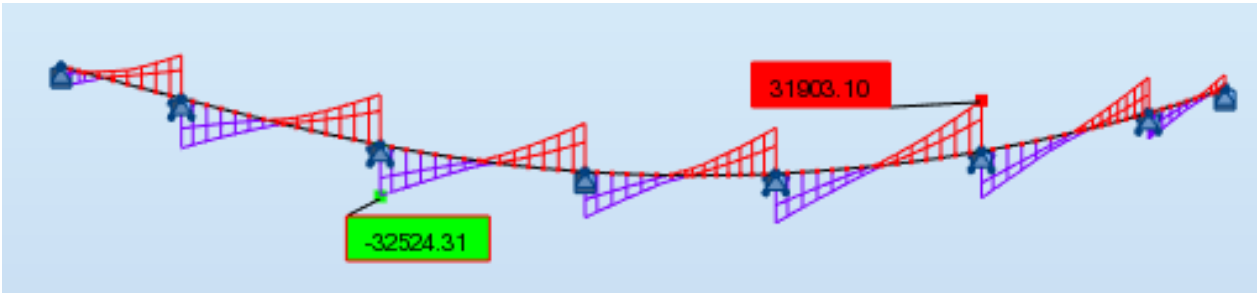
Annexe B.17- Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+LM71+SW2.



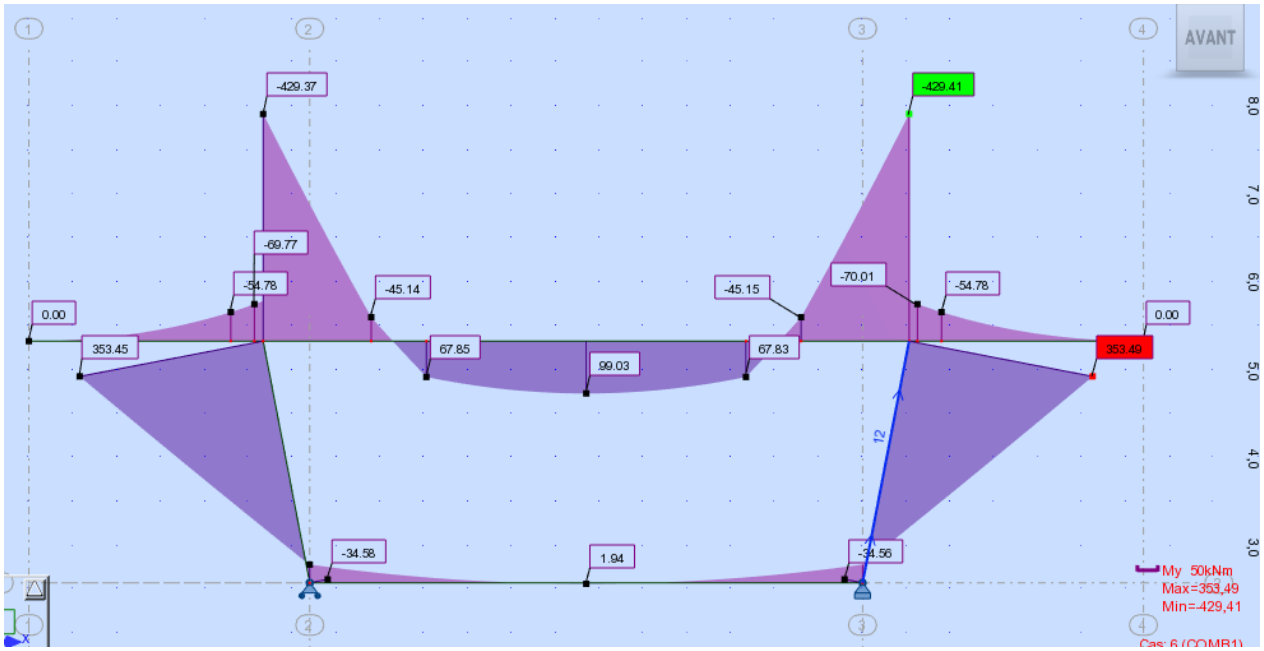
Annexe B.18- Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.45LM71+1.20SW2.



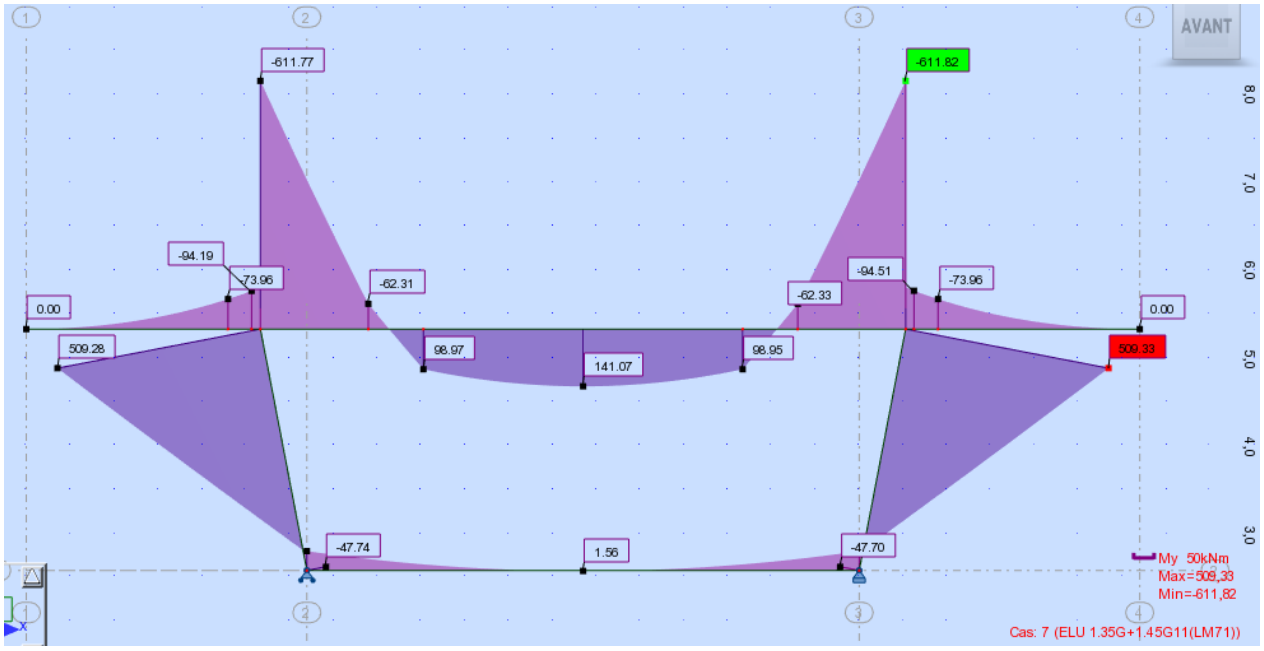
Annexe B.19- Effort tranchant sous la combinaison G+LM71+SW2.



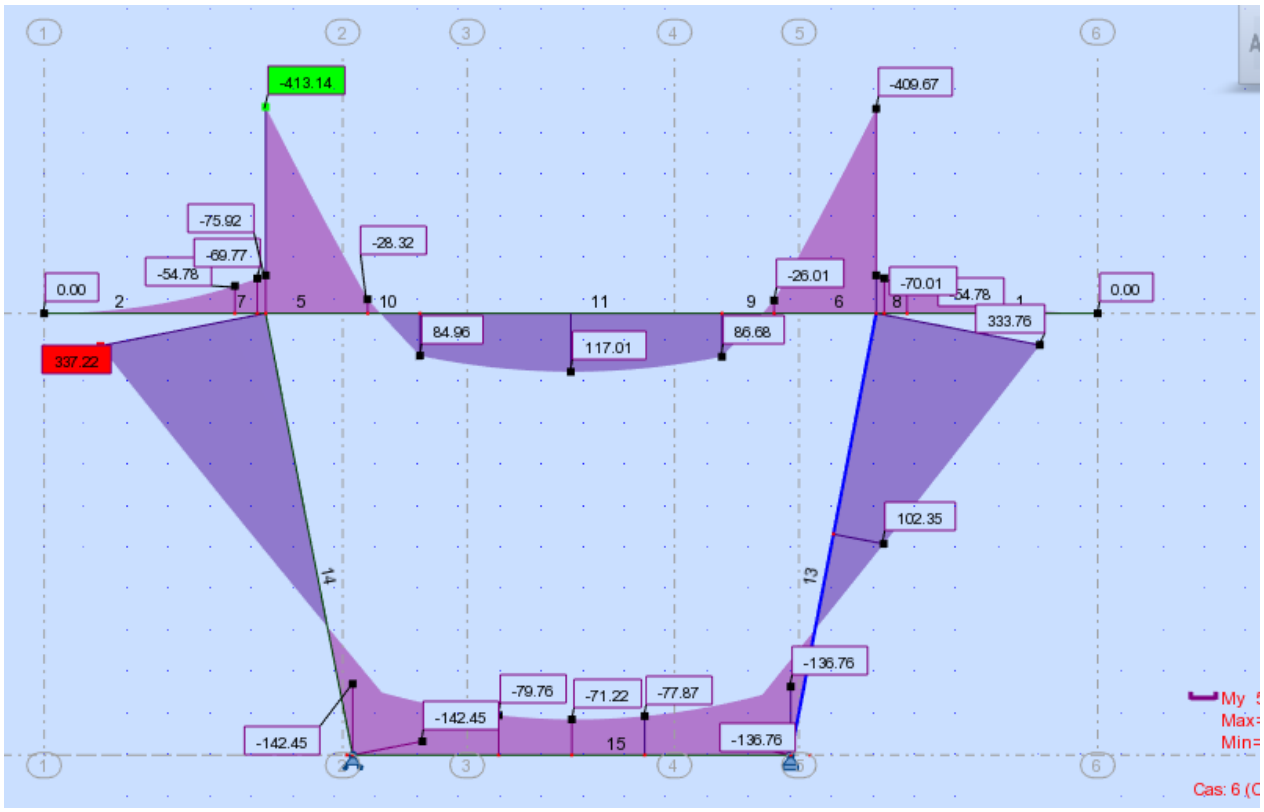
Annexe B.20- Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.45LM71+1.20SW2.



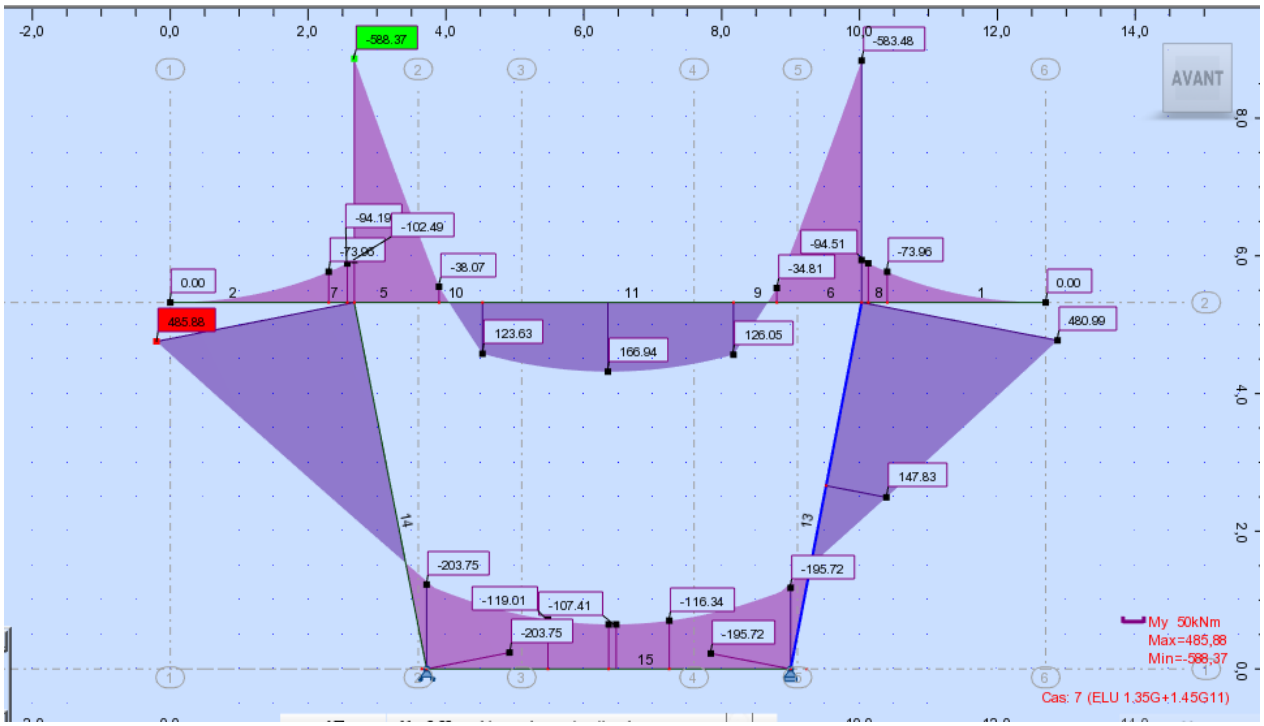
Annexe B.21- Etude transversal VSC à ELS.



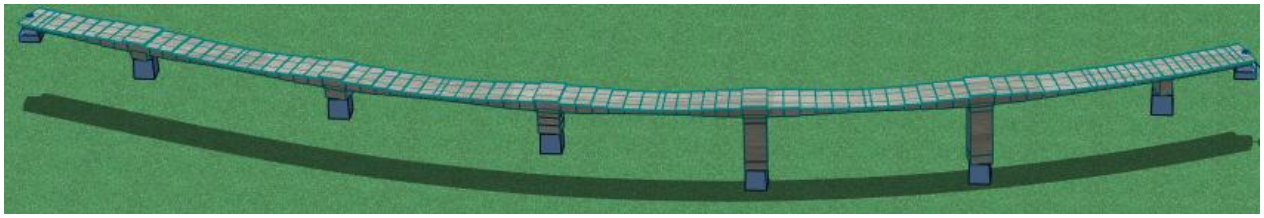
Annexe B.22- Etude transversal VSC à ELU.



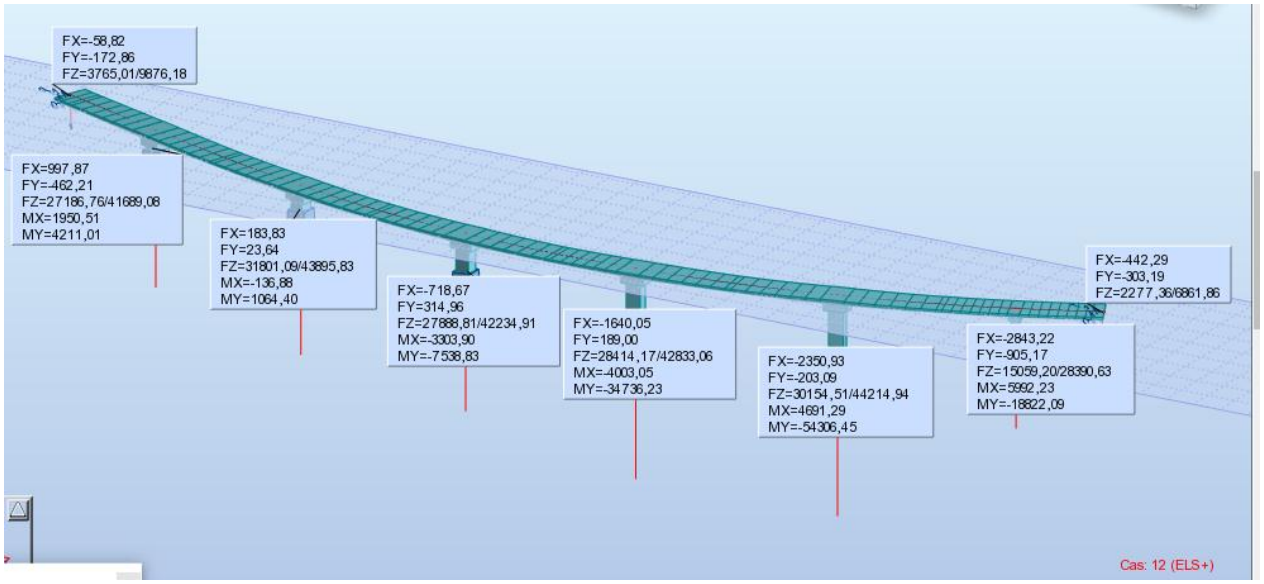
Annexe B.22- Etude transversal VSP à ELS.



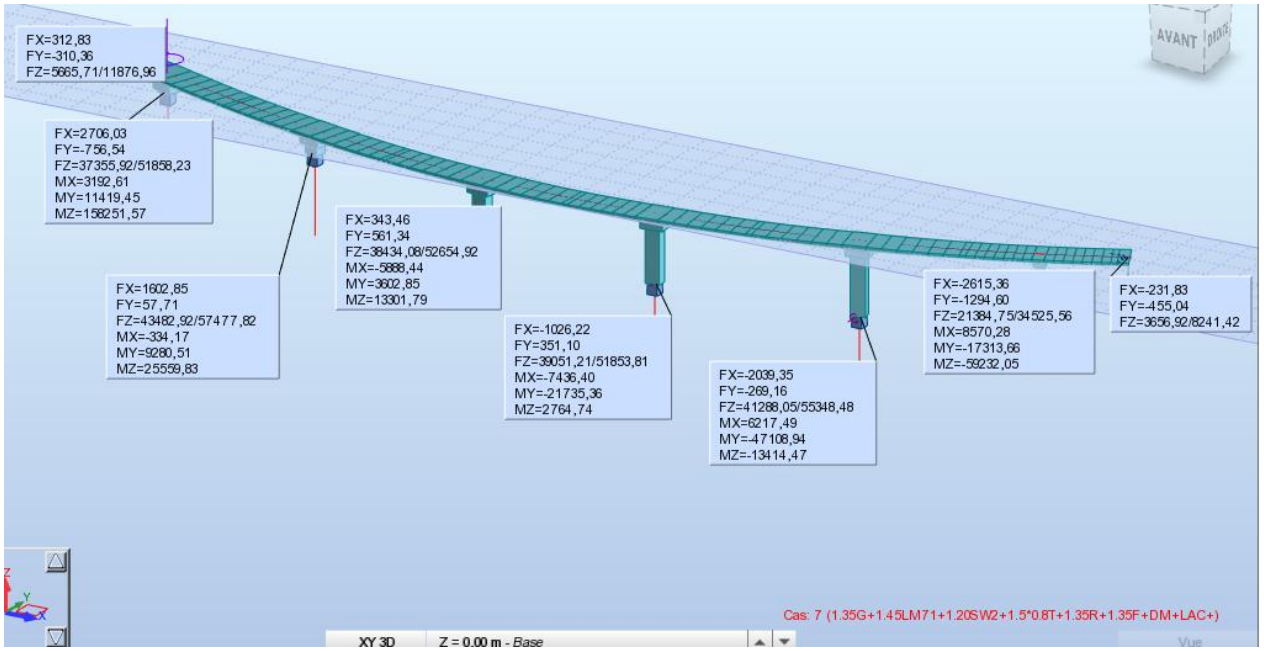
Annexe B.23- Etude transversal VSP à ELU.



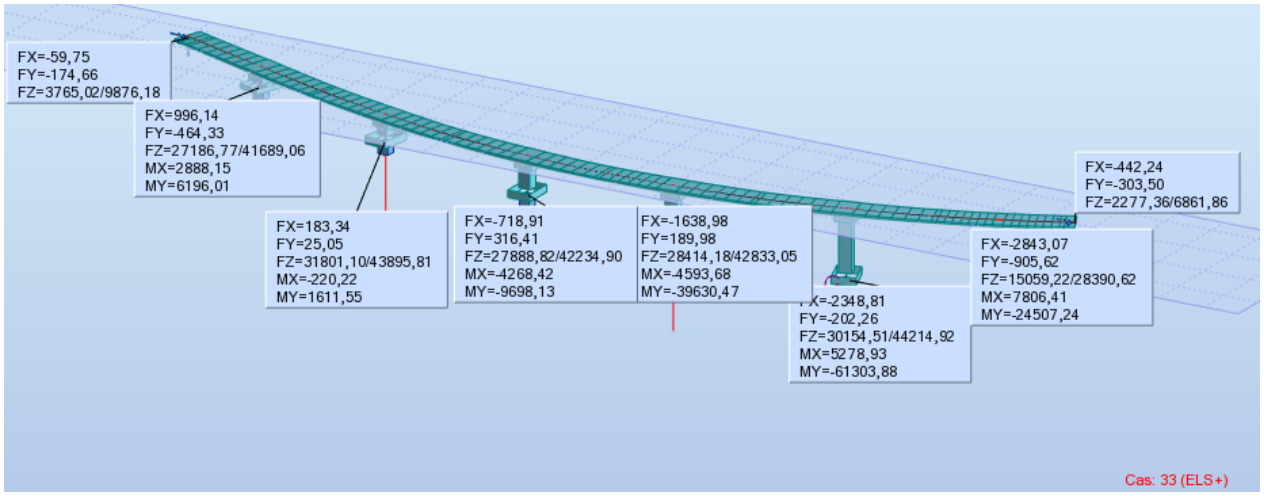
Annexe B.24-Vu en élévation.



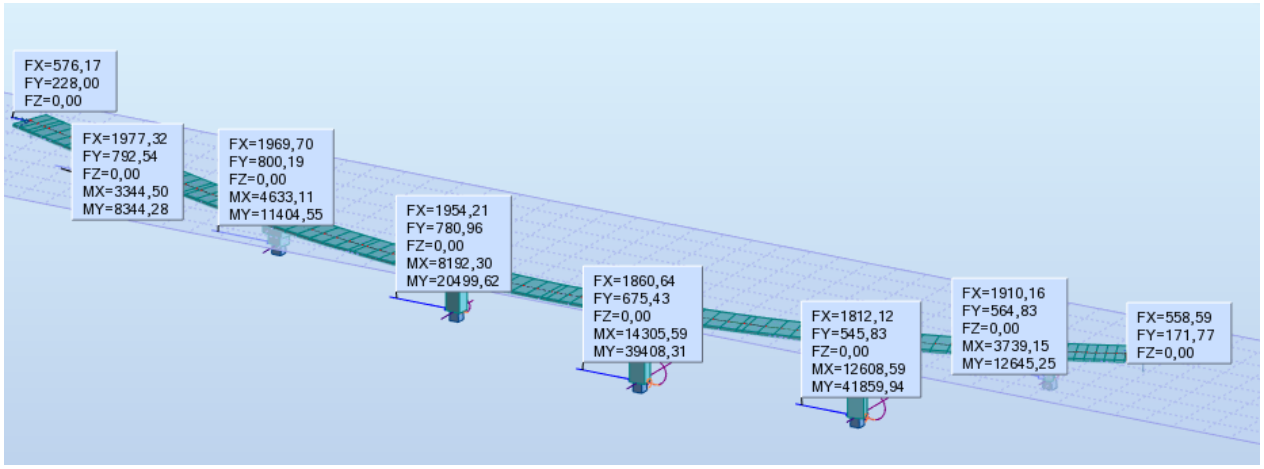
Annexe B.25-Etude statique sous la combinaison G + Gr26 + 0.8T + $R_{retrait}$ + F_{fluage}.



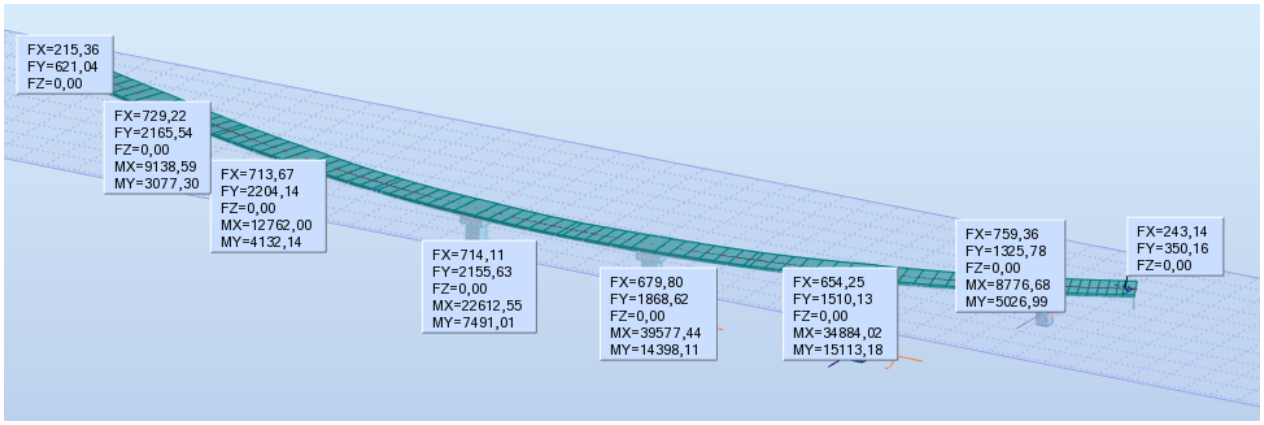
Annexe B.26-Etude statique sous la combinaison 1.35G +1.45LM71+1.20SW2+ 1.2T +1.35R_{etrait} + 1.35F_{luage}



Annexe B.27-Etude statique des fondations sous la combinaison G + Gr26 + 0.8T + $R_{retrait}$ + F_{fluage}.



Annexe B.28-Etude sismique sous la combinaison Ex+0.3Ey



Annexe B.29-Etude sismique sous la combinaison 0.3Ex+ Ey

Annexes C.1- Pertes de tension par frottement de fléau type 1.

X	Câbles	L	α_1	α_2	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
4	**C1**	-			16.89	0.00						
4	**C2**	-			16.89	0.00						
9	**C3**	5.00			59.55	43.18	0.00					
9	**C4**	5.00			59.55	43.18	0.00					
14	**C5**	5.00			100.65	84.77	64.65	0.00				
14	**C6**	5.00			100.65	84.77	64.65	0.00				
19	**C7**	5.00			152.94	137.69	118.37	64.65	0.00			
19	**C8**	5.00			152.94	137.69	118.37	64.65	0.00			
24	**C9**				202.90	188.25	169.70	150.86	64.65	0.00		
24	**C10**				202.90	188.25	169.70	150.86	64.65	0.00		
29	**C11**	-			117.99	102.32	82.46	62.31	41.85	21.08	0.00	
29	**C12**				117.99	102.32	82.46	62.31	41.85	21.08	0.00	
34	**C13**	-			137.31	121.87	102.32	82.46	62.31	41.85	21.08	0.00
34	**C14**	-			137.31	121.87	102.32	82.46	62.31	41.85	21.08	0.00
Moyenne					**112.60**	**96.87**	**89.58**	**72.06**	**42.20**	**20.98**	**10.54**	**0.00**
EN (%)					**7.95**	**6.84**	**6.33**	**5.09**	**2.98**	**1.48**	**0.74**	**0.00**

Annexes C.2- Pertes de tension par recul de l'ancrage de fléau type 1.

X	Câbles	L	β	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
4.00	**C1**	4.00	0.000	0.003	9.46	78.01	111.99						
4.00	**C2**	4.00	0.000	0.003	9.46	78.01	111.99						
9.00	**C3**	5.00			8.07	-	25.12	111.47					
9.00	**C4**	5.00			8.07	-	25.12	111.47					

14.00	**C5**	5.00			6.25	-	-	10.09	139.38				
14.00	**C6**	5.00			6.25	-	-	10.09	139.38				
19.00	**C7**	5.00			5.50	-	-	-	10.81	140.11			
19.00	**C8**	5.00			5.50	-	-	-	10.81	140.11			
24.00	**C9**	5.00			5.32	-	-	-	-	11.00	140.30		
24.00	**C10**	5.00			5.32	-	-	-	-	11.00	140.30		
29.00	**C11**	9.46	0.000	0.003	9.46	-	-	-	-	-	37.88	80.36	
29.00	**C12**	9.46	0.000	0.003	9.46	-	-	-	-	-	37.88	80.36	
34.00	**C13**	9.46	0.000	0.003	9.46	-	-	-	-	-	-	37.88	80.36
34.00	**C14**	9.46	0.000	0.003	9.46	-	-	-	-	-	-	37.88	80.36
Moyenne						**11.14**	**19.59**	**20.26**	**30.04**	**37.78**	**59.39**	**59.12**	**80.36**
En (%)						**0.79**	**1.38**	**1.43**	**2.12**	**2.67**	**4.19**	**4.17**	**5.67**

Annexes C.3- Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension de fléau type 1.

Abcs	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)	la somme des pertes frt+ an
Axe VSP	**28**	2.39	0.406	1.98	86.38	16.22	272.57	2.71	4.98	**0.35**	**8.74**
FIN VSP	**28**	2.39	0.406	1.98	86.38	16.22	216.31	2.73	8.51	**0.60**	**8.22**
FIN V1	**24**	2.26	0.387	1.87	56.60	14.77	155.87	2.74	8.92	**0.63**	**7.76**
FIN V2	**20**	1.87	0.400	1.47	36.39	13.53	105.43	2.72	7.90	**0.56**	**8.45**
FIN V3	**16**	1.38	0.420	0.96	25.01	12.48	64.67	2.81	7.31	**0.52**	**5.65**
FIN V4	**12**	1.34	0.453	0.88	17.84	11.71	32.79	2.80	7.19	**0.51**	**5.68**
FIN V5	**8**	1.21	0.320	0.89	14.09	11.23	9.34	2.83	7.13	**0.50**	**4.92**
FIN V6	**4**	1.17	0.320	0.85	12.62	11.14	0.00	2.80	4.37	**0.31**	**5.67**

Annexes C.4- Pertes de tension par fluage de fléau type 1.

Abcs	N° câbles	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	**28**	2.39	0.41	1.98	86.38	16.22	175.50	2.70	53.93	**3.81**
FIN VSP	**28**	2.39	0.41	1.98	86.38	16.22	134.13	2.71	66.79	**4.72**
FIN V1	**24**	2.26	0.39	1.87	56.60	14.77	91.10	2.72	72.16	**5.10**
FIN V2	**20**	1.87	0.40	1.47	36.39	13.53	56.97	2.71	64.72	**4.57**
FIN V3	**16**	1.38	0.42	0.96	25.01	12.48	31.38	2.79	53.01	**3.74**
FIN V4	**12**	1.34	0.45	0.88	17.84	11.71	13.64	2.79	48.19	**3.40**
FIN V5	**8**	1.21	0.32	0.89	14.09	11.23	3.35	2.81	40.43	**2.86**
FIN V6	**4**	1.17	0.32	0.85	12.62	11.14	0.00	2.80	21.77	**1.54**

Annexes C.5- Pertes de tension par relaxation de fléau type 1.

Abcs	N° câbles	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	**28**	1287.27	0.727	0.43	57.40	**4.05**
FIN VSP	**28**	1291.03	0.729	0.43	57.98	**4.09**
FIN V1	**24**	1297.23	0.733	0.43	58.94	**4.16**
FIN V2	**20**	1288.48	0.728	0.43	57.59	**4.07**
FIN V3	**16**	1328.72	0.751	0.43	63.92	**4.51**
FIN V4	**12**	1328.44	0.751	0.43	63.87	**4.51**
FIN V5	**8**	1339.21	0.757	0.43	65.61	**4.63**
FIN V6	**4**	1331.28	0.752	0.43	64.33	**4.54**

Annexes C.6- Pertes totales de fléau type 1.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
PERTES DIFFEREES	9.87	10.81	11.25	10.64	10.19	9.85	9.40	8.01
PERTES INSTANTANES	9.09	8.83	8.39	7.77	6.16	6.18	5.42	5.98
Total (%)	**18.96**	**19.64**	**19.64**	**18.41**	**16.35**	**16.03**	**14.82**	**13.99**

Annexes C.7- Pertes de tension par frottement de fléau type 2.

X	Câbles	L	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7
2	**C1**	-	8.47	0.00							
2	**C2**	-	8.47	0.00							
5	**C3**	3.00	56.02	47.84	0.00						
5	**C4**	3.00	56.02	47.84	0.00						
8	**C5**	3.00	94.39	86.43	74.41	0.00					
8	**C6**	3.00	94.39	86.43	74.41	0.00					
11	**C7**	3.00	160.73	153.18	141.76	74.41	0.00				
11	**C8**	3.00	160.73	153.18	141.76	74.41	0.00				
14	**C9**		222.63	215.45	204.60	193.64	74.41	0.00			
17	**C10**		233.32	226.21	215.45	204.60	193.64	74.41	0.00		
20	**C11**		82.46	74.44	62.31	50.07	37.72	25.26	12.69	0.00	
23	**C12**		94.41	86.46	74.44	62.31	50.07	37.72	25.26	12.69	0.00
Moyenne			**106.004**	**98.12**	**98.91**	**82.43**	**59.31**	**34.35**	**12.65**	**6.34**	**0.00**
EN (%)			**7.49**	**6.93**	**6.99**	**5.82**	**4.19**	**2.43**	**0.89**	**0.45**	**0.00**

Annexes C.8- Pertes de tension par recul de l'ancrage de fléau type 2.

X	Câbles	L	β	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7
2.00	**C1**	2.00	0.000	0.003	9.46	181.5	198.50							
2.00	**C2**	2.00	0.000	0.003	9.46	181.5	198.50							
5.00	**C3**	5.00	0.127	0.008	5.77	-	64.57	133.16						
5.00	**C4**	5.00	0.127	0.008	5.77	-	64.57	133.16						
8.00	**C5**	8.00			6.95	-	7.48	31.52	180.35					
8.00	**C6**	8.00			6.95	-	7.48	31.52	180.35					
11.0	**C7**	3.00			4.00	-	-	-	44.80	193.63				
11.0	**C8**	3.00			4.00	-	-	-	44.80	193.63				
14.0	**C9**	3.00			3.60	-	-	-	-	47.52	196.34			
17.0	**C10**	3.00			3.60	-	-	-	-	-	47.52	196.34		
20.0	**C11**	9.46	0.000	0.003	9.46		-	-	-	3.89	29.38	54.87	80.36	
23.00	**C12**	9.46	0.000	0.003	9.46	-	-	-	-	-	3.89	29.38	54.87	80.36
Moyenne						**33.00**	**45.09**	**32.94**	**56.29**	**73.11**	**69.28**	**93.53**	**67.61**	**80.36**
En (%)						**2.33**	**3.18**	**2.33**	**3.98**	**5.16**	**4.89**	**6.61**	**4.77**	**5.67**

Annexes C.9- Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension de fléau type 2

Abcs	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)	la somme des pertes frt+ an
Axe VSP	**24**	1.17	0.420	0.75	12.62	11.14	99.37	2.68	7.24	**0.51**	**9.82**
FIN VSP	**24**	1.17	0.420	0.75	12.62	11.14	84.27	2.67	9.53	**0.67**	**10.11**
FIN V1	**20**	1.17	0.400	0.77	12.62	11.14	63.77	2.70	9.20	**0.65**	**9.31**
FIN V2	**16**	1.17	0.420	0.75	12.62	11.14	46.02	2.68	8.00	**0.57**	**9.80**
FIN V3	**12**	1.17	0.453	0.72	12.62	11.14	31.01	2.70	6.49	**0.46**	**9.35**
FIN V4	**8**	1.17	0.520	0.65	12.62	11.14	18.75	2.76	4.62	**0.33**	**7.32**
FIN V5	**6**	1.17	0.453	0.72	12.62	11.14	9.24	2.75	4.30	**0.30**	**7.50**
FIN V6	**4**	1.17	0.320	0.85	12.62	11.14	2.48	2.82	3.93	**0.28**	**5.22**
FIN V7	**2**	1.17	0.320	0.85	12.62	11.14	0.00	2.80	2.18	**0.15**	**5.67**

Annexes C.10- Pertes de tension par fluage de fléau de fléau type 2

Abcs	N° câbles	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	**24**	1.17	0.42	0.75	12.62	11.14	71.42	2.67	**57.46**	**4.06**
FIN VSP	**24**	1.17	0.42	0.75	12.62	11.14	59.40	2.65	**66.31**	**4.68**
FIN V1	**20**	1.17	0.40	0.77	12.62	11.14	43.64	2.68	**61.52**	**4.34**
FIN V2	**16**	1.17	0.42	0.75	12.62	11.14	30.31	2.67	**51.85**	**3.66**
FIN V3	**12**	1.17	0.45	0.72	12.62	11.14	19.40	2.68	**40.88**	**2.89**
FIN V4	**8**	1.17	0.52	0.65	12.62	11.14	10.91	2.75	**28.33**	**2.00**
FIN V5	**6**	1.17	0.45	0.72	12.62	11.14	4.85	2.74	**24.69**	**1.74**
FIN V6	**4**	1.17	0.32	0.85	12.62	11.14	1.12	2.81	**20.82**	**1.47**
FIN V7	**2**	1.17	0.32	0.85	12.62	11.14	0.00	2.80	**10.87**	**0.77**

Annexes C.11- Pertes de tension par relaxation de fléau type 2.

Abcs	N° câbles	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	**24**	1269.76	0.717	0.43	**54.74**	**3.87**
FIN VSP	**24**	1263.26	0.714	0.43	**53.76**	**3.80**
FIN V1	**20**	1274.95	0.720	0.43	**55.52**	**3.92**
FIN V2	**16**	1269.28	0.717	0.43	**54.66**	**3.86**
FIN V3	**12**	1277.09	0.722	0.43	**55.84**	**3.94**
FIN V4	**8**	1307.74	0.739	0.43	**60.58**	**4.28**
FIN V5	**6**	1305.52	0.738	0.43	**60.23**	**4.25**
FIN V6	**4**	1338.11	0.756	0.43	**65.43**	**4.62**
FIN V7	**2**	1333.47	0.753	0.43	**64.68**	**4.57**

Annexes C.12- Pertes totales de fléau type 2.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7
PERTES DIFFEREES	9.963	10.530	10.295	9.563	8.857	8.249	7.972	8.005	7.258
PERTES INSTANTANES	10.328	10.787	9.961	10.362	9.810	7.645	7.802	5.501	5.829
Total (%)	**20.29**	**21.32**	**20.26**	**19.92**	**18.67**	**15.89**	**15.77**	**13.51**	**13.09**

Annexes C.13- Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : État pont à vide.

Vérification des Contraintes Cas Vide

Desg	X (m)	M (MN.m)	n câble fléau	n câble Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	obs
début VC 01	**-**	0.00	0	6	0.00	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	-1.27	6.36	✓
début VSC C01-P01	**3.00**	9.34	2	6	4.46	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.43	4.75	✓
début V 03	**5.00**	13.36	4	6	8.92	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	1.62	3.90	✓
début V 04	**8.00**	16.38	6	6	13.38	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.73	3.20	✓
début V 05	**11.00**	15.79	8	6	17.84	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	3.50	3.03	✓
début V 06	**14.00**	11.59	10	6	22.30	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	3.93	3.38	✓
début V 07	**17.00**	3.77	12	4	26.76	12.72	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.45	2.13	✓
début V 08	**20.00**	-7.67	16	4	35.68	12.72	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.04	3.26	✓
début V 09	**23.00**	-22.72	20	0	44.60	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	6.13	0.68	✓
début VSP P 01	**26.00**	-41.37	24	0	53.52	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	6.05	2.86	✓
AXE VSP P 01	**28.00**	-55.81	24	0	53.52	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.71	4.96	✓
début V 12	**30.00**	-36.67	24	2	53.52	6.36	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	6.06	4.30	✓
début V 13	**33.00**	-10.94	20	4	44.60	12.72	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	6.38	3.21	✓
début V 14	**36.00**	11.17	16	8	35.68	25.44	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.95	4.77	✓

début V 15	**39.00**	29.67	12	12	26.76	38.17	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.17	6.85	✓
début V 16	**42.00**	44.55	8	14	17.84	44.53	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.48	7.34	✓
début V 17	**45.00**	55.81	6	16	13.38	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.28	8.09	✓
début V 18	**48.00**	63.44	4	16	8.92	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.17	7.24	✓
début VSC P01-P02	**51.00**	67.45	2	16	4.46	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	3.72	6.92	✓
début V 20	**53.00**	68.18	4	16	8.92	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.61	6.56	✓
début V 21	**58.00**	62.95	8	16	17.84	50.89	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	5.51	7.08	✓
début V 22	**63.00**	47.62	12	14	26.76	44.53	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	5.73	6.63	✓
début V 23	**68.00**	21.62	16	12	35.68	38.17	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	4.75	7.96	✓
début V 24	**73.00**	-15.52	20	8	44.60	25.44	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.23	5.11	✓
début V 25	**78.00**	-64.27	24	4	53.52	12.72	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.06	3.76	✓
début VSP P 02	**83.00**	-125.08	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.04	4.54	✓
AXE VSP P 02	**87.00**	-182.74	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.66	5.64	✓
début V 28	**91.00**	-122.78	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.11	4.45	✓
début V 29	**96.00**	-59.14	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.01	4.80	✓
début V 30	**101.00**	-7.59	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.34	6.07	✓
début V 31	**106.00**	32.36	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	5.05	8.83	✓

début V 32	**111.00**	61.17	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	6.03	8.92	✓
début V 33	**116.00**	79.33	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	6.13	9.01	✓
début VSC P02-P03	**121.00**	87.39	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.55	8.01	✓
début V 35	**123.00**	87.80	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.59	7.95	✓
début V 36	**128.00**	82.02	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	6.36	8.65	✓
début V 37	**133.00**	66.12	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	6.40	8.35	✓
début V 38	**138.00**	39.57	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	5.45	8.13	✓
début V 39	**143.00**	1.90	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.82	5.41	✓
début V 40	**148.00**	-47.40	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.48	4.21	✓
début VSP P 03	**153.00**	-108.74	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.49	3.86	✓
AXE VSP P 03	**157.00**	-165.63	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.14	4.93	✓
début V 43	**161.00**	-112.59	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.39	4.02	✓
début V 44	**166.00**	-66.03	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	4.73	5.15	✓
début V 45	**171.00**	-27.30	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	4.32	7.43	✓
début V 46	**176.00**	3.89	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	3.48	11.59	✓
début V 47	**181.00**	27.85	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	3.53	12.73	✓
début V 48	**186.00**	44.90	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	3.17	13.65	✓

début VSC P03-P04	**191.00**	55.41	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.58	12.65	✓
début V 50	**193.00**	58.22	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.84	12.24	✓
début V 51	**198.00**	58.30	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	4.32	11.85	✓
début V 52	**203.00**	48.34	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	5.07	10.39	✓
début V 53	**208.00**	27.70	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	4.80	9.28	✓
début V 54	**213.00**	-4.07	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.52	5.82	✓
début V 55	**218.00**	-47.46	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.47	4.21	✓
début VSP P 04	**223.00**	-102.91	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.66	3.62	✓
AXE VSP P 04	**227.00**	-156.37	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.39	4.54	✓
début V 58	**231.00**	-100.06	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.73	3.50	✓
début V 59	**236.00**	-41.05	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.73	3.89	✓
début V 60	**241.00**	5.92	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	6.03	5.14	✓
début V 61	**246.00**	41.27	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	5.55	7.97	✓
début V 62	**251.00**	65.48	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	6.35	8.42	✓
début V 63	**256.00**	79.05	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	6.11	9.05	✓
début VSC P04-P05	**261.00**	82.52	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.10	8.72	✓
début V 65	**263.00**	81.15	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.97	8.92	✓

début V 66	**268.00**	70.75	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	5.39	10.17	✓
début V 67	**273.00**	50.24	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	5.21	10.17	✓
début V 68	**278.00**	19.08	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	4.32	10.12	✓
début V 69	**283.00**	-23.22	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	4.53	7.15	✓
début V 70	**288.00**	-77.14	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	4.29	5.71	✓
début VSP P 05	**293.00**	-143.11	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.54	5.30	✓
AXE VSP P 05	**297.00**	-204.97	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.05	6.57	✓
début V 73	**301.00**	-143.72	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.53	5.32	✓
début V 74	**306.00**	-78.49	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	4.23	5.77	✓
début V 75	**311.00**	-25.32	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	4.43	7.29	✓
début V 76	**316.00**	16.20	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	4.16	10.39	✓
début V 77	**321.00**	46.57	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	4.94	10.59	✓
début V 78	**326.00**	66.27	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	5.01	10.77	✓
début VSC P05-P06	**331.00**	75.88	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.48	9.68	✓
début V 80	**333.00**	76.96	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.58	9.52	✓
début V 81	**338.00**	72.57	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	5.55	9.92	✓
début V 82	**343.00**	58.01	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	5.79	9.28	✓

début V 83	**348.00**	32.68	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	5.07	8.80	✓
début V 84	**353.00**	-3.90	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.52	5.81	✓
début V 85	**358.00**	-52.23	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.28	4.45	✓
début VSP P 06	**363.00**	-112.76	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.38	4.03	✓
AXE VSP P 06	**367.00**	-170.76	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.00	5.14	✓
début V 88	**371.00**	-118.34	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	4.23	4.26	✓
début V 89	**376.00**	-63.97	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	4.81	5.04	✓
début V 90	**381.00**	-22.20	20	8	44.60	25.44	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	4.89	5.57	✓
début V 91	**386.00**	7.43	16	8	35.68	25.44	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	4.54	5.52	✓
début V 92	**391.00**	25.42	12	8	26.76	25.44	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	5.14	3.42	✓
début V 93	**396.00**	32.29	8	8	17.84	25.44	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	4.43	2.95	✓
début VSC P06-C02	**401.00**	28.64	4	8	8.92	25.44	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.62	3.81	✓
début V 95	**403.00**	24.21	0	6	0.00	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.98	2.85	✓
début V 96	**406.00**	14.32	0	2	0.00	6.36	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.91	0.04	✓
fin	**409.00**	0.00	0	0	0.00	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.00	0.00	✓

Annexes C.14- Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : État pont charge.

Vérification des Contraintes Cas charge

Desg	**X (m)**	**M (MN.m)**	**n câble**	**n câble**	**P F**	**P C**	**s (m2)**	**i (m4)**	**v (m)**	**v' (m)**	**ef (m)**	**ec (m)**	**σSup (MPa)**	**σInf (MPa)**	**obs**

			fleau	Cont											
début VC 01	-	0.00	0	6	0.00	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	-1.27	6.36	✓
début VSC C01-P01	**3.00**	17.00	2	6	4.46	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	1.14	3.64	✓
début V 03	**5.00**	24.90	4	6	8.92	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.70	2.23	✓
début V 04	**8.00**	32.01	6	6	13.38	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	4.18	0.94	✓
début V 05	**11.00**	33.43	8	6	17.84	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.14	0.47	✓
début V 06	**14.00**	-11.68	10	6	22.30	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	1.77	6.75	✓
début V 07	**17.00**	-24.46	12	4	26.76	12.72	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	1.83	6.22	✓
début V 08	**20.00**	-40.83	16	4	35.68	12.72	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	1.96	8.07	✓
début V 09	**23.00**	-60.83	20	0	44.60	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.59	6.21	✓
début VSP P 01	**26.00**	-84.94	24	0	53.52	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.00	9.18	✓
AXE VSP P 01	**28.00**	-105.62	24	0	53.52	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.08	12.18	✓
début V 12	**30.00**	-74.27	24	2	53.52	6.36	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	2.57	9.75	✓
début V 13	**33.00**	5.61	20	4	44.60	12.72	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	7.92	0.81	✓
début V 14	**36.00**	22.85	16	8	35.68	25.44	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	7.03	3.08	✓
début V 15	**39.00**	40.76	12	12	26.76	38.17	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	6.20	5.25	✓
début V 16	**42.00**	66.82	8	14	17.84	44.53	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	6.55	4.11	✓
début V 17	**45.00**	87.19	6	16	13.38	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	7.20	3.54	✓

début V 18	**48.00**	101.87	4	16	8.92	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	7.74	1.67	✓
début VSC P01-P02	**51.00**	110.84	2	16	4.46	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	7.75	0.63	✓
début V 20	**53.00**	113.70	4	16	8.92	50.89	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	8.84	-0.04	✓
début V 21	**58.00**	110.25	8	16	17.84	50.89	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	9.57	0.71	✓
début V 22	**63.00**	92.64	12	14	26.76	44.53	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	9.11	1.48	✓
début V 23	**68.00**	85.62	16	12	35.68	38.17	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	8.28	1.77	✓
début V 24	**73.00**	-63.84	20	8	44.60	25.44	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	2.75	8.44	✓
début V 25	**78.00**	-120.66	24	4	53.52	12.72	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	2.81	6.60	✓
début VSP P 02	**83.00**	-189.53	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.26	7.24	✓
AXE VSP P 02	**87.00**	-254.81	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	0.67	8.65	✓
début V 28	**91.00**	-170.67	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.78	6.45	✓
début V 29	**96.00**	-44.03	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.61	4.04	✓
début V 30	**101.0**	7.78	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	6.12	5.01	✓
début V 31	**106.0**	68.03	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	7.02	5.38	✓
début V 32	**111.00**	111.61	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	9.81	3.15	✓
début V 33	**116.00**	138.95	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	11.26	0.97	✓
début VSC P02-P03	**121.00**	150.60	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	11.42	-1.15	✓

début V 35	**123.00**	151.12	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	11.47	-1.23	✓
début V 36	**128.00**	142.66	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	11.58	0.47	✓
début V 37	**133.00**	118.53	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	10.33	2.36	✓
début V 38	**138.00**	78.17	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	7.58	4.40	✓
début V 39	**143.00**	-36.71	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	3.84	8.08	✓
début V 40	**148.00**	-91.71	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	3.71	6.44	✓
début VSP P 03	**153.00**	-158.75	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.11	5.95	✓
AXE VSP P 03	**157.00**	-235.03	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	1.22	7.83	✓
début V 43	**161.00**	-171.02	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.77	6.46	✓
début V 44	**166.00**	-50.84	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	5.34	4.38	✓
début V 45	**171.00**	-13.39	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.04	6.47	✓
début V 46	**176.00**	33.80	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	5.13	8.69	✓
début V 47	**181.00**	70.05	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	6.70	7.90	✓
début V 48	**186.00**	95.71	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	7.54	6.80	✓
début VSC P03-P04	**191.00**	111.10	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	7.75	4.57	✓
début V 50	**193.00**	114.99	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	8.11	4.01	✓
début V 51	**198.00**	114.85	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	9.19	4.22	✓

début V 52	**203.00**	99.66	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	8.92	4.52	✓
début V 53	**208.00**	68.11	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	7.03	5.37	✓
début V 54	**213.00**	-52.02	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	3.06	9.13	✓
début V 55	**218.00**	-102.89	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	3.26	7.00	✓
début VSP P 04	**223.00**	-165.81	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.92	6.25	✓
AXE VSP P 04	**227.00**	-227.27	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	1.43	7.50	✓
début V 58	**231.00**	-147.85	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	3.41	5.50	✓
début V 59	**236.00**	-179.43	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	0.20	10.86	✓
début V 60	**241.00**	26.71	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	7.10	3.70	✓
début V 61	**246.00**	77.98	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	7.57	4.42	✓
début V 62	**251.00**	116.65	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	10.19	2.57	✓
début V 63	**256.00**	139.09	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	11.27	0.95	✓
début VSC P04-P05	**261.00**	145.91	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	10.99	-0.47	✓
début V 65	**263.00**	144.57	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	10.86	-0.28	✓
début V 66	**268.00**	131.20	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	10.59	2.02	✓
début V 67	**273.00**	102.17	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	9.11	4.23	✓
début V 68	**278.00**	56.20	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	6.37	6.52	✓

début V 69	**283.00**	-68.49	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	2.21	10.27	✓
début V 70	**288.00**	-128.71	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	2.23	8.30	✓
début VSP P 05	**293.00**	-200.96	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	1.94	7.71	✓
AXE VSP P 05	**297.00**	-277.73	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	0.04	9.61	✓
début V 73	**301.00**	-204.71	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	1.84	7.87	✓
début V 74	**306.00**	-59.71	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	4.98	4.83	✓
début V 75	**311.00**	-6.96	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	5.37	6.02	✓
début V 76	**316.00**	53.05	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	6.20	6.83	✓
début V 77	**321.00**	96.32	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	8.67	4.90	✓
début V 78	**326.00**	123.33	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	9.92	3.08	✓
début VSC P05-P06	**331.00**	134.68	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	9.94	1.15	✓
début V 80	**333.00**	135.21	4	20	8.92	63.61	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	9.99	1.08	✓
début V 81	**338.00**	126.27	8	20	17.84	63.61	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	10.17	2.68	✓
début V 82	**343.00**	44.65	12	18	26.76	57.25	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	4.79	10.81	✓
début V 83	**348.00**	16.90	16	14	35.68	44.53	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	4.20	10.33	✓
début V 84	**353.00**	-22.10	20	10	44.60	31.81	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	4.59	7.07	✓
début V 85	**358.00**	-78.69	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	4.23	5.79	✓

début VSP P 06	**363.00**	-168.12	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.85	6.34	✓
AXE VSP P 06	**367.00**	-254.85	28	0	62.45	0.00	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	0.67	8.65	✓
début V 88	**371.00**	-194.30	28	2	62.45	6.36	16.22	86.38	2.39	3.61	2.24	3.46	2.13	7.44	✓
début V 89	**376.00**	-129.99	24	6	53.52	19.08	14.77	56.60	2.26	2.85	2.11	2.70	2.18	8.37	✓
début V 90	**381.00**	-78.29	20	8	44.60	25.44	13.53	36.39	1.87	2.51	1.72	2.36	2.01	9.44	✓
début V 91	**386.00**	43.69	16	8	35.68	25.44	12.48	25.01	1.38	2.42	1.23	2.27	6.54	2.01	✓
début V 92	**391.00**	63.93	12	8	26.76	25.44	11.71	17.84	1.34	2.04	1.19	1.89	8.03	-0.99	✓
début V 93	**396.00**	67.27	8	8	17.84	25.44	11.23	14.09	1.21	1.90	1.06	1.75	7.44	-1.77	✓
début VSC P06-C02	**401.00**	54.82	4	8	8.92	25.44	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	5.06	0.01	✓
début V 95	**403.00**	11.88	0	6	0.00	19.08	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	-0.16	4.64	✓
début V 96	**406.00**	8.04	0	2	0.00	6.36	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.32	0.95	✓
fin	**409.00**	0.00	0	0	0.00	0.00	11.14	12.62	1.17	1.83	1.02	1.68	0.00	0.00	✓

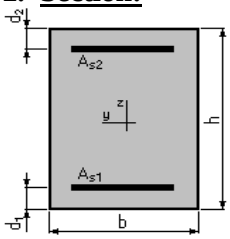
Calcul de Section en Flexion Composée âme

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	384,78	337,22
2.	ELU	543,44	485,88
3.	ELS	414,16	-142,45
4.	ELS	583,10	-203,75

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 15,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 375,0 (cm2)
théorique r = 0,40 (%)
minimum r_{min} = 0,20 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 384,78 (kN) M = 337,22 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,2 (cm)
Bras de levier: Z = 63,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 6,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 228,6 (MPa)
comprimée: s_s' = 69,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 543,44 (kN) M = 485,88 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,44 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,1 (cm)
Bras de levier: Z = 66,8 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 1,31 (‰)
Contrainte de l'aciertendue: s_s = 434,8 (MPa) comprimée: s_s' = 100,4 (MPa)

Cas N 3: Type ELS N = 414,16 (kN) M = -142,45 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,23
Position de l'axe neutre: y = 34,8 (cm)
Bras de levier: Z = 58,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 9,6 (MPa)
comprimée: s_s' = 25,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Cas N 4: Type ELS N = 583,10 (kN) M = -203,75 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,22
Position de l'axe neutre: y = 34,4 (cm)
Bras de levier: Z = 58,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 2,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 13,9 (MPa)
comprimée: s_s' = 35,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

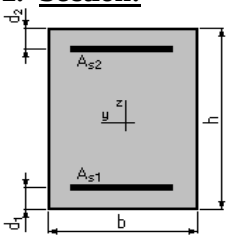
Calcul de Section en Flexion Composée hourdi ext

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	384,78	337,22
2.	ELU	543,44	485,88

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 8,0 (cm2)
théorique r = 0,22 (%)
minimum r_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas N1: Type ELS N = 384,78 (kN) M = 337,22 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 21,6 (cm)
Bras de levier: Z = 62,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 6,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Cas N2: Type ELU N = 543,44 (kN) M = 485,88 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,47 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,2 (cm)
Bras de levier: Z = 66,3 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 1,52 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: s_s = 434,8 (MPa)

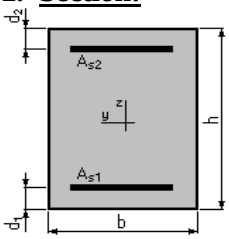
Vérification de Section en Flexion Composée hourdi ext

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 15,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
théorique r = 0,22 (%)
minimum r_{min} = 0,11 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:	**N** (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	14903,27	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	15076,28	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	19432,12	0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 14903,27 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 92,5 (cm)
Bras de levier: Z = 33,0 (cm)
Déformation de l'acier: e_S = 0,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3,07 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: s_S' = 149,0 (MPa)

Etat ELS N = 15076,28 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 539,2 (cm)
Bras de levier: Z = 33,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 18,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_S' = 310,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{S\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA N = 19432,12 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 92,8 (cm)
Bras de levier: Z = 32,9 (cm)
Déformation de l'acier: e_S = 0,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3,06 (‰)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_S' = 150,2 (MPa)

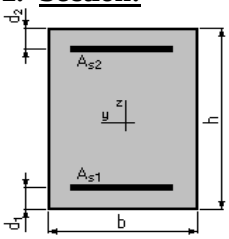
Calcul de Section en Flexion Composée hourdi inf

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	414,16	-142,45
2.	ELU	583,10	-203,75

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)

théorique r = 0,11 (%)
minimum r_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 414,16 (kN) M = -142,45(kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,81
Position de l'axe neutre: y = 30,3 (cm)
Bras de levier: Z = 59,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_s' = 27,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 583,10 (kN) M = -203,75 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,59 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 22,7 (cm)
Bras de levier: Z = 60,9 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 7,27 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 434,8 (MPa)

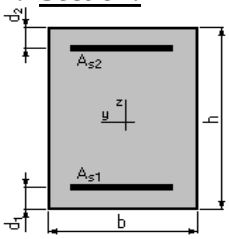
Vérification de Section en Flexion Composée hourdi inf

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
théorique r = 0,11 (%)
minimum r_{min} = 0,11 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:	**N** (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	14890,46	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	15379,94	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	19417,83	0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 14890,46 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 93,1 (cm)
Bras de levier: Z = 32,8 (cm)
Déformation de l'acier: e_S = 0,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3,05 (‰)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_S' = 151,5 (MPa)

Etat ELS N = 15379,94 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 977,8 (cm)
Bras de levier: Z = 33,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 21,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_S' = 313,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{S\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA N = 19417,83 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 93,2 (cm)
Bras de levier: Z = 32,7 (cm)
Déformation de l'acier: e_S = 0,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3,05 (‰)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_S' = 152,1 (MPa)

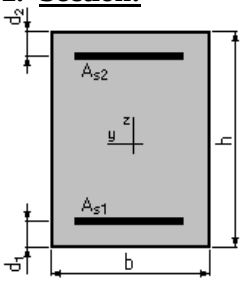
Calcul de Section en Flexion Simple hourdi ext vsc

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (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)	-611,82	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-429,41	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 32,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique r = 0,50 (%)
minimum r_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -611,82 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,9 (cm)
Bras de levier: Z = 61,5 (cm)
Déformation du béton: e_b = 1,58 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -429,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,7 (cm)
Bras de levier: Z = 58,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 7,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

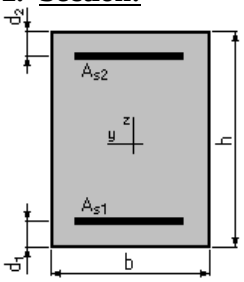
Vérification de Section en Flexion Simple hourdi sup ext

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 32,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,5 (cm2)
théorique r = 0,50 (%)
minimum r_{min} = 0,12 (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	-863,11
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-429,02
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	-999,34

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -863,11 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 41,4 (cm)
Bras de levier: Z = 48,4 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Etat ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -429,02 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 468,0 (cm)
Bras de levier: Z = 30,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 7,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -999,34 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:B
Position de l'axe neutre: y = 36,0 (cm)
Bras de levier: Z = 50,6 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 500,0 (MPa)

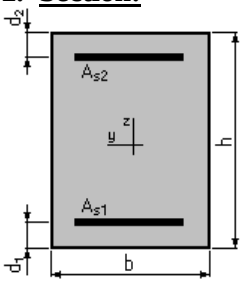
Calcul de Section en Flexion Simple hourdi inf vsc

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (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

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (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)	-47,70	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-34,58	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 7,5 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)

théorique r = 0,12 (%)

minimum r_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -47,70 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,41 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2,1 (cm)

Bras de levier: Z = 64,2 (cm)

Déformation du béton: e_b = 0,33 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -34,58 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,06

Position de l'axe neutre: y = 11,0 (cm)

Bras de levier: Z = 61,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 0,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier: comprimée: s_s' = 5,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

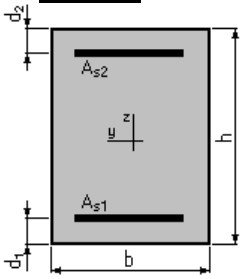
Vérification de Section en Flexion Simple hourdi inf vsc

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (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

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 70,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 7,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,5 (cm2)
théorique r = 0,12 (%)
minimum r_{min} = 0,12 (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	-209,28
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-105,16
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	-241,03

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -209,28 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 41,4 (cm)
Bras de levier: Z = 48,4 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Etat ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -105,16 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 468,0 (cm)
Bras de levier: Z = 30,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_s' = 15,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -241,03 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:B
Position de l'axe neutre: y = 36,0 (cm)
Bras de levier: Z = 50,6 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 500,0 (MPa)

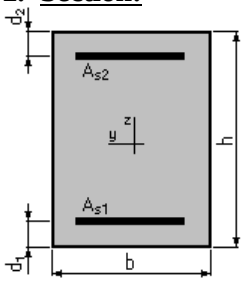
Vérification de Section en Flexion Simple hourdi inf vsc

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (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

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 7,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,5 (cm2)
théorique r = 0,12 (%)
minimum r_{min} = 0,12 (%)

Moments limites:	**M_{max}** (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	-209,28
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-105,16
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	-241,03

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -209,28 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 41,4 (cm)
Bras de levier: Z = 48,4 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Etat ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -105,16 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 468,0 (cm)
Bras de levier: Z = 30,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_s' = 15,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -241,03 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:B
Position de l'axe neutre: y = 36,0 (cm)
Bras de levier: Z = 50,6 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 500,0 (MPa)

Vérification de Section en Flexion Composée âme sup

1. Hypothèses:

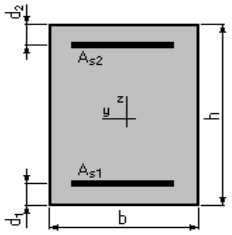
Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)



3. <u>Armatures:</u>

Section théorique A_{s1} = 18,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,5 (cm2)

théorique r = 0,29 (%)

minimum r_{min} = 0,12 (%)

4. <u>Excentricité des charges:</u>

Excentricité: e_Z = 0,0 (cm)

5. <u>Résultats:</u>

Capacités limites:

	N (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	13919,33	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	13920,75	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	18146,06	0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 13919,33 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 86,0 (cm)

Bras de levier: Z = 30,6 (cm)

Déformation de l'acier: e_S = 0,00 (‰)

Déformation du béton: e_b = 3,07 (‰)

Contrainte de l'acier:comprimée: s_S' = 149,8 (MPa)

Etat ELS N = 13920,75 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 405,8 (cm)

Bras de levier: Z = 31,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 17,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier: comprimée: s_S' = 309,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{S\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA N = 18146,06 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 86,3 (cm)

Bras de levier: Z = 30,5 (cm)

Déformation de l'acier: e_S = 0,00 (‰)

Déformation du béton: e_b = 3,07 (‰)

Contrainte de l'acier:comprimée: s_S' = 151,4 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée âme int vsc

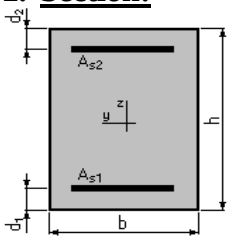
1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	408,75	-34,56
2.	ELU	574,76	-47,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,5 (cm2)
théorique r = 0,00 (%)
minimum r_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N1: Type ELS N = 408,75 (kN) M = -34,56 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 20,86
Position de l'axe neutre: y = 83,3 (cm)
Bras de levier: Z = 38,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

Cas N2: Type ELU N = 574,76 (kN) M = -47,70 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 18,43 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 66,8(cm)
Bras de levier: Z = 38,3 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 0,00(‰)
Déformation du béton: e_b = 3,50(‰)

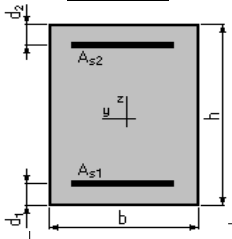
Vérification de Section en Flexion Composée âme int

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,5 (cm2)
théorique r = 0,00 (%)
minimum r_{min} = 0,12 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_z = 0,0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:	**N** (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	13883,33	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	14699,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	18108,70	0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 13883,33 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 30,0 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 2,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

Etat ELS N = 14699,90 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 30,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 21,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Etat ELA N = 18108,70 (kN) M = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 30,0 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 2,00 (‰)

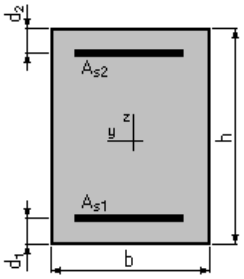
Calcul de Section en Flexion Simple Mur gard graf

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (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

2. Section:



b = 50,0 (cm)
h = 100,0 (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	362,45	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,8 (cm2)
théorique r = 0,43 (%)
minimum r_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 362,45 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 28,6 (cm)
Bras de levier: Z = 85,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: s_s = 207,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

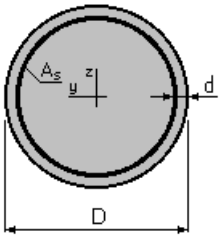
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée pieux pile

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	293.55	1202.73	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 166.3 (cm2)

Section minimum $A_{S\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique r = 0,36 (%)

minimum r_{min} = 0,10 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 7750,00 (kN) M_y = 1202,73 (kN*m) M_z = 1202,73 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 41.9 (cm)

Bras de levier: Z = 97.1 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: s_S = 207.3 (MPa)

comprimée: s_S' = 104.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{S\,lim}$ = 207,3 (MPa)

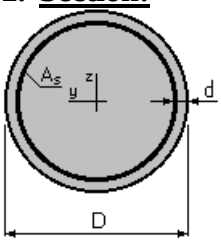
Calcul de Section en Flexion Composée pieux culée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	427.65	1752.10	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 250.8 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique r = 0,20 (%)

minimum r_{min} = 0,10 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N1: Type ELS N = 467.65 (kN) M_y = 226,49 (kN*m) M_z = 226,49 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1

Position de l'axe neutre: y = 45.8 (cm)

Bras de levier: Z = 95.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 9.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_s' = 55,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

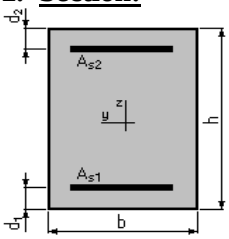
Calcul de Section en Flexion Composée mur frontale

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 200.0 (cm)
h = 100.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	13278.26	1664.76

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 40.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1000.0 (cm2)
théorique r = 0.20 (%)
minimum r_{min} = 0.20 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 13278.26 (kN) M = 1664.76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.46
Position de l'axe neutre: y = 119.3 (cm)
Bras de levier: Z = 57.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 11.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier: comprimée: s_s' = 159.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

ORGANIGRAMME OPTIMISATION SECETION EN BA

-Les données sur les matériaux utilisés
M_U ,M_{SER} ,fc28,fe ;
L'état de fissuration : préjudiciable(f=1) ;
très préjudiciable(f=2)
la durer d'application de charge t<24 ; t>24
$\varepsilon_l=2.17\times10^{-3}$ si fe=500MPa
$\varepsilon_l=1.74\times10^{-3}$ si fe=400MPa

$\mu_c=(3440\times\theta\times\frac{M_U}{M_{ser}}+49\times\frac{fc28}{\theta}-3050)/10^4$ si fe=400Mpa
avec $\theta=1\ si\ t>24\ \theta=0.9\ si\ 1<t<24\ ;\ \theta=0.85\ si\ t<1$
$\mu_c=(3220\times\theta\times\frac{M_U}{M_{ser}}+51\times\frac{fc28}{\theta}-3100)/10^4$ si fe=500Mpa
$ftj=0.6+0.06\times f_{c28}$;f_{su}=fe/1.15 ;fbu=0.85fc28 /(1.5 θ)
$\sigma'_{bc}=0.6f_{c28}$; $\sigma'_{st}=\min\{2/3fe\ ;\max(0.4fe\ ;88\sqrt{1.6\times ftj}$ si f=1
$\sigma'_{st}=\min\{0.8\times2/3fe\ ;\max(0.5fe\ ;110\sqrt{1.6\times ftj}$ si f=2

If 0.186 <= μ<μ_c/0.6
Soit w=b/h=0.3 ;h=$\sqrt[3]{\frac{M_U}{\frac{b}{h}\times0.9^2\times\mu\times fbu}}$ d=0.9×h , c'=0.1× h

b=(b/h)$\times h$ si b>0.25 recommandation RPA

H< 2(80 – (fe/10))

b/h<1

b/h=b/h+0.1

b/h<1

h=0.3
b=0.25

μ=μ+0.01

μ=μ+0.01

$\mu<=\mu_c$

$\alpha_c=\frac{1-(1-2\times\mu_c)^{1/2}}{0.8}$; z_c=d(1-0.4 α_c)
$\varepsilon_s=3.5\times10^{-3}\times((1/\alpha_c)-1)$
$\sigma_s=f_{su}$ si $\varepsilon_s>\varepsilon_l$ $\sigma_s=E_S\times\varepsilon_s$ si $\varepsilon_s<\varepsilon_l$
$\varepsilon'_s=\frac{3.5\times10-3}{\alpha c}\times\frac{d-c\prime}{d}-\varepsilon_s$
$\sigma'_s=f_{su}$ si $\varepsilon'_s>\varepsilon_l$ $\sigma'_s=E_S\times\varepsilon'_s$ si $\varepsilon'_s<\varepsilon_l$
$A'_s=\frac{M_U-M_C}{(d-c')\times\sigma'_s}$; $A_s=[\frac{M_U-M_C}{(d-c')}+\frac{M_U}{Zc}]\times\frac{1}{\sigma_s}$
$A_{S\ min}=0.238\times\frac{ftj}{fe}\times bd$

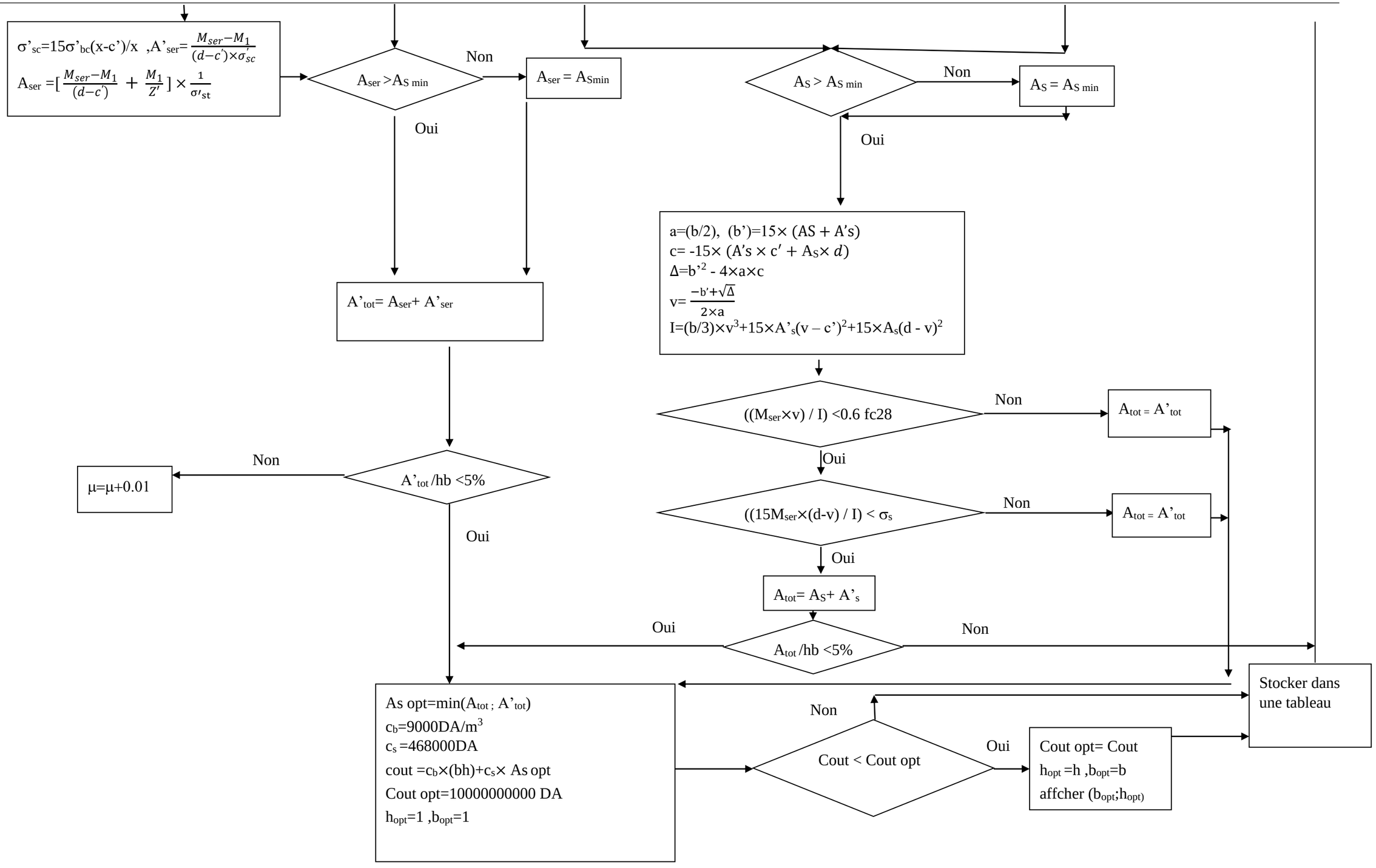
$\alpha=\frac{1-(1-2\times\mu)^{1/2}}{0.8}$; z=d(1-0.4 α)
$\varepsilon_s=3.5\times10^{-3}\times((1/\alpha)-1)$
$\sigma_s=f_{su}$ si $\varepsilon_s>\varepsilon_l$; $\sigma_s=E_S\times\varepsilon_s$ si $\varepsilon_s<\varepsilon_l$
$A_S=\frac{M_U}{Z\times\sigma_S}$; $A'_s=A_s/3$
$A_{S\ min}=0.238\times\frac{ftj}{fe}\times bd$

$M_{ser}<M_1$

$A_{ser}=\frac{Mser}{z'\times\sigma_{st}}$
$A'_{ser}=A_{ser}/3$

$M_{ser}-M_{1=}<0.4\ M_{ser}$

Oui
Non


σ'sc=15σ'bc(x-c')/x ,A'ser= $\frac{M_{ser}-M_1}{(d-c')\times\sigma'_{sc}}$
Aser =[$\frac{M_{ser}-M_1}{(d-c')}$ + $\frac{M_1}{Z'}$] × $\frac{1}{\sigma'_{st}}$
Aser >AS min
Non
Aser = ASmin
Oui
AS > AS min
Non
AS = AS min
Oui
A'tot= Aser+ A'ser
a=(b/2), (b')=15× (AS + A's)
c= -15× (A's × c' + AS× d)
Δ=b'2 - 4×a×c
v= $\frac{-b'+\sqrt{\Delta}}{2\times a}$
I=(b/3)×v3+15×A's(v – c')2+15×As(d - v)2
((Mser×v) / I) <0.6 fc28
Non
Atot = A'tot
Oui
((15Mser×(d-v) / I) < σs
Non
Atot = A'tot
Oui
Atot= AS+ A's
A'tot /hb <5%
Non
μ=μ+0.01
Oui
Atot /hb <5%
Oui
Non
As opt=min(Atot ; A'tot)
cb=9000DA/m3
cs =468000DA
cout =cb×(bh)+cs× As opt
Cout opt=10000000000 DA
hopt=1 ,bopt=1
Cout < Cout opt
Non
Oui
Cout opt= Cout
hopt =h ,bopt=b
affcher (bopt;hopt)
Stocker dans une tableau